División de Educación Contin[illegible]tad de Ingeniería-UNAM

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CARRETERAS

(175 horas)

Módulo I. PLANIFICACION Y PROYECTO

(40 horas)

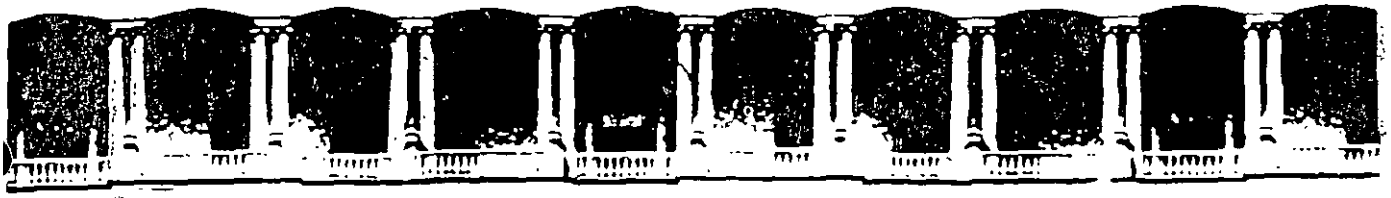
COORDINADOR: M.I. RAUL VICENTE OROZCO SANTOYO

1) PLANIFICACION (8 h)

PROFESOR	TEMA	FECHA (2000)	HORARIO
Raúl Vicente Orozco Santoyo	**Introducción** Actividades de los responsables Definición de elementos básicos y niveles de calidad característicos	Lunes 3 de julio (8 horas)	8:30 a 9:00
Ricardo Erazo García Cano *Alma Rosa Mercado Díaz*	**Modelos de justificación económica.** Indicadores de beneficios y costos totales actualizados. Ejemplos de aplicación **Alternativas de solución.** Planes generales de desarrollo por etapas Ejemplos de aplicación. **Estudios de gran visión:** Estadísticos, económicos, tránsito, transporte, geotécnicos, hidrológicos, hidráulicos, ecológicos...		9:00 a 13:30
Enrique Padilla Corona	**Definición de criterios básicos.** Análisis de casos reales (proyecto, construcción, conservación y operación)		15.00 a 17 30
Raúl Vicente Orozco Santoyo	**Conclusiones y recomendaciones**		17:30 a 18 00

2) PROYECTO (32 h)

Raúl Vicente Orozco Santoyo	**Introducción.** Actividades de los responsables. Establecimiento detallado de niveles de calidad en planos de proyecto y especificaciones de construcción (geometría, acabados, materiales y procedimientos constructivos)	Martes 4 de julio (8 horas)	8:30 a 9:00
Alfredo Bonnin Arrieta	**Controles externos.** Dictámenes (CNA, INAH, SEMARNAP). Manifestación de impacto ambiental Mitigación ambiental Conformidad de afectados		9.00 a 11.00
Jorge Miguel González Bañuelos *Marciano Villegas Escobar* *Leonel Galindo González* *Alberto Villasana Lyon* *Gerardo Sánchez Bocanegra*	**Etapas para el proyecto.** Selección de rutas (control terrestre). Proyecto preliminar. Proyecto definitivo. **Conceptos fundamentales.** Derecho de vía Terracerías (cortes, terraplenes, acarreos, curva-masa). Obras de drenaje y complementarias Pavimento. Intersecciones. Señalamiento Túneles. Iluminación Restauración ecológica.		11:00 a 13.30 15 00 a 18 00
	Estudios detallados: Topográficos y fotogramétricos Tránsito (geometría e intersecciones) y medios de transporte (pesos y medidas) Económicos (precios unitarios, costos, presupuestos)	Miércoles 5 de julio (8 horas)	8 30 a 11:30
Octavio Rascón Chávez	**Sistema de cargas vivas para diseño de puentes**		11:30 a 13.30
Amilcar Galindo Solórzano *Ignacio Enrique Hernández Quinto*	**Estructuras** (puentes, viaductos, pasos a desnivel, muros de retención, edificaciones) **Estudios detallados:** Estructurales		15 00 a 18 00
Manuel Jara López *Fernando Romero Magaña*	Topohidráulicos para puentes Hidrológicos e hidráulicos (drenaje y subdrenaje)	Jueves 6 de julio (8 horas)	8 30 a 13 30
José Luis León Torres	Geotécnicos (geológicos, geofísicos, mecánica de suelos y de rocas) para cortes, terraplenes, túneles y cimentaciones de estructuras		15 00 a 18 00
Manuel Zárate Aquino	Geotécnicos para bancos de materiales de terracerías y pavimento. Tratamiento probable Proyecto de pavimentos análisis de alternativas y justificación económica Datos para movimiento de terracerías y curva-masa. Perfiles estratigráficos clasificados Inclinación de taludes en cortes y terraplenes Clasificación para presupuesto (A-B-C) Dificultad de ataque para la extracción de materiales en cortes o préstamos (bancos), con prospección geofísica Coeficientes de variación volumétrica (corte o banco a terraplen) Subdrenaje Capacidad de carga y profundidad de desplante en obras menores **Reglamentación y especificaciones.** Normas detalladas para geometría acabados, materiales y procesos constructivos Planos de proyecto y especificaciones de construcción Documentación para concurso . Programación de obras y proyectos aprobados para construcción Implementación de instructivos para supervisión, control de calidad, conservación y operación	Viernes 7 de julio (8 horas)	8 30 a 13 30 15 00 a 17 30
Raúl Vicente Orozco Santoyo	**Conclusiones y recomendaciones**		17 30 a 18 00



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

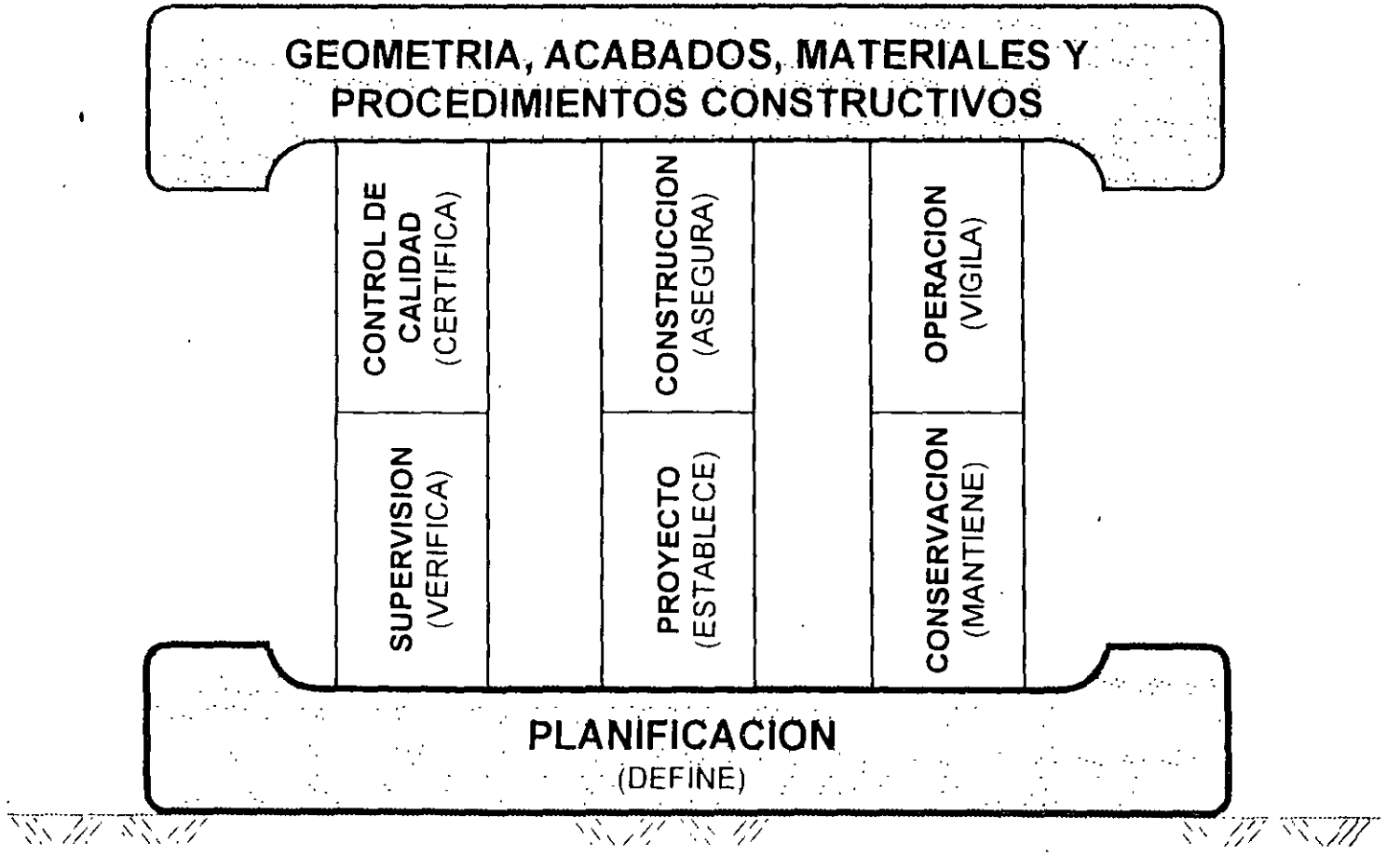
MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

INTRODUCCIÓN

EXPOSITOR: M. I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

RESPONSABLES DEL NIVEL DE CALIDAD EN CARRETERAS



RVOS
Jul 00

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

MODELOS DE JUSTIFICACIÓN ECONOMICA. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

EXPOSITOR: ING. RICARDO ERAZO GARCIA CANO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

PLANEACIÓN

INDICE

Introducción

1. Modelos de justificación económica
2. Alternativas de solución
3. Estudios de gran visión
4. Definición de criterios básicos
5. Conclusiones y recomendaciones

elemento estratégico para impulsar el desarrollo regional y con ello contribuir al ordenamiento territorial y a la desconcentración demográfica y económica.

Las erogaciones involucradas en la ejecución de cada una de las obras de infraestructura carretera, son de una magnitud tal, que hace necesario realizar análisis y evaluaciones detalladas para justificar o no un proyecto específico, así como para proponer alternativas de proyecto que mejoren los resultados en términos de objetivos definidos, garantizando que esas inversiones se asignen en forma racional, y se aprovechen lo mejor posible.

1. MODELOS DE JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

2. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

En esta parte se debe considerar un grupo reducido de alternativas; evidentemente aquellas que conduzcan a las metas propuestas; de ellas, algunas deberán eliminarse por tener relación entre sí o por que claramente sean dominadas por otras.

De las alternativas seleccionadas debe hacerse un estudio detallado tomando en cuenta los puntos más importantes.

El análisis de alternativas, esta etapa puede dividirse en dos partes:

1.Anáisis Cuantitativo
2.Análisis Cualitativo

Análisis cuantitativo: consiste en obtener una evaluación de cada alternativa, entendiendo a la evaluación como en un proceso mecánico puramente técnico, que proporciona al que toma decisiones, una estimación de las alternativas y que permite eliminar el mayor número de incertidumbre, de tal manera que se seleccione la alternativa más optima y el riesgo del error se reduzca al mínimo.

Análisis cualitativo: Al seleccionar la mejor alternativa, debemos tomar en cuenta además de la evaluación, el análisis crítico de los aspectos que no pueden cuantificarse, es decir, debemos hacer consideraciones de tipo político, social y

La evaluación preliminar de alternativas se hará considerando el costo total de transporte en el que incurren los usuarios por cada una de las alternativas, el cual se calculará como:

Costo total de transporte = costo de operación + costo de tiempo + cuotas

Una vez determinado el costo de transporte por tipo de usuario se establecerá la opción más conveniente considerando ahorros en distancia, en tiempos de recorrido y menor pago de cuotas.

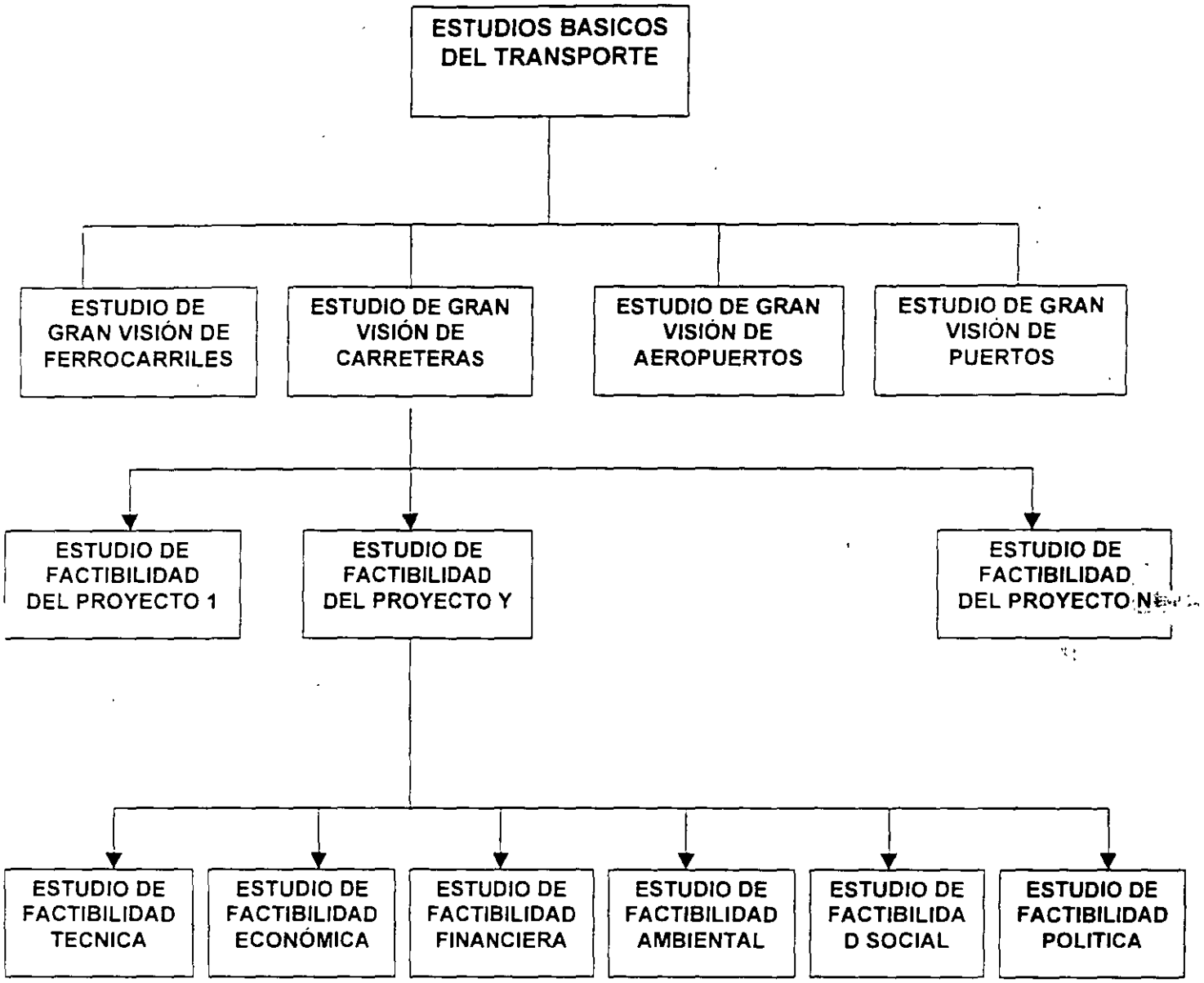
La comparación de alternativas se hará en todos los casos contra la alternativa Las Choapas-Raudales-Ocozocoautla considerando el cruce por la presa Malpaso mediante un puente que se construirá con sección de dos carriles.

A partir de esta comparación se calcularán las diferencias entre alternativas y se establecerá un orden de prioridades en el que se separen los proyectos que pudiesen resultar complementarios y aquellos que pudieran ser excluyentes respecto a la ruta Las Choapas-Raudales-Ocozocoautla.

4. ESTUDIOS DE GRAN VISIÓN

Dentro de un proceso de planeación de proyectos públicos, los estudios de evaluación económica forman parte del conjunto de los estudios de factibilidad de un proyecto. Estos, a su vez, usualmente se desprenden de estudios más generales, denominados estudios de gran visión, que permiten identificar, con un primer nivel de aproximación, el lugar y el tiempo en el que se requiere implantar un proyecto, así como el orden de magnitud de las inversiones requeridas.

En el caso del sector transporte, la figura 1 ilustra la secuencia de análisis dentro de la que se ubican los estudios de evaluación económica de carreteras.



UBICACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD ECONÓMICA DE CARRETERAS

Por sus alcances, los estudios de gran visión proporcionan una orientación importante respecto al tipo de proyecto por realizar, a su tiempo óptimo de puesta en operación y su costo aproximado. Sin embargo, la información que arrojan es todavía muy general, por lo que se requiere efectuar un análisis detallado para cada proyecto que despeje incógnitas relativas a la conveniencia de llevarlo a cabo o no. En ese contexto, el estudio de factibilidad aborda sistemáticamente una serie de cuestiones cuyas respuestas permiten decidir si vale o no la pena implantar un proyecto.

Las condiciones de factibilidad de un proyecto de transporte son cinco:

1) Factibilidad técnica
2) Factibilidad económica
3) Factibilidad financiera
4) Factibilidad ambiental
5) Factibilidad social; y
6) Factibilidad política

Cada condición es necesaria, pero no suficiente, para la factibilidad del proyecto, y el conjunto que las comprende a todas es la condición suficiente del mismo. El estudio de factibilidad de un proyecto profundiza en el análisis de cada una de las condiciones anteriores con objeto de verificar si se cumplen.

Factibilidad Técnica

Desde el punto de vista técnico, un proyecto factible establece acciones y obras que, al llevarse a cabo, materializan la función y el objetivo para el que se concibió. Así, un proyecto técnicamente factible es aquel que da lugar al producto previsto una vez que se halla en operación. Para verificar la factibilidad técnica del proyecto, es entonces necesario asegurar que los recursos humanos,

materiales y de maquinaria disponible para realizar el proyecto, puedan combinarse siguiendo procedimientos que aplicados en el contexto específico en el que operará el proyecto, den como resultado el producto deseado.

Factibilidad Económica

La ejecución de todo proyecto obedece al propósito de generar beneficios, pero también implica incurrir en costos. Un proyecto económicamente factible contempla acciones y obras que, al realizarse, conducen a beneficios congruentes con la finalidad del proyecto y que son de magnitud no menor que la de sus respectivos costos. La factibilidad económica de un proyecto se evalúa desde un punto de vista de la sociedad en conjunto, por lo que toma en cuenta los costos y los beneficios del proyecto desde esa misma perspectiva, independientemente de los que se produzcan al nivel de cada individuo. La verificación de la factibilidad económica de un proyecto requiere que tanto costos como beneficios se expresen en unidades monetarias.

Factibilidad Financiera

Para que un proyecto pueda ser ejecutado y operado debe ser factible desde el punto de vista financiero. En el caso de los proyectos públicos, esto significa que es posible conseguir fondos monetarios para asegurar la puesta en operación y el funcionamiento posterior del proyecto. El problema de la recuperación del capital invertido, decisivo en el caso de proyectos privados, no lo es tanto en el caso de los proyectos del sector público, ya que las inversiones realizadas se recuperan por medios indirectos que no repercuten en el flujo de efectivo asociado directamente con el proyecto. En este sentido, conviene notar la diferencia entre factibilidad económica y factibilidad financiera, en el contexto de proyectos públicos; aunque ambas abordan aspectos monetarios, la primera se ocupa del rendimiento propio del proyecto, mientras que la segunda únicamente verifica la disponibilidad de recursos para invertirlos en el proyecto. Por lo

mismo, existen proyectos que son económicamente factibles que no lo son desde el punto de vista financiero, ya sea por que sus beneficios no son percibidos en toda su amplitud por los usuarios potenciales, o bien por que éstos carecen de la capacidad de aportación necesaria para poder ejecutar el proyecto. También existen proyectos factibles desde la perspectiva financiera que no lo son desde la económica. En esos casos, alguien estará dispuesto a cubrir el logro de metas sin valor económico.

Factibilidad Social

Un proyecto factible desde el punto de vista social, es aquel que genera una respuesta favorable por parte de sus usuarios potenciales. Esta dimensión de la factibilidad de un proyecto, en ocasiones pasadas por alto, implica que no basta que un proyecto sea factible en todas sus otras dimensiones para que sea aceptado socialmente, ya que puede ser rechazado por implicar cambios drásticos en la forma de vida de los usuarios, por motivación sociológicas, culturales o tradicionales.

Factibilidad Política

Para que un proyecto de inversión en transporte pueda ejecutarse, requiere contar con la autorización política. Por ello, los estudios de factibilidad política se efectúan para verificar las actitudes de los grupos políticos afectados favorables o desfavorablemente por el proyecto y determinar si éste cuenta o no con el público indispensable para ser llevado a la práctica. Como parte de estos estudios se realizan análisis institucionales de los grupos participantes con objeto de predecir cual será su posición con respecto al proyecto y en consecuencia para preparar la estrategia de implantación que tenga las mayores probabilidades de éxito.

Factibilidad ambiental

Estudios de Factibilidad Económica de Proyectos Carreteros

Los estudios de factibilidad de proyectos carreteros comprenden las siguientes etapas:

1. Diagnóstico de la situación actual y formulación de la problemática
2. Objetivos del proyecto
3. Pronóstico de demandas
4. Generación de alternativas
5. Estimación de costos del proyecto
6. Estimación de beneficios del proyecto
7. Comparación de costos y beneficios
8 Resultados finales

A continuación se presenta el contenido de cada una de las etapas apuntadas

Diagnóstico y problemática

Esta fase comprende la revisión de la situación actual, incluyendo la magnitud de la demanda atendida, el análisis de la capacidad existente y la determinación de la calidad del servicio ofrecida a los usuarios, con objeto de conocer en detalle las condiciones de operación prevalecientes en el tramo bajo estudio. Como resultado de esta revisión es posible identificar y sintetizar los problemas más relevantes del sistema analizado, a partir de los cuales se empezarán a concebir soluciones.

Objetivos del proyecto

Conocidos los aspectos sobresalientes de la problemática, en esta etapa de definen los objetivos que habrá de alcanzar el proyecto para solucionar los problemas, identificados estos con los objetivos generales de desarrollo del sub-

sistema al que pertenece el proyecto, ya que al asegurar la coherencia se garantiza la contribución del proyecto a la consecución de objetivos más elevados, de cobertura regional o nacional.

Pronóstico de la Demanda

La demanda de transporte es producto de la interacción en el espacio de las actividades socioeconómicas y el pronóstico de su magnitud es decisivo para predecir los volúmenes de tránsito que se manifestarán en un camino El pronóstico del tránsito es por lo tanto un problema complicado cuya solución exacta es prácticamente imposible lograr, pero es tan grande la importancia que tiene el conocimiento del tránsito futuro, que cualquier información que se pueda obtener sobre él, por inexacta o hipotética que sea, es de un valor considerable para los encargados de planear y proyectar las vías de comunicaciones.

Los estudios de origen y destino sirven como punto inicial para el pronóstico del tránsito, pero no resuelven por si solos el problema pues dan exclusivamente datos sobre condiciones actuales. Es necesario entonces, determinar la manera de proyectar esos datos hacia el futuro.

En general los aspectos fundamentales que hay que estudiar para predecir el tránsito son:

a) La aptitud de las distintas zonas de terreno para generar o crear tránsito
b) La distribución del tránsito generado entre esas zonas
c) Las variaciones en la generación y distribución del tránsito debidos a los cambios demográficos, grado de motorización, nivel económico, utilización de los medios de transporte y otros factores.
d) La atracción relativa que ofrecen distintas vías que tienen origen y destino comunes.

Generación de alternativas

Esta fase consiste en explotar las posibles alternativas de proyecto por proponer solución a la situación identificada como problemática. En el caso de las carreteras la generación de alternativas incluye la definición de trazo que seguirá el proyecto, el número de carriles que tendrá, las características geométricas de la sección, las características estructurales del pavimento, los materiales y procedimientos constructivos por utilizar las soluciones a adoptar en entronques y puntos de convergencia con otras vialidades y en fin la determinación de la forma de resolver todos aquellos elementos que influyen en la configuración definitiva del proyecto.

Estimación de costos de inversión

Una vez definido el conjunto de alternativas por analizar, es preciso cuantificar los costos de inversión asociados con cada una de ellas. Conociendo las características técnicas de cada alternativa y tomando como base los principales conceptos de inversión, se obtiene una estimación de los costos que posteriormente se emplea en la comparación con los beneficios derivados de la misma. En los estudios de evaluación económica de proyectos, la estimación de costos totales de inversión puede prepararse fácilmente manteniendo registro actualizados de precios de los factores de producción, así como índices de rendimiento los precios unitarios de los principales conceptos de obra. Aplicando los precios calculados con las cantidades de obra por ejecutar se obtiene la estimación de costos buscada, misma que debe elaborarse para cada una de las alternativas. Los costos de inversión por considerar en la evaluación económica del camino no sólo incluyen a los costos incurridos al construir el proyecto, también comprende los costos necesarios para conservar y operar adecuadamente el proyecto durante la vida útil. Por ello al efectuar el estudio se requiere conocer la política de conservación y operación que se habrá de

instrumentar, a fin de llevar a cabo el costeo correspondiente y de incorporarlo al análisis.

Estimación de Beneficios del proyecto

Todo proyecto se emprende para lograr los beneficios asociados con su operación y teoría solo se ejecutará si sus beneficios a lo largo de su vida útil son superiores a los costos de construcción y mantenimiento durante el mismo período. La cuantificación de beneficios es, por tanto, decisiva para justificar la realización de proyectos.

Toda evaluación económica de un proyecto se basa en la comparación de la situación del proyecto con la que ocurriría si el proyecto se pusiese en servicio, por lo que resulta fundamental identificar claramente la situación sin proyecto y la situación con proyecto.

Ambas implican diversas relaciones entre la oferta y la demanda. En la situación sin proyecto, la oferta será restringida por las instalaciones existentes, mientras que la demanda presenta características y tendencias de evolución que en alguna medida dependen de las posibilidades de la oferta. En la situación con proyecto, la oferta se modifica en la medida prevista por el propio proyecto, lo que desencadena cambios en la demanda con respecto a las condiciones previstas en el caso sin proyecto.

El beneficio de un proyecto se obtiene comparando la situación sin proyecto con la situación con proyecto. El diferencial de costos unitarios favorables al proyecto es considerado como beneficios unitarios atribuible al mismo y al multiplicarlo por el número total de usuarios previstos se obtiene el beneficio total debido al proyecto. En general, los beneficios debidos a la puesta en operación de proyectos carreteros son los siguientes:

a) Ahorros por menores costos de operación de los vehículos
b) Ahorros por menores tiempos de recorrido de los usuarios
c) Incorporación de nuevas zonas productivas a la economía
d) Reducción del número y costos de accidentes
e) Apertura de comunicación a zonas aisladas
f) Reducción de los efectos nocivos del transporte (ruido, humo, vibraciones, etc.).

A pesar de lo simple que parece ser el procedimiento para la obtención de los beneficios, cabe señalar que el cálculo de costos unitarios en las dos situaciones referidas no es de ninguna manera trivial, ya que con frecuencia hay que recurrir a modelos complejos de costos. El evaluar carreteras para zonas en pleno desarrollo por ejemplo, se utilizan modelos de costos de operación que los cuantifican en función de variables tales como velocidad, tipo de superficie de rodamiento, tipo de terreno en el que se ubica la carretera, tipo de vehículos, etc.

Comparación de costos y beneficios

Los efectos de todo proyecto se manifiestan a lo largo del transcurso de su vida útil, por lo que se requieren bases adecuadas para comparar sus beneficios y costos económicos. Para ello es indispensable el uso de la tasa de actualización, que refleja una medida de arbitraje entre el valor que la sociedad otorga al consumo actual y al futuro; si la tasa de actualización es elevada, se advierte una preferencia más marcada por el consumo actual, y se es baja se prefiere en mayor grado el consumo futuro, aún a expensas del actual. La tasa de actualización se emplea para ponderar los valores monetarios que ocurren a lo largo de un periodo, expresados en unidades constantes, en términos del valor actual de las unidades monetarias utilizadas; en el caso de estudios de evaluación económica de proyectos de transporte en México suele usarse la cifra del 12%, aunque en aplicaciones recientes se han llegado a aplicar valores del 18%.

La comparación de los beneficios y los costos de un proyecto se hace a través de diversos indicadores, que se verán más adelante.

Resultados finales

Para un proyecto determinado, el resultado de un estudio de factibilidad económica está compuesto por dos elementos:

a)Saber si las alternativas del proyecto analizadas son rentables o no;
b) Determinar cuál es la alternativa más conveniente

La conclusión relativa al primer elemento indica si los beneficios económicos de cada alternativa de proyectos son superiores a sus costos o no, mientras que la segunda identifica la alternativa preferente para la sociedad en conjunto. Cabe señalar que esta alternativa no es necesariamente la de mayor rentabilidad (tal y como se medirá utilizando la tasa interna de retorno o el índice de rentabilidad, por ejemplo), sino aquella que mayor contribución efectúe a la riqueza colectiva. Cabe recordar que siempre es preciso valorar los resultados de la evaluación económica como uno solo de los componentes que determinan la factibilidad de un proyecto. En otras palabras, no hay que olvidar que la factibilidad técnica, financiera, social y política de un proyecto es tan importante como la correspondiente al aspecto económico.

4. DEFINICIÓN DE CRITERIOS BÁSICOS

Los principales lineamientos de política general en materia de carreteras, que se toman en cuenta para la formulación de proposiciones derivadas de los programas de inversiones puede resumirse en lo siguiente:

a) Conservar en buen estado la red existente, para asegurar el servicio eficaz permanente
b) Terminar, al ritmo adecuado, las obras iniciadas, buscando la oportuna obtención de los beneficios previstos.
c) Construir nuevas carreteras que sirvan a núcleos de población actualmente incomunicados y propicien la incorporación de zonas capaces de aumentar la producción.
d) Construir obras que mejoren el sistema carretero en zonas ya comunicadas cuando la demanda así lo requiera; tal es el caso de ampliaciones, acortamientos y autopistas.

Bajo estas perspectivas, el crecimiento de la red de carreteras y el uso cada vez más intenso a que se encuentre sujeta, obligan a otorgar una particular atención a su conservación, dentro de los programas de inversiones. Dentro de esto, algunos tramos de la red deben ser reconstruidos por haber sido realizados con las limitaciones y experiencias propias de la época en que se construyeron, otros tramos requieren una verdadera modernización, entendida esta como una modificación radical de las características geométricas y físicas.

Con relación a las proposiciones de nuevas obras que se incluyan en un plan, se hace necesario analizar los enlaces carreteros necesarios para desarrollar las actividades generadas en los diversos centros de concentración en el país, con objeto de determinar cuales resultan más deseables desde los puntos de vista político, social y administrativo por una parte y económico por la otra, para su evaluación.

En las inversiones de carreteras, los efectos son diferentes según el medio económico en que se aplican; es decir, las consecuencias serán muy distintas si la inversión se realiza en una zona con cierto grado de desarrollo, o en otra en la que la naturaleza dominante de las consecuencias de invertir en carreteras dé lugar al establecimiento de las siguientes categorías en las operaciones:

1) Carreteras de función social
2) Carreteras de penetración económica
3) Carreteras para zonas en pleno desarrollo

Para cada uno de estos tipos, el patrón de medida y los procedimientos de cálculo para cuantificar los beneficios, serán forzosamente diferentes.

Carreteras de función social

Son las obras en que las consecuencias de invertir se manifiestan principalmente en el campo social, porque la zona afectada sea de escasa potencialidad económica pero con fuerte concentración de población. Allí, la comunicación permanente entrañará un cambio decisivo en el modo de vida Es pues natural que en estos casos el criterio de evaluación se base en la relación entre el monto de la inversión y el número de habitantes por servir.

Carreteras de penetración económica

Son las obras en que el impacto principal es la incorporación al proceso de desarrollo general de zonas potencialmente productivas. Son obras que propician la realización de inversiones en otros sectores y el rápido incremento de las actividades económicas y por lo tanto, la principal consecuencia será el aumento de la producción, primero en las actividades primarias y después en las de transformación y servicios. El método de evaluación en este caso, se basa en el cálculo de la producción que será agregada a la economía nacional, si se lleva a cabo la construcción de la obra y se obtienen así un índice llamado de productividad que, aún cuando no expresa un valor absoluto de las ventajas de la inversión, permite comparar las distintas inversiones dentro de esta categoria.

En el cálculo del valor de la producción, se tienen en cuenta las actividades primarias y se estima de acuerdo con las técnicas y rendimientos tradicionales de la región, sin considerar la evolución de esa producción a través del tiempo, a fin de mantener una posición conservadora en cuanto al indicador del beneficio de la inversión. El cálculo del costo se limita a la consideración de la cantidad necesaria para la construcción de la obra vial idónea.

Como la relación que proporciona el índice de productividad se establece al margen del factor tiempo, no se consideran los costos de conservación, ni las inversiones necesarias para mejorar las condiciones de las obras, de acuerdo con su evolución. La omisión de estos se encuentra ampliamente compensada con los beneficios de carácter social, no medibles, que la obra supone.

La expresión que establece el índice de productividad puede escribirse como sigue:

$$IP = \frac{\sum_{i=1}^{n} X^{a}_{i} \, Pi}{C}$$

En donde:

IP= índice de productividad

X^{a}_{i}= Volumen de la producción del bien i, en el año a, en la zona servida por la obra vial

Pi= Precio del bien i

C= Costo de la construcción de la obra vial

Normalmente, como se expreso antes, solo se consideran los productos derivados de actividades primarias, principalmente agrícolas.

Carreteras para zonas en pleno desarrollo

Son aquellas ubicadas en una zona en la que ya existen vías necesarias para prestar el servicio de transporte y las cuales se desea mejorar o sustituir La consecuencia principal de su construcción será la disminución en los costos de transporte que los usuarios tienen la necesidad de afrontar. La posibilidad de cuantificar este ahorro con cierta precisión, con base en observaciones directas y en la proyección al futuro, permite compararlo con los gastos que habrán de efectuarse a lo largo del plazo de previsión y establecer un índice de rentabilidad de la inversión propuesta. Los beneficios directos cuantificables que aportan a la colectividad estas obras, son los ahorros en costos de operación y en tiempos de recorrido y la supresión de pérdidas motivadas por los posibles congestionamientos, que se presentan al rebasar la capacidad del camino

EVALUACIÓN ECONOMICA DE PROYECTOS CARRETEROS EN ZONAS DESARROLLADAS

Desde el punto de vista funcional, una carretera ya construida requiere ser modernizada o ampliada cuando su nivel de uso es de una intensidad tal, que provoca el descenso en los niveles de servicio ofrecidos a los usuarios que transitan por ella. La caída del nivel de servicio ofrecido se manifiesta de distintas maneras; : velocidades bajas, alta incidencia de congestionamientos, elevada propensión a la ocurrencia de accidentes, etc.; por lo tanto, la construcción de proyectos de mejoramiento se traduce en beneficios diversos que, para efectos de la evaluación económica, se sintetizan en dos tipos básicos.

Ahorros en los costos de operación de los vehículos
Ahorros en los tiempos de recorrido de los usuarios

Es necesario establecer que en este tipo de proyectos, la "colectividad", comprende dos agentes económicos: El Estado y los usuarios. La participación del estado se da en múltiples formas: financia y construye el camino: lo administra y lo mantiene, además de que lo opera; también recibe ingresos fiscales asociados con el uso de la carretera, incluyendo en algunos casos, los peajes. Por último, el Estado puede intervenir en defensa de ciertos interese colectivos, como la seguridad carretera o el control de la contaminación ambiental.

Los usuarios son personas que viajan con fines individuales o empresas productivas que emplean la carretera para el transporte de mercancías y de su personal. Durante la vida útil del proyecto, los usuarios se benefician por la reducción de costos de transporte.

Los principales datos requeridos para la evaluación económica de carreteras que mejoren la comunicación entre dos puntos, varian según se trate de un mejoramiento de la via existente o de la construcción de una ruta alterna.

En el primer caso, los datos necesarios son los siguientes:

a) Características geométricas, con y sin proyecto y tipo de terreno en que se desarrolla el camino
b) Tránsito diario promedio anual, su tasa de crecimiento y su composición
c) Costos de operación de los distintos tipos de vehículos que usan la carretera
d) Velocidad promedio de recorrido con y sin proyecto.
e) Costos de recorrido con y sin proyecto
f) Tiempos de recorrido con y sin proyecto
g) Número promedio de pasajeros en automóvil y en autobús

h) Valor del tiempo de los pasajeros
i) Costo del proyecto y número de año de construcción
j) Tasa de actualización
k) Horizonte económico

En el segundo caso, además de los datos del caso 1, se requiere la siguiente información:

- Tránsito promedio diario anual, su tasa de crecimiento y su composición en la nueva ruta, obtenido de estudios de origen y destino
- Longitud del proyecto y de la carretera actual

En el estudio de evaluación económica en sí parte el pronóstico del tránsito que hará uso de la carretera, para a partir de él calcular las velocidades de recorrido y los costos correspondientes, tanto en la situación sin proyecto como en la situación con proyecto. El diferencial de costos unitarios de cada tipo de vehículos multiplicado por el número de vehículos de ese tipo, proporciona el ahorro total durante el periodo de referencia, que puede ser diario, mensual o anual. A continuación se detalla el procedimiento para el cálculo de los ahorros:

Ahorros en costos de operación de los vehículos

El ahorro total por concepto de costos de operación atribuible al proyecto se obtiene a partir de la comparación de los costos en la situación sin proyecto y los costos que se tendrían si no se implanta el proyecto; Así

$$Arj=Crjs-Crjc$$

En donde
Arj= Ahorro en los costos de recorrido en el año J
Crjs= Costos de recorrido sin proyecto en el año J

Crjc= Costos de recorrido con proyecto en el año j

Para obtener los costos de recorrido anuales en las situaciones con y sin proyecto se utiliza la siguiente expresión:

C_{ij}= (TDPA)(%i) (365) (ci) (L)

En donde:

C_{ij} =	Costos de recorrido anual de los vehículos i en el año j
$TDPA_j$ =	Tránsito diario promedio anual en el año j
$\%_i$ =	Porcentaje del vehículo i en la composición vehicular
ci=	Costos por kilómetro recorrido del vehiculo i a la velocidad proyectada en el año j en las condiciones que ofrece la carretera
L=	Longitud de la carretera

Esta expresión es válida para cada tipo de vehículos (autobuses, camiones y automóviles), por lo que el costo de recorrido anual total, correspondiente tanto a la situación con proyecto como la sin proyecto, se calcula simplemente como la suma de los costos correspondientes a cada tipo de vehiculo. Por tanto,

$$C_{rjs} = \sum_{i=1}^{3} C_{ij}, \quad (i= \text{automóviles, autobuses, camiones})$$

Y para Crjs se emplea una expresión equivalente

Ahorro en tiempo de Recorrido

Como se ha dicho ya, otra importante fuente de ahorros derivados de la modernización de un camino es la procedente de los menores tiempos de recorrido. Si se acepta que el tiempo de los usuarios es la procedente de los menores tiempos de recorrido. Si se acepta que el tiempo de los usuarios tiene un valor cuantificable en términos monetarios, entonces la reducción del tiempo propiciada por la puesta en operación del camino mejorado, da origen a un flujo de ahorros que se cuantifican de la manera siguiente:

Atj=Atja+Atjc

En donde:

Atj= Ahorro monetario debido a la disminución del tiempo de recorrido en el año j

Atja, Atjb, Atjc= Ahorros monetarios debidos a la disminución del tiempo de recorrido de automóviles, autobuses y camiones, respectivamente.

Las fórmulas usadas para cuantificar cada uno de estos ahorros son:

Atja= (TDPA)(%a) [loa + (Na x Ipa)] (%) (Taj) (365)
Atjb= (TDPA)(%b) [loa + (Nb x Ipb)] (%) (Tbj) (365)
Atjc= (TDPA)(%c) [loc + (Tcj)] (%) (365)

Donde:

Atji = Ahorro monetario debido a la disminución de tiempo para el vehiculo en el año j
TDPAj= Tránsito diario promedio anual en el año j
(%i) = Porcentaje de vehículos tipo i
loi = Ingreso horario del operador del vehículo i

Ni = Número de ocupantes que en promedio viajan en el vehiculo i

Ipi = Ingreso horario de los pasajeros de los vehiculos i

(%t) = Porcentajes de personas que viajan por razones de trabajo

Tij = Ahorro de tiempo para el vehículo i en el año j

Este último valor se calcula por medio de la expresión

$$Tij = Tijs - Tijs = L/Vijs - L^1/Vijc$$

En donde:

Tij = Ahorro en tiempo para el vehículo i en el año j

Tijs = Tiempo de recorrido del vehiculo i en el año j, sin proyecto

Tijc = Tiempo de recorrido del vehiculo i en el año j, con proyecto

L = Longitud de la carretera sin proyecto

L^1 =Longitud de la carretera con proyecto

Vijs = Velocidad promedio del vehiculo i en el año j sin proyecto

Vijc = Velocidad promedio del vehiculo i en èl año j con proyecto

Finalmente, los beneficios anuales atribuibles al proyecto son:

$$Bj = Arj + Atj$$

En donde:

Bj = Beneficio en el año j

Arj = Ahorro en costos de recorrido en el año j

Atj = Ahorro monetario debido a la disminución del tiempo de recorrido en el año j

Cuantificación de Costos

La cuantificación de los costos de inversión necesarios para la evaluación económica del camino implica identificar los costos involucrados en la construcción, conservación, operación y reconstrucción del proyecto, así como los correspondientes a la situación sin proyecto (excluyendo construcción), con objeto de poder calcular el diferencial de costos sujeto de comparación con el diferencial de ahorros.

La expresión utilizada para obtener los costos anuales es la siguiente:

$$Cj = (\%j)\ CTR + (CNSjc + OPRjc + RCNjc)\ L1 - CNSjs + OPRjs + RCNjs)\ L$$

En donde:

Cj = Costos atribuibles a la modernización de la carretera en el año j

CTR = Costos total de la modernización de la carretera

(%j) = Porcentaje del costo total de la modernización que se aplica en el año j

CNSjc = Costos de conservación por kilómetro de la carretera modernización en el año j

CNSjs = Costo de conservación por kilómetro de la carretera sin modernizar en el año j

RCNjc = Costos de reconstrucción por kilómetro de la carretera modernizada en el año j

RCNjs = Costo de reconstrucción por kilómetro de la carretera sin modernizar en el año j

OPRjc = Costos de operación por kilómetro de la carretera modernizada en el año j

OPRjs = Costos de operación por kilómetro de la carretera sin modernizar en el año j

L1 = Longitud de la carretera con proyecto

L = Longitud de la carretera sin proyecto

Una vez obtenidos los costos y los beneficios correspondientes a cada año de construcción operación del proyecto, la comparación se efectuará utilizando los indices económicos. Desde el punto de vista del técnico especialista en la evaluación económica de las carreteras, la labor termina con una recomendación claramente redactada y bien justificada, relativa a la conveniencia o no de ejecutar el proyecto considerado. Cuando se estudian diversas alternativas de proyecto, la recomendación incluirá la identificación de la alternativa más atractiva desde el punto de vista económico.

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El desarrollo de grandes proyectos de viabilidad requiere de una planeación e información adecuada que apoye la toma de decisiones en cuanto a las diferentes alternativas y panoramas financieros, económicos y sociales a los que están sujetos este tipo de proyectos.

Todo proceso de planeación de infraestructura carretera que apoye eficazmente a los tomadores de decisiones, debe proporcionar la información que requiera en cada una de las etapas del proceso de toma de decisiones, sin embargo el objetivo del proceso de planeación no se limita a proveer al tomador de decisiones la información de mayor interés inmediato, tal como costos, beneficios y efectos de corto plazo, sino que también debe aportarle elementos que le permitan adquirir un conocimiento más completo de las implicaciones de sus decisiones (efectos de largo plazo y equidad, entre otros).

Es importante la visualización de los efectos de largo plazo de las decisiones que se adoptan hoy es de gran relevancia por la extensa vida útil de sus proyectos, por las modificaciones que provocan en las condiciones de acceso a

regiones y zonas y en síntesis, por la profunda influencia que puedan llegar a tener sobre vastos grupos humanos.

Sin embargo, se debe reconocer que el nivel de detalle con el que la metodología de análisis lleva a cabo la previsión de costos y beneficios del proyecto no le permite captar adecuadamente el efecto del mismo, por lo que en términos generales, la búsqueda de la alternativa de mayor beneficio a los usuarios y más rentable para la sociedad se concentra en la comparación de la situación actual de la vía contra la situación con proyecto.

El proceso de evaluación consiste básicamente en comparar a través de distintos indicadores, los beneficios y los costos de un proyecto, Los resultados se expresas en índices numéricos que permiten conclusiones cuantificables; sin embargo, no por ello son precisas y excluyentes. A lo largo del análisis se introducen datos sujetos a un cierto grado de imprecisión o supuestos que no necesariamente que deben cumplir. Por otra parte, diversas variables son proyectadas a futuro y toda proyección es incierta.

De lo anterior se desprende que las conclusiones del análisis de un proyecto deben expresarse como veredictos probables. Serán más confiables en la medida en que la información considerada sea a su vez confiable y los supuestos adoptados sean consistentes y lógicos.

No puede pretenderse sin embargo una conclusión única y absoluta, más bien debe ofrecerse un rango de resultados de acuerdo a los escenarios analizados y a la variación de algunas variables determinantes.

EJEMPLO DE TERMINOS DE REFERENCIA PARA EL DESARROLLO DE ESTUDIOS BASICOS DE ASIGNACION Y PRONOSTICO DE TRANSITO, EVALUACION ECONOMICA Y FINANCIERA DE UNA CARRETERA O AUTOPISTA DE CUOTA

BORRADOR / EJEMPLO

ASIGNACION Y PRONOSTICO DE TRANSITO

1. Objetivo

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes está explorando nuevos mecanismos de participación de recursos públicos y privados para financiar la construcción, explotación y mantenimiento de infraestructura carretera nueva y de modernización de las carreteras actuales. Para el caso de construcción de nuevas carreteras, se estudia la manera de que la recuperación de las inversiones sea a través del cobro de peajes lo cual requiere, a su vez, de la identificación y estudio de nuevos proyectos.

Como base para el estudio del concesionamiento de nuevas autopistas y a fin de contar con los elementos de análisis que impulsen el desarrollo de tales proyectos, la SCT, a través de la Unidad de Autopistas de Cuota, realiza periódicamente estudios de aforo y de origen-destino en la red de carreteras federales. Los resultados de estos estudios permiten identificar la demanda potencial de los nuevos proyectos y conocer la capacidad y disposición al pago de peajes de la misma.

El objetivo del estudio es estimar la captación vehicular esperada para el proyecto Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas, considerando las alternativas siguientes:

Tramo	Acciones	Alternativas
Chiapa de Corzo – San Cristóbal de las Casas Longitud = 45 km	Construcción de un cuerpo nuevo	• Autopista de 2 carriles con sección de 12 metros • Autopista de 4 carriles con sección de 22 metros
	Modernización del cuerpo actual	• Ampliación de sección a 12 metros • Ampliación de sección a 22 metros

Se requiere que el consultor determine la demanda potencial por cada tramo y para cada una de las alternativas, una vez realizados estos cálculos, determine la captación esperada para diferentes niveles tarifarios considerando que el esquema de financiamiento para la obra sea a través del pago de cuotas.

La red regional de análisis considerada para el estudio es la siguiente:

Tramo
- Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas - San Cristóbal de las Casas – Comitán - Chiapa de Corzo – Venustiano Carranza - Venustiano Carranza – Comitán

En cada arco de esta red se deberán evaluar las condiciones operativas actuales y las que se presentarán con la construcción de cada uno de los proyectos antes mencionados en las diferentes alternativas planteadas. Para la asignación de tránsito a cada uno de los tramos nuevos se considerará la competencia entre las diferentes rutas que integran esta red regional en presencia del proyecto de cuota nuevo antes mencionado.

2. Alcances

Los estudios de asignación y pronóstico de tránsito deberán constar de los trabajos de campo y gabinete necesarios para cumplir con los objetivos planteados.

2.1 Análisis de la demanda

Se llevarán a cabo encuestas de origen-destino, conteos de aforo con clasificación vehicular y estudio de tiempos de recorrido, de acuerdo con lo que se describe en el apartado 2.5.

Los formatos de encuesta contendrán la información base mostrada en el anexo 1 y de preferencia ajustarse a éste; sin embargo, el consultor podrá reportar la información adicional que juzgue pertinente. La primera parte de la encuesta, referente a la información básica, se aplicará a la totalidad de los vehículos encuestados, en tanto que la segunda, referente a información sobre las características y preferencias del usuario, se aplicará al 20% de los vehículos encuestados.

Se incluirá también la información sobre características socioeconómicas de la zona de influencia que respalde la asignación de tránsito y las proyecciones tendenciales del mismo.

2.2 Análisis de la oferta

En este punto se describirá cada uno de los proyectos y sus alternativas. Se analizarán las ventajas que ofrece la ubicación, longitud, entronques y conexiones de cada alternativa, así como también la influencia que, sobre la captación del tránsito potencial en cada una de las obras propuestas, tengan las condiciones de operación y del estado físico de las rutas alternas existentes en la red regional de análisis.

Para realizar estos análisis se harán recorridos por los tramos de la red de análisis y deberá recurrirse al Manual de Capacidad Vial, publicado por esta Secretaría, y al procedimiento de cálculo de costos de operación vehiculares descrito en la Publicación Técnica No. 30 del Instituto Mexicano de Transporte: "Estado superficial y costos de operación en carreteras" y con el modelo informático VOCMEX.

2.3 Metodología de asignación

A partir del análisis de las matrices origen-destino de los viajes (ver apartado 2.4), se determinará el tránsito potencial para cada uno de los tramos de la red en estudio y de este se deducirá el tránsito asignado. Para ello, se utilizarán los tres métodos siguientes:

1. El método AASHTO que básicamente calcula la preferencia del usuario en función de las diferencias en tiempo de recorrido entre los tramos en competencia.

2. El método de ruta óptima que minimiza los costos de transporte del usuario y realiza la asignación por incrementos monitoreando las condiciones operativas de cada arco de la red regional en cada iteración. Al realizar la simulación del flujo en cada arco de la red se tomarán en cuenta para el cálculo de las condiciones operativas tanto la curva de deterioro del pavimento acorde con diferentes políticas de conservación como las características geométricas de cada arco a fin de determinar con mayor certidumbre el efecto de estos parámetros en el costo de operación y por

consecuencia en el costo de transporte. En cada arco el costo de transporte se calculará como sigue:

Costo total transporte= Costo operación + Costo tiempo de recorrido
+ Cuota

3. Análisis por simulación probabilística, tomando como base el flujo potencial identificado en las matrices origen-destino y la curva de probabilidad de uso obtenida de las respuestas sobre la preferencia del usuario. La simulación se hará para períodos mensuales en los cinco primeros años del proyecto incluido el período de construcción y se tomará en cuenta el comportamiento estacional del tránsito. El proceso de simulación deberá diseñarse para un nivel de confiabilidad superior a 85% del que se requerirá el análisis estadístico correspondiente.

Se formularán tres escenarios de asignación de tránsito de acuerdo con la disponibilidad al pago de cuotas para los tres niveles siguientes:

1. Media de Capufe, para un escenario deseable.
2. Media de Autopistas Concesionadas, para un escenario bajo.
3. Cuota equivalente al 80% de los ahorros en costos de operación, para un escenario optimista.

Se compararán los resultados de ambos métodos, entre ellos y con las encuestas de opinión, presentando los resultados de la asignación de tránsito para cada caso.

En ambos métodos de asignación, el consultor deberá presentar en su propuesta técnica una descripción detallada de las variables y procedimientos de cálculo que empleará.

2.4 Pronóstico

Se elaborará un pronóstico tendencial de crecimiento del tránsito sobre las rutas existentes, pronóstico base cero, en función de la serie histórica de aforos (consultar las publicaciones de Datos Viales de esta Secretaría de 1990 a la fecha). Además, se proyectarán las matrices origen-destino con base en las variables socioeconómicas que mejor describan los intercambios en la región (modelo gravitacional), para lo cual la empresa consultora deberá describir en su propuesta la metodología que empleará, de tal manera que se generen matrices origen-destino en periodos de cinco años hasta cubrir el horizonte de análisis que es de 30 años.

Deberán formularse escenarios de captación en presencia de otros proyectos o condiciones económicas que influyan la asignación a la ruta y que se deriven de planes de desarrollo o programas de inversión en la zona de influencia del proyecto.

2.5 Trabajos que desarrollará el contratista

a) Visita previa a los sitios donde se instalarán las estaciones de estudio.
b) Capacitación del personal de campo que participará en el estudio
c) En la proposición técnica presentar el diseño del tipo de estación a instalar (es necesario el croquis), considerando las características de cada estación en particular, así como los aspectos operacionales y de seguridad, tal y como se indica en el Manual de Dispositivos para el Control de Tránsito en Carreteras que publica esta Secretaría. El señalamiento será diurno y nocturno, utilizando dispositivos de línea fabricados para este fin. Queda bajo la responsabilidad del contratista que opere eficientemente la estación y que proporcione seguridad a los usuarios de la carretera y al personal de la empresa que desempeña labores de campo.
d) Instalación de **dos estaciones de origen-destino y tres estaciones de aforo**, conforme al punto anterior y en las ubicaciones señaladas en el croquis anexo.
e) Levantamiento de datos de origen-destino, mediante encuesta directa al conductor, en las ubicaciones propuestas, aplicadas a la totalidad de vehículos que circulen durante cuatro días (en promedio se estima un transito diario máximo en Navenchauc de 4,000 y de 1,500 en Venustiano Carranza), las 24 horas, de jueves a domingo, o bien de sábado a martes.
f) Conteo de aforo y clasificación vehicular **en tres estaciones aforadoras** de acuerdo con las ubicaciones señaladas en el croquis anexo, durante siete días, las 24 horas, con cortes de datos por hora, por día y por sentido de circulación; considerar dos de aforo simultáneo a la aplicación de las dos encuestas de origen-destino.
g) Estudio de tiempos de recorrido por tipo de vehículo, por el método de lectura de placas, en las horas pico y con recorridos de ida y vuelta.
h) Recopilar información relativa a las características geométricas de cada tramo de la red definida en la sección 1 de estos términos de referencia.
i) Codificación, en el formato establecido, de los datos recopilados, utilizando el catálogo de claves proporcionado para tal efecto.
j) Efectuar labores permanentes para el control y seguridad del tránsito, en las zonas de estudio.
k) Reproducir los formatos de encuesta directa al conductor en la cantidad necesaria para cada estudio.
l) Captura de disquete 3.5 pulgadas, alta densidad, en excel versión 4.0, de la información contenida en el formato establecido.

m) Recopilación de información relativa a la zona de influencia del proyecto: Población y PEA (Distribución por edades y nivel de ingreso), producto regional bruto, motorización y características del parque vehicular, actividades económicas predominantes en la región, proyectos de desarrollos urbanos e industriales y usos del suelo en la zona de influencia del proyecto.

2.6 Presentación de resultados

Se deberá presentar un informe que contenga el desarrollo de los puntos anteriores y una síntesis de resultados, acompañados de los anexos en los que se detalle la información técnica de apoyo, de acuerdo con los requerimientos descritos en el capítulo 3.

3. Productos

a) Croquis de localización de los puntos de aforo y encuesta de origen-destino.
b) Listados de origen-destino por ruta, con el volumen y la clasificación vehiculares, de aquellas rutas que cubran un volúmen equivalente al 80% del aforo observado, cada una de ellas, para cada uno de los sitios de encuesta, y un mapa de líneas de deseo.
c) Cuadros generales de clasificación: por tipo de vehículo, por nivel de ocupación (número de pasajeros y volumen de carga), por tipo de carga o de producto y por estratos de la demanda (edad de la flota, frecuencia de viajes, nivel de ingreso, disponibilidad de pago y tipo de combustible).
d) Tablas de aforos por punto de conteo, con clasificación vehicular desglosada. Presentar volúmenes con cortes por hora y día, estimaciones de los tránsitos
e) Promedios diarios semanal y anual.
f) Cuadros con tiempos de recorrido, por tipo de vehículo y cuadros de nivel de servicio, para cada tramo de las rutas disponibles. El nivel de servicio calculado de acuerdo con el Manual de Capacidad Vial publicado por la SCT.
g) Cuadros estadísticos de datos socioeconómicos de la zona de influencia y de datos históricos de tránsito en las carreteras principales de la zona de influencia.
h) Cuadros resumen de la asignación y los pronósticos de evolución para cada uno de los escenarios establecidos, para cada arco especificado en la red de análisis, si es el caso, y por periodos de cinco años, hasta 30 años.

i) Hojas codificadas conteniendo los datos recopilados conforme al formato establecido, separadas por día, hora y sentido de circulación.
j) Comentarios y recomendaciones del consultor.
k) Cédulas de encuestas de origen-destino debidamente requisitadas.
l) Disquetes de 3.5 pulgadas, de alta densidad, conteniendo la información registrada en el formato establecido, debidamente identificados en su parte exterior y en dos tantos.
m) Memorias de cálculo de los análisis de los estudios de campo, de las asignaciones y pronósticos de tránsito, así como de los análisis de capacidad y niveles de servicio.
n) Se entregará tres copias de todos los documentos que genere el estudio.

4. Programa

El plazo para la realización de estos estudios será de 93 días, incluyendo la evaluación económica y financiera.

5. Datos que proporcionará la dependencia

a) Ubicación en plano y listado de las estaciones donde se llevarán a cabo los estudios de origen-destino y de aforos.

b) Formato (anexo 1) de encuesta directa al conductor y de codificación de datos recopilados.

c) Catálogo de claves de codificación de productos, de marcas de los vehículos y de estados de la República.

d) Acreditación ante diferentes Dependencias Gubernamentales para que se otorguen las facilidades necesarias para la realización de los trabajos.

6. Elementos metodológicos y datos que el consultor deberá aportar

El consultor deberá contar, entre otros, con los elementos metodológicos, con modelos sistematizados y determinar la información que a continuación se señala para asegurar la adecuada realización de los trabajos solicitados en estos términos de referencia:

Elementos metodológicos y modelos

- Bases conceptuales de los métodos de asignación de tránsito incluyendo AASHTO, métodos de redes para selección de ruta óptima y de simulación.

- Manual de capacidad vial o elementos para la determinación de la velocidad de los vehículos en carreteras libres y autopistas con acceso controlado.
- Elementos conceptuales para previsión de deterioros en pavimentos y programación del mantenimiento en carreteras.
- Modelos sistematizados para la realización de cada uno de los cálculos solicitados incluida la previsión de deterioro, cálculo de velocidades, costos de operación, simulación y determinación de porcentajes de captación y todo lo relacionado con la asignación de tránsito y la determinación del costo de transporte conforme a lo establecido en el apartado correspondiente a la metodología de asignación a emplear.

Datos que el consultor deberá determinar o conseguir

- Cuotas promedio en CAPUFE y en Autopistas Concesionadas
- Costos de operación del usuario
- Información sobre características socioeconómicas de la zona y de datos históricos de aforo en los tramos que intervienen en el análisis.

7. Guía para la presentación de las propuestas

7.1 Propuesta técnica

Tomado en cuenta los requisitos para la presentación de la propuesta técnica establecidos en las bases de concurso y a fin de que el grupo evaluador de propuestas conozca a detalle las capacidades técnicas del consultor para realizar el trabajo motivo de esta licitación, la presentación de la propuesta del consultor deberá comprender lo siguiente:

1) ***Conceptualización del estudio***; descripción de lo que se entiende por el estudio, las actividades, los alcances y los resultados esperados.

2) ***Catálogo de conceptos o actividades con las que pretende realizar el estudio***; conociendo los datos que proporcionará la dependencia y los resultados esperados, de acuerdo con la metodología que se solicita utilizar y los productos señalados en la sección 3 de estos términos de referencia, describir detalladamente cada una de las actividades a realizar para obtener los productos que se solicitan y realizar todos los conceptos señalados en el catálogo (forma E-7) anexo.

3) ***Elementos metodológicos a utilizar***, para cada una de las actividades que comprende el estudio y las tareas que se indican en el catálogo de

conceptos, descripción detallada de los elementos metodológicos que intervienen y las herramientas informáticas (modelos sistematizados) que se emplearán. En el caso de utilizar modelos especializados deberá describir las bases conceptuales de éstos y demostrar la propiedad del mismo con copia fotostática de la licencia de uso.

4) ***Programa de personal y equipo***; para cada actividad y para cada uno de los conceptos del catálogo debe reportarse el personal y equipo que se ocupará, incluyendo el número de horas efectivas y el producto a obtener.

7.2 Propuesta económica

La presentación de la propuesta económica se deberá ajustar a las bases de concurso y a los formatos que se anexan en las mismas.

CATALOGO DE CONCEPTOS

Clave	Concepto	Cantidad	P.U.	Importe
1.	***Trabajos de campo***			
1.1	Capacitacion y reclutamiento del personal de campo			
1.2	Instalación de las estaciones de aforo y de origen y destino			
1.3	Encuestas de origen-destino			
1.4	Aforos de tránsito			
1 5	Estudio de tiempos de recorrido			
1.6	Características de infraestructura existente en red de análisis			
2.	***Trabajos de gabinete***			
2.1	Captura de información de encuestas			
2.2	Determinación de velocidad y tiempos de recorrido			
2 3	Análisis de la infraestructura			
2 4	Valor del tiempo de los usuarios			
2.5	Definición del marco geográfico y socioeconómico del proyecto			
2.6	Asignación de tránsito por el método AASHTO			
2 7	Asignación de transito por el método de redes			
2.8	Asignacion por el método de simulación probabilistica			
2.9	Formulación de escenarios y pronostico de captacion para los diferentes periodos y niveles tarifarios			
2 10	Presentación de resultados			

EVALUACION ECONOMICA Y FINANCIERA

1. Objetivo

El objetivo del estudio es analizar la factibilidad económica y financiera del proyecto Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas, considerando las alternativas siguientes:

Tramo	Acciones	Alternativas
Chiapa de Corzo – San Cristóbal de las Casas Longitud = 45 km	Construcción de un cuerpo nuevo	• Autopista de 2 carriles con sección de 12 metros • Autopista de 4 carriles con sección de 22 metros

El análisis determinará la rentabilidad para cada tramo en cada una de sus alternativas y la rentabilidad global de la estrategia de modernización de la ruta en todas las combinaciones de alternativas.

Adicionalmente, en todos los casos se considerará como situación sin proyecto la condición actual de la red regional en la que se insertarán los proyectos antes mencionados, para cada tramo de la red regional se considerará el efecto de los proyectos en las condiciones operativas medido a través de las variaciones en costos de operación, tiempos de recorrido, costo de la política de mantenimiento.

La red regional estará compuesta por los siguientes tramos:

Tramo
- Tuxtla Gutiérrez – San Cristóbal de las Casas - San Cristóbal de las Casas – Comitán - Chiapa de Corzo – Venustiano Carranza - Venustiano Carranza – Comitán

El consultor empleará técnicas y modelos de evaluación que permitan determinar los indicadores de rentabilidad siguientes para cada alternativa y cada combinación analizada:

Económicos

- Tasa interna de retorno
- Valor presente neto del proyecto
- Valor presente neto de los beneficios al usuario
- Indice de rentabilidad inmediata
- Año óptimo de su puesta en operación
- Relación beneficio/costo
- Participación de los beneficios netos de cada tramo en la rentabilidad global de la estrategia

Financieros

- Estructura financiera con porcentajes de participación de crédito, capital privado y recursos públicos
- Tasa interna de retorno del capital a diferentes periodos
- Capacidad de pago del proyecto
- Valor máximo de la deuda
- Valor presente neto del proyecto
- Valor presente neto de los ingresos
- Valor presente neto de los gastos de mantenimiento
- Valor presente neto de los gastos de operación
- Indice de cobertura por periodo
- Plazo de concesión mínimo requerido para otorgar al capital las tasas de ganancia siguientes: 0,5,7,10 y 15%

La evaluación financiera se realizará considerando el cobro de cuotas únicamente en el proyecto.

Adicionalmente se pretende obtener los análisis de sensibilidad a diferentes parámetros que comprende el proyecto y que son como mínimo los siguientes:

- Tránsito
- Composición vehicular
- Tasa de interés de los créditos
- Participantes en la estructura financiera
- Tarifas
- Inversión
- Monto de los gastos de mantenimiento

El resultado de la evaluación económica de las diferentes alternativas por tramo derivará en la selección de una estrategia viable para la construcción del proyecto así como en el establecimiento de un orden de prioridades para la ejecución de la combinación de alternativas que resulte la más viable económica y financieramente.

En la evaluación económica y financiera el consultor deberá presentar una descripción detallada de los elementos metodológicos y procedimientos de cálculo que empleará para determinar los indicadores de rentabilidad.

2. Alcances

Con la realización del estudio de evaluación se pretende obtener el análisis detallado de la factibilidad económica y financiera del proyecto, la determinación de los indicadores arriba mencionados así como los análisis de sensibilidad y los resúmenes de resultados.

Evaluación económica

Para el estudio de factibilidad económica se deberá utilizar un modelo de análisis que considere las condiciones con y sin proyecto de la red regional y evalúe los beneficios en cada una a partir de las diferencias tanto en costos de operación como en tiempos de recorrido. El análisis deberá considerar el efecto de cada una de las alternativas de acción en los diferentes tramos que componen la red previamente definida.

Para determinar los gastos de mantenimiento en las condiciones con y sin proyecto se planteará un programa específico para cada tramo de la red, su estado de conservación actual y esperado serán utilizados para determinar las variaciones en los costos de mantenimiento y los de operación de usuarios.

Los costos de construcción, conservación y ampliación que se requieren para la determinación de las inversiones y los gastos de mantenimiento serán calculados por el consultor utilizando precios índice acordes con el tipo de terreno, tipo de acción y alternativa que se plantea para cada tramo. Una vez determinados estos costos serán validados por la supervisión del estudio para que sean utilizados como datos básicos en los análisis.

En cada tramo de la red definida y para cada alternativa, se determinarán las condiciones operativas actuales y esperadas en función del tránsito actual, la tasa de crecimiento promedio, las características geométricas, el tipo de terreno, el estado superficial y el medio (interurbano o urbano) al que pertenezca el tramo. Para los tramos nuevos se utilizarán los resultados del estudio de asignación de tránsito en sus diferentes escenarios de captación.

Para cada una de las alternativas será necesario reportar las bases de análisis, las acciones de mantenimiento programadas en el horizonte de planeación, la evolución esperada del estado superficial, las variaciones en velocidades, costos

de operación y tiempos de recorrido en cada año del plazo de análisis, que será de 30 años.

Los indicadores de rentabilidad mencionados en el punto 1 serán calculados para cada alternativa y en el caso de la tasa interna de retorno y del valor presente neto, estos serán reportados anualmente a partir del primer año de operación y hasta cubrir un horizonte de planeación de 30 años.

Los análisis de sensibilidad se harán considerando variaciones respecto a las condiciones base en diez rangos de acuerdo con lo siguiente:

Variable	Desde	Hasta
Inversión	80%	150%
Tasa de actualización	5%	20%
Costos de mantenimiento	80%	150%
Costos de operación	80%	150%
Tránsito	80%	120%
Composición vehicular (*)		
Política de conservación	Acciones necesarias para mantener un IRI máximo de 10 m/km	Acciones necesarias para mantener un IRI máximo de 4 m/km

(*) Sólo para los tramos nuevos y en funcion de los resultados del estudio de asignación de transito

Evaluación social

Se determinarán para cada una de las poblaciones dentro de un radio de influencia en torno al proyecto, los indicadores de rentabilidad social siguientes:

Accesibilidad.- en las situaciones con y sin proyecto, desde cada una de las poblaciones de la zona hacia **Tuxtla Gutiérrez y San Cristóbal de las Casas**.

Habitantes beneficiados.- Población beneficiada en la zona de influencia directa que estará definida por un radio de 10 kilómetros en torno al proyecto y también se calculará la población beneficiada en forma indirecta en un radio de 10 y hasta 25 kilómetros en torno al proyecto. Se desagregará de la población total la económicamente activa.

Efecto en el acceso a la salud.- Con base en el número de casos atendidos por municipio de las 15 enfermedades de mayor incidencia en la zona, calcular la accesibilidad a la salud en la situación sin proyecto y con proyecto considerando la mayor capacidad instalada en las poblaciones de **Tuxtla Gutiérrez y San Cristóbal de las Casas**.

Evaluación financiera

La evaluación financiera se hará para los tramos nuevos en los que su construcción podría financiarse a través del esquema de concesión. Estos son las diferentes alternativas de ubicación y sección del proyecto.

Para el estudio de factibilidad financiera se deberán construir los cuadros detallados de análisis que se refieren básicamente al estado de resultados y el cuadro de fuentes y usos.

Se harán corridas con un modelo financiero que asegure la consideración de fuentes y usos de recursos. Sólo se presentará la corrida financiera del escenario base con los datos iniciales de tránsito, tarifa, plazo, tasa de interés, etc.

La corrida financiera se hará a precios constantes de mayo de 1998 y las tasas de interés a considerar serán en términos reales de acuerdo con el tipo de deuda que se proponga utilizar para la parte de crédito que soporte el proyecto.

Para cada proyecto se utilizarán dos modalidades de participación del sector público en el financiamiento de una parte de las inversiones:

- Aportación directa de recursos a fondo perdido.
- Aportación vía el FINFRA con capital de las series A y B sujeto a las reglas de operación del fondo que establecen montos máximos y esquemas de recuperación para cada tipo de aportación.

El consultor determinará para cada alternativa evaluada bajo este esquema los montos de participación de cada componente de la estructura financiera considerando crédito, capital y recursos públicos.

Para la participación de crédito en el proyecto deberá determinarse la capacidad de pago considerando la deuda que se puede servir en un plazo máximo de recuperación del crédito de 15 años a tasas reales de 5, 7, 10 y 15%. En caso de que se proponga utilizar varios tipos de deuda en el diseño de la estructura financiera se establecerán las tasas de interés de cada componente del crédito y se presentará el desglose del servicio de deuda que generen en cada periodo.

Los análisis de sensibilidad se llevaran a cabo con los rangos de variación establecidos en el apartado de evaluación económica para los conceptos de inversión, gastos de mantenimiento y tránsito. Adicionalmente se variará la tarifa en un rango de 0.4 a 1.2 $/km para el vehículo ligero a intervalos de 0.2 , las tasas de interés se variarán de acuerdo con lo establecido en el párrafo anterior y los costos de operación de casetas se variarán en un rango de 80 a 150% del costo

promedio reportado por CAPUFE para una caseta con aforo promedio similar al del proyecto.

Con base en los resultados que se obtengan para cada alternativa se recomendará la estructura financiera más adecuada para llevar a cabo el proyecto bajo el esquema de concesión. Se realizará una jerarquización de las alternativas evaluadas considerando como criterios la menor aportación de recursos públicos, la mayor capacidad de pago, la mayor tasa de rentabilidad al capital y un plazo máximo de concesión de 30 años.

3. Productos

Los productos que se espera obtener del estudio son los siguientes:

1) Documento principal en donde se detallen tanto las bases de la evaluación y los datos utilizados como los resultados obtenidos.

2) Corrida financiera base del análisis presentada en el balance de fuentes y usos correspondiente, en periodos anuales.

3) Anexos con tablas y cuadros resumen de las consideraciones y resultados de los análisis de sensibilidad, la corrida financiera base y la corrida de evaluación económica.

4) Conclusiones donde se indique la estrategia que se considere viable, especificando la alternativa más recomendable para cada proyecto analizado y el orden de prioridades para las acciones que componen la estrategia.

5) Se entregará tres copias de todos los documentos que genere el estudio.

4. Programa

El programa de trabajo deberá considerar que el estudio se realizará en un plazo de 93 días, incluyendo el estudio de Asignación y Pronóstico de Tránsito.

5. Datos que proporcionará la dependencia

- Características generales de la obra (trazo, longitud, secciones, tipo de obra)
- Propuesta de estructura tarifaria (nivel tarifario aplicable a cada tipo de vehículo)

6. Elementos metodológicos y datos que el consultor deberá aportar

El consultor deberá contar, entre otros, con los elementos metodológicos y determinar la información que a continuación se señala para asegurar la adecuada realización de los trabajos motivo de esta licitación:

Elementos metodológicos y modelos

- Bases conceptuales de evaluación económica y financiera de proyectos.
- Costos de operación de usuarios actualizados a la fecha.
- Manual de capacidad vial o elementos para la determinación de la velocidad de los vehículos en carreteras libres y autopistas con acceso controlado.
- Elementos conceptuales para previsión de deterioros en pavimentos y programación del mantenimiento en carreteras.
- Modelos sistematizados para la realización de cada uno de los cálculos solicitados incluida la previsión del deterioro, el cálculo de velocidades, costos de operación, tiempos de recorrido, determinación de los indicadores económicos y todo lo relacionado con la construcción del cuadro de fuentes y usos y determinación de los resultados de la evaluación financiera, así como la metodología de evaluación social.

Datos que el consultor deberá determinar o conseguir

- Inversión estimada para cada una de las alternativas planteadas (costos índice).
- Costos de operación tanto de usuario como del proyecto
- Tasas de interés aplicables a los diferentes tipos de deuda con que se estructura financieramente el proyecto

7. Guía para la presentación de las propuestas

7.1 Propuesta técnica

Tomado en cuenta los requisitos para la presentación de la propuesta técnica establecidos en las bases de concurso y a fin de que el grupo evaluador de propuestas conozca a detalle las capacidades técnicas del consultor para realizar

el trabajo motivo de esta licitación, la presentación de la propuesta del consultor deberá comprender lo siguiente:

1) ***Conceptualización del estudio***; descripción de lo que se entiende por el estudio, las actividades, los alcances y los resultados esperados.

2) ***Catálogo de conceptos o actividades con las que pretende realizar el estudio***; conociendo los datos que proporcionará la dependencia y los resultados esperados, de acuerdo con la metodología que se solicita utilizar y los productos señalados en la sección 3 de estos términos de referencia, describir cada una de las actividades a realizar para obtener los productos que se solicitan y realizar todos los conceptos señalados en el catálogo (forma E-7) anexo.

3) ***Elementos metodológicos a utilizar***; para cada una de las actividades que comprende el estudio y las tareas que se indican en el catálogo de conceptos, descripción de los elementos metodológicos que intervienen y las herramientas informáticas que se emplearán.

4) ***Programa de personal y equipo***; para cada actividad y para cada uno de los conceptos del catálogo debe reportarse el personal y equipo que se ocupará, incluyendo el número de horas efectivas y el producto a obtener.

7.2 Propuesta económica

La presentación de la propuesta económica se deberá ajustar a las bases de concurso y a los formatos que se anexan en las mismas.

EL RESPONSABLE DEL ESTUDIO
DIRECTOR TECNICO

ING. HECTOR DANIEL DEVESA VARAS

EL DIRECTOR GENERAL
ADJUNTO DE PLANEACION Y
EVALUACION DE PROYECTOS

ING. JOSE SAN MARTIN ROMERO

CATALOGO DE CONCEPTOS

Clave	Concepto	Cantidad	P.U.	Importe
3.	***Evaluación económica***			
3.1	Cálculo de costos de operación de usuarios por tramos			
3.2	Cálculo de costos de mantenimiento			
3.3	Determinación de costos y beneficios de la red de análisis			
3.4	Determinación de beneficios netos por tramo y alternativa			
3.5	Determinación de indicadores de rentabilidad económica			
3.6	Establecimiento de prioridades entre alternativas			
3.7	Análisis de sensibilidad a tránsito			
3.8	Análisis de sensibilidad a composición vehicular			
3.9	Análisis de sensibilidad a inversión			
3 10	Análisis de sensibilidad a monto de mantenimiento			
3.11	Evaluación de rentabilidad social conforme a los indicadores solicitados.			
4.	***Evaluación financiera***			
4.1	Determinación de tasas de interés aplicables			
4.2	Planteamiento de estructura financiera			
4.3	Corrida financiera base por alternativa			
4 4	Indicadores de rentabilidad financiera			
4.5	Priorización de alternativas			
4 6	Análisis de sensibilidad a tránsito			
4.7	Análisis de sensibilidad a composición vehicular			
4.8	Análisis de sensibilidad a inversión			
4 9	Análisis de sensibilidad a monto de mantenimiento			
4 10	Análisis de sensibilidad a cuotas			
4 11	Análisis de sensibilidad a tasas de interes			
4.12	Análisis de sensibilidad a estructura financiera			
4 13	Preparación de informe principal y anexos con tablas y gráficos			

EJEMPLO DE PROPUESTA TECNICA PARA EL DESARROLLO DE ESTUDIOS BASICOS DE ASIGNACION Y PRONOSTICO DE TRANSITO, EVALUACION ECONOMICA Y FINANCIERA DE UNA CARRETERA O AUTOPISTA DE CUOTA

BORRADOR / EJEMPLO

TUXTLA GUTIERREZ – SAN CRISTOBAL DE LAS CASAS

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes. a través de la Unidad de Autopistas de Cuota ha identificado el proyecto Tuxtla Gutiérrez-San Cristóbal de las Casas como una posible autopista de peaje.

Para esta autopista, cuya longitud es de 45 kilómetros pues tiene origen en Chiapa de Corzo y concluye en San Cristóbal de las Casas, se cuenta con dos alternativas para su construcción, que difieren básicamente en el número de carriles por analizar y que pueden ser de dos o cuatro.

Asimismo, la alternativa de construir el trazo nuevo se deberá analizar contra la opción de modernizar el cuerpo actual, lo que a su vez se puede hacer con la variante a 12 metros de ancho o a cuatro carriles de circulación con 22 metros de ancho.

Bajo estas consideraciones, se realizarán los análisis de demanda y la evaluación económica y financiera a fin de determinar la opción más viable

ASIGNACION Y PRONOSTICO DE TRANSITO

En la primera parte. la empresa determinará la demanda potencial de cada tramo y para las diferentes opciones y realizará el cálculo de la captación esperada para los distintos niveles tarifarios que más adelante se mencionan, considerando que se cobrarán cuotas en el tramo y que el tránsito captado variará en función de dichos niveles tarifarios

Para el análisis de la demanda potencial, los tramos a considerar serán Tuxtla Gutiérrez-San Cristóbal de las Casas, San Cristóbal de las Casas-Comitán, Chiapa de Corzo-Venustiano Carranza, Venustiano Carranza-Comitán, todos ellos integrantes de la red regional de análisis establecida por la Unidad de Autopistas de Cuota en los términos de referencia

Para llevar a cabo el análisis de la demanda potencial considerando esta red de análisis se determinarán las condiciones de operación actuales y futuras con base en los proyectos y alternativas que al inicio se mencionan.

La asignación de tránsito se hará por los métodos solicitados en los términos de referencia, cuya metodología se detalla en el apartado correspondiente y se hará considerando la competencia entre las rutas planteadas con la red de análisis y tomando en cuenta la presencia del proyecto como ruta nueva de cuota en las diferentes variantes (de sección y construcción o modernización) en que se ha identificado.

Los trabajos se realizarán con el alcance solicitado por la Unidad de Autopistas de Cuota y conforme a lo siguiente:

1.- Análisis de la demanda

Para la realización de este análisis de la demanda se llevarán a cabo los trabajos de campo y gabinete que corresponden, básicamente se hará una visita previa al sitio donde se instalarán las estaciones según lo señala el croquis de localización proporcionado por la SCT. Para la realización de este análisis de la demanda se llevarán a cabo los trabajos de campo y gabinete que corresponden, básicamente se hará una visita previa al sitio donde se instalarán las secciones según lo señala el croquis de localización proporcionado por la SCT, ubicando el sitio adecuado en donde existan las condiciones físicas que proporcionen la seguridad adecuada al personal; asimismo, se capacitará al personal de campo de la región que participará en el estudio para garantizar lo fidedigno de las estadísticas recabadas; dicho personal será dirigido y supervisado por los especialistas de la empresa.

La capacitación se hará antes de iniciar los trabajos de campo y previo al inicio de la encuesta se hará un periodo de prueba de algunas horas.

En la participación de los encuestadores y personal de apoyo para los trabajos de campo, tanto para la propuesta técnica como para la propuesta económica se hace la consideración del tiempo de capacitación como parte de los trabajos.

Se realizarán encuestas de origen y destino en dos estaciones (las indicadas por la SCT) en las que se aplicará la encuesta directa al conductor de la totalidad de vehículos que circulen durante cuatro días, éstas se harán en dos días laborables y dos de fin de semana, por lo que se estima encuestar a un total de 16.000 vehículos durante los cuatro días tanto en la estación Navenchauc como 6.000 vehículos en la estación Venustiano Carranza, esto conforme a la información proporcionada por la SCT en los términos de referencia.

La instalación de cada una de las estaciones de encuesta se hará conforme al tipo que se indica en el croquis anexo, asimismo, el señalamiento de la estación se hará conforme a lo que señala el Manual de Dispositivos para el Control de tránsito en Carreteras que publica la SCT a través de la Dirección General de Servicios Técnicos.

Los formatos a utilizar son los que proporciona la SCT y que consisten en obtener del conductor entre otra información, aquélla acerca de su origen y destino, el tipo de vehículo entrevistado, la frecuencia de viaje, su disposición al

pago de cuota; si es vehículo de carga, el tipo de ésta y si es autobús el número de pasajeros que transporta.

La encuesta se aplicará al total de los vehículos y la disposición al pago de cuota a uno de cada cinco usuarios, la empresa tratará de incrementar la muestra en lo que respecta a disposición al pago hasta 1 de cada tres usuarios encuestados, lo que ampliará la muestra para un mejor resultado de la disponibilidad de los usuarios al pago de cuota, enriqueciendo así el análisis

En caso de que alguna interferencia no imputable al procedimiento de encuesta se dejase pasar durante un periodo largo los vehículos sin encuestar, la empresa repondrá estas encuestas con tiempo adicional de la misma que garantice que el tamaño de la muestra sea de cuando menos el solicitado por la SCT al establecer 16,000 vehículos en la estación Navenchauc y 6,000 vehículos en la estación Venustiano Carranza. El método para realizarla se determinará en campo.

Dado que la SCT autoriza a la empresa a reportar información adicional que se considere pertinente, y que pueda obtenerse durante la encuesta, ésta complementará el formato proporcionado por la SCT como anexo a los términos de referencia y agregará a los reportes datos derivados de preguntas adicionales hechas a los propios conductores; así como un análisis de mercado que reporte el costo de los fletes en la ruta por tonelada - kilómetro. Durante la encuesta reportará por separado los vehículos de carga pertenecientes a empresas transportistas y aquellos del servicio público federal independientes. Todos estos datos desde luego serán complementarios a los solicitados en el formato de la SCT.

También, adicionalmente a la aplicación de la encuesta con el formato indicado por la SCT se aplicará en paralelo, a los propietarios de vehículos pesados una encuesta en la que se le pregunte sobre las características deseables de la autopista de cuota, la que servirá para establecer funciones de preferencia por expectativas y comparar la captación esperada de tránsito considerando los atributos deseables.

Todos los datos recopilados, a excepción de los adicionales, se identificarán en el formato establecido por SCT utilizando el catálogo de claves proporcionado para tal efecto y se hará la captura de la información en Excel versión 4.0 en el formato establecido como lo solicitan los términos de referencia en disquetes de 3.5 pulgadas.

Se realizarán aforos de tránsito en las tres estaciones solicitadas por la SCT en las que además del conteo vehicular se hará su clasificación. En cada uno de estos tres puntos el aforo se realizará durante 7 días continuos durante las 24

horas de cada uno, se harán cortes de datos por hora, por día y por sentido de circulación.

De los tres puntos de aforo dos se harán en forma simultánea en las estaciones de las encuestas de origen-- destino, comprobando así el tránsito que pasó por el punto de encuesta y que la muestra sea como se señala en los términos de referencia al total de los vehículos durante los 4 días.

Los tiempos de recorrido se determinarán para cada uno de los tramos de la red de análisis con el método de lectura de placas, esto se hará previa determinación de las horas pico y en ambos sentidos.

Bajo el método de lectura de placas se emplearán observadores en los extremos de los tramos que definen la red de análisis y se tomarán las lecturas de placas y hora de paso para de esta manera hacer el cálculo del tiempo transcurrido entre su paso por un punto y otro y determinar el tiempo total por tipo de vehículo y por tramo, así como el promedio de todos los vehículos que integrarán la muestra.

Se hará la recopilación de información sobre las características socioeconómicas de la zona de influencia del proyecto y entre las fuentes de información que se consultarán estarán los datos censales de población que publica INEGI, los datos de los censos económicos de INEGI a través del sistema SAIC y el sistema CIEN, los resultados derivados del conteo más reciente de población efectuado por INEGI, el sistema SIMBAD de información a nivel municipal del INEGI y finalmente los cuadernos de planeación para el Estado de Chiapas. La información a consultar consistirá en la Población Total por grupos de edades, la Población económicamente activa por sector de actividad, nivel de ingreso y edad, el producto regional bruto, el nivel de motorización por ciudad y de la zona de influencia, así como las características del parque vehicular, el desglose de las actividades predominantes en la región y el número de empleados en cada una, así como los salarios promedio por rama de actividad, los proyectos de desarrollos urbanos e industriales y usos de suelo en la zona de influencia del proyecto.

Asimismo, a nivel local, durante la realización de los trabajos de campo se hará una investigación documental de los planes estatales de desarrollo en la zona y de los proyectos complementarios a la autopista que pudieran existir a nivel estatal o de otro sector como el agropecuario, industrial o turístico.

Los principales productos que se obtendrán de esta parte del estudio son:

- Croquis de localización de los puntos de aforo y encuesta de origen-destino

- Listados de origen-destino por ruta, con el volumen y la clasificación vehiculares de las rutas que sumadas cubran un volumen equivalente al 80% del aforo observado, los listados se prepararán para cada uno de los sitios de encuesta y se construirá un mapa de líneas de deseo.
- Se construirán cuadros generales de clasificación por tipo de vehículo, por nivel de ocupación (referente al número de pasajeros y volumen de carga), por tipo de carga o de producto y por estratos de la demanda (edad de la flota, frecuencia de viajes, nivel de ingreso del conductor, disponibilidad de pago y tipo de combustible).
- Se elaborarán tablas de aforo por punto de conteo, con clasificación vehicular desglosada y se presentarán los volúmenes con cortes por hora y día y las estimaciones de los tránsitos.
- Se presentarán las estimaciones de tránsito promedio diario semanal y anual en cada punto de aforo de encuesta, mediante la aplicación de factores de ajuste mensual que proporcionará la SCT
- Se construirán cuadros con el reporte de los tiempos de recorrido por tramo, por tipo de vehículo y por hora del día señalando la o las horas pico.
- Se presentarán los cuadros correspondientes al nivel de servicio por tramo, el que será calculado de acuerdo al Manual de Capacidad Vial
- Se construirán los cuadros estadísticos de los datos socioeconómicos de la zona de influencia, para las variables que se solicitan en los términos de referencia y adicionalmente aquellas que se consideren representativas o relacionadas con los flujos vehiculares de manera importante.
- Cuadros estadísticos de datos históricos de tránsito en las principales carreteras de la zona con énfasis en aquellas que integran la red de análisis del estudio.
- Hojas codificadas conteniendo los datos recopilados conforme al formato establecido, separadas por día, hora y sentido de circulación.
- Cédulas de encuestas de origen-destino debidamente requisitadas.
- Disquetes de 3.5 pulgadas, de alta densidad, conteniendo la información registrada en el formato establecido, debidamente identificados en su parte exterior y en dos tantos
- Memorias de cálculo de los análisis de los estudios de campo.

2.- Análisis de la oferta

Con base en los recorridos en cada uno de los tramos de la red de análisis y con base en la información sobre sección geométrica, pendiente, tipo de terreno, estado físico y longitud que de cada uno de éstos se obtenga de la SCT y de los trabajos de campo, se analizarán las ventajas del proyecto en cada una de sus variantes y alternativas de construcción o modernización, tales como los

beneficios que ofrece en longitud, conexiones y entronques en cada alternativa y el peso que pudieran tener estas características en las condiciones de operación y de estado físico para la captación de tránsito potencial en el proyecto propuesto.

La determinación de las condiciones operacionales se hará conforme al manual de Capacidad Vial que publica la SCT a través de la Dirección General de Servicios Técnicos, mientras que los costos de operación se determinarán tomando como referencia el procedimiento que se señala en la publicación No 30 del Instituto Mexicano del Transporte y utilizando el modelo informático VOCMEX.

Los principales productos a obtener de esta fase del estudio son:

- Cuadros resumen con las características físicas de los tramos de la red de análisis.
- Cuadros resumen de las condiciones operacionales actuales de cada uno de los tramos que integran la red de análisis.
- Memorias de cálculo de los análisis de capacidad y nivel de servicio de los tramos de la red de análisis.
- Cuadros resumen con la determinación de los costos de operación unitarios por tipo de vehículo y por tramo para cada uno de los que integran la red de análisis.

3.- Asignación de tránsito

Para la asignación de tránsito se emplearán tres métodos tal como se solicita en los términos de referencia, estos son: Método AASHTO, Método de redes o Ruta óptima y Método de simulación probabilística.

En los tres casos se formularán escenarios de asignación para tres niveles de cuota solicitados por la SCT, éstos son: el escenario deseable que corresponde a la cuota media de CAPUFE, el escenario bajo que corresponde a la cuota media de las autopistas concesionadas y el escenario optimista que corresponde a una cuota equivalente al 80% de los ahorros en costos de operación de los usuarios

A continuación se describe cada una de las metodologías de asignación a utilizar:

Método AASHTO

Se hará el cálculo de los factores de captación aplicando la expresión que relaciona los tiempos por la ruta nueva y la actual, posteriormente se afecta esta captación por un factor que refleja la elasticidad del usuario ante una vía de

peaje y que se denomina factor de cuota, estos factores se aplican al tránsito potencial que se obtiene mediante la aplicación del porcentaje de rutas que podrían utilizar el proyecto al aforo registrado en el punto de encuesta

La expresión y variables básicas utilizadas en la asignación por el método AASHTO son las siguientes:

TDPA (atraido) = TDPA * (%Rutas) * FU * FC
FU = 1/(1+T^6) donde T = (tiempo en la ruta de proyecto) / (tiempo ruta actual)
FC = f (itinerario nivel de cuota)
Itinerario = corto, medio, largo
Cuota = Media de Capufe, Media autopistas concesionadas, 80% de ahorros en costos de operacion

Conforme a esto, el procedimiento consiste en calcular para cada ruta las condiciones operativas como la velocidad y tiempo de recorrido y aplicar los factores que corresponden según el análisis de itinerarios (que se realizará a partir de las matrices de origen destino) y según el cálculo del factor de utilización.

Dado que en los términos de referencia se solicita que sean tomadas en cuenta para la asignación y previsión de las condiciones operativas futuras las diferentes políticas de conservación, en la aplicación del método AASHTO se calculará el factor de utilización en forma dinámica pues en cada año las condiciones de operación varían tanto por el crecimiento esperado del tránsito como por el deterioro de los pavimentos, lo que afecta las velocidades de operación y tiempos de recorrido

Con este cálculo, en la elaboración de los pronósticos año con año se podrán sustituir los valores resultantes del factor de utilización y calcular el TDPA atraído por el proyecto.

Método de redes o de ruta óptima

Este método consiste en plantear una ecuación de costo total de transporte que incluye los costos de operación, el valor de los tiempos de recorrido y el costo de las cuotas en cada una de las rutas posibles dentro de la red de análisis.

La asignación de tránsito se hace primeramente detectando el volumen de tránsito potencial que se determina con el análisis de las matrices origen - destino, posteriormente se divide este volumen en tantas partes como iteraciones se vayan a realizar y se hace una primera evaluación de las condiciones operativas de cada ruta para ponerlas en competencia por el grupo de usuarios que se asigna en la primera iteración, el cual se asume que elige la ruta óptima que le representa el menor costo total de transporte. Sucesivamente se actualizan las condiciones operativas de todas las rutas en competencia y se asigna en cada iteración el grupo de vehículos a la ruta óptima.

Al concluir con todos los grupos de vehículos se tendrá en cada ruta y por lo tanto en cada tramo el tránsito que circulará una vez insertada en la red de análisis la nueva ruta.

Cabe mencionar que bajo este análisis, en cada iteración se calculan las condiciones operativas de cada tramo de la red de análisis, por lo que sin que cada iteración represente un año o periodo de tiempo, se determina la captación de tránsito del proyecto en el momento para el cual se tiene determinado el volumen potencial.

También es conveniente señalar que estos análisis se harán tanto para el volumen total de vehículos como para cada tipo de ellos, dado que las condiciones operativas de éstos son diferentes y arrojan diferentes valores en velocidades, costos de operación, tiempos y se les cobran diferentes cuotas

Para construir los pronósticos, primeramente se proyectan las matrices de origen-destino con el método gravitacional de atracción entre poblaciones, se seleccionan los pares que utilizarían el proyecto y se asignan con el procedimiento antes descrito. Nuevamente esto se hace por tipo de vehículo y para todo el tránsito.

La expresión y variables básicas utilizadas en la asignación por el método de redes o ruta óptima son las siguientes:

Costo total transporte = Costo de operación + Costo tiempo de recorrido + Cuotas
Costo de operacion = f (velocidad, estado superficial, tipo de vehiculo)
Costo tiempo de recorrido = f (velocidad, tipo de vehiculo, ocupacion vehicular)
Cuotas = f (tipo de vehiculo)
Velocidad = f (seccion geométrica, capacidad, volumen y composición vehicular, tipo de terreno)
Estado superficial = f (IRI actual, politica de conservacion, numero de veh. Pesados)

Evaluando la expresión anterior para cada tramo y por consecuencia para las diferentes rutas se puede establecer la competencia entre estas que aporta los elementos para elegir la ruta óptima en cada iteración y asignarle el grupo de vehículos correspondiente

Método de simulación probabilística

En este método, lo primero que se construirá es la distribución de probabilidad de los usuarios, es decir, en función de las respuestas sobre su disposición al pago de cuotas y uso del proyecto se hará el análisis de frecuencias y se construirá la distribución correspondiente.

Dado que en los términos de referencia se solicita que para el flujo potencial obtenido del análisis de las matrices origen – destino se haga la simulación en periodos mensuales durante los cinco primeros del proyecto considerando el comportamiento estacional del tránsito en cada mes, la empresa hará la

investigación de los histogramas de comportamiento estacional que se asociarían a las estaciones de origen – destino y simulará la muestra de usuarios conforme al comportamiento de su curva de distribución de probabilidad.

Posteriormente, el procedimiento de simulación que se propone y cuya validez se demostrará estadísticamente, consiste en simular la preferencia del usuario entre la vía alterna y la nueva de cuota mediante la utilización de un modelo de tipo LOGIT, cuyas expresiones básicas son las siguientes:

P(Autopista de cuota) = 1 /1 (1 + exp(a * dU))
P(Ruta alterna libre) = 1 - P (Autopista de cuota)
P(Autopista de cuota) = Probabilidad de tomar la autopista de cuota
P(Ruta alterna libre) = Probabilidad de tomar la o las vías libres
(a) = factor de escala
(dU) = Diferencia de utilidad entre las rutas
(dU) = Utilidad en la Autopista de cuota – Utilidad en la Ruta alterna libre
(dU)= X1 * (tiempo en autopista – tiempo en ruta libre) +
X2 * (costo de operación en autopista – costo de operación en ruta libre) +
X3 * (cuotas en autopista – cuotas en ruta libre)

El parámetro (a) se calibra para la zona y ventajas que ofrece el proyecto respecto a la ruta alterna. Los parámetros X1, X2 y X3 son calibrados a partir del análisis de las respuestas sobre la preferencia del usuario y los valores de tiempo. costo de operación y cuotas se obtienen en forma similar a como se planteó en el método de redes sólo que en este caso el análisis se hace por mes y por consiguiente los valores de estado superficial se mantienen prácticamente constantes en un mismo año conforme a la política de conservación durante cada uno de los cinco años a simular.

El procedimiento de simulación se hace en los cinco pasos siguientes:

a) Se expande la muestra de usuarios con base en la curva de distribución de probabilidad de los usuarios que se definió en el primer párrafo de esta sección.
b) Se calibran los parámetros x1.x2 y x3 así como el factor (a).
c) Se toma mes a mes los diferentes grupos de usuarios de la muestra expandida y se calcula su probabilidad de utilizar el proyecto conforme a las expresiones del modelo LOGIT
d) Se asignan al tramo o ruta tanto el porcentaje de los que si la usarían como el porcentaje de los que no optarían por el proyecto (probabilidad de uso y su complemento).
e) Se hace la determinación de las nuevas condiciones operativas y se procede con el siguiente grupo de usuarios. se procede como lo señala el inciso (c) y una vez agotado se pasa el mes siguiente de la simulación hasta completar los cinco años que se solicitan

Este mismo proceso se realiza para los tres niveles tarifarios antes mencionados.

Para concluir esta fase del estudio se hará la comparación entre los resultados obtenidos con los diferentes métodos de asignación y se establecerán relaciones entre ambos para los distintos niveles tarifarios.

Asimismo, a efecto de contar con los elementos necesarios para la evaluación financiera, y dado que en ese apartado se solicita el análisis para variaciones de la tarifa en el rango de 0.4 a 1.2 $/km a intervalos de 0.2 $/km para vehiculo ligero, se harán por los tres métodos las asignaciones correspondientes a cuotas del vehiculo ligero iguales a 0 4 , 0.6, 0.8, 1.0 y 1.2 $/km y las correspondientes para autobuses y camiones.

Los principales productos a obtener de esta fase del estudio son:

- Cuadros resumen de la asignación para cada uno de los niveles tarifarios, métodos y periodos solicitados, desglosados por tipo de vehículo y arco de la ruta con proyecto.

4.- Pronóstico

Se harán pronósticos tendenciales y causales, los primeros en función de los datos estadísticos de las tendencias de crecimiento del aforo en las rutas existentes y los segundos considerando la tendencia de crecimiento derivada de la correlación entre el aforo y las variables socioeconómicas de la zona, las que se proyectarán y mediante un modelo de tipo gravitacional se determinará el aforo esperado en cada periodo.

Asimismo, estos pronósticos considerarán como situación alternativa la existencia de otros proyectos o programas de inversión que pudieran modificar las condiciones socioeconómicas que a su vez modifiquen la asignación de tránsito a la ruta

Dado que se solicita la descripción de la metodología a emplear para proyectar las matrices de origen - destino con el modelo gravitacional, la empresa iniciará la calibración de los parámetros del modelo, relacionando las matrices origen - destino obtenidas de los trabajos de campo con las variables socioeconómicas en su situación actual, en forma concreta se relacionará el número de viajes entre los polos generadores y concentradores con las variables socioeconómicas de dichos puntos y la forma como influye en cada tipo de vehículo

Para pronosticar el aforo, se proyectarán las variables socioeconómicas a los diferentes periodos de cinco años hasta cubrir el horizonte de análisis de 30 años y en cada uno de estos periodos se aplicarán los métodos de asignación descritos para así obtener la asignación en cada periodo.

Para los pronósticos tendenciales, se proyectará el aforo actual conforme a las tasas de crecimiento que se determinen para cada tramo y una vez hecho esto por periodos de cinco años, se aplicarán los métodos de asignación para determinar la captación correspondiente.

Como ya se mencionó anteriormente, serán considerados también como una situación alternativa los proyectos o programas de inversión que pudieran afectar el pronóstico de flujos y por tanto la asignación de tránsito. asimismo. el análisis se hará por tipo de vehículo en todos los casos tal como se menciona en la descripción de las metodologías de asignación a utilizar.

Para dar cumplimiento a lo solicitado en la guía para la presentación de la propuesta técnica en el apartado 7.2 en cuanto a la descripción detallada de cómo se realizarán cada uno de los conceptos del catálogo, a continuación se presenta para cada uno de los conceptos la descripción del procedimiento para su realización y los elementos metodológicos y recursos humanos. de materiales y equipo a utilizar.

Concepto: 1.1 Capacitación y reclutamiento del personal de campo

Procedimiento para su realización

Un día antes de iniciar los trabajos se procederá a la formación de turnos de trabajo y capacitación del personal que participe en los trabajos de encuesta, el cual será contratado en la región y de preferencia con un nivel de estudios de bachillerato para garantizar la calidad de los trabajos, por lo que respecta a las encuestas de origen - destino se procederá a explicar el manejo del formato de encuesta que proporcionará la Unidad de Autopistas de Cuota de la SCT, las preguntas que aplican según sea el tipo de vehículo, reconocer cada vehículo según la nomenclatura establecida por la SCT y la forma en que deberán dirigirse a los usuarios, una vez comprendidos los puntos anteriores se procederá a realizar un breve entrenamiento para verificar que los encuestadores hayan comprendido perfectamente el trabajo y que no existan dudas al respecto; las brigadas de trabajo serán de 8 hrs y se integrarán de la siguiente forma: 7 Encuestadores, 2 Bandereros y 1 Supervisor o Jefe de Estación en los turnos matutino y vespertino, y 5 Encuestadores, 2 Bandereros y 1 Supervisor para el turno nocturno.

Para los aforos de tránsito se procederá a la formación de brigadas y capacitación del personal, esta capacitación consistirá en la explicación del manejo del formato de aforo y en el reconocimiento de los diversos tipos de vehículo tomando como base la nomenclatura establecida por la SCT, una vez comprendida la forma en que se realizarán los trabajos se procederá a efectuar una breve práctica para verificar que todo esté comprendido y no existan dudas. Las brigadas de trabajo estarán conformadas por 2 Aforadores (1 en cada sentido de circulación) y un Jefe de Brigada para turnos de 8 Horas en cada una de las estaciones de aforo, además de 1 Supervisor para el turno diurno y 1 para el turno nocturno.

Por lo que respecta a los Tiempos de Recorrido el personal que participara se seleccionará de la encuesta de Origen - Destino, es decir aquellos que tengan buena caligrafía para asegurar la buena calidad de los trabajos, además de que el personal ya conocerá la clasificación vehicular por lo que el trabajo se les facilitará. Las brigadas de trabajo estarán compuestas por 4 Lecturistas de Placas, 2 por sentido de circulación (1 al inicio del tramo y otro al final), además se tendrá un supervisor que revisará y recogerá la información que se genere.

Recursos humanos que intervienen:

19 Encuestadores
6 Bandereros
2 Supervisores o Jefes de Estación
18 Aforadores
9 Jefes de Brigada
2 Supervisores de Aforo

Equipo:

2 Vehículos
37 Chalecos
37 Cascos
37 Impermeables

Materiales:

60 Formatos de Encuesta
60 Formatos de Aforo
37 Lápices o Bolígrafos
37 Tablas de campo

Concepto: 1.2 Instalación de las estaciones de aforo y de origen y destino

Procedimiento para su realización

Se instalarán dos estaciones de encuestas de origen - destino que quedarán preferentemente en sitios determinados por la SCT para ello se procederá a colocar el señalamiento vertical, el cual consistirá en letreros con las características y dimensiones especificadas en el Manual de Dispositivos para el control de Tránsito en Calles y Carreteras publicado por la SCT, que contendrán la información siguiente: Encuesta de Origen y Destino a 500 m., Encuesta de Origen y Destino a 250 m., Disminuya su Velocidad, Flecha de Desviación (en caso de ser necesario desviar el tránsito según el ancho de la carpeta) y Alto, todo esto en ambos sentidos de la carretera, también se dejarán listas las perforaciones en la carpeta para la colocación de sombrillas de protección a los encuestadores a una distancia aprox. De 20 m. entre sombrilla y sombrilla las cuales se colocarán junto con los Tráficonos unos minutos antes de comenzar la encuesta por otro lado se procederá a la instalación eléctrica para el buen funcionamiento de la estación durante la noche, además se contará con una planta de luz de emergencia en el caso de que por cualquier motivo falle el suministro de energía de igual forma se instalara una caseta o tienda de campaña que servirá como oficina para llevar a cabo los trabajos de revisión y ordenamiento de la información . Se anexa un croquis de la Estación de Encuestas con las características antes mencionadas.

Por lo que respecta a los aforos de tránsito se instalarán tres estaciones que quedarán preferentemente ubicadas en los sitios marcados por la SCT, buscando colocar a los aforadores en lugares seguros y donde no distraigan la atención de los conductores.

Recursos humanos que intervienen por estación:

6 Bandereros y/o Ayudantes en General
1 Jefe de Estudio
1 Jefe de Estación de Origen y destino
1 Supervisor de Aforo

Equipo por estación:

1 Vehiculo
1 Lote de Señalamiento Vertical
55 Tráficonos

9 Chalecos
9 Cascos Protectores
9 Impermeables
2 Banderas
1 Caseta o Tienda de Campaña
1 Mesa
4 Sillas
2 Lámparas de Mano
4 Sombrillas
1 Planta de Luz
1 Botiquín de primeros auxilios
1 Lote de Herramientas y Materiales
2 Luces Destellantes

Materiales por estación:

1 Lote de Material Eléctrico

Concepto: 1.3 Encuestas de origen-destino

Procedimiento para su realización

Se levantarán encuestas de origen - destino a la totalidad de los vehículos de la carretera, adicionalmente se preguntará la disponibilidad al pago de cuota a uno de cada cinco vehículos encuestados, en dos estaciones que quedarán preferentemente en sitios determinados por la SCT. Los trabajos se desarrollarán en cada estación durante 24 horas y 4 días continuos (jueves, viernes, sábado y domingo, o viernes, sábado, domingo y lunes), y se estima que serán encuestados 16,000 usuarios de la carretera Tuxtla Gutiérrez - San Cristóbal de las Casas y 6,000 usuarios de la Tuxtla Gutiérrez - Venustiano Carranza

Antes de comenzar la encuesta se colocarán las sombrillas y traficonos que permitirán encausar correctamente a los vehículos y así poder ser encuestados, se colocarán 2 encuestadores por sombrilla (1 por sentido) y los bandereros a la altura de la señal de alto, el supervisor se encargara de checar el correcto funcionamiento de la estación, realizar los cambios de turno, revisar la información recavada y recoger las cédulas requisitadas cada cierre de hora; los trabajos se iniciarán a las 7:00 a.m. y concluirán a las 7:00 a.m pasados cuatro días, cumpliendo con lo establecido en los términos de referencia.

De la misma manera se procederá para efectuar los trabajos en la segunda estación de encuesta.

Recursos humanos que intervienen por estación:

19 Encuestadores
6 Bandereros
2 Supervisores o Jefes de Estación
1 Jefe de Estudio

Equipo por estación:

10 Chalecos
10 Cascos protectores
10 Impermeables

55 Traficonos
2 Banderas
1 Caseta
1 Mesa
4 Sillas
1 Lote de Señalamiento Vertical
2 Lamparas de mano
4 Sombrillas
1 Planta de Luz
1 Botiquín de primeros auxilios
1 Lote de Herramienta y Materiales
2 Luces destellantes
1 vehículo

Materiales por estación:

2 Cajas de Bolígrafos
7 Tablas de encuesta
1 Millar de formatos
1 Lote de Material Eléctrico

Concepto: 1.4 Aforos de tránsito

Procedimiento para su realización

Se realizarán aforos manuales con clasificación vehicular de 24 horas durante siete días continuos en tres estaciones ubicadas preferentemente en los sitios marcados por la SCT, se harán cortes por hora y por sentido de circulación para lograr un adecuado manejo de la información.

Las brigadas de trabajo estarán conformadas por 2 Aforadores (1 en cada sentido de circulación) y 1 Jefe de Brigada para turnos de 8 horas en cada una de las estaciones de aforo, cada aforador registrará y clasificará todos los vehiculos que transiten en el sentido de circulación que le corresponda y el jefe de Brigada tendrá un contador de bulto con el cual registrara todos los vehículos que pasan en la carretera (en los 2 sentidos) y al final de cada hora checara que la información recavada por los 2 aforadores coincida con la cantidad registrada en el contador para con ello garantizar que la información sea correcta. el personal estará provisto de chalecos color naranja con cintas reflejantes, casco protector color amarillo e impermeable en cas de lluvia y tres lámparas de mano para el turno nocturno. Además se contará con 1 Supervisor Diurno y 1 Nocturno que se encargará de realizar los cambios de turno y revisar y recoger la información que se haya generado.

Se iniciarán los trabajos primeramente con dos estaciones, una que estará ubicada junto con la primera estación de origen - destino y otra en el punto marcado por la SCT, la tercera estación se ubicará desfasada en tiempo en el sitio donde se instalará la segunda estación de origen - destino con la intención de que tanto la estación de aforo como la de origen - destino concluyan los trabajos el mismo día

Los resultados de los aforos se presentarán en cuadros que contendrán la ubicación de los puntos de aforo, el periodo aforado, la clasificación vehicular, el volumen de tránsito por hora y por día, estimaciones de los tránsitos promedio diario semanal y promedio diario anual, para poder realizar estas estimaciones se utilizarán los factores que la SCT proporcione de acuerdo con la estación maestra con la que se asocie el comportamiento de los aforos en las ubicaciones de los mismos.

Recursos humanos que intervienen por estación:

6 Aforadores
3 Jefes de Brigada
2 Supervisores

Equipo por estación:

1 Contador Manual
3 Lamparas de mano
3 Chalecos
3 Cascos protectores
3 Impermeables
1 Vehiculo

Materiales por estación:

0 1 Millares de formatos
0.4 Cajas de Boligrafos
2 Tablas

Concepto: 1.5 Estudio de tiempos de recorrido

Procedimiento para su realización

Se llevarán a cabo estudios de tiempos de recorrido por el método de lectura de placas en cada arco de la red de estudio considerando, en las horas de luz durante dos días, estos trabajos se efectuarán una vez terminadas las encuestas de origen - destino, el personal para realizar estos trabajos se seleccionará de la encuesta de origen - destino, es decir aquellos que tengan buena caligrafía para asegurar la buena calidad de los trabajos, además de que el personal ya conocerá la clasificación vehicular por lo que el trabajo se les facilitará. Las brigadas de trabajo estarán compuestas por 4 Lecturistas de Placas, 2 por sentido de circulación (1 al inicio del tramo y otro al final) cada uno de ellos registrará la placa, el tipo de vehículo y la hora en que éste pasó, además se tendrá un supervisor que revisará y recogerá la información que se genere. Se tratará de ubicar a los lecturistas en los puntos donde los vehículos disminuyan considerablemente su velocidad (cruce de FC, Zona de Topes, Crucero, etc.) con la finalidad de que cuenten con tiempo suficiente para leer la placa y anotarla y con ello poder captar el mayor número de placas posibles: los lecturistas estarán provistos de chaleco color naranja con cintas reflejantes, casco protector e impermeable en caso de lluvia.

Recursos humanos que intervienen por tramo:

6 Lectores de Placas
1 Jefe de Estudio
1 Supervisor

Equipo por tramo:

4 Chalecos
4 Cascos protectores
4 Impermeables
1 Vehiculo

Materiales por tramo:

0.3 Cajas de Bolígrafos
0.4 Millares de hojas de registro
4 Tablas de encuesta

Concepto: 1.6 Características de infraestructura existente en red de análisis

Procedimiento para su realización:

Se determinarán las características de cada uno de los tramos que conforman la red de análisis, incluyendo en cada caso además del número de carriles, el ancho de la sección geométrica, el estado de conservación medido a través del Indice Internacional de Rugosidad, el tipo de señalamiento, el tipo de camino y su jurisdicción.

Para cada uno de los tramos se estimará también el nivel de servicio actual y la capacidad, a fin de determinar el año de saturación en cada caso. La red de análisis a considerar es la siguiente:

- Tuxtla Gutiérrez - San Cristóbal de las Casas
- San Cristóbal de las Casas - Comitán
- Chiapa de Corzo - Venustiano Carranza
- Venustiano Carranza - Comitán

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Estudio

Equipo:

1 Vehículo

Materiales:

1 Tabla de encuesta
0.1 Millar de formatos

Concepto: 2.1 Captura de información de encuestas

Una vez concluidos los trabajos de campo, el siguiente paso es codificar las cédulas que contienen la información de campo, utilizando las claves que para tal efecto proporcionará la SCT, esto es con la finalidad de facilitar el proceso de captura y un manejo más adecuado de la información. La captura se realizará con el software Excel 4.0 como lo solicitan los términos de referencia. se creará una base de datos que contendrá los mismos campos que contiene el formato de encuesta adicionándole los correspondientes al sentido de circulación y a la fecha, una vez capturada la información de los 4 días de encuesta en sus dos sentidos de circulación se procederá a obtener la matriz de rutas de origen - destino, la cual contendrá estas con su volumen vehicular clasificado por tipo de vehículo, el porcentaje de participación con respecto al total encuestado y el volumen promedio diario, este proceso se efectuará con un software de la empresa hecho en DBASE; por otro lado se obtendrá la información del volumen total encuestado por sentido de circulación, el volumen diario encuestado por sentido de circulación, el volumen total por tipo de vehículo. así como su composición porcentual, el promedio de pasajeros por vehículo y por sentido de circulación para automóviles y autobuses, el motivo de viaje de los usuarios que viajan en automóvil, el número de camiones con carga y sin carga por sentido de circulación y por tipo y la cantidad de toneladas transportadas por tipo de producto y por sentido de circulación. Asimismo. se determinarán las frecuencias de uso de la carretera, la disponibilidad al pago de cuota y el monto o rango de cuota que están dispuestos a pagar los usuarios de la carretera

Recursos humanos que intervienen por estación:

1 Ingeniero Especialista
1 Analista Especializado
5 Codificadores
2 Capturistas

Equipo:

2 Computadoras Pentium
2 Softwares Office 95
2 Softwares Dbase
1 Impresora Láser

Material:

2 Cajas de disquetes
0.3 Millar de hojas

Concepto: 2.2 Determinación de velocidad y tiempos de recorrido

Para determinar la velocidad y el tiempo de recorrido se procederá a capturar la información recabada en campo en una base de datos creada en el software EXCEL, que contendrá los campos; sentido de circulación, fecha, hora de paso, placa y tipo de vehículo, una vez capturada se procederá a buscar pares de placas iguales por sentido de circulación y por tramo auxiliándose de una fórmula macro creada por la empresa en EXCEL que permitirá efectuar todas estas operaciones, una vez realizado este procedimiento se obtendrán los tiempos promedio por sentido de circulación y por tipo de vehiculo para que posteriormente se obtenga el tiempo promedio de recorrido por tramo y por tipo de vehículo. Para el resto de los tramos que conforman la red de análisis, se hará la determinación con el análisis de capacidad vial y con la utilización de los datos de sección geométrica y volúmen de servicio actual.

Tanto la velocidad como el tiempo de recorrido se determinarán para cada uno de los tramos de la red de análisis y se pronosticará para cada uno, el período en el que se alcanza el nivel mínimo de operación.

Adicionalmente, como un paso preliminar para la asignación de tránsito, se construirán las curvas de saturación de cada tramo y se representará en éstas los volúmenes de servicio y los niveles de saturación correspondientes, los cuales guardan una relación directa con la velocidad de operación Dicha relación entre saturación y velocidad se presentará también en una curva para cada tramo

Recursos humanos que intervienen por tramo:

1 Ingeniero Especialista
1 Analista Especializado
1 Capturista

Equipo por tramo:

1 Computadora Pentium
1 Software Office 95
1 Software Dbase
1 Impresora Láser

Materiales por tramo:

5 Disquetes
0.2 Millar de hojas

Concepto: 2.3 Análisis de la infraestructura

Procedimiento para su realización:

Se revisará y actualizará la red de la región en estudio, de tal forma que con la información recabada en el lugar, se tenga una visión más amplia de la cobertura geográfica de la red de carreteras y sea congruente con la zonificación que se haga de la región.

Asimismo, se clasificarán los tramos en términos de capacidad, volumen de servicio, estado de conservación y niveles de servicio representativos de las condiciones de circulación; los cálculos se harán de acuerdo al Manual de Capacidad Vial y el VOCMEX para el cálculo de costos de operación.

Se hará una investigación para contar con datos sobre los cambios y mejoras que se tengan programados en la red de análisis en el corto plazo, con objeto de incorporarlos al momento que se modele la red para cada escenario de desarrollo del sistema de transporte carretero.

Basado en la información obtenida en el concepto 1.6 y con la utilización de las curvas que se construirán en el punto anterior, se hará el análisis de la infraestructura y se determinarán las posibles rutas que puedan competir con la de proyecto. Una vez definidas estas rutas, se planteará el modelo de "red relevante de análisis", el cual será utilizado para la asignación. Como parte del análisis, se incluirá la determinación de las políticas de mantenimiento que cada tramo de la red analizada seguirá, para así asociar a cada caso, los costos de mantenimiento correspondientes y su efecto, tanto en la disminución del deterioro de los tramos, como en los costos operativos de los usuarios.

Como parte del análisis de la infraestructura, se incluirá el de las características físicas del proyecto y la determinación de las condiciones operativas de diseño para la nueva ruta; esto incluirá la determinación de velocidades, costos de operación básicos y tiempos de recorrido

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Proyecto
1 Ingeniero Especialista
1 Capturista

Equipo:

1 Computadora Pentium
1 Software Office 95
1 Impresora

Materiales:

Hojas de Trabajo

Concepto: 2.4 Valor del tiempo de los usuarios

Procedimiento para su realización:

Para asignar el valor del tiempo de recorrido, se analizarán los resultados de las encuestas de origen - destino y se estratificará la demanda, asignando a cada tipo de usuario un costo para la hora de retraso. En términos generales, se propone la utilización de un valor de $9 a $10 por cada hora/usuario de retraso, sin embargo, el valor del tiempo se determinará toda vez que se hayan concluido tanto las encuestas como la definición del marco geográfico y socioeconómico del proyecto.

Se relacionará la información concerniente al tipo de producto transportado, obtenida durante la encuesta de origen - destino, con el valor estimado de dichos productos para obtener el valor de la carga y utilizar estos resultados en el procedimiento de asignación y pronóstico y en la evaluación económica del proyecto.

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Proyecto
1 Ingeniero Especialista
1 Analista Especializado

Equipo:

1 Computadora Pentium
1 Software office 95
1 Impresora Láser

Materiales:

0.1 Millar de papel
2 Disquetes

Concepto: 2.5 Definición del marco geográfico y socioeconómico del proyecto

Procedimiento para su realización:

A la vista de los resultados del censo de población y vivienda. de los resultados del mas reciente conteo de población y vivienda, de los resultados del más reciente conteo de población o apoyados en las estimaciones de CONAPO. así como de los censos económicos, anuarios estadísticos de la SCT y del autotransporte público federal, se desarrollará el marco geográfico, considerando los siguientes criterios:

Criterio de Transporte.- Se identificarán los principales puntos terminales y/o de transferencia de carga y de personas, la accesibilidad de los usuarios de transporte a los diferentes modos (carretero, ferroviario, portuario y aeroportuario).

Criterios Sociales - Se analizará la tasa de crecimiento poblacional de la zona de estudio y las tendencias de crecimiento que presenta.

Criterios Económicos - Se revisará el potencial de desarrollo de las regiones y la localización urbano - regional en la zona, de acuerdo a la información que emitan las dependencias y organismos oficiales tanto de la Federación como del Estado.

Las variables socioeconómicas a nivel municipal y regional que se propone utilizar son.

- Población total
- Población económicamente activa
- Población económicamente activa por rama de actividad
- Población económicamente activa por rango de ingresos
- Nivel de empleo
- PIB total
- PIB por rama de actividad
- Ingreso promedio
- Tasa de motorización

Esta información quedará disponible en cuadros y con las regresiones o análisis estadísticos que se realicen en los anexos del informe principal.

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Proyecto
1 Ingeniero Especialista
1 Analista Especializado
1 Licenciado en Economía
1 Capturista

Equipo:

1 Computadora Pentium
1 Software Office 95
1 Impresora Láser

Materiales:

0.1 Millar de hojas
2 Disquetes

Concepto: 2.6 Asignación de tránsito por el método AASHTO

Cálculo de los factores de captación aplicando la expresión que relaciona los tiempos de recorrido por la ruta nueva y la actual, posteriormente se afecta esta captación por un factor que refleja la elasticidad del usuario ante una vía de peaje y que se denomina factor de cuota, estos factores se aplican al tránsito potencial que se obtiene mediante la aplicación del porcentaje de rutas que podrían utilizar el proyecto al aforo registrado en el punto de encuesta.

En el apartado 3 (Asignación de tránsito) de esta propuesta, al exponerse el Método AASHTO se indican la expresión y las variables básicas que se utilizarán en la aplicación del método mencionado. La información sobre los tiempos de recorrido se obtendrá en la forma que se indica en el capítulo de Análisis de la Demanda, en el apartado de tiempos de recorrido. Además, se complementará con la información obtenida del análisis de rutas y la determinación del tránsito potencial de largo, mediano y corto itinerario para el proyecto

Asimismo, se obtendrá información sobre las cuotas de las autopistas concesionadas y de aquellas que son administradas por CAPUFE, a fin de determinar los promedios de éstas por tipo de vehículo, mismas que, aunadas al cálculo del 80% del ahorro en costos de operación vehicular, el cual se obtiene en el capítulo de Análisis de la Oferta, constituirán los niveles de cuota a considerarse en la aplicación del método de asignación de referencia Los factores de cuota (F.C.) se determinarán a partir de los resultados obtenidos en las encuestas origen - destino, relativos a la disponibilidad al pago de cuota (20% del total de usuarios encuestados), tomando también en cuenta los tres niveles de cuota citados en el párrafo anterior.

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Proyecto
2 Especialistas en ingeniería de tránsito
2 Analistas

Equipo:

2 Computadoras Pentium
1 Impresora lasserjet HP-4M

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 2.7 Asignación de tránsito por el método de redes

Procedimiento para su realización:

Aplicación de la expresión de costo total de transporte para cada tramo y por consecuencia para las diferentes rutas, estableciendo la competencia entre éstas y determinando los elementos para elegir la ruta óptima en cada iteración y asignarle el grupo de vehículos correspondiente.

La expresión y variables básicas que se utilizarán en la asignación de tránsito por el método de referencia son las que se consignan en el capítulo de Asignación de tránsito, en el apartado de Método de redes o de ruta óptima

La asignación de tránsito se hace, en primer término, detectando el volumen de tránsito potencial en el proyecto, el cual se determina con el análisis de las matrices origen - destino. Posteriormente se divide dicho volumen en tantas partes como iteraciones se vayan a realizar y se efectúa una primera evaluación de las condiciones operativas de cada ruta, a fin de ponerlas en competencia por el grupo de usuarios que se asigne en la primera iteración, el cual se asume que elige la ruta óptima que le representa el menor costo total de transporte Sucesivamente se actualizan las condiciones operativas de todas las rutas en competencia y se asigna en cada iteración el grupo de vehículos a la ruta óptima

La asignación se realizará por incrementos de tránsito, monitoreando las condiciones operativas de cada tramo de la red en estudio en cada iteración, con el objeto de recalcular los costos de operación y de tiempo de recorrido. Puesto que el costo total de transporte considera también el pago de cuota, el proceso iterativo se efectuará para los tres niveles de cuota indicados en los términos de referencia, es decir, media de CAPUFE, media de autopistas concesionadas y 80% de los ahorros en costos de operación.

La descripción de la aplicación del método de referencia se amplia con lo ya indicado en el apartado de método de redes o de ruta óptima.

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Proyecto
2 Especialistas en ingeniería de tránsito
2 Analistas

Equipo:

2 Computadoras Pentium
1 Impresora laserjet HP-4M

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 2.8 Asignación de tránsito por el método de simulación probabilística

Procedimiento para su realización

El procedimiento de simulación se hace en los cinco pasos siguientes

- Se expande la muestra de usuarios con base en la curva de distribución de probabilidad de los usuarios conforme a su respuesta a la posibilidad de uso de la nueva ruta de cuota.
- Se calibran los parámetros del modelo LOGIT.
- Se toma mes a mes los diferentes grupos de usuarios e la muestra expandida y se calcula su probabilidad de utilizar el proyecto conforme a las expresiones del modelo LOGIT.
- Se asignan al tramo o ruta tanto el porcentaje de los que si la usarían como el porcentaje de los que no optarían por el proyecto (probabilidad de uso y su complemento).
- Se hace la determinación de las nuevas condiciones operativas y se procede con el siguiente grupo de usuarios, se procede como lo señala el inciso anterior y una vez agotado se pasa el mes siguiente de la simulación hasta completar los cinco años que se solicitan.

Debe mencionarse que lo primero que se construye es la distribución de probabilidad de los usuarios, esto es, en función de las respuestas sobre su disposición al pago de cuotas y uso del proyecto se hará el análisis de frecuencias y se construirá la distribución correspondiente.

El procedimiento de simulación que se propone, consiste en simular la preferencia del usuario entre la vía alterna y la nueva de cuota (proyecto), mediante la utilización de un modelo de tipo LOGIT, cuyas expresiones básicas se indican en el capítulo de asignación de tránsito, en que se describe también la forma en la cual se calibran los parámetros contenidos en las expresiones básicas

Es importante mencionar el análisis que se hará de las respuestas sobre las preferencias del usuario, y los valores del tiempo, costo de operación y cuotas, que se obtendrán en forma similar a como se planteó en el apartado de Método de redes o de ruta óptima, sin olvidar que en el caso del método de referencia, el análisis se hace por mes, considerando que los valores del estado superficial se mantendrán prácticamente constantes en un mismo año, conforme a la política de conservación durante cada uno de los cinco años a simular.

Conviene también mencionar que el proceso de simulación indicado inicialmente, se realizará para los tres niveles de cuota indicados en los términos de referencia.

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Proyecto
2 Especialistas en ingeniería de tránsito
2 Analistas

Equipo:

2 Computadoras Pentium
1 Impresora lasserjet HP-4M

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 2.9 Formulación de escenarios y pronóstico de captación para los diferentes periodos y niveles tarifarios

Procedimiento para su realización

Se harán pronósticos tendenciales y causales, los primeros en función de los datos estadísticos de las tendencias de crecimiento del aforo en las rutas existentes y los segundos considerando la tendencia de crecimiento derivada de la correlación entre el aforo y las variables socioeconómicas de la zona, las que se proyectarán y mediante un modelo de tipo gravitacional se determinará el aforo esperado en cada periodo

Asimismo, estos pronósticos considerarán como situación alternativa la existencia de otros proyectos o programas de inversión que pudieran afectar la asignación de tránsito a la ruta

El modelo de tipo gravitacional permitirá proyectar las matrices de origen - destino y, para su aplicación, primeramente se calibrarán los parámetros del modelo, relacionando las matrices origen - destino, obtenidas con los datos recopilados en campo, con las variables socioeconómicas en su situación actual

En otros términos, se relacionará el número de viajes entre los polos generadores y concentradores con las variables socioeconómicas de dichos puntos.

Posteriormente, para pronosticar el aforo se proyectarán las variables socioeconómicas a los diferentes periodos de cinco años, hasta cubrir el horizonte de análisis de 30 años, y en cada uno de estos periodos se aplicarán los métodos de asignación de tránsito descritos anteriormente.

Para los pronósticos tendenciales se proyectará el aforo actual, conforme a las tasas de crecimiento que se determinaron para cada tramo, a partir de los datos estadísticos de las tendencias de crecimiento del aforo en las rutas existentes. Una vez efectuado lo anterior por periodos de cinco años, se aplicarán los métodos de asignación descritos anteriormente, para determinar la captación correspondiente

Cabe mencionar que, en una situación alternativa, serán considerados también los proyectos o programas de inversión que pudieran afectar el pronóstico de flujos y, por tanto, la asignación de transito.

La formulación de escenarios se realizará considerando que en los términos de referencia se indican tres niveles de cuota, los cuales originarán escenarios diferentes de captación de tránsito del proyecto, además de que en el aspecto del pronóstico del tránsito se tendrán también tendencias distintas de crecimiento del tránsito.

En suma, los escenarios se formularán a partir de los tres niveles de cuota solicitados y su aplicación en los métodos de asignación de tránsito descritos anteriormente, así como de los distintos pronósticos de captación de tránsito del proyecto.

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Proyecto
2 Especialistas en ingeniería de tránsito
2 Analistas

Equipo:

2 Computadoras Pentium
1 Impresora lasserjet HP-4M

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 2.10 Presentación de resultados

Procedimiento para su realización:

Conforme a lo solicitado en los términos de referencia se entregarán los siguientes productos:

a) Croquis de localización de los puntos de aforo y encuestas de origen - destino.
b) Listados de origen - destino por ruta, con el volumen y la clasificación vehiculares, de aquellas rutas que cubran un volumen equivalente al 80% del aforo observado, cada una de ellas, para cada uno de los sitios de encuesta, y un mapa de líneas de deseo.
c) Cuadros generales de clasificación: por tipo de vehículo, por nivel de ocupación (número de pasajeros y volumen de carga), por tipo de carga o de producto y por estratos de la demanda (edad de la flota, frecuencia de viajes, nivel de ingreso, disponibilidad de pago y tipo de combustible).
d) Tablas de aforo por punto de conteo con clasificación vehicular desglosada Se presentarán volúmenes con cortes por hora y día y estimaciones de los tránsitos.
e) Promedios diarios semanal y anual.
f) Cuadros con tiempos de recorrido, por tipo de vehículo y cuadros de nivel de servicio, para cada tramo de las rutas disponibles El nivel de servicio calculado de acuerdo con el Manual de Capacidad Vial publicado por la SCT
g) Cuadros estadísticos de datos socioeconómicos de la zona de influencia y de datos históricos de tránsito en las carreteras principales de la zona de influencia
h) Cuadros resumen de la asignación y los pronósticos de evolución para cada uno de los escenarios establecidos, para cada arco especificado en la red de análisis, si es el caso, y por periodo de cinco años, hasta 30 años.
i) Hojas codificadas conteniendo los datos recopilados conforme al formato establecido, separadas por día, hora y sentido de circulación.
j) Comentarios y recomendaciones del consultor
k) Cédulas de encuesta de origen - destino debidamente requisitadas.
l) Disquetes de 3 5 pulgadas, de alta densidad, conteniendo la información registrada en el formato establecido, debidamente identificados en su parte exterior y en dos tantos.
m) Memorias de cálculo de los análisis de los estudios de campo, de las asignaciones y pronósticos de tránsito, así como de los análisis de capacidad y niveles de servicio.

n) Se entregará tres copias de todos los documentos que genere el estudio.

Se preparará un documento principal con la descripción técnica de los trabajos realizados, cuadros resumen de los resultados obtenidos, las bases de análisis, las recomendaciones, comentarios y conclusiones correspondientes, así como mapas y gráficos que se generan.

Anexo a los resultados de cada una de las encuestas y estaciones de aforo presentada por día por hora y por sentido de circulación, la descripción detallada de la metodología utilizada. en la asignación por el método AASHTO como en la asignación con el modelo de redes y en la asignación por el método de simulación Probabilística; detalle del cálculo de los costos de operación y del valor del tiempo de los usuarios y características detalladas de cada uno de los tramos de la red local.

Disquetes de 3.5 pulgadas con las bases de datos de cada una de las estaciones de encuesta y de las estaciones de aforo, acompañando estas bases con el programa de consulta de las mismas para su futura explotación y las hojas de cálculo solicitadas por la dependencia.

Recursos humanos que intervienen:

1 Jefe de Proyecto
1 Ingeniero Especialista
1 Capturista

Equipo:

1 Computadora Pentium
1 Software Office 95
1 Impresora

Materiales:

Hojas de trabajo

EVALUACION ECONOMICA Y FINANCIERA

Para esta parte del estudio, en los términos de referencia se solicita analizar la factibilidad económica y financiera del proyecto de construcción de un cuerpo nuevo en el tramo Chiapa de Corzo-San Cristóbal de las Casas, con longitud de 45 kilómetros y con dos alternativas que son: como autopista de 2 carriles de circulación y sección de 12 metros de ancho y como autopista de 4 carriles de circulación y sección de 22 metros de ancho.

Se harán los análisis necesarios para que en cada modalidad de evaluación (económica, financiera, social) se determinen los indicadores de rentabilidad que se solicitan en cada una de las alternativas y se calculará también la rentabilidad global de la estrategia de modernización de la ruta en las combinaciones de alternativas considerando las condiciones actuales de oferta y demanda así como el análisis de las condiciones de operación actuales como la situación sin proyecto.

Invariablemente, se considerarán las condiciones actuales de la red regional, medidas a partir de sus características de oferta y demanda, como la situación sin proyecto. Asimismo, en cada uno de los tramos que integran la red regional de análisis se considerará el efecto del proyecto en sus diferentes alternativas midiendo las variaciones entre las condiciones actual y con proyecto en los costos de operación de los vehículos, en los tiempos de recorrido de los usuarios y en los costos de las diferentes políticas de mantenimiento que se solicitan para cada tramo.

Cabe mencionar que la red de análisis con la que se trabajará es la misma que se empleará en el cálculo de la asignación de tránsito y consiste de los tramos siguientes Tuxtla Gutiérrez-San Cristóbal de las Casas, en la condición actual y el proyecto. San Cristóbal de las Casas-Comitán, Chiapa de Corzo-Venustiano Carranza y Venustiano Carranza-Comitán

Los tipos de evaluación a los que se someterá el proyecto son, como se mencionó en párrafos anteriores la evaluación económica, cuyo objetivo es determinar la rentabilidad del proyecto desde el puntos de vista nacional y con base en el beneficio otorgado a los usuarios, la evaluación social, cuyo objetivo es determinar el beneficio que obtiene la sociedad al contar con más y mejores vías de comunicación proporcionándoles éstas acceso a indicadores de bienestar social como la salud, finalmente, la evaluación financiera cuyo objetivo es determinar la solvencia del proyecto al ser operado como vía de cuota y la estructura financiera óptima con la que debe ser financiado bajo diferentes esquemas de participación

Evaluación económica

La evaluación económica determinará la tasa interna de retorno considerando el flujo de beneficios netos a 30 años y éstos, compuestos de ahorros en costos de operación, ahorros en tiempos de recorrido y diferencial de costos de mantenimiento entre las condiciones con y sin proyecto.

Asimismo, con esta evaluación se obtendrá el valor presente neto del proyecto en los diferentes años así como el valor presente neto de los beneficios a los usuarios, separado en el valor presente del diferencial en costos de operación, valor presente del diferencial en tiempos de recorrido y valor presente del diferencial en costos de conservación conforme a la política particular de cada tramo

Otros indicadores que se obtendrán con la evaluación económica son el indice de rentabilidad inmediata, calculado como el cociente de los beneficios en el primer año de operación respecto a la inversión, el año óptimo de puesta en operación del proyecto, la relación beneficio/costo y la participación de los beneficios netos de cada tramo en la rentabilidad de la estrategia planteada por la SCT para la modernización de la ruta.

Los indicadores correspondientes al VPN, TIR% (B/C) e IRI se calcularán conforme a las fórmulas definidas de la forma siguiente:

VPN= VALOR PRESENTE NETO, SUMA DE BENEFICIOS NETOS ACTUALIZADOS A UNA TASA DE DESCUENTO, PARA QUE EL PROYECTO SEA RENTABLE, ESTE INDICADOR DEBE SER POSITIVO

$VPN = \sum (BN_i / (1+r)^i)$: donde i=0 . 30,
r=12%,
BN= beneficio neto en el año i

TIR%= TASA DE INTERES QUE HACE QUE EL VPN SEA IGUAL A CERO, SE CONSIDERA QUE EL PROYECTO ES RENTABLE SI ESTA TASA ES SUPERIOR A LA TASA DE ACTUALIZACION (EN ESTE CASO SE CONSIDERARA COMO BASICA LA DE 12%)

$\sum(BN_i / (1+p)^i) = 0$ donde i=0 ...30,
BN= beneficio neto en el año i
TIR=p si la ecuación se cumple

IRI%= INDICE DE RENTABILIDAD INMEDIATA. CALCULADO COMO LA RELACION ENTRE EL BENEFICIO DEL PRIMER AÑO Y LA INVERSION

TRI= BN1 / I ; donde BN1= beneficio neto en el año 1 de operación
I= Inversión en el proyecto

B/C= RELACION BENEFICIO/COSTO, SUMA DE BENEFICIOS ACTUALIZADOS ENTRE SUMA DE COSTOS ACTUALIZADOS, PARA QUE EL PROYECTO SEA RENTABLE DEBE OBTENERSE UNA RELACION SUPERIOR A 1.0

B/C= Sum(Bi) / Sum(Ci) donde Bi= beneficio en el año i
Ci=Costo en el año i
I=0....30

Para el cálculo del valor presente de los costos de operación y valor presente de los ahorros en tiempo y participación de los beneficios netos de cada tramo en la rentabilidad global de la estrategia se utilizarán las expresiones antes mencionadas a fin de complementar el análisis y cumplir con la determinación de todos los indicadores solicitados en los términos de referencia, lo que se hará para cada año en un horizonte de análisis de 30 años.

El modelo de análisis que se utilizará considera la determinación de beneficios a partir de las diferencias en cada tramo de la red de análisis, entre las condiciones con y sin proyecto, tanto en costos de operación como en tiempos de recorrido y considerando las diferentes alternativas de proyecto solicitadas. Este modelo está formulado en una hoja de cálculo en Excel 97 y fue desarrollado por la empresa

La determinación de los beneficios en cada tramo requiere de la determinación de las condiciones operativas en las situaciones con y sin proyecto de la red de análisis esto se hará determinando para cada tramo la velocidad de operación por tipo de vehículo, los tiempos de recorrido, la evolución del estado superficial en el horizonte de análisis y para las diferentes políticas de conservación que se solicitan (acciones necesarias para mantener un IRI máximo de 10 y acciones necesarias para mantener IRI máximo de 4), que serán determinadas como función del tránsito actual, la tasa de crecimiento y los pronósticos de tránsito elaborados en el apartado correspondiente, los resultados de las asignaciones de tránsito para el tramo nuevo, las características geométricas de los tramos, el tipo de terreno, el estado actual y el medio en el que se desarrolla cada tramo (urbano o interurbano)

Los costos de construcción, conservación y ampliación que se utilizarán para la determinación de los gastos durante el horizonte de análisis del proyecto, se

determinarán utilizando precios básicos o índice que la empresa consultará tanto en la Dirección General de Carreteras Federales de la SCT como el la Dirección General de Conservación de Carreteras de la misma dependencia, los que estarán acordes con el tipo de terreno, acción y alternativa que se plantea para cada tramo de la red de análisis, conforme a lo señalado en el párrafo anterior.

Finalmente, para el análisis de sensibilidad de las variables solicitadas en los términos de referencia se plantearán las combinaciones siguientes:

Variable	Valor mínimo	Valor referencia	Valor máximo
Inversión	80%	525 mdp	150%
Tasa de actualización	5%	12%	20%
Costos de mantenimiento	80%	Los reportados en el cuadro anterior	150%
Costos de operación	80%	Los reportados en el cuadro ce costos de operación básicos	150%
Tránsito	60%	El que resulte del estudio de asignación	120%
Composición vehicular	Composición vehicular actual	Resultado del estudio de asignación	Composición vehicular promedio de autopistas de cuota concesionadas
Política de conservación	Acciones IRI maximo de 10 m/km	Programa actual de mantenimiento	Acciones IRI máximo de 4 m/km

Se incluye la columna de valores de referencia como el punto de partida para los análisis de sensibilidad en los rangos indicados, por ejemplo, para variar la captación de tránsito en los términos de referencia se señala que debe hacerse para los tramos nuevos conforme al resultado del estudio de asignación en un rango de 60 a 120% es por esto que como valor de referencia se asume que sería el tránsito obtenido del estudio de asignación, en forma similar se planteó el valor de referencia para las otras variables.

Los rangos de variación se dividirán en diez entre el valor mínimo y el máximo, considerando también el valor de referencia que se presenta en el cuadro anterior

Evaluación social

La evaluación social del proyecto tiene por objetivo la determinación de las ventajas que el proyecto presenta para la población en general, no se hace con

base en las condiciones operativas de los tramos y el número de usuarios. se hace con base en factores socioeconómicos y de bienestar social en la zona de influencia del proyecto.

Conforme a lo solicitado en los términos de referencia, los indicadores de rentabilidad social que se determinarán son· accesibilidad, habitantes beneficiados y efecto en el acceso a la salud. La forma en que cada uno de estos indicadores se calculará es la siguiente:

Accesibilidad.- se calculará como la relación entre la distancia en línea recta y la distancia a través de la infraestructura disponible conforme a la expresión siguiente:

Accesibilidad(i)= Distancia recta (i-A) / Distancia existente (i-A) ;
donde A= Tuxtla Gutiérrez, San Cristóbal de las Casas
i= Todas las poblaciones en la zona de influencia del proyecto
Zona de influencia del proyecto = directa 10 km, indirecta 25 km

Para determinar el beneficio entre las situaciones con y sin proyecto en cuanto al indicador de accesibilidad, se calculará para cada una de las poblaciones el indicador en ambas situaciones y de la suma de las diferencias se obtendrá el beneficio por accesibilidad de las diferentes poblaciones hacia Tuxtla Gutiérrez y San Cristóbal de las Casas. Asimismo, el indicador se promediará en forma aritmética para la zona de influencia directa y la zona de influencia indirecta a fin de reportar la rentabilidad social por accesibilidad en presencia del proyecto.

Habitantes beneficiados.- se obtendrá la población beneficiada tanto de la zona directa como de la zona indirecta. La primera de éstas definida por el área entre 0 y 10 kilómetros en torno al proyecto y la segunda definida entre los 10 y los 25 kilómetros en torno al proyecto. de tal forma que el análisis se hará para las poblaciones comprendidas en franjas a lo largo del proyecto conforme a los anchos antes especificados

La población beneficiada se reportará para cada zona (directa o indirecta) tanto en número total como desagregando la población económicamente activa Las zonas de influencia se representarán en mapas temáticos que incorporen tanto al proyecto como la división municipal y la localización de todas las poblaciones consideradas en el análisis Los datos socioeconómicos que se utilicen en la parte de asignación de tránsito serán vinculados a esta evaluación a fin de presentar una mayor cantidad de información respecto a las zonas de influencia del proyecto.

Efecto en el acceso a la salud.- la determinación de este indicador se hará considerando para cada uno de los municipios en la zona de influencia del proyecto el número de casos que se hayan atendido en el último año de las 15 enfermedades con mayor incidencia en la zona.

Para calcular la accesibilidad a la salud; se utilizará el cálculo de la accesibilidad en las situaciones con y sin proyecto, se considerará que en las poblaciones de Tuxtla Gutiérrez y San Cristóbal de las Casas hay una mayor capacidad de atención y se localizan los centros de atención más equipados de la zona

El pronóstico de número de casos por enfermedad y por municipio se construirá a partir del número de casos que estadísticamente se hayan reportado en cada municipio y proyectando la población por grupos de ingresos y edad, de forma que se pueda calcular con cierto grado de probabilidad el número de casos que se presentarán en cada municipio. Multiplicando éstos por la variación en accesibilidad entre la situación con y sin proyecto se obtendrá el indicador de acceso a la salud por municipio y el número de personas beneficiadas por el proyecto al otorgar una mayor accesibilidad tanto a Tuxtla Gutiérrez como a San Cristóbal de las Casas

La expresión general para el cálculo de este indicador es

HAS= Habitantes beneficiados con mayor acceso a la salud
HAS= Da(j) * Nc(i) ; donde Da= diferencial de accesibilidad entre situación sin y con proyecto
Nci= Número de casos pronosticados por cada periodo de la enfermedad (i)
i=1...15. enfermedades de mayor incidencia en la zona
j= municipios dentro de la zona de influencia del proyecto

Para la recopilación de información sobre enfermedades y la tasa de ocurrencia por municipio se utilizarán los reportes de Estadísticas Vitales del Estado de Chiapas y el reporte de Información Estadística del Sector Salud y Seguridad Social, ambos publicados por el INEGI.

Evaluación financiera

La evaluación financiera se hará para el proyecto Tuxtla Gutiérrez-San Cristóbal de las Casas en las dos alternativas que se solicitan en los términos de referencia, es decir, construcción del cuerpo nuevo a dos o cuatro carriles de circulación, ambas por supuesto implican diferentes niveles de inversión y por consiguiente la estructura financiera para llevarlas a cabo debe resultar diferente

La evaluación financiera se basa en el balance de fuentes y usos de recursos a precios constantes, en el que se hacen intervenir tasas de interés en términos reales, de acuerdo con el tipo de deuda que se proponga utilizar para la parte del crédito que soporta el proyecto.

En otros términos, el método asegura la consideración de fuentes y usos de recursos, así como la determinación de la capacidad de pago del proyecto.

Parte importante de la evaluación financiera la constituye el tránsito que se asigne al proyecto, así como la combinación cuota-tránsito y la estructura tarifaria correspondiente según el tipo de vehículo.

Asimismo, es de mencionarse la consideración de las inversiones necesarias para realizar y mantener la obra, que son tomadas de la información para la evaluación económica, así como las requeridas para la operación de las casetas de cobro.

En el aspecto financiero, se considerarán estructuras integradas por capital, crédito y recursos públicos. Para este último rubro, la evaluación considera que la obra se realiza con dos modalidades de aportación de recursos del Gobierno Federal, la primera, directa de recursos a fondo perdido, la segunda vía el Fondo para el Financiamiento de Infraestructura (FINFRA) con capital de las series A o B conforme a las reglas de operación del fondo.

El objetivo es determinar la capacidad de pago del proyecto, en un plazo estipulado y a una tasa real establecida, así como la posible rentabilidad al capital si es que este obtiene participación en la estructura financiera y en general el plazo de recuperación de todas las fuentes de inversión vía los ingresos por peaje.

Por consiguiente, el balance de fuentes y usos contabiliza el servicio de la deuda y las amortizaciones en cada año, descontando estos pagos del flujo de ingresos netos (descontados los gastos de operación y mantenimiento) y determina el plazo necesario para la amortización total del crédito principal.

En la evaluación financiera se construirán los cuadros correspondientes a Balance de Fuentes y Usos, Estado de Resultados, Pronóstico de Ingresos, Estimación de Gastos de Operación, Estimación de Gastos de Mantenimiento y Estado de Saldos de los participantes en la estructura financiera.

Estos cuadros integrarán la corrida financiera y ésta se presentará como básica con los datos de tránsito, tarifa, plazos y tasa de interés, en la corrida base los valores de estas variables serán conforme a lo siguiente

- Para el tránsito se considerará el que captaria el proyecto en el escenario de asignación correspondiente a cuotas similares a las de Capufe
- Para la tarifa se considerará la media de Capufe.

- Para los plazos se considerará el crédito a un plazo de 15 años y el capital recuperable a un plazo de 25 años.

- Las tasas de interés serán de 10% en términos reales.

Una vez elaboradas las corridas financieras a precios constantes para cada una de las alternativas se determinará la estructura financiera resultante en cada caso y bajo las diferentes modalidades de participación de los recursos públicos que se solicitan, de los tipos de deuda que pudieran participar y aportaciones de capital.

En todos los casos, la participación de crédito en la estructura financiera se determinará a partir del cálculo de los montos máximos recuperables, tomando como base un plazo máximo de 15 años a tasas reales de 5,7,10 y 15% y si se determinará la mejor opción respecto a combinaciones de tipos de deuda, con ello se harán las previsiones correspondientes en la estructura financiera y en el balance de fuentes y usos y demás cuadros para calcular la carga financiera que cada participante de crédito genere, desglosando así el servicio de la deuda en cada periodo. Se llevarán a cabo análisis de sensibilidad y se harán conforme a los rangos de variación siguientes:

Variable	Valor mínimo	Valor referencia	Valor máximo
Inversión	80%	525 mdp	150%
Costos de mantenimiento	80%	Los reportados en el cuadro anterior	150%
Costos de operación de casetas	80%	Los reportados por CAPUFE para una caseta de aforo promedio similar al del proyecto	150%
Tránsito	60%	El que resulte del estudio de asignación	120%
Tarifa automóvil	0.4	La promedio de Capufe. Variaciones a intervalos de 0.2	1.2
Composición vehicular (*)	Composición vehicular actual	Resultado del estudio de asignación	Composición vehicular promedio de autopistas de cuota concesionadas
Tasa de interes	5%	Los valores de 5,7,10 y 15%	15%
Estructura Financiera -	Crédito Capital Recursos Públicos		

(*) Aunque en el apartado 2 de los alcances en la parte correspondiente a la evaluación financiera no se solicita este análisis, en el catálogo de conceptos si se incluye y por lo tanto se plantea como uno de los análisis por realizar

La mecánica para la realización de estos análisis de sensibilidad consistirá en realizar tantas corridas financieras como combinaciones de variables y alternativas se tengan y obtener en cada caso los indicadores de rentabilidad siguientes:

- La estructura financiera del proyecto en sus dos alternativas y expresando los porcentajes de participación de crédito, capital privado y recursos públicos
- La tasa interna de retorno, conforme a la expresión planteada anteriormente sólo que considerando como vector de beneficios netos el que se obtiene de las inversiones y el flujo de amortizaciones correspondiente al capital en los diferentes periodos
- La capacidad de pago del proyecto, medida como el monto de crédito que puede el proyecto liquidar con sus ingresos una vez descontados los gastos de operación y mantenimiento a 15 años.
- El valor máximo de la deuda, el que se determina sumando al crédito principal los montos de créditos de corto plazo o puente que pudieran ser utilizados durante el inicio de operaciones o la vigencia del crédito
- El valor presente neto del proyecto que se calcula conforme a la expresión expuesta en párrafos anteriores pero obtenido del vector que resulta de las inversiones como valores negativos al inicio y los pagos o amortizaciones como valores positivos en todo el horizonte de análisis (30 años).
- El valor presente neto de los ingresos, simplemente calculado del vector de ingresos del tramo sin descontar a este ningún gasto, como referencia se utiliza la tasa de actualización igual a la de la evaluación económica.
- Valor presente neto de los gastos de mantenimiento, que se calcula en forma similar al anterior indicador pero sobre el vector de gastos, considerando a éstos con signo positivo en todos los años. Adicionalmente en cada año se calcula el porcentaje que estos gastos representan de los ingresos netos
- Valor presente neto de los gastos de operación, que se calcula como el indicador anterior solo que sobre el vector de gastos de operación de casetas, adicionalmente se calculará la relación de estos gastos respecto a los ingresos netos
- Indice de cobertura por periodo, calculado sobre el vector de disponibilidades
- Plazo de concesión mínimo requerido para otorgar al capital las tasas de ganancia de 0,5,7,10 y 15%, el cual se calculará obteniendo la tasa interna de retorno del capital a cada uno de los años del horizonte de análisis y determinando el año en el que se alcanzan cada uno de los valores solicitados en los términos de referencia.

Con base en los resultados que se obtengan del análisis se recomendará la estructura y esquema de financiamiento más adecuados para llevar a cabo el proyecto como concesión. Atendiendo a las alternativas evaluadas se realizará

la jerarquización de las alternativas, considerando en primer término la que menores recursos públicos requiera y tenga la mayor capacidad de pago, así como la mayor tasa de rentabilidad al capital dentro del plazo de concesión máximo de 30 años.

Esta recomendación formará parte de las conclusiones del análisis y se vinculará con los resultados, tanto de la evaluación económica como con los de la evaluación social.

Los principales productos a obtener con la realización de estas actividades son

El documento principal en donde se detallen las bases de análisis de cada uno de los tipos de evaluación a los que se someterá el proyecto y se incluyan los datos utilizados como básicos y en los análisis de sensibilidad y se detallen los resultados obtenidos, interpretando éstos para hacer conclusiones sobre la rentabilidad del proyecto en el área económica, social y financiera.

Corrida financiera base del análisis presentada con todos los cuadros que la integran y que incluyen el balance de fuentes y usos correspondiente desglosado en periodos anuales

Anexos con tablas y cuadros resumen de las consideraciones y resultados de los análisis de sensibilidad, la corrida financiera base y la corrida de evaluación económica.

Conclusiones donde se indicará la estrategia que se considere viable, especificando la alternativa más recomendable para el proyecto analizado y el orden de prioridades para las acciones que componen la estrategia.

Se entregará tres copias de todos los documentos que genere el estudio

A continuación se presentan los cuadros con el detalle de los elementos utilizados y los procedimientos para la determinación de cada uno de los conceptos que integran esta parte del catálogo.

Concepto: 3 1 Cálculo de costos de operación de usuarios por tramos

Procedimiento para su realización

El cálculo de los costos de operación de los usuarios se hará con base en los resultados obtenidos de las corridas con el modelo VOCMEX y en función de lo que señala la Nota Técnica No. 30 del IMT.

El cálculo se hará por tramos para todos los que integran la red de análisis y para el proyecto, considerando en cada caso las variaciones que se presentan a diferentes estados superficiales y a distintas velocidades de operación.

Los valores de costos de operación por kilómetro serán aplicados a la longitud de cada tramo y al volúmen de usuarios por tipo de vehículo de forma que en cada escenario se obtenga el valor de los costos de operación por vehículo y en conjunto de todo el TDPA que circula por el tramo.

Cabe aclarar que las condiciones en las que se calcularán los costos de operación de los usuarios serán las mismas utilizadas para los cálculos en la aplicación de los métodos de asignación.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Modelo VOCMEX
Office 95
Nota Técnica No 30 IMT
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.2 Cálculo de costos de mantenimiento

Procedimiento para su realización

El cálculo se hará planteando tal como se solicita en los términos de referencia, diferentes políticas de mantenimiento y determinando en cada caso las necesidades de acciones de conservación que cada tramo requiera

Los costos se determinarán utilizando costos índice por kilómetro y ancho de corona para las acciones más comunes que son el riego de sello, sobrecarpeta, bacheo, conservación normal, renivelación y reconstrucción.

Dado que las políticas de conservación se variarán en función a curvas de deterioro del pavimento que dependen principalmente del estado superficial actual, del volumen de vehículos pesados y del tipo de clima, algunas variaciones en la programación de las acciones podrán presentarse en los distintos escenarios de tránsito, por lo que el cálculo se hará para todos los tramos de la red de análisis en los distintos escenarios

La presentación de estos cálculos se hará en tablas donde por tramo se especifique la acción de conservación a realizar y el costo de la misma en cada año del horizonte de análisis.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.3 Determinación de costos y beneficios de la red de análisis

Procedimiento para su realización

El flujo de costos y beneficios en la red de análisis se construirá a partir de las diferencias en tiempos de recorrido, costos de operación y gastos de conservación de cada uno de los tramos en las situaciones con y sin proyecto.

Básicamente se evaluarán las siguientes expresiones para cada tramo:

Dcov(i)= Covsp(i) – Covcp(i) ; Diferencia en costo de operación en el año (i)
Dtr(i) = Trsp(i) – Trcp(i) ; Diferencia en tiempos de recorrido en el año (i)
Dcc(i) = Dccsp(i) – Dcccp(i) ; Diferencia en costos de conservación en el año (i)

Los valores que resultan positivos de estas diferencias constituyen beneficios obtenidos por la reducción de costo entre la situación sin y con proyecto, en el caso de que los valores obtenidos de las diferencias resulten negativos estos se constituyen en costos.

Los flujos de costos y beneficios se presentarán en tablas que para cada tramo y en cada alternativa u opción de análisis presente para cada año los valores en la condición sin y con proyecto

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3 4 Determinación de beneficios netos por tramo y alternativa

Procedimiento para su realización

Los beneficios netos por tramo y alternativa se obtendrán acumulando en un solo flujo por cada tramo, las diferencias obtenidas con el concepto 3.3 y con esto, el flujo incluirá costos de operación, tiempos de recorrido y costos de conservación.

El flujo de beneficios netos se construirá para cada año y se hará para cada tramo y en los diferentes escenarios y alternativas solicitados en los términos de referencia

La presentación de los beneficios netos por tramo y alternativa se hará en tablas donde para cada año se indique el valor obtenido Aquellos valores que resulten positivos serán considerados como beneficios entre las situaciones con y sin proyecto, los valores negativos se incluirán en el flujo y su significado será el de que para una condición o año en particular, los costos con proyecto son superiores a los de la opción sin proyecto.

Por lo anterior, el flujo de beneficios netos podrá contener valores positivos y negativos y se reportará en su valor obtenido en cada año.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.5 Determinación de indicadores de rentabilidad económica

Procedimiento para su realización

Se determinarán los indicadores de rentabilidad mencionados en los alcances del estudio y que básicamente consisten en la tasa interna de retorno, el valor presente neto, el índice de rentabilidad inmediata y con éste, el año óptimo de puesta en operación.

Las expresiones a utilizar para determinar cada uno de los indicadores serán las mencionadas en los apartados anteriores y su cálculo se hará con base en el flujo de beneficios netos por tramo y alternativa. Es necesario mencionar que en cada determinación de indicadores se considerará la situación con y sin proyecto de la red de análisis en su conjunto, es decir que participarán todos los tramos que la integran y el proyecto en la alternativa que se esté analizando. Esto implica que algunos tramos podrían experimentar el beneficio de la descongestión por haber desviado tránsito hacia el proyecto, lo cual será considerado al calcular el flujo de beneficios netos y por consecuencia tendrá efecto en los indicadores de rentabilidad económica.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Modelo de evaluación económica desarrollado por la empresa
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.6 Establecimiento de prioridades entre alternativas

Procedimiento para su realización

Las prioridades entre las alternativas se establecerán con base en los indicadores de rentabilidad que en cada escenario y alternativa se obtengan, aportando este procedimiento los elementos para determinar la alternativa más conveniente y el momento óptimo para su realización.

La presentación de estas prioridades se hará analizando en cada caso los resultados de la evaluación económica de rentabilidad, interpretando los mismos y estableciendo la prioridad para su realización.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.7 Análisis de sensibilidad a tránsito

Procedimiento para su realización

El análisis de sensibilidad al tránsito se hará variando este en el rango de 60 a 12% del tránsito que resulte asignado con los procedimientos solicitados para la primera parte del estudio

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado, reconstruir los cálculos de costos de operación y tiempos de recorrido en las situaciones con y sin proyecto y obtener los flujos de beneficios y costos así como el de beneficios netos y sobre este calcular los indicadores de rentabilidad solicitados

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Modelo de evaluación económica desarrollado por la empresa
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.8 Análisis de sensibilidad a composición vehicular

El análisis de sensibilidad a la composición vehicular se hará variando ésta entre la composición vehicular actual y la promedio de las autopistas de cuota concesionadas pasando por la composición determinada con la asignación de tránsito. Básicamente se variará la participación de vehículos pesados en el flujo total asignado al proyecto. Para los tramos que integran la red de análisis la composición vehicular a considerar será la que actualmente tienen cada uno de los tramos

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado, reconstruir los cálculos de costos de operación y tiempos de recorrido en las situaciones con y sin proyecto y obtener los flujos de beneficios y costos así como el de beneficios netos y sobre este calcular los indicadores de rentabilidad solicitados

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT.

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se preseptarán los indicadores de rentabilidad obtenidos También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Modelo de evaluación económica desarrollado por la empresa
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.9 Análisis de sensibilidad a inversión

El análisis de sensibilidad a la inversión se hará variando ésta entre 80 y 150% de acuerdo con lo que señalan los términos de referencia. Las variaciones se calcularán en diez intervalos en torno al valor determinado como índice o de referencia para la inversión en el proyecto en cada una de las alternativas.

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado, reconstruir los cálculos de costos de operación y tiempos de recorrido en las situaciones con y sin proyecto y obtener los flujos de beneficios y costos así como el de beneficios netos y sobre este calcular los indicadores de rentabilidad solicitados.

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT.

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos. También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Modelo de evaluación económica desarrollado por la empresa
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.10 Análisis de sensibilidad a monto de mantenimiento

El análisis de sensibilidad al monto de mantenimiento se harán variando éste entre 80 y 150% de acuerdo con lo que señalan los términos de referencia Las variaciones se calcularán en diez intervalos en torno al valor determinado como índice o de referencia para cada una de las acciones de mantenimiento que integran las políticas de conservación a evaluar.

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado, reconstruir los cálculos de costos de operación y tiempos de recorrido en las situaciones con y sin proyecto y obtener los flujos de beneficios y costos así como el de beneficios netos y sobre este calcular los indicadores de rentabilidad solicitados.

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT.

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Modelo de evaluación económica desarrollado por la empresa
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 3.11 Evaluación de rentabilidad social conforme a los indicadores solicitados

Procedimiento para su realización

La determinación de los indicadores de rentabilidad social solicitados se hará conforme a la metodología descrita en los alcances del estudio y se basará en la determinación de las características socioeconómicas de las poblaciones en las zonas de influencia (directa e indirecta) del proyecto, según lo solicitan los términos de referencia.

El cálculo de los indicadores incluirá como ya se ha mencionado la consideración de las situaciones con y sin proyecto y las diferentes alternativas que se proponen para el tramo en estudio

La presentación de los indicadores de rentabilidad social (accesibilidad, habitantes beneficiados y variación en el acceso a la salud) se hará en tablas resumen que para cada opción incluyan tanto los cálculos básicos de accesibilidad para cada una de las poblaciones en la zona de influencia del proyecto como la determinación del número de habitantes beneficiados directa e indirectamente y desglosados por PEA y población total así como el cálculo de la accesibilidad a la salud desde las poblaciones hacia Tuxtla Gutiérrez y San Cristóbal de las Casas tal como se solicita en los términos de referencia

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.1 Determinación de tasas de interés aplicables

Procedimiento para su realización

La determinación de las tasas de interés aplicables se hará con base en una investigación de mercado que comprenderá á la banca privada y de desarrollo, en la cual se determinarán plazos y tasas de interés aplicables a distintos tipos de deuda que pudieran participar en el financiamiento de proyectos carreteros.

Se presentará la información en tablas resumen donde se señale el tipo de instrumento, el plazo máximo al que aplica y las tasas de interés resultantes así como las condicionantes para su aplicación.

Recursos humanos que intervienen:

1 especialistas
1 analistas

Equipo:

1 computadora
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.2 Planteamiento de estructura financiera

Procedimiento para su realización

Se plantearán estructuras financieras diversas en función de los tipos de deuda que pudieran participar pero siempre bajo la estructura básica compuesta de capital, crédito y recursos públicos.

A fin de determinar la participación viable de cada uno de estos rubros en la estructura financiera se harán los cálculos como la capacidad de pago del proyecto, la tasa de rendimiento que se pudiera ofertar al capital y la necesidad de recursos públicos sin recuperación que pudieran requerirse en cada opción

Esta actividad se llevará a cabo en paralelo con la determinación de indicadores de rentabilidad financiera pues de estos depende la composición de la estructura financiera que pueda plantearse.

La presentación de los resultados de este análisis se hará en tablas resumen donde para cada opción se presenten los montos y porcentajes de participación de cada rubro. Asimismo se construirá un gráfico de sectores en el que se presenten los niveles de participación por rubro para integrar así la estructura financiera.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.3 Corrida financiera base por alternativa

Procedimiento para su realización

La corrida base estará compuesta de los cuadros de fuentes y usos, saldos, estado de resultados, pronóstico de ingresos, pronóstico de gastos de mantenimiento y operación de casetas.

La corrida base se elaborará para la cuota media de Capufe y para las opciones que en los términos de referencia se solicitan.

Para la presentación de la corrida financiera base se incluirán los cuadros mencionados al inicio y se acompañará ésta con el texto que interprete los resultados y haga las recomendaciones que resulten pertinentes.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.4 Indicadores de rentabilidad financiera

Procedimiento para su realización

Para su determinación se harán tantas corridas financieras como sea necesario para atender la determinación de cada uno de los indicadores que se mencionan en los alcances del estudio.

Básicamente los indicadores y la forma de determinarlos serán:

1 La estructura financiera del proyecto en sus dos alternativas y expresando los porcentajes de participación de crédito, capital privado y recursos públicos
2. La tasa interna de retorno, conforme a la expresión planteada anteriormente sólo que considerando como vector de beneficios netos el que se obtiene de las inversiones y el flujo de amortizaciones correspondiente al capital en los diferentes periodos.
3. La capacidad de pago del proyecto, medida como el monto de crédito que puede el proyecto liquidar con sus ingresos una vez descontados los gastos de operación y mantenimiento a 15 años.
4 El valor máximo de la deuda el que se determina sumando al crédito principal los montos de créditos de corto plazo o puente que pudieran ser utilizados durante el inicio de operaciones o la vigencia del crédito
5 El valor presente neto del proyecto que se calcula conforme a la expresión expuesta en párrafos anteriores pero obtenido del vector que resulta de las inversiones como valores negativos al inicio y los pagos o amortizaciones como valores positivos en todo el horizonte de análisis (30 años)
6 El valor presente neto de los ingresos, simplemente calculado del vector de ingresos del tramo sin descontar a este ningún gasto, como referencia se utiliza la tasa de actualización igual a la de la evaluación económica
7 Valor presente neto de los gastos de mantenimiento, que se calcula en forma similar al anterior indicador pero sobre el vector de gastos, considerando a éstos con signo positivo en todos los años Adicionalmente en cada año se calcula el porcentaje que estos gastos representan de los ingresos netos.
8 Valor presente neto de los gastos de operación, que se calcula como el indicador anterior solo que sobre el vector de gastos de operación de casetas, adicionalmente se calculará la relación de estos gastos respecto a los ingresos netos.
9 Indice de cobertura por periodo calculado sobre el vector de disponibilidades
10 Plazo de concesión mínimo requerido para otorgar al capital las tasas de ganancia de 0,5,7,10 y 15%, el cual se calculará obteniendo la tasa interna

de retorno del capital a cada uno de los años del horizonte de análisis y determinando el año en el que se alcanzan cada uno de los valores solicitados en los términos de referencia

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Impresora lasserjet
Office 95

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.5 Priorización de alternativas

Procedimiento para su realización

Las prioridades entre las alternativas se establecerán con base en los indicadores de rentabilidad que en cada escenario y alternativa se obtengan aportando este procedimiento los elementos para determinar la alternativa más conveniente y la estructura financiera más recomendable para su realización.

La presentación de estas prioridades se hará analizando en cada caso los resultados de la evaluación de rentabilidad financiera, interpretando los mismos y estableciendo la prioridad para su realización.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Impresora lasserjet
Office 95

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.6 Análisis de sensibilidad a tránsito

El análisis de sensibilidad al tránsito se hará variando este en el rango de 60 a 12% del tránsito que resulte asignado con los procedimientos solicitados para la primera parte del estudio.

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado y reconstruir los cálculos de los indicadores de rentabilidad solicitados.

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT.

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos. También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.7 Análisis de sensibilidad a composición vehicular

El análisis de sensibilidad a la composición vehicular se hará variando ésta entre la composición vehicular actual y la promedio de las autopistas de cuota concesionadas pasando por la composición determinada con la asignación de tránsito. Básicamente se variará la participación de vehículos pesados en el flujo total asignado al proyecto Para los tramos que integran la red de análisis la composición vehicular a considerar será la que actualmente tienen cada uno de los tramos

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado y reconstruir los cálculos de los indicadores de rentabilidad solicitados.

Las variaciones del parametro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.8 Análisis de sensibilidad a inversión

El análisis de sensibilidad a la inversión se hará variando ésta entre 80 y 150% de acuerdo con lo que señalan los términos de referencia. Las variaciones se calcularán en diez intervalos en torno al valor determinado como índice o de referencia para la inversión en el proyecto en cada una de las alternativas

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado y reconstruir los cálculos de los indicadores de rentabilidad solicitados

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos. También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.9 Análisis de sensibilidad a monto de mantenimiento

El análisis de sensibilidad al monto de mantenimiento se harán variando éste entre 80 y 150% de acuerdo con lo que señalan los términos de referencia. Las variaciones se calcularán en diez intervalos en torno al valor determinado como índice o de referencia para cada una de las acciones de mantenimiento que integran las políticas de conservación a evaluar.

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado y reconstruir los cálculos de los indicadores de rentabilidad solicitados.

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT.

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos. También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.10 Análisis de sensibilidad a cuotas

Procedimiento para su realización

El análisis de sensibilidad a las cuotas se hará en el intervalo de 0 4 a 1.2 pesos por kilómetro para el vehículo ligero y los correspondientes niveles tarifarios para autobuses y camiones conforme a la estructura de cuotas que la SCT señale.

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado y reconstruir los cálculos de los indicadores de rentabilidad solicitados.

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT.

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos. También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.11 Análisis de sensibilidad a tasas de interés

Procedimiento para su realización

El análisis de sensibilidad a las tasas de interés se hará para los valores de 5, 7 , 10 y 15% según lo solicitado por la SCT. Estas tasas se considerarán en términos reales para la evaluación del proyecto a precios constantes

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado y reconstruir los cálculos de los indicadores de rentabilidad solicitados

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos. También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro

Recursos humanos que intervienen

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.12 Análisis de sensibilidad a estructura financiera

Procedimiento para su realización

El análisis de sensibilidad a la estructura financiera se hará variando ésta entre la participación de crédito en la estructura hasta alcanzar el máximo que el proyecto puede liquidar, de acuerdo con lo que señalan los términos de referencia determinando en cada caso las participaciones de capital y recursos públicos. Las variaciones se calcularán en diez intervalos en torno al valor determinado como índice o de referencia para la participación de crédito, el cual será igual a la capacidad de pago del proyecto como máximo y como mínimo se considerará nula participación de crédito en la estructura financiera

La realización del análisis de sensibilidad para este parámetro consistirá en fijar el valor del parámetro dentro del rango solicitado y reconstruir los cálculos de los indicadores de rentabilidad financiera solicitados.

Las variaciones del parámetro se harán en diez intervalos dentro del rango solicitado por la SCT

Los resultados de este análisis de sensibilidad se presentarán en tablas resumen y para cada variación del parámetro se presentarán los indicadores de rentabilidad obtenidos También se construirán gráficos que presenten el comportamiento de la rentabilidad del proyecto ante la variación del parámetro.

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet

Materiales:

Hojas de trabajo

Concepto: 4.13 Preparación de informe principal y anexos con tablas y gráficos

Procedimiento para su realización

La preparación del informe principal y de los anexos con tablas y gráficos incluirá los ya mencionados en los conceptos anteriores y los siguientes productos

1. El documento principal en donde se detallen las bases de análisis de cada uno de los tipos de evaluación a los que se someterá el proyecto y se incluyan los datos utilizados como básicos y en los análisis de sensibilidad y se detallen los resultados obtenidos interpretando éstos para hacer conclusiones sobre la rentabilidad del proyecto en el área económica, social y financiera.
2. Corrida financiera base del análisis presentada con todos los cuadros que la integran y que incluyen el balance de fuentes y usos correspondiente desglosado en periodos anuales.
3. Anexos con tablas y cuadros resumen de las consideraciones y resultados de los análisis de sensibilidad, la corrida financiera base y la corrida de evaluación económica.
4. Conclusiones donde se indicará la estrategia que se considere viable, especificando la alternativa más recomendable para el proyecto analizado y el orden de prioridades para las acciones que componen la estrategia
5. Se entregará tres copias de todos los documentos que genere el estudio

Recursos humanos que intervienen:

1 jefe de proyecto
2 especialistas
2 analistas

Equipo:

2 computadoras
Office 95
Impresora lasserjet
Impresora de color HP

Materiales:

Hojas de trabajo

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

DEFINICIÓN DE CRITERIOS BASICOS

EXPOSITOR: ENRIQUE PADILLA CORONA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

PROYECTO DE CARRETERAS

Ing. Enrique Padilla Corona
Director de Proyectos. Carreteras Federales, SCT.

1 INTRODUCCION

Proyectar carreteras e . un país como el nuestro, dada la situación económica actual, implica una gran responsabilidad y por lo tanto un reto, ya que es necesario continuar c(. e' desarrollo de la infraestructura carretera nacional, dentro de un marco estricto de austeridad y racionalidad en el proyecto y ejecución de las obras viales.

El proyecto de carreteras se conforma de: la definición geométrica y estructural de las terracerías, el drenaje, el pavimento, las intersecciones, el señalamiento, los puentes, los túneles y las obras complementarias.

Cada uno de estos elementos en las diferentes etapas de su estudio se define mediante el análisis de varias alternativas, en las que se comparan costos y beneficios. Aquí es necesario recalcar que además de los costos de construcción, operación y conservación, también se incluyen los costos financieros, sociales y de mitigación del impacto ambiental.

A continuación, como introducción al módulo de proyecto trataremos cada uno de los elementos principales, mencionando los criterios básicos y las tendencias actuales en el uso de cada uno de ellos.

2 PROYECTO GEOMETRICO

En la estricta acepción del término, proyecto geométrico se refiere a la realización del proyecto en las tres dimensiones de la carretera: la planta, el perfil y la sección transversal; por extensión se aplica al drenaje menor, los puentes, las intersecciones, las obras complementarias y el señalamiento, incluyendo en su caso el aspecto estructural.

La metodología seguida en el proyecto, comprende tres etapas ampliamente conocidas como son: la elección de la ruta, el anteproyecto y el proyecto detallado, las que se tratarán cuidadosamente en el desarrollo de este módulo en el cual verán que con base en los datos fotogramétricos y en los estudios geotécnicos, de drenaje y de impacto ambiental se realiza el proyecto detallado que comprende el diseño de los alineamientos horizontal y vertical, de la sección transversal, del drenaje menor, de las intersecciones y el señalamiento.

Actualmente una parte importante del trabajo de la dirección, es la modernización de la red federal que en este año llega a la inversión de _____ millones de pesos y en base en lo que se hace en este programa, se describirán las tendencias actuales en el proyecto.

Los tramos que se están modernizando se ubican en alguna de las situaciones siguientes:

1. Alto índice de accidentes.
2. Alto costo de transporte.
3. Altos costos de mantenimiento.
4. Capacidad insuficiente.
5. Modernización para inducir desarrollo económico y social.

Así, las opciones son las siguientes:

a. Mejoramiento de los alineamientos horizontal y vertical, mediante rectificación del camino actual o en ruta nueva.
b. Ampliación de la sección transversal.
c. Adición de un cuerpo nuevo separado, no necesariamente paralelo al actual.
d. Mejoramiento de la estructura carretera en combinación con ampliaciones de sección.
e. Modernización de entronques.

A continuación se verá brevemente lo que se está haciendo en algunos de estos conceptos.

2.1 Mejoramiento de los alineamientos horizontal y vertical, mediante rectificación del camino actual o en ruta nueva.

Se esta proyectando de acuerdo con el tipo de terreno para velocidades de 80 a 110 kph, a fin de satisfacer los requerimientos de por lo menos el 85% de los usuarios; la selección de la velocidad de proyecto obedece al estudio de anteproyecto con varias velocidades, a los recursos disponibles y atendiendo al rango de velocidades deseado por los conductores.

Se pone especial atención en el concepto de seguridad, conservando constante la velocidad de proyecto en tramos largos y dando en las carreteras de dos carriles un alto porcentaje de distancia de visibilidad de rebase. En las carreteras de cuatro carriles, las distancias de visibilidad se dan por encima de la visibilidad mínima de parada.

Dadas las características de operación de los vehículos, en función de las longitudes críticas de las pendientes, se implementan carriles de ascenso para aumentar la capacidad de las carreteras.

Con el fin de abatir los costos de transporte en carreteras con altos volúmenes de tránsito, se han diseñado rutas más directas que reducen distancias, tiempos de recorrido y accidentes, por ejemplo para las carreteras México - Guadalajara, Cuernavaca - Acapulco, Guadalajara - Tepic, etc., se diseñaron trazos que han implicado la construcción de importantes volúmenes de corte y terraplén, viaductos, túneles o atravesar grandes lagunas, buscando siempre el menor costo total del transporte y las menores afectaciones sociales y de impacto ambiental, librando todas las poblaciones que se encuentran en la ruta, pero uniéndolas a ésta con ramales.

2.2 Ampliación de la sección transversal.

Por limitaciones del derecho de vía disponible, en ocasiones es conveniente ampliar la corona existente, de 7 u 8 m a 10.5 ó 12 m para dos carriles o hasta 20 ó 21 m para cuatro carriles. En este último caso se instala en la faja separadora central una barrera de concreto o de acero, generalmente seccionada, para reducir los choques de frente por invasión del sentido contrario.

La sección ahora es de 21 m y no de los 22 tradicionales, porque los acotamientos se han reducido de 3.0 a 2.5 m, lo que es más congruente con su función de carretera de cuatro carriles.

Un estudio sobre el uso de acotamientos en las autopistas nacionales, mostró que los vehículos que se detienen lo hacen en mayor porcentaje en lugares predispuestos o en anchos mayores a 3.0 m, por ejemplo, en los cortes: un mínimo de ellos lo hace en el acotamiento para resolver emergencias y para ello basta el ancho de 2.5 m. Es recomendable proporcionar zonas de paraderos de 5.0x30.0 m o mayores aprovechando los tiros de desperdicio o en ampliaciones de cortes para bancos.

En carreteras como la Puebla - Atlixco o la Autopista Guadalajara - Colima en zonas de dos carriles, cuando se tienen subtramos de pendientes entre 5 y 6 %, se ha dado un ancho de corona de 13.0 m, toda pavimentada para tener dos carriles centrales de 3.5 m y acotamientos de 3.0 m. Con esta disposición y el señalamiento apropiado, se busca que el tránsito lento, transite eventualmente sobre la zona de acotamiento para permitir el rebase de subida y de bajada sin invasión del sentido contrario, reduciendo los choques de frente, que constituyen la principal desventaja de las secciones de tres carriles.

La sección de 13.0 m, como se ha descrito, opera con muy buenos resultados en países más desarrollados, donde la experiencia indica que la capacidad se duplica al pasar de una carretera de 9.0 m a una de 13.0 m de ancho, con una gran reducción en el número y gravedad de los accidentes.

2.3 Adición de un cuerpo nuevo para separar sentidos de circulación, mejorando alineamientos y sección transversal.

En las carreteras San Luis - Saltillo, Sabinas - Monclova, entre otras, se construye un cuerpo nuevo de 10.5 m de ancho y se rehabilita el cuerpo antiguo si lo necesita. Así mismo en los tramos en que la topografía lo requiere, dejan de ser paralelos los cuerpos para darle al nuevo el mejor alineamiento posible, con una sección única de 21.0 m de ancho, pero con menor desarrollo y superior alineamiento.

En aquellas zonas donde es económicamente posible ampliar el derecho de vía, como en la autopista Guadalajara- Colima, Monterrey - Nuevo Laredo o Caderéyta - Reynosa, se han construido cuerpos paralelos con distancia de

20.0 a 30.0 m de hombro a hombro para reducir accidentes por deslumbramiento.

2.4 Mejoramiento de la estructura de la carretera en combinación con ampliación de la sección.

La ampliación de la corona es ocasión para corregir la estructura y el bombeo de la porción existente y dar a la ampliación las características necesarias para que el conjunto trabaje adecuadamente con el tránsito de proyecto; sin embargo cuando la estructura existente está en buenas condiciones y tiene bombeo hacia ambos lados, la pendiente transversa. de ampliación se da hacia fuera y para drenar el centro se construye una cuneta revestida provisional que se conecta a las alcantarillas existentes mediante un tubo vertical. El bombeo del cuerpo antiguo debe cambiarse hacia fuera cuando se requiera mejorar su estructura.

2.5 Modernización de entroques

Los entronques. al igual que el resto de los elementos de la carretera. se están proyectando para que puedan evolucionar por etapas. de manera funcional. al menor costo y con las menores molestias para el público, reservando físicamente el derecho de vía necesario para las condiciones futura previsibles.

El procedimiento de proyecto se ha seguido modernizando, principalmente con la ayuda de las calculadoras programables, microcomputadoras, terminales gráficas interactivas y graficadores automáticos, con esta ayuda se está logrando: optimización. rapidez y economía en los proyectos de los nuevos entronques.

3 PAVIMENTOS

El pavimento que ha sido tradicionalmente utilizado ha sido el asfáltico. de manera que actualmente más del 99 % de los cerca de 95,000 km pavimentados que cuenta la red carretera mexicana son de este tipo.

A partir de 1925, los primero pavimentos asfálticos fueron hechos con carpetas de mezcla asfáltica elaborada en lugar o por sistemas de riegos que

fueron los más populares hasta que a partir de los 60's, apareció el concreto asfáltico hecho en planta y en caliente para adecuarse a las condiciones cambiantes de tránsito, con un producto de mayor calidad y resistencia.

Entre los desarrollos que se han tenido en este campo, para adecuarse a la situación actual, está el uso de capas asfálticas más gruesas, ya que hasta los 70's, el espesor máximo era del orden de 80 mm, mientras que en la actualidad el orden es de los 150 mm o aún más. También se ha incrementado el uso de las emulsiones asfálticas y se tienen en experimentación carpetas ahuladas drenantes, estudios de durabilidad de agregados, etc.

Algo muy importante actualmente es la adaptación de nuestra tecnología a la nueva producción de cementos asfálticos que realiza PEMEX, para lo cual ya se cuenta entre otras cosas con una regionalización de la república para utilizar el tipo de cemento más apropiado en cada zona, ya que esta dependencia ha ofrecido fabricar varios tipos de asfalto; otra actividad es trabajar en algunos casos con pruebas desarrolladas en el programa de investigación llamado SHRP (Strategic Highway Research Program), con objeto de actualizar los ensayes de laboratorio, además de estar preparando personal en esta especialidad, todo con objeto de seguir manteniendo la mejor tecnología posible, en este campo tan importante de las vías terrestres.

Una condición notable es que en México, hasta el año 1993, la utilización de pavimentos de concreto en carreteras interurbanas fue muy escasa, mientras que su presencia en vialidades urbanas como avenidas, calles y bulevares de acceso a ciudades ha sido muy abundante. Como ejemplo, se menciona el caso de Guadalajara, segunda ciudad del país con cerca de 5.0 millones de habitantes y en la cual de 24 millones de metros cuadrados de calles, 17 millones están pavimentados, correspondiendo 59% a los de concreto hidráulico, proporción que crece cada día más.

Hay dos razones principales del porque el pavimento asfáltico había sido la solución única seguida por el país en su red carretera: la primera que México, país petrolero era y es un importante productor de asfalto y el modelo económico nacional era proclive a proporcionar a ese asfalto a precios subsidiados, de mãnera que los pavimentos asfálticos resultaban de 2.0 a 2.5 veces más baratos en su inversión inicial que los de concreto, y la segunda, porque las intensidades del tránsito nacional hacían la solución del concreto asfáltico perfectamente compatible con los requerimientos.

Sin embargo, el desarrollo económico del país en el último decenio ha producido que los niveles de tránsito alcancen volúmenes de tránsito muy altos y además con proporciones de vehículos desusadamente altas y es así que porcentajes del 30 o más, de camiones de carga, son usuales en los caminos más transitados.

Fue así que en los nuevos proyectos, se empezó a estudiar el costo completo del ciclo de vida de los pavimentos que contempla costos de construcción, conservación rutinaria, reconstrucción periódica y además, los costos de detener el transporte para llevar a cabo estos trabajos; en los casos que los requerían, se empezaron a incluir en los estudios de proyecto de pavimentos como solución alternativa los de concreto, teniendo en cuenta que la elección de un sistema de pavimentación sobre otro, no puede ser objeto de preferencia subjetiva o moda, sino que debe responder a un análisis técnico - económico claro y consistente, necesariamente basado en dos aspectos contrastantes: el económico y el de suministros.

El problema de los suministros se centra evidentemente en la disponibilidad de asfalto y cemento. En estos terrenos, aunque el país es un productor muy importante de ambos insumos, es necesario el conocimiento de políticas claras fundamentadas en informaciones fehacientes acerca del futuro de esos insumos para tomarlas en cuenta en el análisis.

Después de un periodo inicial en el cual, en varios estudios de pavimentación aparecia como solución alternativa o la más recomendable el pavimento de concreto, se iniciaron los esfuerzos para implementar y construir los primeros pavimentos de este tipo, para lo cual se tuvieron que vencer una serie de reticencias y limitaciones, de las cuales, las más importantes fueron por una parte, la carencia de maquinaria de alto rendimiento para la construcción de pavimentos de concreto, mientras que por la otra, para los asfálticos el país contaba con un parque de maquinaria moderno y abundante. La situación anterior se superó, se adquirieron equipos modernos y a finales de 1993, se construyó el primer tramo interurbano de concreto (libramiento Ticumán, Morelos).

La longitud de pavimentos de concreto, construidos o en proceso de construcción desde noviembre de 1993 hasta la fecha (mayo de 1998), suma alrededor de 2100 km carril, de los cuales el 28 % se han utilizado como sobrecarpeta (white topping), mientras que el resto, 72% forma parte de una estructura nueva.

Adicionalmente a este inventario, longitudes considerables de pavimentos de concreto han sido construidos en caminos estatales, libramientos, avenidas urbanas, etc.

En las carreteras principales donde se están utilizando pavimentos de concreto, las cargas de tránsito de diseño son mayores a 2×10^7 ejes equivalentes de 8.2 ton, excepto en tres casos que pertenecen a zonas turísticas de alto nivel, como son Cancún, Ixtapa y Puerto Vallarta. Los espesores de losa han variado de 200 a 300 mm, según la calidad de materiales disponibles y el tránsito esperado. Un ejemplo muy claro de este tipo de pavimento es el tramo Palmillas - Querétaro de 60.0 km de longitud, en donde se está modernizando el camino existente, corrigiendo alineamiento vertical y horizontal para dejarlo de seis carriles más acotamientos en cada sentido, con una losa de 300 mm de espesor.

Una alternativa en este tipo de pavimentos es el uso de losas de espesor relativamente pequeño (50 a 100 mm) colocadas sobre pavimentos asfálticos que requieren reconstrucción.

Para tener éxito en este sistema se requieren dos cosas: una, que la carpeta existente no este muy agrietada y la otra, que la preparación de la superficie de rodamiento en servicio permita lograr una adherencia significativa entre el concreto fresco y la carpeta asfáltica existente, por lo cual debe tenerse un cuidado muy especial para tener éxito en este tipo de refuerzo, el cual tiene un campo de aplicación muy interesante si se considera que en la red nacional de carreteras se tienen más de 50,000 km pavimentados con carpetas asfálticas.

Actualmente, se tiene una sección de prueba con esta solución, en la carretera costera del Pacífico, en el tramo Guasave - Los Mochis, vía que tiene 100 mm de carpeta asfáltica, tránsito mayor a 16.000 vehículos diarios y cuatro carriles de circulación . La sobrecarpeta de concreto hidráulico tiene espesores entre 80 y 100 mm y separaciones de juntas en ambas direcciones horizontales de 1.20 y 1.80 m, no llevan pasajuntas.

Otra alternativa es el llamado concreto compactado con rodillos (CCR), su diferencia con el concreto regular es que en la mezcla tiene una consistencia seca con cero revenimiento, y después de compactada muestra una resistencia igual o mayor al concreto convencional, con un consumo de cemento hasta 30 % menor para la misma resistencia a la compresión.

Dado que las experiencias muestran que se presentan problemas en la construcción del CCR, que afectan notablemente su funcionamiento como son su textura superficial lisa, rugosidad excesiva y agrietamientos no controlados, es necesario analizar cuidadosamente esta alternativa para utilizarla como superficie de rodamiento en caminos de tránsito menor o incorporar capas de este producto a la sección estructural de pavimentos asfálticos para carreteras de tránsito intenso.

Hasta la fecha en nuestro país, para el caso de las obras viales la utilización del CCR, ha estado limitada a zonas de circulación lenta de vehículos como las explanadas operativas de puertos, como el de Altamira Tamaulipas, en algunos caminos modestos o en calles urbanas de bajos volúmenes de tránsito como en Guadalajara, Jalisco.

4 PUENTES

La mayoría de los puentes carreteros de la red nacional han sido proyectados con base en las normas norteamericanas de AASHTO. Esta tradición data de 1925, cuando la recién fundada Comisión Nacional de Caminos tuvo la necesidad de contratar empresa norteamericanas para el proyecto y la construcción de las primeras carreteras del país, ante la falta de experiencia y conocimiento que en ese tiempo tenían las empresas nacionales sobre esos aspectos de las vías terrestres. Sin embargo, en pocos años los ingenieros mexicanos adoptaron la tecnología y empezaron a hacerle modificaciones de acuerdo con las circunstancias nacionales. En lo referente al proyecto de puentes, las adaptaciones más notables incluyen por ejemplo, la adopción de esfuerzos de trabajo más altos para el acero de refuerzo; disposiciones más severas para el cálculo de refuerzo por cortante en vigas y consideración de los efectos de fatiga para el dimensionamiento de losas de calzada, etc.

En los últimos 15 años, adaptaciones como las anteriores han resultado insuficientes, dada la necesidad de construir un mayor número de puentes de grandes claros y estructuras especiales, que respondan a las características actuales del volumen y tipo de vehículos que circulan por la red; debido a lo anterior, se ha hecho imperiosa la necesidad, tanto de elaborar normas mexicanas para proyecto de puentes, así como adquirir tecnologías desarrolladas en países como Alemania y Francia y además crear tecnologías

propias, pese a las dificultades resultantes de la carencia de investigación suficiente en este tema, en nuestro país.

Actualmente sólo en la red federal mexicana, se tienen más de 6300 puentes de un gran número de tipos y formas, a continuación se enumerarán los principales sistemas utilizados y algunas de las estructuras destacadas en cada sistema.

En relación a las vigas pretensadas de concreto, que se empezaron a utilizar en los 60's, se tiene el puente el Zacatal, con 3.86 km de longitud ubicado en el estado de Campeche con 123 claros de aproximadamente 31 m y un claro elevado central de 40 m. Este puente tiene tres años en operación.

Entre las estructuras metálicas ortotrópicas, ocupan un lugar sobresaliente los puentes Ing. Fernando Espinoza en Jalisco e Ing. Mariano García Sela en Veracruz, con claros de 110.0 m y 140.0 m respectivamente. Las rasantes de estos puentes se encuentran a 110.0 y 140.0 m en relación al lecho del cauce por lo que son propiamente viaductos ya que en su diseño no influyó el régimen hidráulico de los ríos que cruzan. Estas estructuras tienen cerca de 30 años en operación.

Una tecnología mexicana son las estructuras espaciales, entre las cuales destacan el viaducto El Nuevo, en la autopista Guadalajara- Colima de 160.0 m de longitud y el llamado Platanar de 120.0 m de longitud en la autopista Guadalajara - Tepic. Las primeras estructuras de este tipo se fabricaron en los 70's.

Con relación a puentes empujados destacan el puente La Marquesa en la autopista México - Toluca de 400 m de longitud y los llamados Atenquique I y II en la autopista Guadalajara - Colima de 440.0 y 320.0 m de longitud respectivamente, todos estos con dovelas cajón de concreto preesforzado y alrededor de 10 años en operación . En este sistema destaca la fabricación de la nariz, que es una estructura metálica indispensable para el empujado de las dovelas. En los últimos años se han construido otros puentes con este sistema, pero usando dovelas de acero en las autopistas Guadalajara - Tepic y Tehuacán - Puebla.

En cuanto a puentes en doble voladizo a base de dovelas de concreto pretensado, destacan los viaductos Beltrán y Pialla en la autopista Guadalajara

- Colima, de 297.0 m y 158.0 m de longitud, 130.0 y 82.0 m de altura máxima de pila respectivamente. Estas estructuras tiene cerca de 10 años en operación.

Una innovación en el sistema doble voladizo es el acostillado que consiste en colocar una costilla estructural en el centro del ancho del puente, que ayuda a soportar a las dovelas pretensadas, como es el caso del puente Papagayo de la autopista Cuernavaca - Acapulco, que tiene una longitud total de 315.0 m; actualmente tiene alrededor de 6 años de servicio.

Entre las estructuras atirantadas más grandes se encuentran los puentes Antonio Dovalí Jaime (Coatzacoalcos II), Tampico y el Mezcala, cuyas longitudes son en el mismo orden 1170.0 m, 1543.0 m y 882.0 m, con alturas máximas de pila de 100.0 m, 185.0 m y 243.0 . La calidad en el diseño y construcción de estos puentes los han hecho merecedores de premios internacionales.

5 TUNELES

En México, la experiencia tunelera es rica y variada, abarcando numerosas obras para minería, vías férreas, acueductos, drenajes, proyectos hidroeléctricos, líneas de Metro, etc; algunas de ellas construidas desde épocas prehispánicas y coloniales.

Sin embargo el túnel vehicular carretero, fue un notorio faltante hasta hace casi 20 años en que aparece formalmente en México, durante los 70's, en el camino de acceso a la Planta Hidroeléctrica Chicoasén en el estado de Chiapas.

Desde entonces nuevos túneles vehiculares se han incorporado a la infraestructura carretera del país, siendo los dos primeros los construidos en la ciudad de Puerto Vallarta y en la autopista México - Toluca, con 400 m y 340 m respectivamente de longitud y con más de 10 años en operación; a partir de ahí, se han multiplicado los túneles, como los construidos en las autopistas Cuernavaca - Acapulco y Puebla - Orizaba; es importante mencionar el túnel de ingreso a la ciudad de Acapulco de 3.0 km de longitud y alrededor de dos años en operación. Actualmente se tienen proyectados más de 20 túneles adicionales.

El túnel vehicular puede definirse como un pasaje preferencial subterráneo o subacuático para el transporte de mercaderías o el tránsito de personas, que libra obstáculos topográficos o cuerpos de agua, permitiendo abatir los costos de operación de la vialidad al construirse con altas especificaciones.

El ahorro económico que tienen los usuarios de la vialidad con túnel, compensa con creces su costo inicial y el de mantenimiento, ya que los ahorros se van acumulando rápidamente durante la operación. Adicionalmente la reducción del tiempo de recorrido beneficia directamente a los usuarios, quienes transitan en caminos más cortos y seguros.

La construcción de túneles vehiculares en ciudades congestionadas y en carreteras sobre zonas con topografía accidentada es altamente aconsejable, debiéndose realizar para cada caso en particular, un análisis económico que incluya las etapas de construcción y operación para poner en claro las ventajas de su realización.

En todos los casos en que se ha proyectado túneles, se ha tomado esta decisión después que un análisis económico lo ha justificado.

Se considera que la experiencia ganada en los primero túneles construidos y el estado actual de la tecnología nos permite diseñar y construir en México, túneles vehiculares carreteros en cualquier condición geológica, y los resultados económicos de la operación de las vialidades de un túnel de cuota, parece confirmar que esta debe ser una solución cada vez más usada en las comunicaciones terrestres del agreste suelo mexicano.

6 OBRAS COMPLEMENTARIAS

Dentro de las obras complementarias, en este rubro, vamos a tratar brevemente de la construcción geotécnica

Para contener rellenos, como son los terraplenes, ya es práctica común aparte de utilizar los murōs de contención a base de mampostería o concreto, usar sistemas de suelo reforzado de los cuales hay mas de 6 empresas en México que venden diferentes modalidades, además se utilizan sistemas de muro jaula y otros hechos a base de geosintéticos. Cuando se trata de evitar la erosión, se utiliza el sembrado de especies vegetales, solo o combinado con soluciones

técnicas que evitan la erosión y permiten el desarrollo de la cobertura vegetal. También se utilizan con frecuencia los muros pantalla, hechos a base de gaviones u otro material. Todos estos sistemas pueden verse en las diferentes carreteras del país.

En el caso de taludes excavados, se utilizan una gran variedad de sistemas para la contención de paredes según el tipo de material y las características geométricas del talud, entre ellos los métodos biotécnicos para materiales erosionables (el pasto en rollo, hidrosiembra, emulsiones asfálticas, manta fértil, etc.), concreto lanzado para diferentes tipos de rocas, anclajes a fricción o a tensión para suelos y rocas; mallas ancladas para proteger de caídas.; pilotes de concreto plástico como elementos de estabilización, etc. También como en el caso anterior, se pueden ver estos sistemas al recorrer alguna de las autopistas del país.

En general, los geosintéticos tienen un uso muy abundante en carreteras, pero quizá su mejor aplicación hasta la fecha es en obras de subdrenaje, ya que se usan para mejorar el comportamiento de capas drenantes, drenes longitudinales de zanja, drenes transversales de penetración, etc.

Otras utilizaciones valiosas de los geosintéticos son: refuerzo del terreno de cimentación de terraplenes colocados sobre suelos blandos; capa amortiguadora de esfuerzos para disminuir la reflexión de agrietamientos; capa de transición entre materiales gruesos y finos, etc.

Esta es una descripción muy somera de las consideraciones que se hacen al proyectar y construir una carretera, del trabajo que hacen un grupo muy especializado de personas de dentro y de fuera del sector público, que están dispuestos a compartir con ustedes sus experiencias, para que en poco tiempo los vea también a ustedes en estas actividades.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

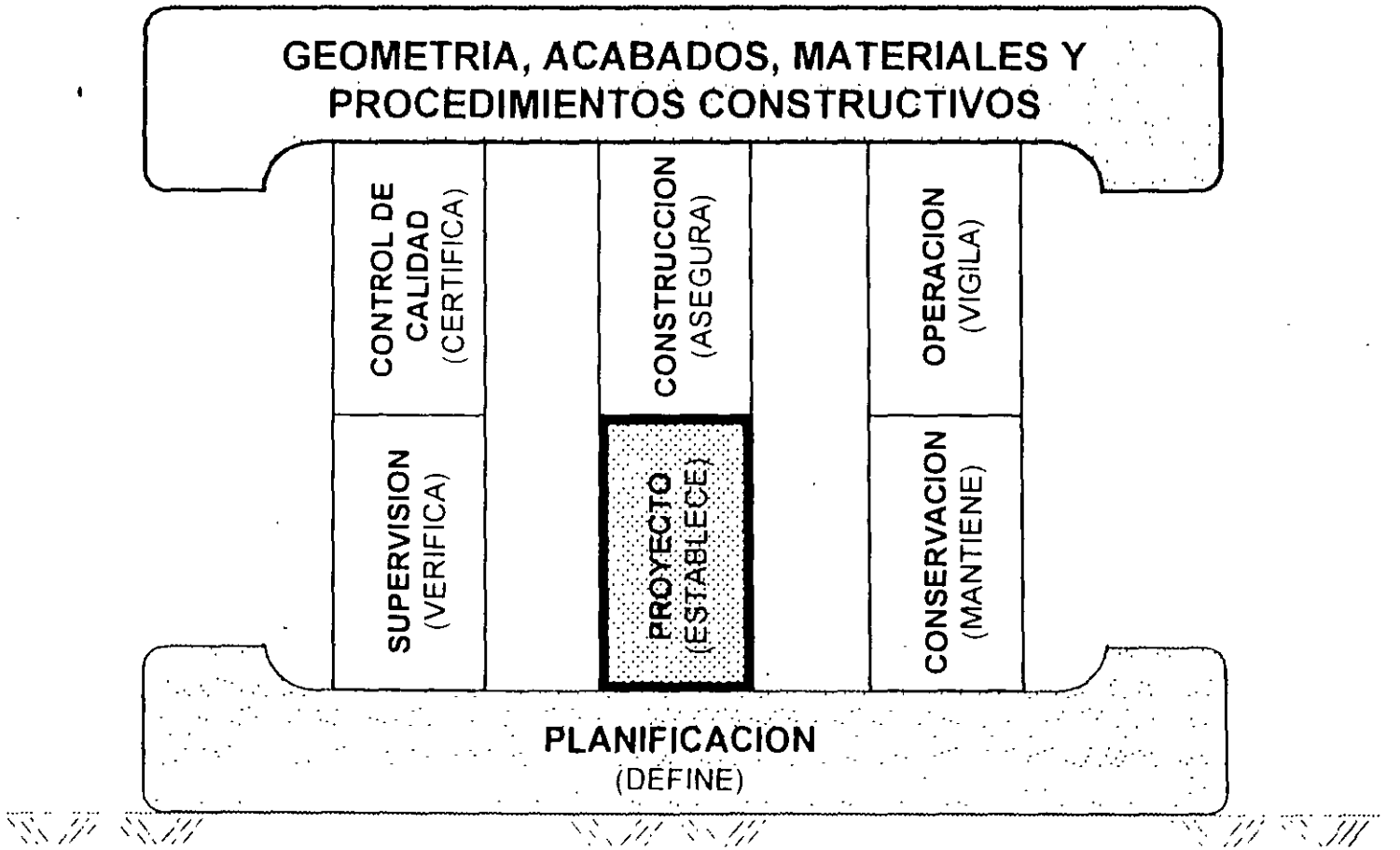
MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

INTRODUCCIÓN II

EXPOSITOR: M. I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

RESPONSABLES DEL NIVEL DE CALIDAD EN CARRETERAS



RVOS
Jul 00

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

CONTROLES EXTERNOS

EXPOSITOR: ING ALFREDO BONNIN ARRIETA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

CONTROLES EXTERNOS

Comisión Nacional del Agua (SEMARNAP) o C.N.A.

En materia de puentes la Ley de Vías Generales de Comunicación prescribe que se oirá la opinión de SARH (C.N.A.), por lo que respecta a las condiciones hidráulicas que deben satisfacer (los puentes) para no alterar el régimen de las aguas.

Entre las atribuciones de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, corresponde a la SARH (ahora a la C.N.A. SEMARNAP), entre otras cosas:

- Vigilar el cumplimiento de la Ley de Aguas Nacionales.
- Reconocer derechos y otorgar concesiones, permisos y autorizaciones para el aprovechamiento de las aguas nacionales.
- Administrar, controlar y reglamentar el aprovechamiento de cuencas hidráulicas, vasos, manantiales y aguas de propiedad nacional y de las zonas federales correspondientes.
- Regular y vigilar la conservación de las corrientes, lagos y lagunas, en la protección de cuencas alimentadoras y las obras de protección torrencial.
- Controlar los ríos y demás corrientes y ejecutar las obras contra inundaciones, etc.

Las demás funciones están orientadas a la dotación de asignaciones de aguas para riego y centros de población, administración de sistemas de riego, inventarios, obras hidráulicas, etc.

La Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente establece por su parte criterios ecológicos para el aprovechamiento racional del agua y de los ecosistemas acuáticos, entre otros los siguientes:

- Corresponde al Estado y a la Sociedad la protección de los ecosistemas acuáticos y del **equilibrio de los elementos** naturales que intervienen en el ciclo hidrológico.
- El aprovechamiento de los recursos naturales que abarcan los ecosistemas acuáticos debe realizarse de manera que no se afecte su equilibrio ecológico.

- Para el equilibrio de los elementos naturales que intervienen en el ciclo hidrológico, se deberá considerar la protección de suelos y áreas boscosas y selváticas y el mantenimiento de los caudales básicos de las corrientes de agua.

Estos criterios deben tomarse en cuenta en las siguientes actividades:

- Formulación e integración del Plan Nacional Hidráulico.

- Otorgamiento de concesiones y permisos para el aprovechamiento de recursos naturales.

- Otorgamiento de autorizaciones para la desviación, extracción o derivación de aguas de propiedad nacional.

- Establecimiento de vedas de aguas subterráneas.

- **Las suspensiones que decretó el Ejecutivo Federal,** de todos aquellos aprovechamientos, **obras** y actividades que dañen los recursos hidráulicos nacionales o afecten el equilibrio ecológico de una región.

- Las políticas y programas para la protección de especies acuáticas endémicas, amenazadas o en peligro de extinción, etc., etc.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOHIDRAULICOS, HIDROLÓGICOS E HIDRAULICOS

EXPOSITOR: ING. MANUEL JARA LOPEZ
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA REALIZACION DE ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS E HIDROLOGICOS

LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA REALIZACION DE ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS E HIDROLOGICOS

Resumen

Las presentes lineamientos tiene por objeto describir detalladamente los elementos que integran un estudio Topohidráulico, indicando para cada uno la información de campo que se deberá recabar y que estará contenida en los planos e informes del estudio. Se indican también las escalas convenientes para el dibujo de planos y sus dimensiones que permitan un manejo adecuado. Para los estudios Hidrológicos se indican los métodos de más común aplicación y de mayor aceptación por su confiabilidad.

1.- Introducción

Un estudio topohidráulico es el Estudio de Campo que se requiere realizar en el sitio de cruce de una vía terrestre con una corriente de agua, el cual sirve de apoyo para proyectar la estructura necesaria de drenaje, así como las obras auxiliares que aseguren el buen funcionamiento hidráulico de la obra. El término topohidráulico, que al parecer fue ideado por ingenieros mexicanos, obedece a que los trabajos comprenden tanto detalles topográficos de la zona de cruce como características hidráulicas de la corriente en cuestión. Un estudio topohidráulico debe contener la siguiente información.

Planta General, Planta Detallada, Perfil de Construcción, Perfil Detallado, Plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas, Croquis de localización, Croquis de puentes cercanos e Informes

2.- Descripción de cada elemento

A continuación se indica la función de cada uno de los elementos anteriores que constituyen el estudio topohidráulico .

2.1.- Planta General

El plano de la planta general debe contener la topografía de una superficie lo suficientemente amplia para definir el funcionamiento hidráulico de la corriente, por lo que su extensión en el sentido del escurrimiento será muy diferente para cada caso particular, principalmente en el lado de aguas arriba del cruce, que es el que más interesa, en general, desde el punto de vista hidráulico. Por ejemplo, cuando existen curvas del cauce en la zona de aguas arriba del sitio de cruce, la planta general nos debe permitir definir trayectorias de las líneas de corriente para tomar en cuenta posibles ataques a alguno de los apoyos extremos de la estrucrura o a los terraplenes de acceso, que puedan afectar la estabilidad de la obra. En el lago de aguas abajo suelen levantarse por lo menos 120 m. La topografía general debe permitir también la definición de la ubicación y la longitud de la estructura de drenaje y de sus obras auxiliares, la orientación de los apoyos, etc . Suele abarcarse en el sentido transversal al flujo, por lo menos 20 m fuera del nivel de aguas máximas de diseño, si se tiene un cauce definido. Si se trata de un viaducto, entendiendo como tal una estructura en cuyo proyecto el NAME carece de importancia, la planta general deberá cubrir hasta la intersección del terreno natural con el nivel de la subrasante de proyecto. En el caso de un cauce insuficiente hidráulicamente que forme llanuras de inundación, el levantamiento topográfico deberá abarcar por lo menos la zona que a juicio del ingeniero sea necesaria para alojar las obras de drenaje principales y auxiliares.

En el plano de la planta general debe estar contenida la siguiente información : Eje de trazo, nivel de aguas máximas de diseño, ubicación de los monumentos de concreto, sentido de la corriente longitudinal de tangentes, rumbos, datos de curvas del trazo, construcciones aledañas, líneas telegráficas, de energía eléctrica, telefónicas, construcciones, cercas o bardas, ubicación de las secciones hidráulicas cuando se posible, ductos, etc.

Conviene que la planta general se dibuje a escala 1 :500 si la mayor dimensión levantada es de menos de 500 m ; para mayores extensiones se podrá dibujar a escala 1 :1,000 ó 1 :2,000 ó mayor en casos en que se tengan ríos muy anchos que requieran topografía extensa. Deben evitarse planos, por manejabilidad, cuya longitud sea mayor de 1.2 m. Las curvas de nivel deberán ser a cada metro.

Si aguas arriba del sitio de cruce el cauce presenta un alineamiento más o menos rectilíneo y no tiene desbordamientos importantes que hagan necesarias la construcción de obras auxiliares o de protección, quizá puede prescindirse de la planta general.

2.2.- Planta Detallada

El plano de la planta detallada, que debe dibujarse con curvas de nivel a cada 50 cm, se utiliza para el proyecto estructural de la obra de drenaje correspondiente y abarca una franja de terreno adyacente al eje de proyecto, con una longitud en el sentido del escurrimiento del orden de 60 m, tanto aguas arriba como aguas abajo del eje ; esta dimensión debe considerarse mínima y queda a criterio del ingeniero proyectista prolongarla, dependiendo principalmente del tipo y dimensiones de la estructura en proyecto. En el sentido transversal a la corriente, la topografía debe levantarse por lo

menos a 20 m fuera del nivel de aguas máximas de diseño en el caso de que se tenga un cauce definido. Si se trata de un viaducto, la planta detallada deberá cubrir hasta la intersección del terreno natural con el nivel de la subrasante de proyecto. En el caso de un cauce insuficiente hidráulicamente que forme llanuras de inundación amplias, el levantamiento topográfico deberá abarcar la zona que a juicio del Ingeniero sea necesario para alojar las obras de drenaje.

Conviene dibujar la planta detallada a escala 1 :200 si su mayor dimensión es del orden de los 200 m ; para extensiones mayores la escala podría ser 1 :500 ó mayor, dependiendo de la zona cubierta, de manera que el plano resulte manejable. Deberán aparecer todos los conceptos indicados en el plano de la planta general.

2.3.- Perfil de Construcción

En este plano se dibuja el perfil del terreno natural sobre el eje de proyecto de la vía terrestre, cubriendo tramos de 250 m por lo menos, en cada margen a partir de la intersección del NAME y el terreno natural. Su finalidad principal radica en la utilización que de él hace el proyectista de la obra para definir la subrasante de proyecto. Si con tal extensión no es posible definir dicha subrasante, será necesario prolongar aún más la cobertura del perfil. La subrasante propuesta en el proyecto preliminar puede ser modificada en la zona de cruce, debido a que en el desarrollo del proyecto pudiera no tenerse una idea precisa de la elevación del NAME de diseño. El perfil de construcción es también útil para definir la localización de las obras auxiliares cuando se tienen llanuras de inundaciones amplias, así como los posibles cortes o terraplenes que se requieren para los accesos de la obra.

En el plano del perfil de construcción debe indicarse la existencia de curvas y sus características, la longitud de tangentes, el nivel de subrasante, los bancos de nivel, la orientación del trazo, la ubicación de los monumentos de concreto y el NAME de diseño, estaciones y cotas del terreno, así como el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) y el de aguas mínimas (NAMin). Conviene recalcar la importancia que tiene la inclusión, siempre que sea posible, del nivel de subrasante de proyecto en el plano del perfil de construcción.

Se acostumbra dibujar el perfil de construcción a escala distorsionada con el fin de resaltar las irregularidades del terreno. Es muy usual utilizar una escala 1 :200 en el sentido horizontal y 1 :200 en el vertical.

El perfil de construcción deberá ser levantado con todo detalle en la zona donde quedará la estructura de drenaje y el resto de su longitud podrá completarse con los datos de trazo de la brigada de localización.

2.4.- Perfil Detallado

Este plano representa el perfil del terreno natural sobre el eje de proyecto; su longitud deberá cubrir la obra u obras de drenaje que vayan a proyectarse, ya que este plano se utiliza posteriormente en el estudio de cimentación para ubicar los sondeos geológicos efectuados en campo y dibujar su perfil estratigráfico, además de que permite definir con detalle las dimensiones y ubicación de la estructura o estructuras de drenaje.

El perfil detallado deberá dibujarse a la misma escala horizontal y vertical, siendo muy usual la escala 1 :100 ó 1 :200, dependiendo de la longitud cubierta, de manera que

resulte manejable. Por supuesto, en ríos muy anchos podrá usarse una escala más grande. En este plano también deberán indicarse el NAME, NAMO y NAMin.

2.5.- Plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas

En este plano se dibujan el perfil del fondo del cauce de la corriente en estudio y las secciones hidráulicas. La extensión del perfil que deberá levantarse dependerá de la ubicación de las secciones hidráulicas y en ningún caso dicha extensión deberá ser menor de 500 m tanto aguas arriba de la primera sección hidráulica, según el sentido del escurrimiento, como aguas abajo de la última. Las secciones deberán ubicarse en un tramo lo más recto posible y con pendiente de preferencia uniforme.

El estudio hidráulico, salvo raras excepciones, se fundamenta en la fórmula de Manning (método conocido como de Sección y Pendiente), que es aplicable a flujo uniforme. Su importancia es fundamental, ya que permite calcular la velocidad y el gasto para condiciones de diseño.

Debe levantarse una sección hidráulica en el sitio de cruce, siempre y cuando sea confiable la información de niveles máximos del agua. Si la información de niveles máximos del agua es fidedigna y el cauce es relativamente encajonado de manera que el método de Sección y Pendiente sea aplicable, podrá ser suficiente levantar una sola sección, ya sea en el sitio de cruce o en otro cercano a él. Cuando la información es incierta puede ser conveniente levantar 2 ó 3 secciones , a fin de comparar los gastos obtenidos con ellas y determinar el gasto de diseño mediante el promedio de estos .

El plano de pendiente y secciones hidráulicas debe contener la siguiente información : el perfil del fondo del cauce (de sus puntos más bajos)

y la línea recta que represente su pendiente geométrica, los puntos que representen el NAME en cada sitio donde éste haya sido investigado u observado, la línea recta que pase entre ellos y que representará la pendiente hidráulica de la superficie libre del agua (esta línea debe trazarse paralela a la línea que representa la pendiente geométrica del fondo del cauce, aunque rigurosamente no tengan porqué ser paralelas ambas líneas), las secciones hidráulicas y los cálculos hidráulicos.

Uno de los datos más importantes contenidos en el plano de pendiente y secciones hidráulicas es el NAME, ya que de éste, así como de la velocidad y de la geometría del cauce, dependen fundamentalmente las dimensiones de la estructura de cruce de la corriente en cuestión, además de que influye directamente en el valor del gasto máximo y de la velocidad del flujo correspondiente. Por ello, la investigación del NAME en la zona de cruce y la frecuencia asociada del mismo debe ser exhaustiva y muy cuidadosa.

Otro parámetro muy importante es el coeficiente de rugosidad de Manning, ya que la fórmula es muy sensible a sus variaciones ; la elección de dicho coeficiente es muy subjetiva, a pesar de que existen en la literatura técnica tablas muy completas para seleccionar su valor en función, principalmente, del material de que está constituido el cauce. Es una practica común, cuando se cuenta con más de una sección hidráulica, modificar arbitrariamente los niveles de aguas máximos y de ajustar los coeficientes de rugosidad para que los gasto obtenidos en diferentes secciones sean prácticamente iguales. Dicha tendencia debe evitarse y los gastos deben reportarse tal como fueron obtenidos en un primer cálculo realizado, así sean sensiblemente diferentes. De otra manera, no serán genuinos los resultados obtenidos con el estudio hidráulico.

La escala usual para el perfil del fondo del cauce es de 1 :1000 en el sentido horizontal y 1 :100 en el vertical. Las secciones hidráulicas se deben dibujar a escalas iguales, generalmente 1 :100 ó 1 :200.

2.6.- Croquis de localización

El croquis de localización proporciona la ubicación geográfica del sitio de cruce ; debe incluir poblaciones cercanas, vías de comunicación, ríos o arroyos, caminos de acceso al cruce, etc. Este croquis puede elaborarse por observación directa o con el auxilio de cartas topográficas o fotografías aéreas ; por supuesto, puede dibujarse fuera de escala.

2.7.- Croquis de puentes cercanos

Cuando existen puentes cercanos al cruce, construidos sobre la corriente en estudio, es conveniente averiguar su comportamiento hidráulico y su antigüedad, a fin de contar con más elementos de juicio para definir las dimensiones de la estructura que se va proyectar, ya que dichos puentes constituyen verdaderos modelos hidráulicos a escala natural. Cuando se trata de ampliar un puente existente o construir otro en un trazo paralelo cercano, conviene efectuar un levantamiento de la estructura que incluya corte transversal, longitudinal y una planta, con dimensiones claramente definidas y acotadas ; puede utilizarse una escala 1 :50, 1 :100, o aún mayor, dependiendo de la longitud del puente, de modo que el plano resulte manejable. En el corte longitudinal deberá indicarse el nivel máximo que haya alcanzado el agua debajo de la estructura.

Si el puente existente se ubica lejos del cruce en estudio, de modo que el área de la cuenca que drene sea significativamente diferente a la de la cuenca hasta el cruce, será suficiente un croquis en que se indique la longitud de la estructura, su distribución de claros y el perfil del terreno en el sitio. En este caso también convendrá reportar el funcionamiento hidráulico de la obra y su antigüedad.

2.8.- Informes

Además de los planos y croquis ya mencionados que componen un estudio topohidráulico, deben agregarse los siguientes informes :

a) Informe general. En este informe se proporcionan todos los datos importantes que son útiles al proyectista, principalmente los que no se indican en los planos, así como las conclusiones y recomendaciones para el buen funcionamiento hidráulico de la obra que será proyectada para resolver el cruce. Debe incluir los datos de localización, nombre del camino, tramo, origen de cadenamiento, kilometraje del cruce y su esviajamiento si es el caso ; datos fisiográficos e hidráulicos de la zona en estudio, tales como orografía general de la cuenca, el área de ésta, dónde nace y desemboca la corriente, si el cruce presenta influencia hidráulica a considerar en el diseño, afluentes, isletas, lagunas, esteros, cascadas, zonas de inundación, influencia de mareas o de otras corrientes, si el escurrimiento en estudio es perenne, torrencial o intermitente, etc. Existencia de puentes cercanos mencionando su tipo, dimensiones, estado físico, funcionamiento hidráulico, antigüedad, etc. Estructuras de control, del caudal, describiendo sus características más importantes, su funcionamiento y la afluencia hidráulica que puedan ejercer en el cruce. Fuente de información de los niveles máximos alcanzados por el agua y su confiabilidad. Descripción de los materiales que forman el lecho del cauce y sus márgenes, materiales de arrastre y cuerpos flotantes, tipo de vegetación y uso del suelo.

b) Informe fotográfico. Este informe muestra directamente el sitio de cruce con sus detalles, tales como la geometría del cauce, su vegetación, la

geología superficial, estructuras hidráulicas cercanas al cruce ubicadas sobre la corriente en estudio, cuando existan. La utilidad de este informe se ve acentuada cuando es utilizado por el proyectista que no ha tenido posibilidad de visitar la zona de estudio.

3.- Estudio Hidrológico.

Es muy común encontrar que un estudio Topohidráulico siempre vaya acompañado de otro Hidrológico, esto con el objeto de tener una idea de la confiabilidad del estudio hidráulico que se realizó, ya que cuando en la cuenca de aportación hasta el cruce en estudio no existe regularización, los gastos obtenidos mediante ambos estudios deberán ser similares. También es de gran utilidad cuando no se cuenta con información confiable de la creciente máxima con la que se realizó el estudio hidráulico

Los métodos hidrológicos para determinar la avenida máxima se clasifican de la siguiente manera :

3.1 Empíricos.

Se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien cuando no se conocen las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio. Los métodos más comunes son Creager y Lowry

3.2 Semiempíricos

Estos métodos son similares a los anteriores, pero hacen intervenir la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren de otros en el mayor o menor detàlle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo. Los métodos mas comunes son el Racional y Ven Te Chow, entre otros.

3.3 Estadísticos

Son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gasto ocurridos. Se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son muestra aleatoria de una población de gastos máximos. Difieren entre ellos en la forma de la función de distribución de probabilidades que suponen tiene la población.

La literatura correspondiente a los métodos hidrológicos mencionados podrá consultarse en la publicación "Métodos Hidrológicos para Previsión de Escurrimientos".

4.- Conclusiones

- Como se mencionó en el inciso 2.5, es muy importante la veracidad en cuanto a la información de niveles máximos del agua y a la elección del coeficiente de rugosidad para la obtención del caudal y de la velocidad, ya que cuando se trata del caso de varias secciones hidráulicas levantadas y las magnitudes de dichos parámetros resultan sustancialmente diferentes, se tiende a hacer modificaciones arbitrarias tanto de los niveles de agua como de los coeficientes de rugosidad, a fin de obtener resultados

prácticamente iguales. Con tal ajuste, los resultados pierden confiabilidad por alterarse los parámetros fundamentales

- Conviene insistir en la gran importancia que tiene la determinación del nivel de aguas máximas en el sitio de cruce, ya que dicho nivel es, junto con la velocidad máxima correspondiente y la geometría del cauce, de utilidad fundamental en la elección de las dimensiones de proyecto de la estructura de drenaje; esto, independientemente de la igual importancia que tiene la determinación de los niveles de aguas máximas a lo largo del tramo elegido para realizar el levantamiento de la pendiente y secciones hidráulicas.

- No está por demás hacer hincapié en que, siempre que existan puentes cercanos al cruce, sobre la misma corriente en estudio, deberá averiguarse con todo cuidado su comportamiento hidráulico y su antigüedad, ya que dichas estructuras constituyen verdaderos modelos hidráulicos a escala natural que permiten contar con inmejorables elementos de juicio para definir las dimensiones de la estructura que se vaya a proyectar.

- Finalmente, cabe señalar que la información más confiable acerca de los niveles máximos alcanzados por el agua durante crecientes extraordinarias, será siempre aquélla obtenida directamente de la gente que ha habitado en las cercanías del cruce durante muchos años. Las huellas que dejan las crecientes (erosiones en márgenes, basuras flotantes que quedan atoradas en la vegetación, manchas en apoyos de puentes o en paredones rocosos, etc) también son útiles, aunque se requiere de experiencia para su interpretación ; además, no es posible conocer la frecuencia a que están asociadas dichas huellas, que en general, corresponden a avenidas muy recientes. Así, siempre que sea posible, se deberá recurrir a los lugareños para obtener información relativa a crecientes extraordinarias, la que deberá corroborarse recurriendo a otras personas del lugar, en forma independiente.

Bibliografía :

Apuntes de la Ponencia " Recomendaciones Generales para la Realización de Estudios Topohidráulicos". Ing. Arturo M. Monforte Ocampo. Abril 29 de 1988.

Seminario de Drenaje. "Métodos Hidrológicos para Previsión de Escurrimientos". Ing. Osain Dabián Rojas. México, 1992. Publicación SCT

Marzo de 1998.

ANEXOS

FORMATOS Y TABLAS PARA LOS CALCULOS HIDRÁULICOS E HIDROLOGICOS, DE SOCAVACION Y DIQUES DE ENCAUZAMIENTO

EJEMPLO DE DISEÑO DE TERRAPLEN FUSIBLE

C A L C U L O S H I D R A U L I C O S

METODO DE SECCION Y PENDIENTE

OBRA VIAL _____ CRUCE _____ ESTACION _____

TRAMO _____ DE Km _____ A Km _____

SUB TRAMO _____ ORIGEN _____

TRAMO	AREA HIDRAULICA A (m^2)	PERIMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRAULICO r (m)	$r^{2/3}$	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V m/s	GASTO PARCIAL Q (m^3/s)	
								SECCION HIDRAULICA N A M E _____ PENDIENTE S = _____ $S^{1/2}$ = _____ VEL MEDIA Q / A _____ m / s SECCION HIDRAULICA N A M E ELEV= _____ PENDIENTE S = _____ $S^{1/2}$ = _____ VEL MEDIA Q / A _____ m / s

C A L C U L O S H I D R A U L I C O S

AREAS Y PERIMETROS MOJADOS

OBRA VIAL _____ ESTACION _____
CRUCE _____ de Km _____ a Km _____
TRAMO _____ ORIGEN _____
SUBTRAMO _____ N.A M E _____
SECCION HIDRAULICA _____

TRAMO	CADENA-MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	A R E A S PARCIAL (m^2)	A R E A S TOTAL (m^2)	PERIMETRO MOJADO (m)

SOCAVACION GENERAL

"ODO DE LISCHTVAN - LEBEDIEV

DATOS

Q = _____ m3/s
A = _____ m2
B = _____ m
Be = _____ m
dm=A/Be= _____ m
V =Q/A= _____ m/s
μ = _____
do = _____ m
Tr = _____ años
β = _____
K = _____
Dm = _____ mm
ó
γ_d = _____ ton/m3
L = _____ m

$$\alpha = \frac{Q}{dm^{5/3}\, Be\, \mu}$$

α = _____

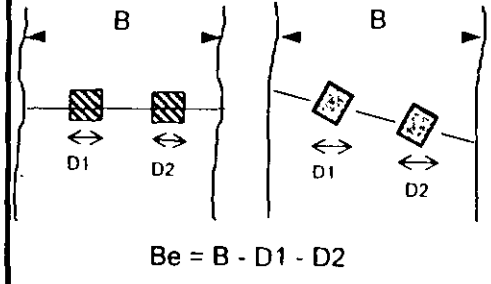
$$d_s = \left(\frac{\alpha \; d_o^{5/3}}{0.60\; \gamma_d^{1.18}\; \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

SUELO COHESIVO

$$d_s = \left(\frac{\alpha \; d_o^{5/3}}{0.68\; Dm^{0.28}\; \beta} \right)^{\frac{1}{1+x}}$$

SUELO NO COHESIVO

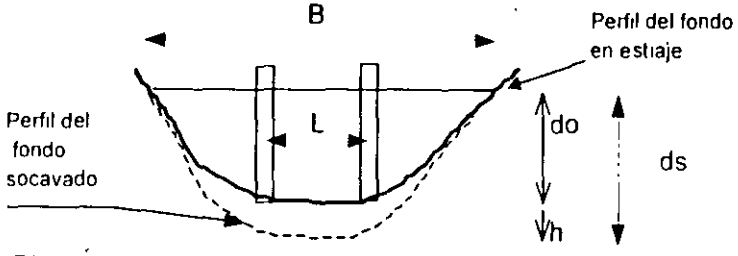
d_s = _____ m



Be = B - D1 - D2

Fig. A Definición del ancho efectivo Be

TABLA No 4 - RESULTADOS		
do (mm)	d (m)	h (m)



CRUCE=
CARR.=
TRAMO=
KM =
ORIGEN =

TABLA N° 1 VALORES DE μ

	LONGITUD ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN m (L)												
V(m/s)	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,5	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
2	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
2,5	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00
3	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
3,5	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
< 4	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99

TABLA N° 2
VALORES DE β

TR años	β
1	0,77
2	0,82
5	0,86
10	0,9
20	0,94
50	0,97
100	1,0
500	1,05
1000	1,07

TABLA N° 3
VALORES DE k

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
γ_d (ton/m3)	k	Dm (mm)	k
0,8	0,66	0,05	0,7
0,83	0,66	0,15	0,7
0.86	0,67	0,5	0,71
0.88	0,67	1	0,71
0 90	0,67	1,5	0,72
0.93	0,68	2,5	0,72
0 96	0,68	4	0,73
0 98	0,69	6	0,74
1	0,69	8	0,74
1.04	0,7	10	0,75
1 08	0,7	15	0,75
1 12	0,71	20	0,76
1,16	0,71	25	0,76
1,2	0,72	40	0,77
1,24	0,72	60	0,78
1,28	0,73	90	0,78
1,34	0,74	140	0,79
1,4	0,74	190	0,79
1,46	0,75	250	0,8
1,52	0,75	310	0,81
1,58	0,76	370	0,81
1,64	0,76	450	0,83
1,71	0,77	570	0,83
1,8	0,78	750	0,83
1,89	0,78	1000	0,84
2	0,79		

DEFINICION DE VARIABLES

Q Gasto de diseño
A Área hidráulica de la sección
B Ancho de la superficie libre del agua en la sección
Be Ancho efectivo de la sup. libre del agua en la secc. = B-D1-D2 .. "-D1, dondeDj es el ancho del obstaculo i proyectado normal a la direccion del flujo (Ver. Fig.A)
μ Coeficiente de contracción, que toma el efecto del estrechamiento producido por pilas (tabla 1)
dm Tirante medio de la seccion
V Velocidad media en la sección
Tr Periodo de retrono de la Avenida
β coeficiente, función de Tr (Tabla 2)
Dm Diametro medio del material=

$$= \frac{1}{100} \sum \Delta P_j \; D_j$$

ΔPj Valor en porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulometrica puede ser variable o constante
Dj Diametro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulometrica
γ_d Peso volumetrico del material seco
k Coef que depende de γ_d si el suelo es cohesivo, ó de Dm si no lo es, (Tabla 3)
L Longitud entre pilas (claro)

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DIRECCION DE ESTUDIOS
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA
DEPARTAMENTO DE DRENAJE

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO E HIDROLOGICO

CRUCE :
CAMINO :
TRAMO :
KM :
ORIGEN :

INFORME GENERAL

I.- GENERALIDADES

La corriente nace a _____km del sitio de cruce y desemboca a_____km, en_____ _____ Sí _____ No _____ provoca influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de_____km² y pertenece a la Región Hidrológica No._____ , según clasificación de la SARH. En la zona de cruce, la vegetación se puede clasificar como _____ y la topografía es_____

Elevación y descripción del banco de nivel_____

_____

El cauce en la zona de cruce es:

sinuoso _____ estable_____ encajonado_____

sensiblemente recto _____ divagante_____con llanuras de inundación _____

COMENTARIOS _____

_____

El escurrimiento es de carácter torrencial_____perenne_____intermitente _____

Tipo y longitud máxima de los cuerpos flotantes_____

El período de lluvias en la región comprende los meses de _____ a _____
La precipitación media anual es de _____ mm.

Información adicional (erosión marginal, caídas, ubicación del cruce en una curva del cauce, curvas cercanas, etc.). _____

_____

_____

Geología superficial en el fondo _____
en la margen izquierda _____
en la margen derecha _____

El eje del trazo cruza en dirección normal _____ esviajado _____ a la corriente.
Angulo de esviajamiento _____

El paso actual de vehículos en la zona de cruce _____

_____

Si existen puentes cercanos al cruce sobre la misma corriente, proporcionar los datos siguientes:

a) Ubicación _____
b) Número y longitud de los claros _____
c) Altura media hasta la parte inferior de la superestructura _____
d) ¿Ha funcionado el puente a su máxima capacidad? _____
e) Area hidráulica del puente hasta el NAME _____
f) Area total bajo el puente _____
g) Antigüedad de la obra _____
h) Otros datos útiles a juicio del observador _____

_____

_____

II.- ESTUDIO HIDROLOGICO

Método aplicado _____

Información utilizada _____

_____

Se obtuvo un caudal máximo de _____ m^3/s, asociado a un período de retorno de _____ años.

Observaciones (fuente de información, confiabilidad, etc.). _____

_____

_____

III.- ESTUDIO HIDRAULICO

Nivel de aguas mínimas_____. Nivel de aguas máximas ordinarias _____
_____. Nivel de aguas máximas extraordinarias _____

Método aplicado _____

Secciones levantadas _____
_____
_____

Fecha de la creciente máxima que se consideró: _____

Gasto obtenido_____m^3/s; velocidad media máxima en el cruce_____ m/s; frecuencia del evento_____años; duración de la creciente_____

Observaciones (fuente de información, confiabilidad, etc.). _____
_____
_____

IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se recomienda adoptar como gasto de diseño_____m^3/s.

La longitud de la estructura podrá ser de_____m, con claros horizontales no menores de_____m. Se propone ubicarla del km _____ al km _____.
Nota _____
_____
_____

Se recomienda un espacio libre vertical entre el NAME y el lecho inferior de la superestructura, de _____m mínimo. La velocidad máxima bajo la obra se estima será de_____ m/s y la sobreelevación de la superficie del agua será _____

Obras auxiliares, de protección, de encauzamiento, etc. _____
_____
_____

Los materiales necesarios para la construcción del puente pueden ser adquiridos en _____que se ubica a_____km del sitio del cruce.

OBSERVACIONES _____
_____
_____
_____

México, D. F., de 1998.

CRUCE _____
CAMINO _____
TRAMO _____
Km _____
ORIGEN _____
ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA _____

MÉTODO DE VEN TE CHOW

Constantes de cálculo	Nomenclatura	Datos
Área de la cuenca (Km^2)	A	
Longitud del cauce principal (m)	L	
Pendiente media del cauce (%)	S	
Número de escurrimiento de Chow (adimensional)	N	
Precipitación media anual en la estación base (cm)	Pb	
Precipitación media anual en la cuenca (cm)	P	
Factor climatico Y = 2.78 P/ Pb	Y	
Tiempo de retraso (hr) $tp = 0.00505 (L/ S^{1/2})^{0.64}$	tp	

Tr =_____años

d(min)	d(hr)	Y	Pb*	Peb*	X	d/tp	Z	Q
Tr =____años								

d= Duración de lluvia (hr)

I= Intensidad de lluvia (cm/hr)

Pb* = I d (cm)

$Peb^* = \frac{(Pb^* - 508/N + 508)^2}{(Pb^* + 2032/N - 20.32)}$ (cm)

X= Peb*/d Factor de escurrimiento

Z= Factor de reduccion pico

Si d/tp $\geq$ 2, Z=1

Si d/tp $\geq$ 0.6; $Z = 0.6315(d/tp)^{0.0632}$

Si d/tp < 0.6 $Z = 0.7401(d/tp)^{0.9740}$

$Q = A \times Y \times Z$ (m^3/s)

CRUCE :_____

CAMINO :_____

TRAMO :_____

Km :_____

ORIGEN :_____

ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA _____

MÉTODO RACIONAL

Constantes de cálculo	Nomenclatura	Datos
Área de la cuenca (km^2)	A	
Longitud del cauce principal (km)	L	
Pendiente del cauce (decimales)	S	
Coeficiente de escurrimiento (adimensional)	C	
Tiempo de concentración (hrs)	tc	

$$tc = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

para

Tr =_____años

I =_____mm/ hr

$$Q = 0.278\ C\ I\ A = \quad = _____ m^3/s$$

para

Tr =_____años

I =_____mm/ hr

$$Q = 0.278\ C\ I\ A = \quad = _____ m^3/s$$

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ESTRUCTURAS ESTUDIOS DETALLADOS: ESTRUCTURALES

EXPOSITOR: ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

Amilcar Galindo Solorzano

PROYECTO DEL PUENTE

El proyecto de un puente es un proceso que puede resumirse en los siguientes pasos:

1. Planteo del problema (Planeación General).

Un proyecto de ingeniería comienza cuando se identifican las necesidades y se determinan los objetos del diseño. El puente surge de la necesidad de salvar un río, una depresión, etc.; para poder plantear el problema estructural es necesario contar con información adecuada respecto a las características físicas del lugar en el que se requiere el puente, y a las necesidades de tránsito que deben satisfacerse. Esta información se obtiene a través de Los estudios preliminares (que incluyen estudios topográficos, hidrológicos, hidráulicos, etc.).

2. Retroalimentación.

Es conveniente reunir toda la información referente a problemas similares que se han presentado con anterioridad, con el objeto de poder simplificar y acelerar el proyecto del puente en cuestión, así como evitar trabajo innecesario.

3. Selección de diferentes alternativas. Análisis preliminares.

Basado en la información anterior, el ingeniero proyectista está en condiciones de plantear sistemas estructurales alternativos, definiendo en cada uno de ellos el tipo de puente y los posibles procedimientos de construcción, para asegurarse de que las alternativas propuestas puedan realizarse satisfactoriamente y a un costo previsible. En esta etapa se hace un análisis preliminar de las alternativas, para obtener valores aproximados de los parámetros de diseño de cada una.

Esta parte del diseño es muy importante, ya que el éxito del sistema estructural definitivo depende directamente de las actividades realizadas en esta etapa.

4. Evaluación de las alternativas.

La evaluación de las alternativas propuestas como soluciones se va efectuando al mismo tiempo que el análisis preliminar algunas alternativas se desechan simplemente porque parecen muy desfavorables en comparación con otras mejores. Sin embargo, en muchos casos, se encuentran una serie de alternativas con cualidades muy semejantes; entonces se hace necesario determinar las ventajas de cada una de ellas con relación a otras cualidades que debe tener el proyecto, comparar los problemas de construcción, examinar en forma crítica su eficiencia estructural general y considerar los aspectos económicos y estéticos de cada alternativa.

5. Elección del sistema estructura definitivo

Después, de haber analizado cuidadosamente las características de cada una de las alternativas, se escoge la que a juicio del ingeniero reúna las mayores ventajas.

6. Análisis estructural del sistema elegido.

Se lleva a cabo el análisis estructural de la alternativa elegida tomando en cuenta todas las acciones actuantes sobre el puente. Las dimensiones de los miembros obtenidas del análisis preliminar pueden ser adecuadas como dimensiones definitivas, si no lo son, se utilizan como punto de partida para el análisis final.

7. Diseño del sistema estructural elegido.

Se definen las dimensiones definitivas y los detalles de todos los elementos que integran la alternativa elegida, revisando cada uno de ellos ante las solicitaciones de los elementos mecánicos actuantes, y se verifica si el comportamiento de los elementos cumple con las recomendaciones establecidas en las normas vigentes, como es el caso de flechas máximas, agrietamiento, etc..

8. Planos estructurales y especificaciones de construcción.

La elaboración de los planos estructurales del puente y la emisión de es pacificaciones de construcción permitirán la construcción del puente, bajo las consideraciones tomadas en cuenta en el diseño. Ya que estos planos y especificaciones son el medio de comunicación entre el ingeniero proyectista y el ingeniero constructor, es conveniente que en ellos se incluya toda la información necesaria para llevar a cabo la construcción. Esta informaci6n debe estar expresada en forma clara y sencilla, con el objeto de evitar errores y confusiones durante la ejecución de la obra. Se deben incluir el proceso constructivo, el tipo de cimbra, sistemas de piso, dispositivos de apoyo, juntas de dilatación, dispositivos de drenaje, etc..

9. Evaluación.

Se evaluará la inversión inicial a partir de la cuantificaci6n de todos los conceptos que integran el puente, aplicando los precios unitarios vigentes.

10 Ejecución de la obra

Se lleva a cabo la ejecución del puente siguiendo las indicaciones establecidas tanto en los planos y especificaciones realizadas por los diseñadores, como en las normas vigentes en el país.

11. Revisión del comportamiento del puente.

Es aconsejable que tanto el proyectista, como el supervisor y el constructor de la obra revisen el comportamiento del puente cuando se encuentre en servicio, para ver si éste es el previsto en el proyecto, o bien si ha sufrido cambios que puedan requerir de modificaciones posteriores.

12. Mantenimiento y conservación del puente.

Los puentes, como cualquier otro tipo de estructura, requieren que se establezca un programa de mantenimiento y conservación que asegure, en su vida útil, un comportamiento seguro y adecuado.

En lo que sigue se desarrollarán algunos aspectos correspondientes al proyecto estructural de un puente.

ASPECTOS GENERALES DE PLANEACION

En todo proyecto de Ingeniería es necesario realizar estudios de planeación que permitan prever la situación económica y social que se derivará de él, con el fin de establecer si su realización será justificable, no sólo por si mismo, sino al compararlo con otras alternativas en proyectos a nivel regional y nacional.

Los estudios de planeación permitirán establecer metas concretas a un plazo determinado y la asignación adecuada de los medios para lograr los objetivos deseados, así como los programas para el desarrollo de las acciones planeadas.

La conveniencia de proyectar y construir un puente no puede analizarse separadamente del tramo carretero en el que se ubica, ya que por si solo sería inoperante; es por esta razón que Los estudios de planeación se refieren al tramo carretero, en toda su longitud.

Una vez determinada la conveniencia del tramo carretero se justifica automáticamente el proyecto y construcción del puente o de los puentes que sean necesarios.

TIPOS DE CARRETERAS. CRITERIOS DE EVALUACION

Los criterios para valuar la conveniencia de la realización de un tramo carretero dependen del medio económico al que sirve, ya que las consecuencias de invertir en una carretera son muy distintas si la inversión se realiza en una zona con cierto grado de desarrollo, o en otra en la que apenas se inicie un proceso de incorporación a la economía de mercado; ello determina que la naturaleza dominante de las consecuencias de invertir en carreteras, dé Lugar al establecimiento de los siguientes tipos de carreteras.

a) Carreteras de función social.

b) Carreteras de penetración económica.

c) Carreteras para zonas en pleno desarrollo.

a) Las carreteras de función social son las obras en las que las consecuencias de invertir se manifiestan principalmente en el campo social, porque la zona de influencia es de escasa potencialidad económica pero con fuerte concentración de población. Allí, la comunicación permanente entrañará un cambio decisivo en el modo de vida. Es pues natural, que en estos casos el criterio de evaluación se base en la relación entre el monto de la inversión y el número de habitantes por servir.
b) Las carreteras de penetración económica son las obras en las que el impacto principal es la incorporación al proceso de desarrollo general de zonas potencialmente productivas. Son obras que propician la realización de inversiones en otros sectores y el rápido incremento de las actividades económicas y, por lo tanto, La principal consecuencia será el aumento de la producción, primero en las actividades primarias y después en las de transformación y servicios. El criterio de evaluación en este caso, se basa en la productividad de la inversión que se calcula a partir de la producción que seria agregada a la economia nacional, mediante la construcción de la obra vial considerada. Entonces el valor de esa producción, en cierto

año, se relaciona con el costo de la obra y se obtiene así un índice llamado de productividad que, aún cuando no expresa un valor absoluto de las ventajas de la inversión, permite comparar distintas inversiones dentro de esta categoría.

En el cálculo del valor de la producción, se tienen en cuenta las actividades primarias y se estima de acuerdo con las técnicas y rendimientos tradicionales de la región, sin considerar la evolución de esa producción a través del tiempo, a fin de mantener una posición conservadora en cuanto al indicador del beneficio de la inversión. El cálculo del costo se limita a la consideración de la cantidad necesaria para la construcción de la obra vial idónea. Como la relación que proporciona el índice de productividad se establece al margen del factor tiempo, no se consideran los costos de conservación, ni las inversiones necesarias para mejorar las condiciones de la obra, de acuerdo con su evolución. La omisión de estos costos se encuentra ampliamente compensada con los beneficios de carácter social, no mensurables, que la obra supone.

La expresión que establece el índice de productividad puede escribirse como sigue:

$$IP = \frac{\sum_{i=1}^{n} \times_i^a P_i}{C}$$

en la que:

IP = Indice de productividad.

$\times_i^a$ = Volumen de la producción del bien 'i', en el año 'a', en la zona de influencia de la carretera.

P_i = Precio de bien 'i'.

C = Costo de construcción de la carretera.

Normalmente, como quedó expuesto antes, sólo se consideran los productos derivados de actividades primarias, principalmente agrícolas, entre los que destacan: maíz, trigo, arroz, caña de azúcar, café y frutales.

c) Las carreteras para zonas en pleno desarrollo son aquellas ubicadas en una zona en la que ya existen las vías necesarias para presentar el servicio de transporte y las cuales se desea mejorar o substituir. Los beneficios directos cuantificables que aportan estas obras a la colectividad son los ahorros en costos de tracción y en tiempos de recorrido y la supresión de pérdidas motivadas por los posibles congestionamientos, que se presentarán al rebasarse la capacidad del camino. La posibilidad de cuantificar estos ahorros con cierta precisión, con base en observaciones directas y en la proyección al futuro, permite compararlo con los gastos que habrá necesidad de efectuar a lo largo del plazo de previsión y establecer un índice de rentabilidad de la inversión propuesta.

El cálculo de cada uno de los ahorros se realiza mediante la comparación entre los costos para la situación actual y los que prevalecerán una vez construida la obra propuesta. Esta comparación se hace para toda la vida útil de la nueva obra y se calculan los ahorros totales, o sea el beneficio que ésta proporcionará, en cada uno de los años en que estará en servicio. La estimación de costos se realiza, también, a lo largo de la vida útil de las obras, tomando en

cuenta tanto la inversión inicial, como los costos de conservación y de posibles reconstrucciones que hubieran de realizarse. Una vez obtenidos los beneficios y costos que se presentarán durante la vida útil de las obras, se procede a determinar lo que puede estimarse como su valor actual.

Para estimar el valor actual de un peso ganado o gastado en cada uno de los años futuros, se aplica una tasa de actualización del 12% (desde el punto de vista financiero, la tasa de actualización incluye el "costo" del capital usado en la inversión y la disminución en el tiempo del poder adquisitivo de la moneda).

La aplicación de las consideraciones anteriores se resume en una comparación para cada alternativa, cuyos elementos son los beneficios y costos por año, y sus respectivos valores actualizados. La suma de los beneficios actualizados representa el valor que podemos asignar hoy a los beneficios que la inversión producirá en el periodo considerado; asimismo, la suma de los costos actualizados representa el valor actual que la inversión implica durante el mismo periodo.

El cociente que resulta de dividir los beneficios actualizados entre los costos actualizados es un índice de rentabilidad que expresa la calidad de la inversión, el cual permite rechazar las inversiones no rentables y, por comparación, establecer la prelación de las rentables.

El indice de rentabilidad se expresa:

$$IR = \frac{Bo + B_1 \frac{1}{1+a} + B_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \cdots + B_n \frac{1}{(1+a)^n}}{Co + C_1 \frac{1}{1+a} + C_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \cdots + C_n \frac{1}{(1+a)^n}} \qquad EC.I.2$$

en donde:

IR = Indice de Rentabilidad.
Bi = Beneficio total en el año "i".
Ci = Costo causado por la obra en el año "i".
A = Tasa de actualización, considerada constante en el periodo estudiado.

En virtud de la distinta naturaleza de las consecuencias que se presentarán para cada tipo de carretera, es necesario aclarar que los criterios de evaluación descritos sólo permiten el establecimiento de relaciones en cada categoría, ya que no es posible comparalas entre sí.

* La tasa de actualización del 12% varia dependiendo de estudios económicos.

ELECCION DEL CRUCE

Una vía de comunicación no sólo exige una adecuada planeación económica y la selección de la ruta y materiales de construcción más convenientes, sino también requiere de un diseño racional de sus obras de drenaje que permitan desalojar en cualquier momento y en forma eficiente los volúmenes de escurrimiento aportados por las lluvias en cualquier tramo de la carretera, así como permitir el paso de los cauces de drenaje natural sin obstruir considerable mente el escurrimiento.

El agua de lluvia que se precipita sobre la carretera y las laderas adyacentes debe recogerse y eliminarse sin provocar inundaciones o destrucciones a las mismas. Esto se evita en la carretera construyéndola con una pendiente transversal que permita el drenaje a los lados del pavimento; el agua colecta da debe eliminarse sobre los taludes si no se ocasionan problemas de erosión y en caso contrario deberá conducirse en la dirección del camino dentro de cunetas o mediante bordillos para posteriormente eliminarse. Cuando la carretera tiene cortes permeables la eliminación de los escurrimientos puede exigir el empleo de drenes de zanja, de tubo ranurado, que permitan desaguar las infiltraciones producidas desde los taludes.

La sección transversal de una carretera en corte cuenta normalmente con contracunetas y zanjas de intercepción que capturan el agua de escurrimiento proveniente de los taludes para evitar erosiones y exceso de agua en las cunetas. En algunas ocasiones una contracuneta mal proyectada o sin conservación (impermeabilización) puede ser el punto de partida de una superficie de falla por lo que, si no son muy necesarias, es mejor evitarlas.

Generalmente las carreteras cruzan cauces de drenaje natural a los cuales se les debe permitir el paso sin causar daños a la propiedad aguas arriba y aguas abajo. El paso se efectúa por medio de alcantarillas, vados, puentes vado o puentes.

Los vados son estructuras que se construyen para permitir el paso de los cauces de drenaje natural a través del camino, sin modificar prácticamente la forma de su escurrimiento, efectuándose éste sobre la superficie de rodamiento. Este tipo de estructuras es de construcción recomendable en caminos de baja inversión o cuando se tiene un bajo volumen de tránsito, cauces no definidos, frecuencia baja de escurrimientos o corta duración de éstos.

Un puente vado es una estructura semejante a la de un puente, pero proyectada para permitir el paso de las avenidas máximas por encima de ella, por tanto, su área hidráulica debe considerar únicamente el paso del gasto correspondiente a las avenidas ordinarias. Generalmente se usan cuando el río tiene un caudal permanente, debiéndose además cumplir las mismas condiciones anotadas para los vados.

En el caso de los puentes cuando la corriente que se cruza es importante, es probable que el costo de la estructura sea elevado en comparación con el costo de los accesos, lo cual obliga a buscar el sitio de la corriente en donde el costo del conjunto carretera-puente sea el mínimo.

ELECCION DEL CRUCE

La determinación del lugar en que la carretera cruzará el río es una parte muy importante de un proyecto carretero, ya que de su adecuada elección dependerá el buen funcionamiento del conjunto carretera-puente, tanto en lo relativo al servicio que presta, como al aspecto ingeniería (técnico) del mismo. Para lograr esto se deberá tomar en cuenta la economía general del camino y un balance adecuado de los problemas de alineamiento, movimiento de tierras, operación de la ruta, funcionamiento hidráulico y geología de la zona.

La ubicación del cruce depende principalmente de los siguientes factores:

a) Alineamiento general del camino.
b) Aspecto hidráulico.
c) Aspecto topográfico.
d) Aspecto geológico.

a) Alineamiento general del camino. El lugar del cruce está determinado fundamentalmente por el alineamiento general del camino ya que el alejarnos de éste ocasionará mayores gastos de construcción y mayores tiempos de recorrido. Así pues, se seleccionará entre aquellas secciones que sean adecuadas para el cruce desde los puntos de vista hidráulico, topográfico, geológico, etc., que se ajusten lo más posible al alineamiento general del camino. El rango de ajuste al alineamiento no es un dato determinado sino que está en función del balance entre el costo del puente y de los tramos de acceso necesarios. Debe considerarse también el tipo de camino, ya que de su importancia depende que pueda o no alejarse del alineamiento general, puesto que para volúmenes bajos de tránsito como los que se presentan en caminos de tipo social o de penetración económica, tal vez no sea muy importante el aumento en el tiempo de recorrido como en el caso de un camino con altos volúmenes de tránsito.

b) Aspecto hidráulico. El puente como obra de drenaje deberá permitir salvar el río en todo tiempo sin ocasionar problemas en el funcionamiento hidráulico del mismo, por lo que es recomendable elegir para el cruce un tramo del río que nos proporcione cierta certeza de que no se afectará notablemente dicho funcionamiento.

Para esto es necesario tomar en cuenta los siguientes factores al elegir el cruce:

b.1) Tramo del río con cauce recto en las inmediaciones del cruce, ubicado éste lo más alejado posible de curvas aguas arriba o abajo, pero principalmente de las aguas arriba. Esto es con el fin de que la estructura no quede en zonas que puedan ser erosionadas por el cambio de dirección del agua. (Fig. 1).

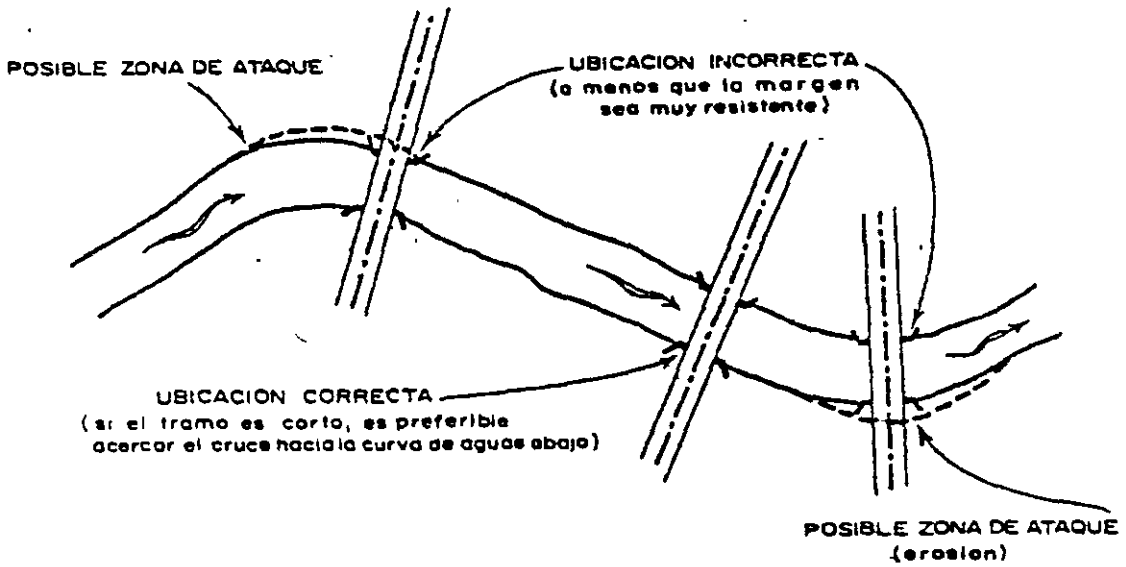


Figura 1

b2) Sección de cruce estable, es decir que no sea propensa a sufrir erosiones laterales que hagan que el cauce cambie de ubicación. (Fig. 2).

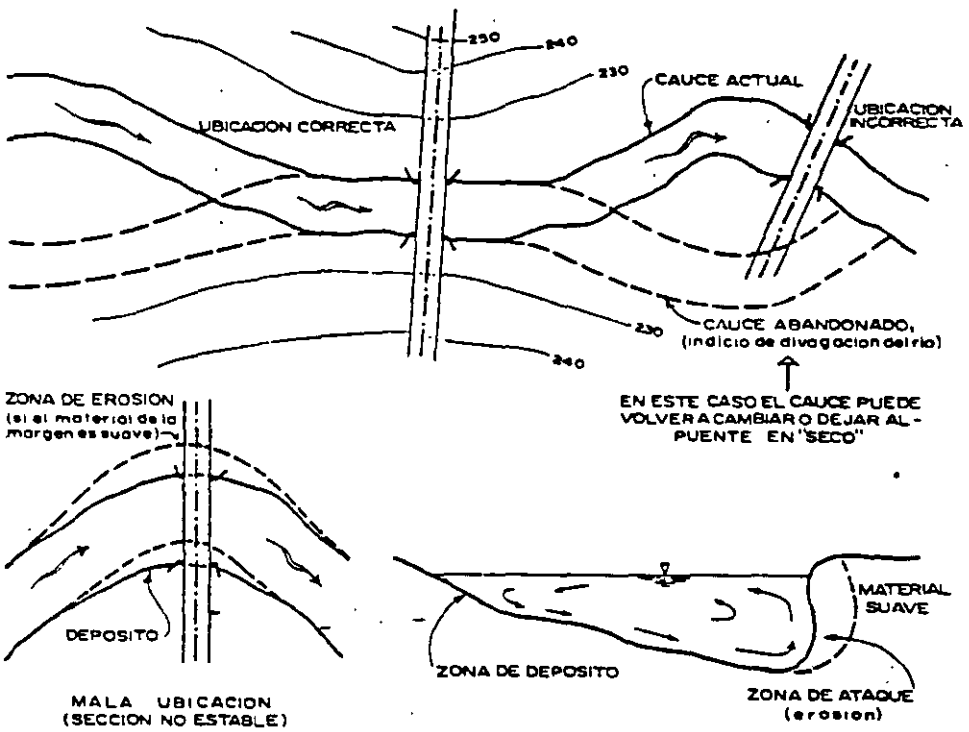


FIGURA 2

b.3) Tramo del río que no tenga desbordamiento o llanuras de inundación. (Fig. 3).

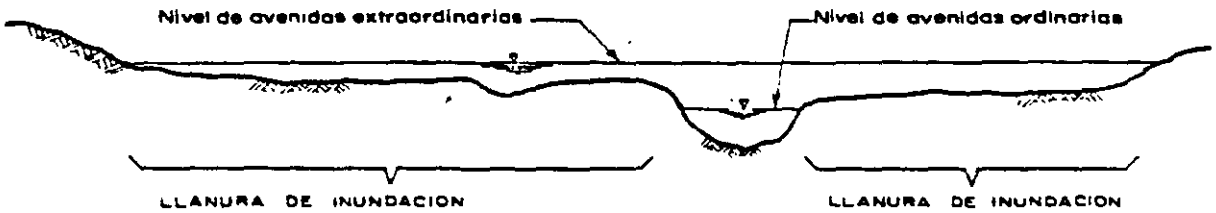


FIGURA 3

b.4) Tramo con pendiente longitudinal uniforme, es decir, sin rápida ni remanso para que no se presenten erosiones o depósitos bajo de la estructura. (Fig. 4).

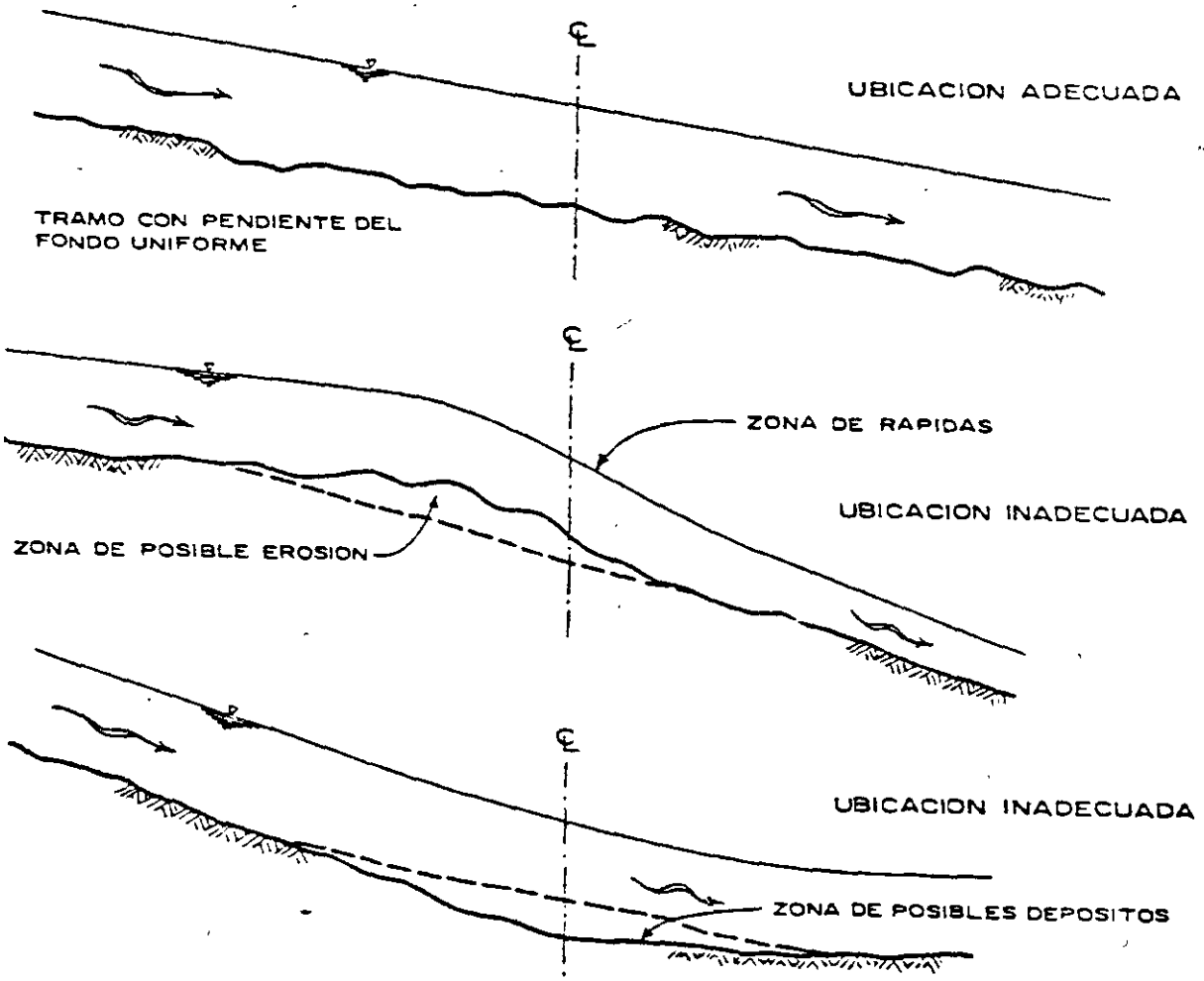


FIGURA 4

En la medida en que estas condiciones no se cumplan los problemas del cruce aumentarán y podrá requerir de obras complementarias (de defensa o encauzamiento) que harán que los costos de la estructura aumenten.

c) *Aspecto topográfico.* Con relación al aspecto topográfico, la ubicación del puente debe ser tal que el volumen de cortes y terraplenes sea el mínimo posible, con lo cual se busca lograr un menor costo de construcción y conservación; así mismo convendrá observar que las características geométricas sean las adecuadas para asegurar el buen funcionamiento de la carretera.

Cuando se cruza una corriente pequeña será necesaria una obra menor y el cruce comúnmente estará definido por el trazo general del camino requiriéndose a veces sólo pequeñas modificaciones locales para mejorar algunos cruces en particular. Esto es diferente cuando se trata de cruzar una corriente importante ya que el costo de la estructura probablemente será elevado en comparación con el costo del camino por lo que se deberá buscar el sitio de la corriente en donde la obra resulte más económica haciendo necesario, para lograr esto, un análisis de costos de construcción y conservación entre las alternativas que puedan plantearse para el cruce.

Los factores a tomar en cuenta son los siguientes:

c.1) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas horizontales de entrada y salida que sean muy forzadas (Fig. 5).

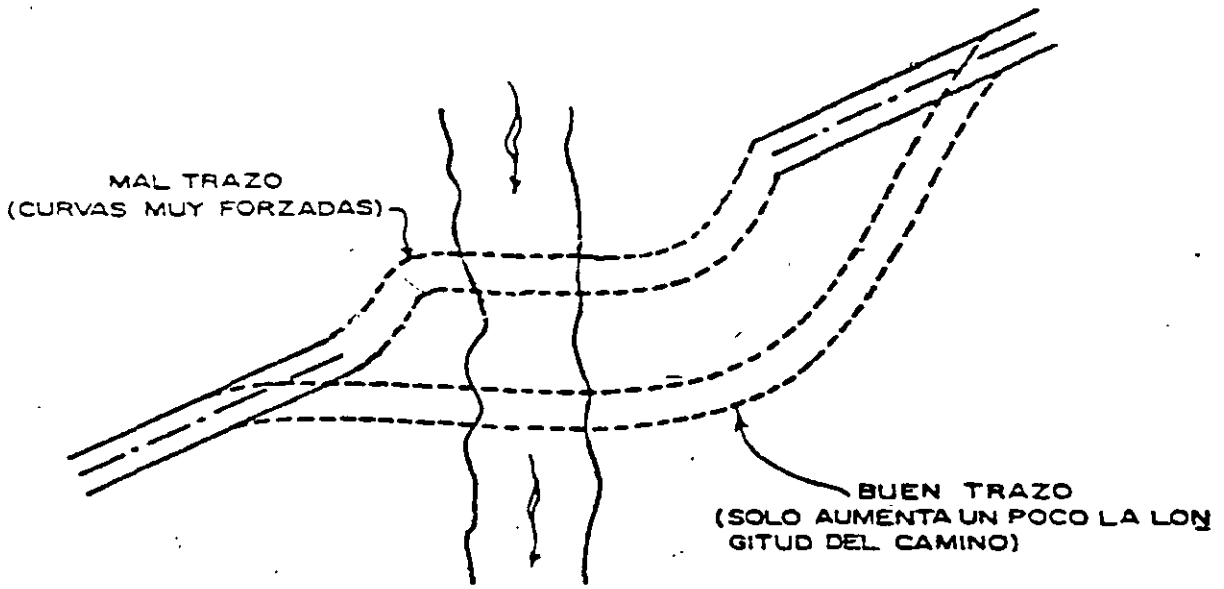


FIGURA 5

El mejorar el alineamiento puede requerir mayores longitudes de camino y por tanto mayores costos. Sin embargo, si estos costos no son excesivamente mayores que los del trazo original deberá preferirse el que mejora el alineamiento.

Es recomendable que la carretera cruce en forma perpendicular al río ya que esto reduce la longitud del puente cuyo costo es más elevado. sin embargo no se debe descartar el análisis de obras esviajadas con las que se puede lograr mejores trazos y menores longitudes de camino (FIG. 6)

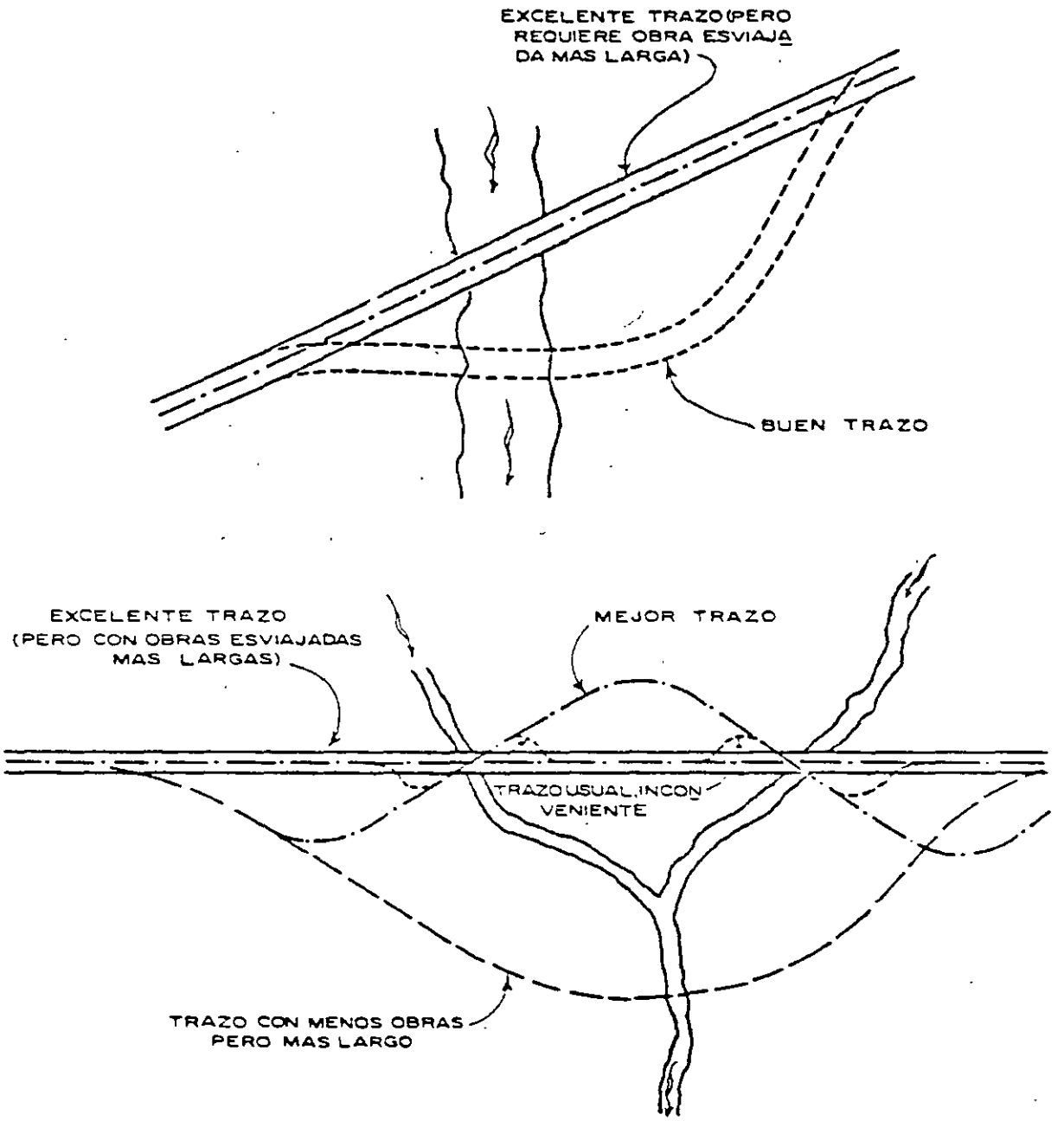
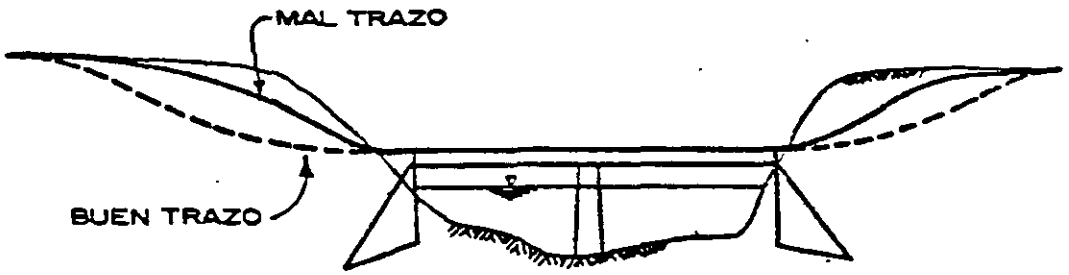
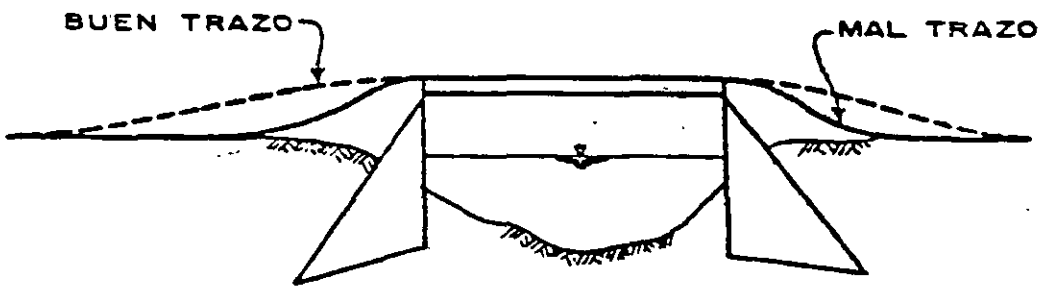


FIGURA 6

c.2) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas verticales de entrada y salida que sea muy forzadas (Fig. 7).



ALINEAMIENTO VERTICAL



ESTRUCTURA ALTA PARA PERMITIR
EL PASO DE CUERPOS FLOTANTES.

FIGURA 7

c.3) El cruce debe ubicarse en forma tal que permita al camino conservar en lo posible el alineamiento tanto horizontal como vertical que predomine en los tramos de acceso a la obra.

c.4) Sección transversal del río angosta, tratando de que la longitud de la obra sea la menor posible (Fig. 8).

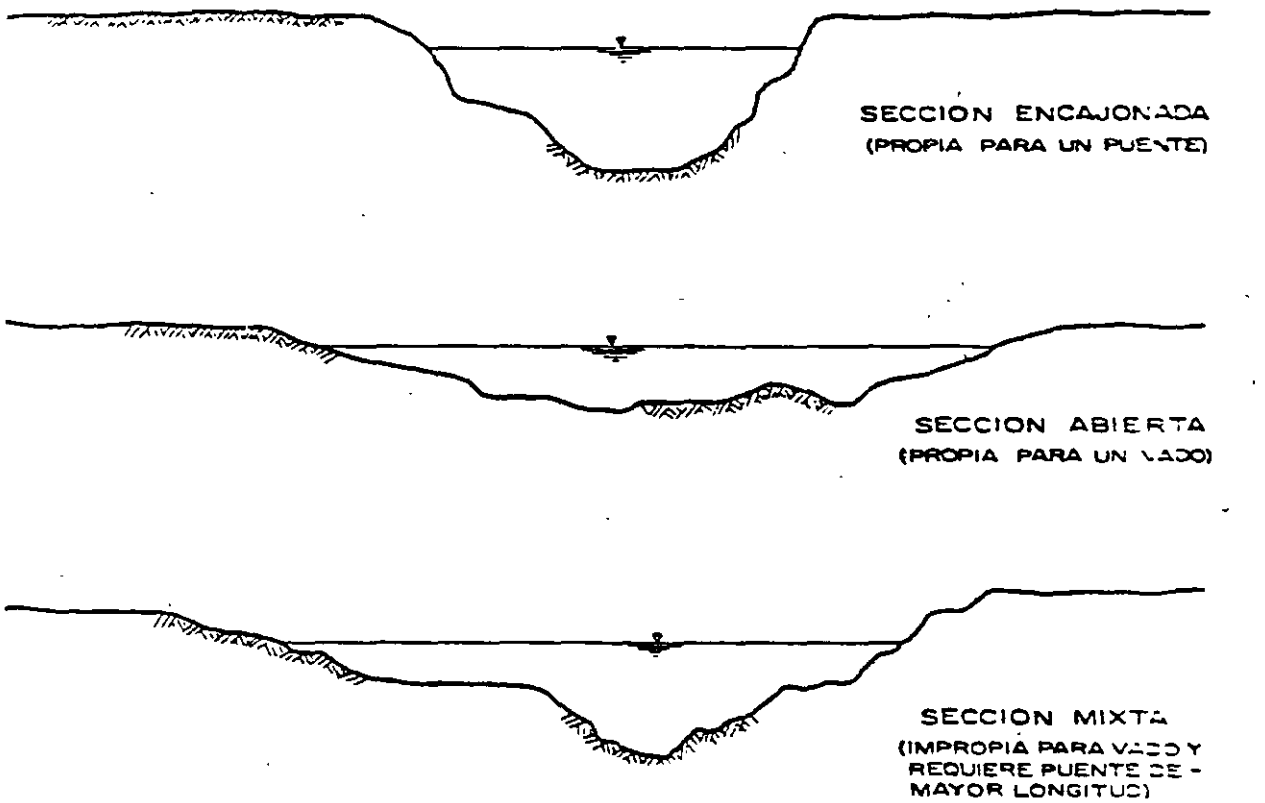


FIGURA 8

c.5) Sección transversal tal que la obra no sea demasiado alta, para así disminuir el costo de los apoyos.

c-6) Ubicación tal que no requiera de terraplenes o cortes excesivamente grandes en los accesos a la obra.

d) Aspecto geológico. El conocimiento de la geología de la zona del cruce es muy importante, ya que nos proporciona algunas características fundamentales a considerar en el proyecto de un puente como son: el nivel de socavación probable en el río, la erosión en las márgenes, la capacidad de carga del suelo, la estabilidad de las márgenes del río, la deformabilidad del suelo, etc. mediante los estudios de Mecánica de Suelos correspondientes.

Estas características determinarán algunas aspectos del puente tales como:

1. El sistema de cimentación: superficial, pilotes, cilindros, etc..
2. La longitud de los claros parciales del puente: a medida de que las pilas son más costosas por su cimentación, conviene emplear claros más grandes.
3. El tipo de superestructura, puesto que para diferentes claros conviene, en general, emplear diferentes superestructuras: trabes de concreto armado, de concreto preesforzado, de acero, armaduras metálicas, arcos de concreto, etc..

Por otra parte, las condiciones de cimentación pueden prestarse para usar superestructuras continuas o hacer recomendable el empleo de trabes o arcos isostáticos.

La principal causa de fracaso de un puente es la socavación. En un puente, si el desplante de la subestructura (pilas, estribos, caballetes) no queda a salvo de la socavación, se producirá la falla de la estructura por esto mismo, y la pérdida total o parcial de la inversión. Si por desconocer la profundidad de la socavación, y temiendo sus efectos se profundiza exageradamente la cimentación, se hace una inversión innecesariamente grande.

Los aspectos geológicos que deben tomarse en consideración para la elección del cruce son:

d.1) Sección no socavable o que presente un mínimo de problemas de este tipo. Como guía tenemos:

MATERIAL DEL FONDO	MATERIAL DEL FONDO
Arena	Muy socavable
Arcilla	Socavable
Roca	No socavable

d.2) Sección no erosionable lateralmente.

d.3) Sección formada en materiales con capacidad de carga relativamente alta, para tratar de que la cimentación del puente sea superficial.

d.4) Sección con afloramientos rocosos que permitan desplantar en ellos los apoyos. En el caso de presentarse afloramientos rocosos en los cuales no puedan desplantarse todos los apoyos, es conveniente no hacer cimentaciones mixtas para evitar asentamientos diferenciales considerables (Fig. 8).

Cabe mencionar que el objeto de la presentación de estos factores es dar al ingeniero localizador un esquema general de los elementos a considerar para llegar a elegir el cruce que mejor equilibre estos factores.

ESTUDIOS PREVIOS

Todo proyecto de Ingeniería requiere de la realización de ciertos estudios que darán los elementos necesarios para obtener un diseño racional del mismo Para un proyecto dado no existirán soluciones únicas, sino razonables, que cumplan con los diferentes parámetros Por satisfacer, pensando siempre en permanecer dentro de los límites de economía y seguridad que el proyecto requiera; estas soluciones se desprenden de los resultados de dichos estudios.

Para contar con resultados reales debemos considerar en forma correcta los estudios y datos necesarios para aplicar posteriormente los criterios que nos llevarán a la obtención de un proyecto razonable.

Para el proyecto de un puente se deben realizar LOS siguientes estudios:

a) Estudios topográficos.
b) Estudios hidrológicos.
c) Estudios hidráulicos.
d) Estudios de mecánica de suelos.
e) Estudios de ingeniería de tránsito

Estos estudios nos permitirán conocer los factores topográficos, hidráulicos y geológicos de la zona del cruce para poder decidir respecto a los tipos más convenientes de subestructuras y superestructuras a utilizar en nuestro proyecto.

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Los estudios topográficos son una serie de trabajos que podemos dividir en trabajos de campo y trabajos de gabinete. Se realizan con el objeto de conocer la sección transversal, longitudinal y la planta general de la zona del cruce, elementos que nos serán útiles principalmente para el estudio del funcionamiento hidráulico del río y para el proyecto del puente. Paralelamente a los estudios topográficos se realizan algunas observaciones de tipo general que servirán para el mismo proyecto y que se incluirán en los informes complementarios.

TRABAJOS DE CAMPO

a) *Retraso o trazo del eje de camino.*

Consiste en identificar o localizar las referencias del trazo original del camino y establecer unas señales que permitan localizar el eje del camino en la zona del cruce sin ninguna dificultad.

b) Nivelación.

Una vez localizado el trazo del camino se procede a la nivelación de este en la zona del cruce, lo que nos permitirá conocer el perfil de construcción. La distancia por nivelar hacia adelante y hacia atrás del centro del cruce sobre el eje del camino, dependerá de la magnitud del puente y de las características topográficas a ambos lados del mismo, la nivelación se hace a partir de algún banco de nivel que fue establecido anteriormente por la brigada de localización, también se establecen en la zona del cruce los bancos de nivel que sean necesarios para los trabajos topográficos siguientes.

c) Poligonal de apoyo, trazo y nivelación.

Para obtener la configuración topográfica en la zona del cruce se requiere de una poligonal de apoyo, que generalmente es abierta y se ubica de preferencia normal al cruce. Sobre la poligonal de apoyo se trazan líneas auxiliares que abarquen toda la zona requerida y se nivelan.

Cuando se requiere de más detalle por causas especiales se utiliza una poligonal cerrada, con lo que se realiza un levantamiento más confiable y con posibilidad de detectar errores.

d) Trazo y nivelación de la pendiente del fondo.

El conocimiento de la forma y pendiente del fondo del cauce en la zona del cruce tiene aplicación en los estudios hidráulicos correspondientes. Cuando se tienen ríos o arroyos muy caudalosos no es posible levantar la pendiente geométrico directamente en el cauce, por lo que se procede a levantar la en las márgenes del río o del arroyo. Junto con el levantamiento de la pendiente geométrica se recopila información que nos pueda conducir a determinar la pendiente hidráulica tal como huellas de arrastre, información oral respecto a niveles, perfil del agua en avenidas, etc..

e) Obtención de secciones hidráulicas auxiliares.

Con el objeto de conocer de la forma más real posible el funcionamiento hidráulico del río o arroyo en estudio, se procede a localizar además de la sección hidráulica en el cruce, las secciones hidráulicas auxiliares. Dichas secciones se ubican aguas arriba y abajo de la zona del cruce, donde se considere necesario; generalmente conviene tomarlas en tramos del río que tengan alineamiento sensiblemente recto, sección constante, y que el fondo no tenga rápidos o resaltos en dicho tramo.

TRABAJOS DE GABINETE

a) Cálculo en las libretas.

Consiste en calcular a partir de los datos anotados en campo, las cotas del perfil del eje del camino, del eje de la poligonal de apoyo, de la pendiente del cauce, de las secciones hidráulicas y de los monumentos de concreto, refiriendo éstos al banco de arranque.

b) Dibujo de la sección transversal en el eje del camino.

Es la representación del terreno sobre el trazo del eje del camino. En este dibujo se indican datos de curvas horizontales y verticales, puntos claves del trazo, rumbo astronómico calculado, longitud de tangentes, bancos auxiliares, monumentos de concreto, datos de estaciones cerradas, así como también la elevación de los niveles del agua en el cauce (nivel de agua mínimo, nivel de aguas ordinario y nivel máximo extraordinario asociado a un período de retorno).

Con el objeto de conocer con mayor exactitud la sección del cruce, se realiza un perfil detallado que se construye, a diferencia del anterior, a una escala mayor y sin deformar, es decir, con la misma escala horizontal y vertical. En este plano se ubica la localización de los sondeos y sirve de base para el proyecto del puente.

c) Dibujo de la planta general y detallada.

Planta General. Es el resultado del levantamiento elaborado en el campo con ayuda de la poligonal de apoyo. En la planta general se dibujan las curvas de nivel a cada metro identificando claramente el trazo con cadena miento a cada 20 m y con los puntos principales de éste; también se anotan las referencias necesarias como son los monumentos de concreto, etc. así, mismo se indica el rumbo astronómico y su relación con el rumbo magnético (ángulo que forman), la dirección del flujo y destinos del camino en estudio.

En el caso de que el puente quede en curva se anotan todos los datos necesarios para el proyecto referentes a ésta. Cuando el puente queda esviajado se incluye el ángulo y las condiciones correspondientes.

Generalmente la escala que se utiliza en esta planta es de 1:500.
Planta Detallada. Se realiza con el objeto de conocer con mayor exactitud la zona del cruce, las curvas de nivel se localizan a cada medio metro utilizando generalmente una escala de 1:200 con lo que se aprecia con mayor detalle la zona del cruce y el trazo en dicho lugar; al igual que en la planta general se incluyen datos de curvas y tangentes, así como bancos de nivel.

Estos planos tienen por objeto, entre otras cosas, juzgar ciertos aspectos del funcionamiento hidráulico del río en avenidas como son: parte más efectiva del cauce, dirección general de la corriente, zonas de simple inundación (por las que escurre sólo una parte mínima del gasto); si alguna márgen está expuesta más o menos a ser erosionada, etc.

d) Dibujo de pendientes y secciones hidráulicas.

Se dibuja un perfil del fondo del arroyo en el cual aparecen cadenamientos a partir del cruce (estación 0+000) hacia aguas arriba y aguas abajo; indicándose con ejes las secciones auxiliares.

En el mismo dibujo del perfil se incluye el perfil medio de la superficie del agua en crecientes máximas extraordinarias (pendiente hidráulica) asociada a un cierto período de retorno, así como el perfil medio del fondo del río (pendiente geométrico).a
Con los datos obtenidos del campo se dibujan secciones hidráulicas divididas en tramos (generalmente separados en cauce principal y tramos de diferente rugosidad) y se incluye también el NAME asociado a un cierto período de retorno para cada sección.

e) Realización de informes complementarios.

Los informes complementarios son aquellos que servirán de ayuda para elaborar el anteproyecto del puente. Estos informes son:

e.1) Informe General.
e.2) Informe para Proyecto de Puentes.
e.3) Informe Fotográfico.

e.1) Informe General

En el informe general se hace una descripción del río o arroyo en estudio, indicando el recorrido del mismo a partir de donde nace, cuales arroyos se le unen, si son de importancia, etc. Se mencionan también en este informe la existencia de obras hidráulicas que puedan regular la corriente, algunos datos de escurrimiento y precipitación, períodos ciclónicos, duración y temporadas de estiaje y una descripción del cauce.

e.2) Informe para Proyecto del Puente.

Este informe está formado por los siguientes datos:

- De localización.
- Hidráulicos.
- Hidrológicos.
- De cimentación.
- De construcción.
- De tránsito.

Datos de localización. - Se incluyen tramo, camino, kilometraje, origen, esviajamiento, descripción y elevación del banco de nivel y observaciones del que realiza el informe.

Datos hidráulicos. Se mencionan las elevaciones de los niveles de agua máximos, ordinarios y mínimos, así como las pendientes medias del fondo y de la superficie del agua, velocidad del agua, materiales de arrastre, frecuencia y duración de crecientes, cauce estable o divagante,

existencia de socavación o depósito, posibles canalizaciones y posible afectación de propiedades vecinas; también se incluye la longitud del claro y espacio vertical libre necesario para permitir el paso de cuerpos flotantes, y si existen puentes cercanos, su funcionamiento general y fecha de construcción.

Datos hidrológicos. Se dan características de la cuenca tales como área, pendiente, geología, permeabilidad media, etc. Se incluye también información respecto a la pendiente media del cauce, distribución de la vegetación, región hidrológica a la que pertenece la cuenca e información respecto a la existencia de estaciones hidrométricas cercanas.

Datos de cimentación. Se mencionan las características generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes del cauce, así como la cantidad de agua en excavaciones y métodos empleados en sondeos.

Datos de construcción. Estos datos nos dan a conocer el precio, calidad, lugar de abastecimiento, distancia y condiciones de acarreo de los materiales de construcción.

Datos de tránsito. Se menciona el ancho de la corona a la entrada y salida del puente, ancho de carpeta asfáltica, ancho propuesto para la calzada del puente, tipos de vehículos y si se requieren banquetas para peatones.

e.3) Informe Fotográfico

El informe fotográfico es una serie de fotografías de la zona del cruce y de las secciones hidráulicas auxiliares que pueden servir de orientación al ingeniero proyectista al elegir los coeficientes de rugosidad para el cálculo de la velocidad del agua en las crecientes. Está formado por fotografías del cruce visto desde la márgen izquierda, desde la márgen derecha, de panorámicas del cruce visto desde la margen izquierda, desde la márgen derecha, de panorámicas del cruce visto de aguas arriba y aguas abajo y de panorámicas de las secciones hidráulicas auxiliares.

ESTUDIOS HIDROLOGICOS

El estudio hidrológico para un puente tiene como finalidad el conocimiento de los probables gastos que tendrán lugar en el cruce, su frecuencia, y más específicamente la determinación del gasto de diseño, es decir, aquel gasto para el cual deberá garantizarse la ausencia de daños en el cruce y las zonas de influencia aguas abajo y arriba. El determinar el gasto de diseño tiene efecto directo en el costo del puente y de sus obras de protección, ya que para cada gasto se requerirá de una estructura que proporcione características de elevación, longitud y resistencias adecuadas a éste gasto, así como obras de protección a la socavación, etc., acordes a los efectos que produzca el paso del mismo. Así pues, un gasto de diseño muy grande traerá consigo mayores costos, pero también una mayor certidumbre de que nuestra obra correrá menos riesgos de fallar; un gasto bajo implicará menores costos iniciales, pero un riesgo mayor a ser afectado por gastos más grandes, ocasionando costos de reparación y los derivados de la suspensión de la vialidad y hasta quizás, su reconstrucción. La alternativa de diseñar contra el peor evento posible que pueda ocurrir, es generalmente tan costosa que se puede justificar solamente cuando las consecuencias de una falta son especialmente graves.

Dado que la planeación y el diseño se refieren a eventos del futuro cuyo tiempo de recurrencia o magnitud no pueden predecirse, debemos recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia con la cual un determinado caudal o volumen de flujo puede ser igualado o excedido.

De acuerdo a lo anterior, el ingeniero proyectista deberá determinar el riesgo que está dispuesto a correr de que el gasto que elija como el de diseño sea excedido durante el lapso de tiempo en que el puente estará en funcionamiento, buscando la relación entre riesgo y costo más conveniente a las características del caso particular que se maneje.

III.4 ESTUDIOS HIDRAULICOS

Los estudios hidráulicos del río en la zona del cruce son muy importantes porque nos darán los factores que influyen en las características del puente por proyectar, ya que en general la altura y la longitud de un puente dependen del área hidráulica, tirante, etc. que deba tenerse para permitir el paso de una cierta avenida en el río. Así, de estos estudios se realiza el diseño hidráulico que permite determinar las dimensiones necesarias del puente de tal manera que permita el paso de los volúmenes de agua aportados por las lluvias o como producto de la infiltración en el subsuelo, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de las aguas.

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

Los estudios de Mecánica de Suelos tienen como finalidad proporcionar al ingeniero proyectista el conocimiento de las características y posible comportamiento del suelo ante las solicitaciones a que estará sujeto durante la construcción y funcionamiento de una obra.

En el caso de puentes se requiere responder a varias interrogantes como son, por una parte, la capacidad de carga y magnitud de los asentamientos correspondientes a cada uno de los tipos de cimentación que se proponga y, por otra parte, la socavación que ocasionará el flujo del agua de la avenida de diseño, lo que es necesario para determinar el nivel de desplante de los apoyos.

Para dilucidar las cuestiones planteadas necesitamos, como primer paso, conocer las propiedades significativas del suelo, por lo que se hace necesaria la realización de una serie de exploraciones, muestreos y pruebas de laboratorio que las pongan de manifiesto. Posteriormente se requiere contar con el auxilio de las teorías desarrolladas para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y socavación con el fin de estimar éstos en el suelo en estudio. Cabe mencionar que estas teorías consideran suelos ideales y que como excepción y no como regla se presentan casos en que el suelo se aproxima a la idealización, dando posibilidad a realizar cálculos bajo bases matemáticas. En todas las otras instancias, la investigación del suelo sólo informa al ingeniero proyectista respecto de las características generales de los materiales subyacentes y de la posición dentro de ellos de fuentes potenciales de peligro, por lo que la experiencia, criterio y capacidad del ingeniero para detectar y estimar los efectos de dichas fuentes de peligro, serán la base de un diseño racional y satisfactorio de la cimentación de la obra.

ELECCION DE CIMENTACION, SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA.

Un puente es un sistema integrado por los siguientes elementos.

1. Infraestructura o cimentación.
2. Subestructura.
3. Superestructura.

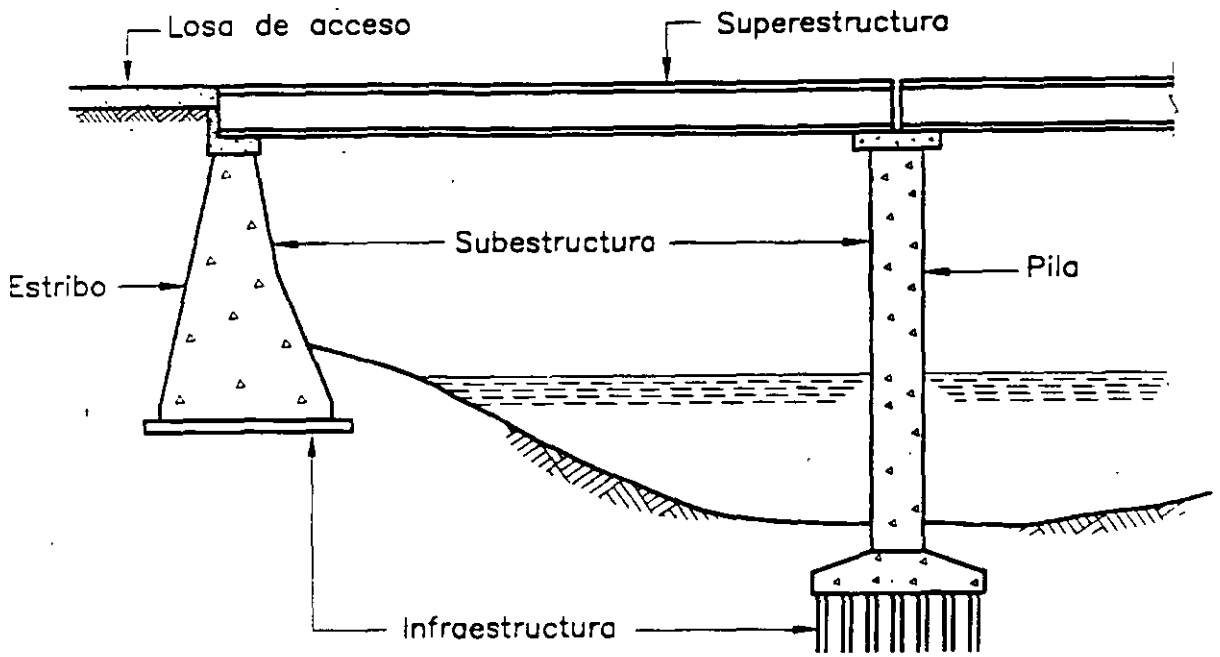


FIGURA 9 Elementos que constituyen un puente.

La infraestructura es la parte del puente que queda en contacto con el terreno, sirviendo de apoyo al puente; en una concepción más amplia se incluye también al suelo y/o roca que sirven de sustento. La cimentación puede ser superficial o profunda.

La subestructura es la parte del puente que transmite las acciones de la superestructura a la cimentación, y está formada por estribos y/o caballetes y pilas.

La superestructura es la parte del puente que soporta la calzada y transmite las acciones de las distintas cargas y su peso propio a los apoyos. Generalmente consta de trabes longitudinales ligadas por diafragmas transversales y la losa de piso.

Para el proyecto de un puente es necesaria la elección de cada uno de los elementos anteriores, entre los distintos tipos de que se disponga. Este proceso de elección no es sencillo, ya que el puente como sistema estructural requiere la definición conjunta de sus elementos constitutivos, tomando en cuenta una serie de factores como son:

- Las características y requerimientos propios del puente, como son su geometría, cargas a soportar, etc.
- Las características propias del cauce o depresión que se salva, como son claros mínimos, altura de las pilas, resistencia del suelo, etc.
- El tipo de estructuras utilizadas en el camino, con el fin de utilizar el mismo equipo de construcción.
- Los materiales y mano de obra disponibles en la región.
- La armonía arquitectónica de la estructura del puente con las usadas en la región.

Debiendo considerarse todo esto, por supuesto, sin perder de vista el aspecto económico

Así, caemos en un proceso cíclico de aproximaciones a la estructura óptima, en el que estudian las ventajas y desventajas de ciertos tipos de cimentación con algunos tipos de subestructuras y superestructuras, distintos claros, distintas condiciones de apoyo, materiales existentes, accesibilidad a la zona del cruce, etc.

En los que sigue se presentan en forma más amplia, para cada uno de los elementos de un puente, los principales factores a considerar en su elección, su influencia sobre los otros elementos del puente, y los tipos usuales y sus características.

INFRAESTRUCTURA O CIMENTACION.

Entre los factores a considerar en la elección del tipo de cimentación están:

- Las descargas de la subestructura.
- La resistencia y deformabilidad del suelo.
- La profundidad de socavación.
- El costo y tiempo de construcción.

Conocidas las descargas sobre la cimentación y la resistencia del suelo, se podrá determinar el área de contacto requerida para una zapata. En la medida que la zapata aumenta, la reacción del suelo sobre ella ocasiona mayores momentos y esto eleva su costo. Por otro lado la cimentación debe tener la capacidad suficiente para evitar el volteo de la estructura por la acción de las fuerzas horizontales que obran sobre ella, como son la debida al viento, la presión de la corriente, las fuerzas sísmicas, etc., y su comportamiento deberá ser tal que sus asentamientos no ocasionen problemas a la superestructura.

Al considerar estos aspectos quizá sea más conveniente pensar en una cimentación parcialmente compensada o compensada para reducir las cargas netas actuantes sobre el suelo y con ello las deformaciones, o quizá se determine necesario recurrir a una cimentación profunda que permita el apoyo en estratos más resistentes, menos comprensibles y que garantice la estabilidad.

La profundidad de socavación es un factor determinante en la elección del tipo de cimentación, pues aunque se cuente en un nivel relativamente superficial con suelos resistentes, si la socavación es grande se tendrá que usar una cimentación profunda.

Por otro lado, al elegir el tipo de cimentación se debe tomar en cuenta que la resistencia, en suelos arenosos, depende de la compacidad, por lo que si el suelo es muy resistente, es probable que no haya sido socavado anteriormente.

Respecto al tiempo y costo de construcción, existen algunos criterios para definir la cimentación. Así, por ejemplo, la elección de pilas y cilindros en lugar de pilotes es conveniente cuando en la estratigrafía del suelo aparecen fragmentos de roca de tamaños medianos a grandes (mayores de 25 cm de diámetro) y en porcentajes mayores de 10 o bien cuando se presentan estratos compactos de arenas que hay que atravesar; esto evita grandes retrasos en la construcción ya que la dificultad del hincado de los pilotes no se presenta en las pilas y cilindros, donde el gran peso de los elementos y el método constructivo permite desplazar o retirar las piedras que obstaculicen el hincado. Claro está, que a medida que el tamaño de los fragmentos de roca se incrementa, la dificultad de hincado aún de las pilas y los cilindros también lo hace.

El tipo de cimentación que se elija y su comportamiento influyen en la elección de los otros elementos del puente. Si el suelo de cimentación es poco resistente tendrá que decidirse entre: un mayor número de apoyos para reducir las cargas, lo cual incrementa la cantidad de elementos de subestructura y reduce los claros de la superestructura; el uso de cimentaciones profundas más caras pero que hacen factible la elección de claros de superestructura más adecuados y un menor número de apoyos; y entre cimentar sobre núcleos resistentes como pueden ser afloramientos de roca en las orillas, pero que implican la utilización de claros tal vez no convenientes económicamente.

Así, al hacer el análisis de una cimentación se estudian varias alternativas, eligiendo aquellas que, además de proporcionar seguridad y estabilidad a la estructura, sea de fácil ejecución y de costo razonable.

SUBESTRUCTURA

La subestructura de un puente está formada por estribos y pilas. La función de los estribos es soportar los extremos del puente y, generalmente, servir de muro de retención. Las pilas son los apoyos intermedios del puente.

Conviene indicar, para evitar confusiones, que el término pila tiene dos significados diferentes de acuerdo con su uso. Por una parte una pila es un miembro estructural subterráneo que transmite la carga a estratos capaces de soportarla y, por otra parte, una pila es el apoyo para la superestructura de un puente, significado, este último, que deberá dársele en este inciso.

Entre los factores a considerar en la elección de la subestructura están:

- Las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por la superestructura, las actuantes directamente sobre la subestructura y las debidas al empuje de tierras en el caso de estribos.
- La altura de las pilas.
- El material de construcción existente en la región.
- El costo de las pilas y estribos.

- El aspecto estético de las pilas.

Las pilas y estribos deben resistir la acción de diferentes combinaciones de carga debidas a la acción del tráfico, el viento, la presión de la corriente, sismo, etc.

En algunas partes de los estribos los esfuerzos máximos pueden ser causados por acciones diferentes a las que producen los máximos esfuerzos en otras zonas, como por ejemplo en el caso del cabezal, donde los mayores esfuerzos provienen de las cargas transmitidas por la superestructura, y la base del muro del estribo, cuyos momentos máximos pueden resultar del empuje de tierras. Asimismo, en las pilas, algunas condiciones de carga serán más desfavorables para los esfuerzos y otras para la estabilidad de la estructura. La estabilidad de las pilas se debe revisar suponiendo que no exista la superestructura cuando se consideren las cargas horizontales de viento, sismo, etc., ya que esta condición es crítica.

Cuando las pilas están sujetas a la acción de la corriente del agua, conviene hacer los bordes de la pila redondeados o con forma hidrodinámica para reducir la presión de la corriente.

La altura de las pilas interviene desde el punto de vista de su costo y de que al aumentar su tamaño verticalmente, aumentan fuertemente los elementos mecánicos de diseño, y aumenta la posibilidad de falla por esbeltez.

Generalmente los materiales que forman la subestructura son el concreto, el acero, y la mampostería. La elección de estos materiales es importante e implica el conocimiento de algunos parámetros tales como la posibilidad de fabricar o acarrear concreto a la obra, o de la existencia de piedra en la zona, lo cual nos puede llevar a elegir elementos de mampostería siempre y cuando se tenga una altura razonable en dichos elementos. Las pilas de mampostería son económicas hasta alturas de 14 a 16 metros. En tanto que los estribos lo son hasta alturas de unos 11 metros.

La piedra es algunas veces usada como revestimiento para incrementar la resistencia a la erosión, especialmente cerca de la superficie de la corriente si esta existe, o bien es utilizada para dar una mejor apariencia.

Cuando se utilizan elementos de acero como pilas, deben protegerse de la humedad mediante pintura o revestimientos que pueden ser de concreto, sobre todo cuando están sujetos a ciclos de mojado y secado.

Por mucho tiempo, las subestructuras fueron diseñadas sin considerar el aspecto estético, pero actualmente el ingeniero proyectista toma en cuenta el efecto estético que en el puente presenta el manejo de diferentes formas de las pilas y estribos. El concreto, por su facilidad de moldeo ofrece por sí mismo una ventaja para el desarrollo arquitectónico, sobre todo en las pilas donde existe más libertad para darles formas distintas. Sin embargo, el costo siempre debe considerarse al elegir la forma de la subestructura.

Si el puente tiene que pasar a gran altura sobre el terreno, o las condiciones de cimentación son deficientes, los costos por pila son altos, y la economía de la obra en su conjunto se logra aumentando las luces entre los apoyos, con el objeto de reducir el número de pilas. Una regla conocida en la ingeniería de puentes, establece que por lo que se refiere al costo, la mejor

economía se logra cuando el costo de la superestructura es igual al de la subestructura. Para que esta regla sea totalmente aplicable, la altura de las pilas, los materiales de cimentación y otras condiciones de construcción deben ser iguales para cada pila.

Los elementos de subestructura se pueden clasificar como se indica en el cuadro 1 continuación se dan las características de los diferentes tipos cuando son construidos de concreto.

a) Estribos de gravedad.

Estos estribos son de construcción simple y son usados en forma económica hasta alturas de 5 metros, pues para alturas mayores el volumen de concreto es muy grande. En las figuras 10 a y b se muestran las secciones típicas de estos estribos.

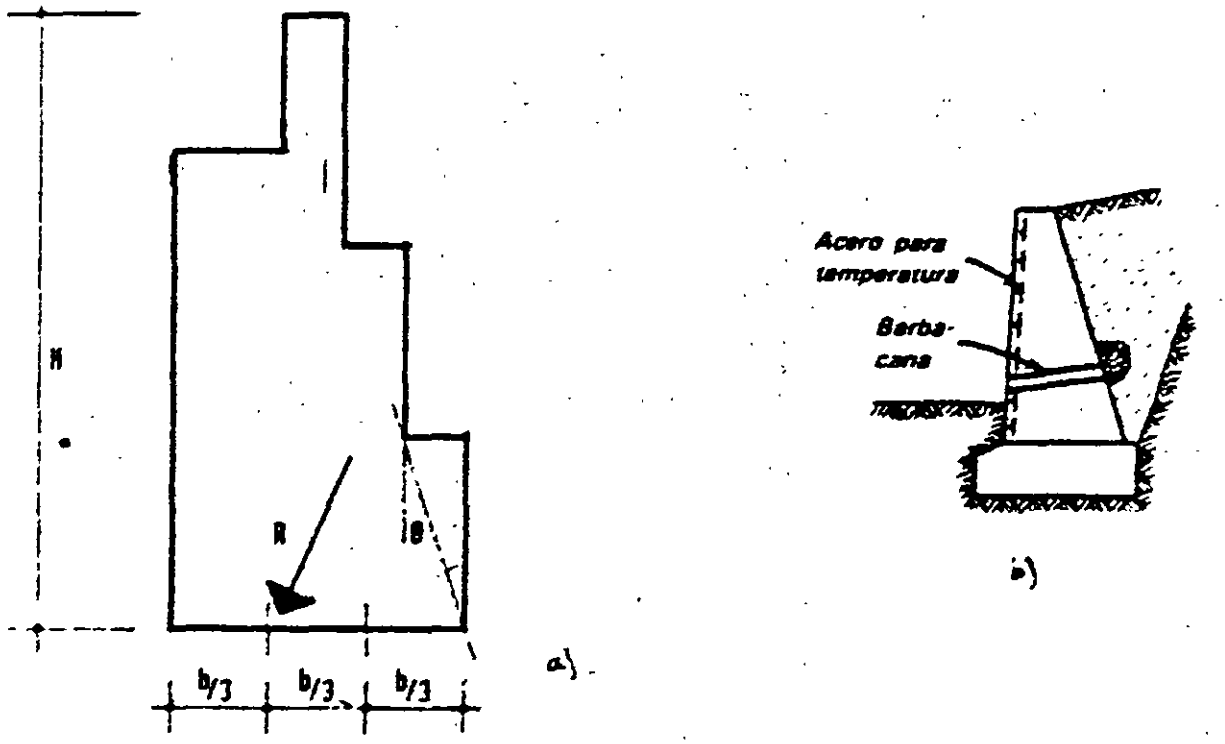


FIGURA 10 Estribos de gravedad

En la práctica se limita el ángulo σ a no más de 30°.

La estabilidad de estos estribos depende completamente del peso propio y del suelo que se apoye en ellos. Para que su comportamiento sea adecuado, la resultante de las fuerzas que actúan sobre él y las de su peso deben pasar por el tercio medio de la base, como se indica en las figuras, con lo cual se evitan las tensiones en dicha base.

Cuando se espere que ocurran desplazamientos diferenciales del suelo, no es recomendable el uso de estos estribos, ya que no tienen flexibilidad para adaptarse a los movimientos, a menos que se construya en secciones cortas e independientes.

Los estribos de gravedad de concreto sufren agrietamiento durante el proceso de fraguado, por lo que es conveniente utilizar cemento Portland de bajo calor en su construcción.. es recomendable también colocar un pequeño armado en la cara expuesta a la intemperie para evitar el agrietamiento futuro por cambios de temperatura.

b) Estribos en cantiliver.

Este tipo de estribos puede dividirse en tres:

b 1) Estribos en cantiliver libre.

Este tipo de estribos resulta económico hasta 7 metros de altura. Para alturas mayores el refuerzo requerido por los momentos crece tanto que es preferible utilizar contrafuertes En la figura 11 se presenta la sección de estos estribos.

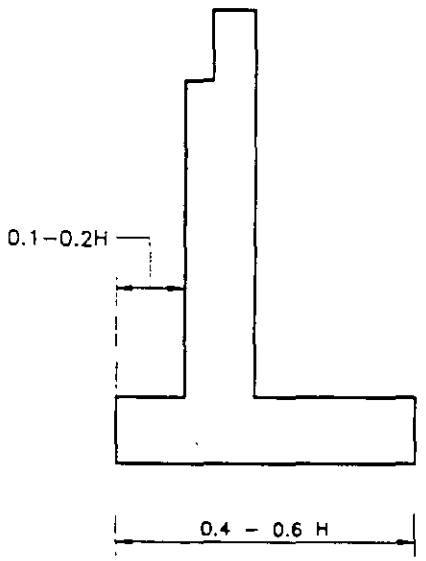


FIGURA 11. Estribos en cantiliver libre.

b.2) Estribos en cantiliver con contrafuertes.

Este tipo de estribos es utilizado en alturas superiores a los 7 metros.

El espaciamiento de los contrafuertes es del orden de 1/3 a 1/2 de la altura del estribo y las paredes de retención se diseñan como losas apoyadas en los contrafuertes.

En la figura 12 se indica la sección de estos elementos.

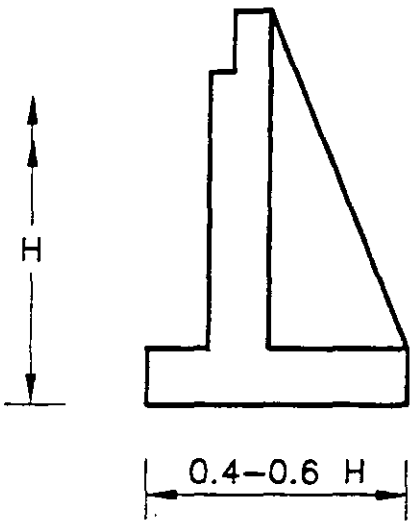
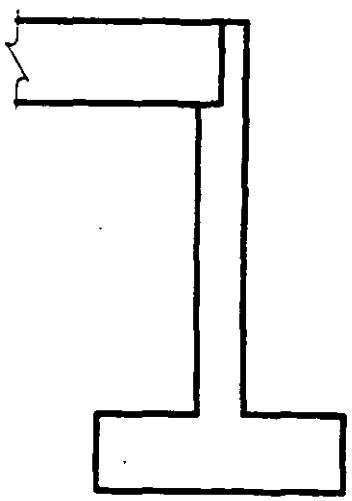


FIGURA 12. Estribos en cantiliver con contrafuertes.

b.3) Estribos en cantiliver apuntalado.

Cuando los claros del puente son menores de 10 metros, no es necesario dejar juntas de expansión para la losa, pudiéndose construir pegada al estribo. Esta condición permite calcular los estribos como vigas apoyadas en sus extremos para el empuje de tierras. Para esto, es necesario montar la losa del puente antes de colocar el relleno.
Este tipo se ilustra en la figura 13.



FIFURA 13. Estribos en cantiliver apuntalado.

c) Estribos de semigravedad.

Este tipo de estribo es algo más esbelto que el de gravedad y requiere de refuerzo consistente en varillas verticales colocadas a lo largo del parámetro interior y otras que se continúan dentro de las zapatas. Asimismo, al igual que en los muros de gravedad es conveniente colocar un armado por temperatura en la cara expuesta. (Figura 14).

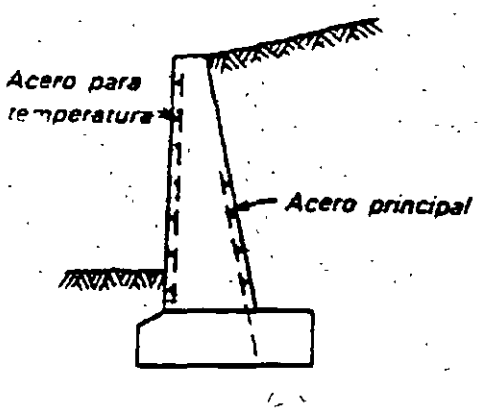


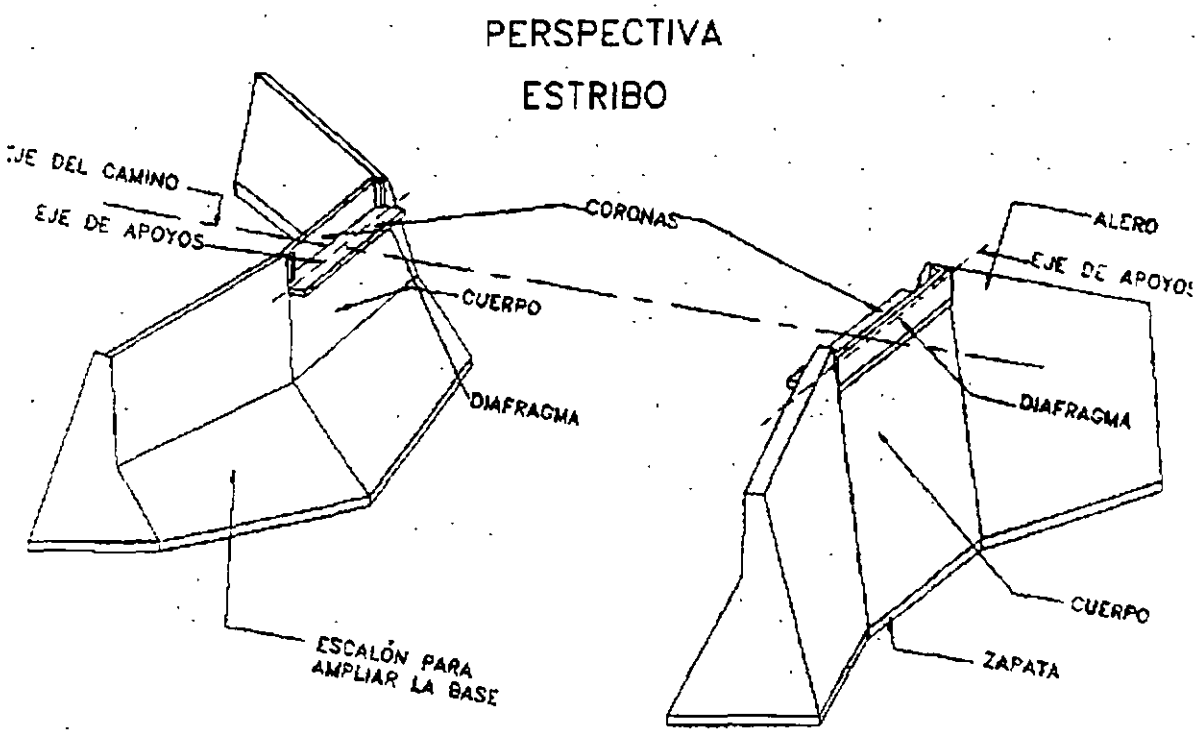
FIGURA 14 Estribos de semigravedad.

El uso de esto estribos es recomendable sobre los de catiliver cuando lo más importante sea su permanencia y los bajos costos de mantenimiento, pues su mayor espesor , aunque ocasiona un mayor costo inicial, los hace más resistentes a los agentes erosivos.

d) Estribos con aleros.

Para aumentar la estabilidad del muro de retención se utilizan aleros construidos monolíticamente con el muro que sirve de apoyo al puente (figs. 15 y 16). Estos aleros pueden ayudar a la retención del terraplén de acceso al puente, en cuyo caso es conveniente ligarlos entre sí.

Cuando los aleros son paralelos al eje del camino los estribos reciben el nombre de estribos en U. El desarrollo posterior de los estribos en U dio lugar a los estribos en cajón. (Fig: 17).



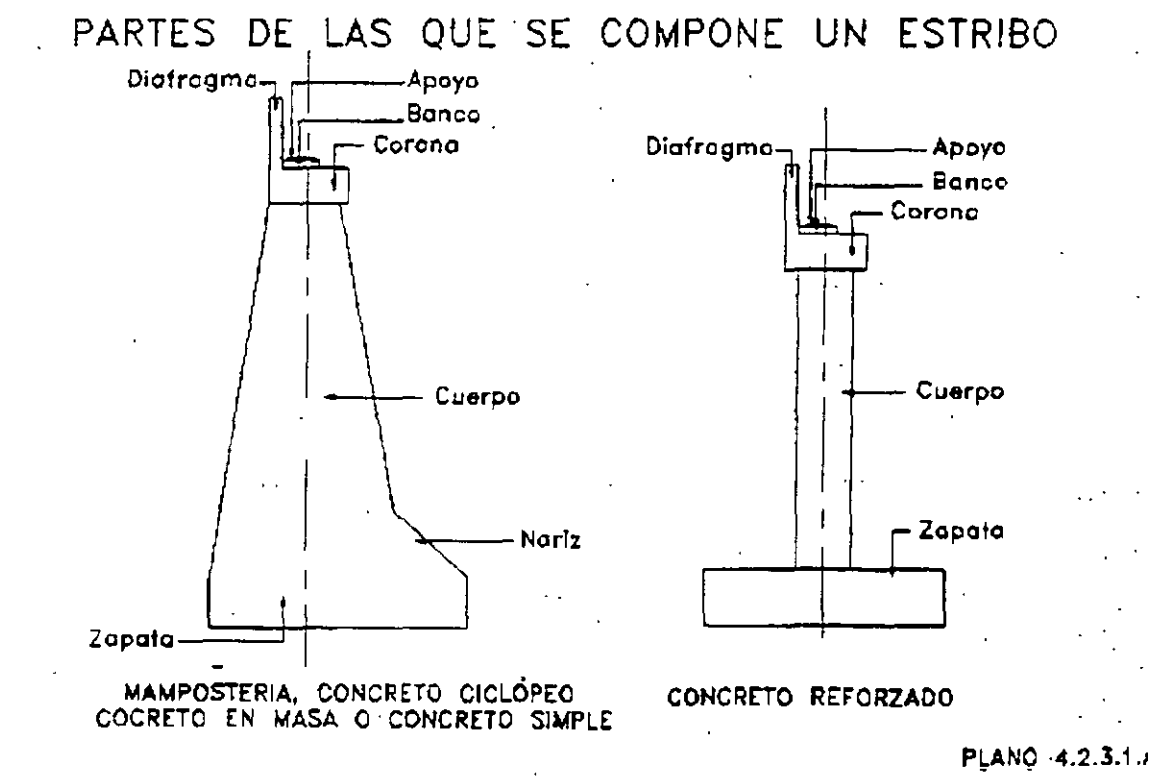


FIGURA 15 Estribo con aleros no paralelos al eje del camino.

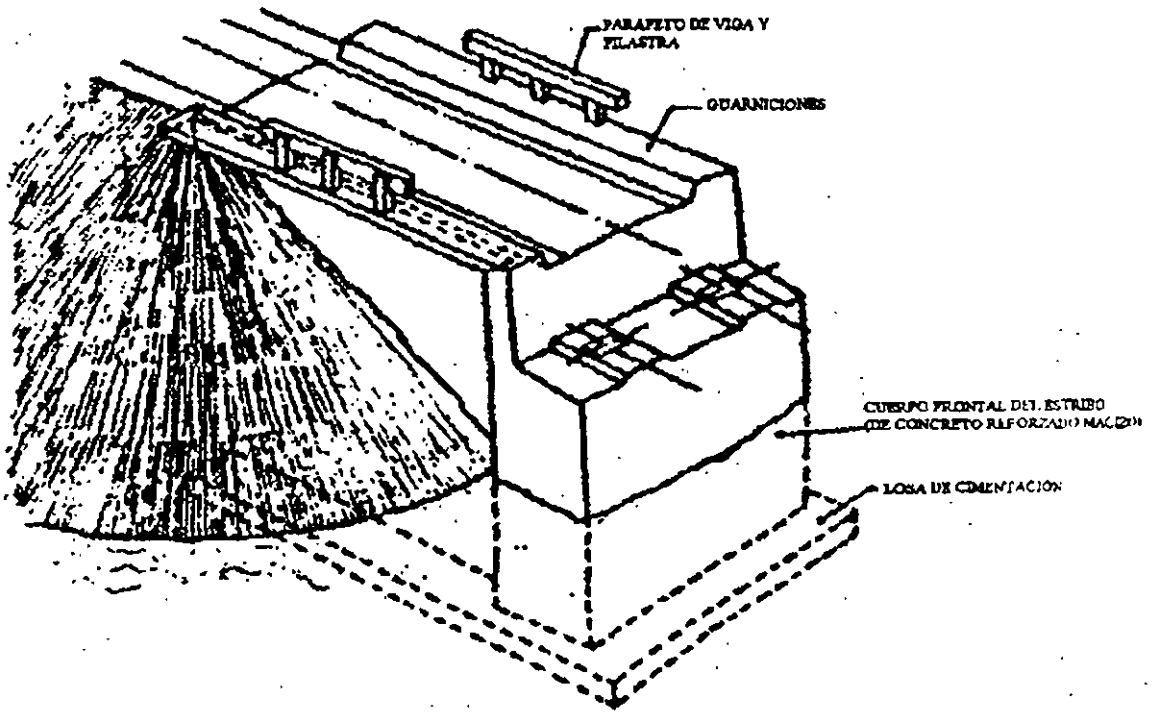


FIGURA 16 Estribo en U

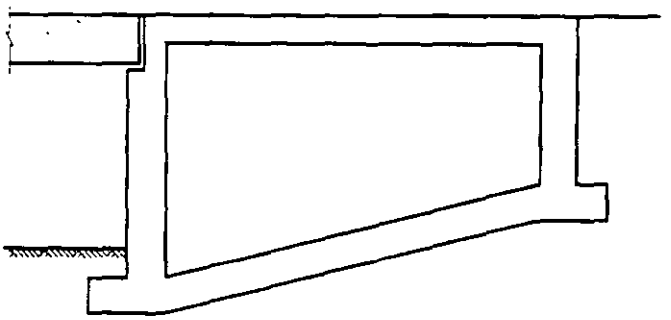


FIGURA 17 Estribos en cajón.

e) Caballetes.

El caballete puede considerarse como un tipo especial de estribo, en el que no existe el muro de retención y se permite el desarrollo del talud del terraplén a través de él. (Fig. 18). Este tipo de apoyos requiere menos material que los estribos de retención, pero cuando el talud es muy tendido puede implicar claros mayores para el puente.

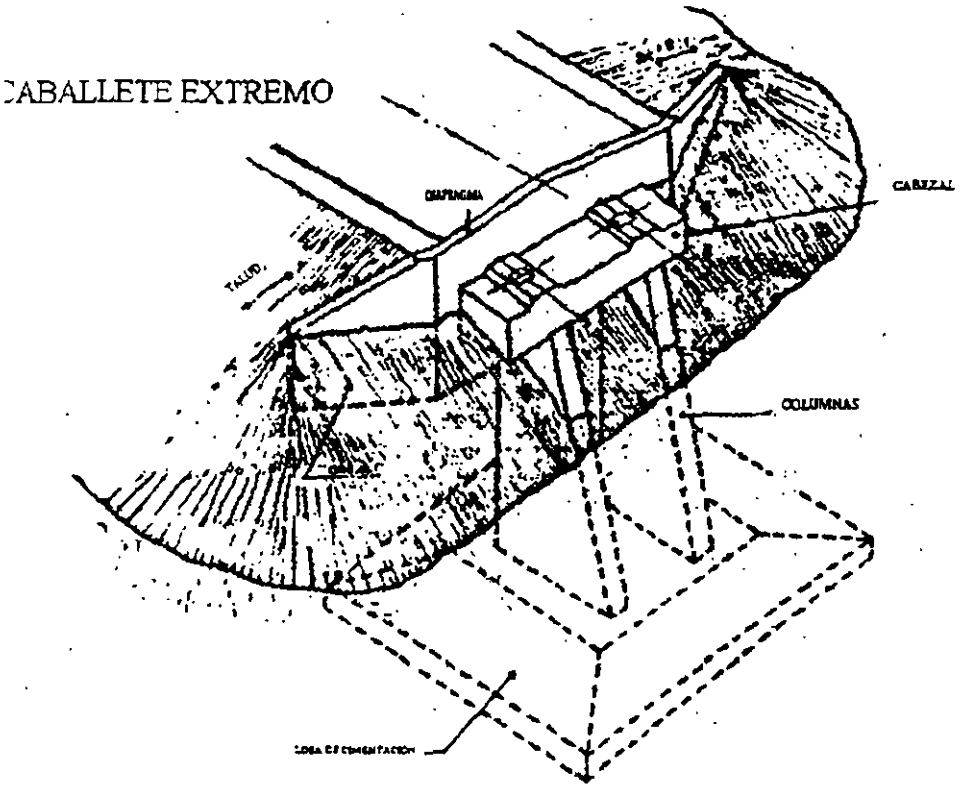


FIGURA 18 Caballetes.

f) Pilas de gravedad.

Este tipo de pilas es de diseño simple y el procedimiento constructivo es fácil, económico y relativamente rápido. Se utiliza cuando la altura del puente es baja, para alturas mayores se puede construir la parte inferior maciza y la superior hueca.
El refuerzo en este tipo de pilas es el necesario por contracción del concreto y los cambios de temperatura. Consiste en varillas verticales en la periferia y estribos horizontales.

Este tipo ser indica en la figura 19

PILA DE CONCRETO REFORZADO

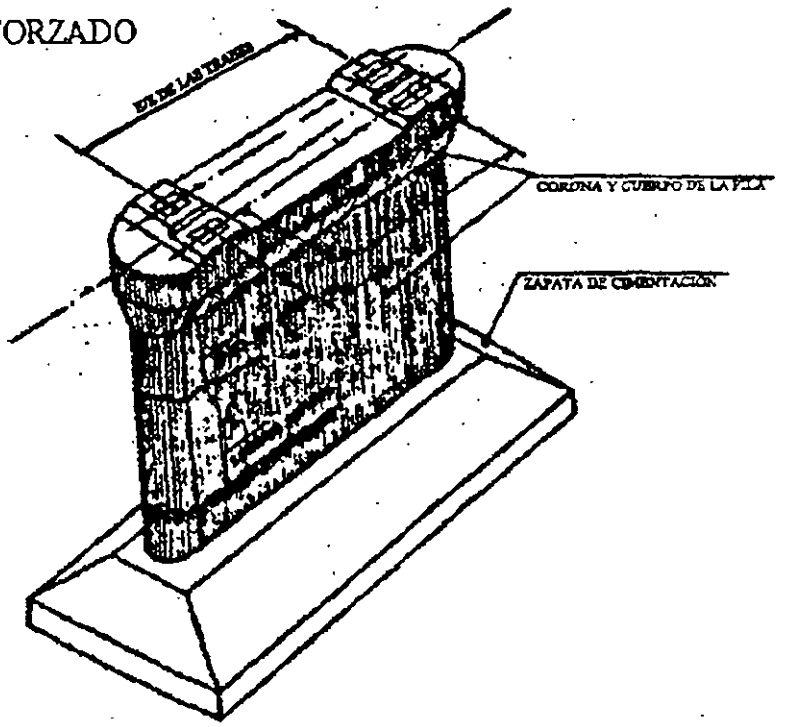


FIGURA 19 Pila de gravedad.

g) Pilas en forma de T.

Este tipo de pilas es utilizado cuando la altura del puente es tal que la pila de gravedad deja de ser económica por los grandes volúmenes de concreto.

Estas pilas constan de un cuerpo vertical circular o rectangular, macizo o hueco. que en la parte superior se amplia a manera de T para dar apoyo a las trabes longitudinales de la superestructura (fig. 20). Este elemento horizontal de soporte se refuerza con varillas horizontales que resisten el momento de cantiliver, y con estribos que resisten el cortante.

El cuerpo vertical de la pila debe diseñarse para soportar los momentos que le transmita la ampliación superior y su área de acero está limitada a por lo menos el 1 % del área de concreto de la sección transversal, lo cual es suficiente para alturas moderadas.

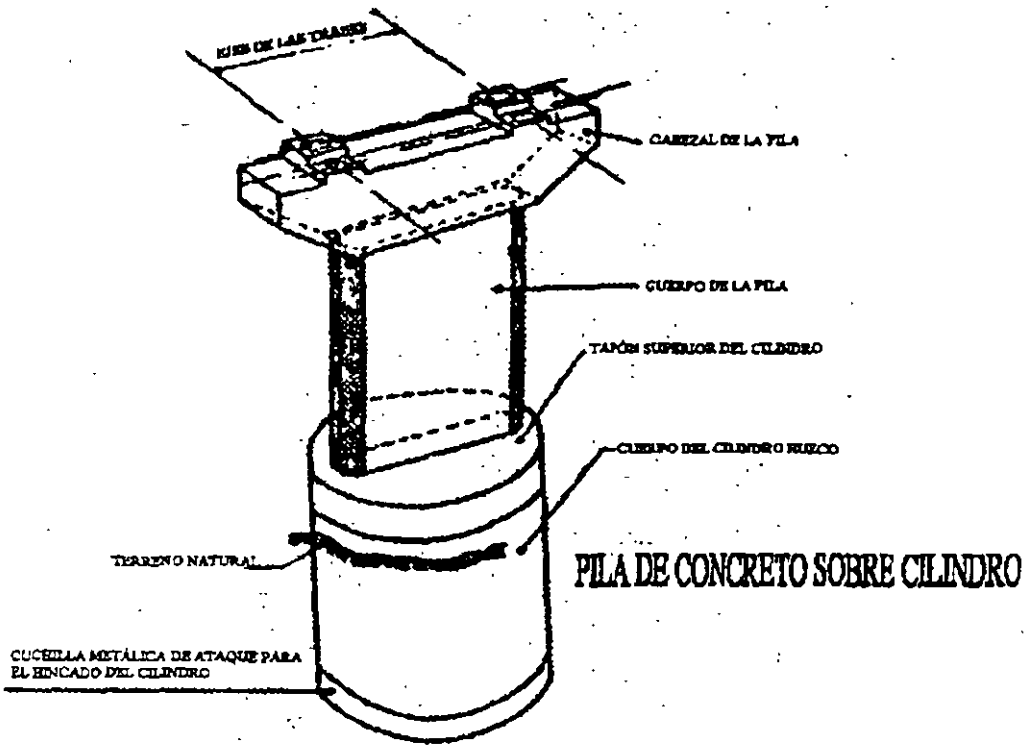


FIGURA 20 Pila en forma de T.

h) Pilas en marco

Este tipo de pilas se ilustra en la figura 21 se utiliza cuando la altura del puente y las fuerzas horizontales actuantes ocasionen fuertes momentos que en el caso de pilas en T requieren en grandes secciones y refuerzos

Las columnas pueden ser verticales o ligeramente inclinadas para aumentar la estabilidad, y su sección puede ser uniforme o aumentar de arriba hacia abajo. Para rigidizar la estructura y reducir los efectos de esbeltez de las columnas de las columnas se pueden usar trabes horizontales.

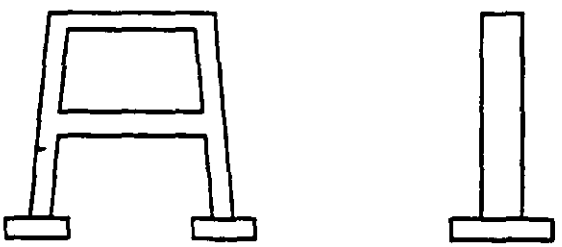


FIGURA 21 Pila en marco.

i) Pilas formadas por conjunto de pilotes

Cuando la altura del puente es baja y para su cimentación se requiere de pilotes, éstos se pueden extender y ligar entre sí para dar apoyo a la superestructura. (Fig. 22)

Algunos de los pilotes se inclinan para dar mayor estabilidad a la estructura a la acción de fuerzas horizontales.

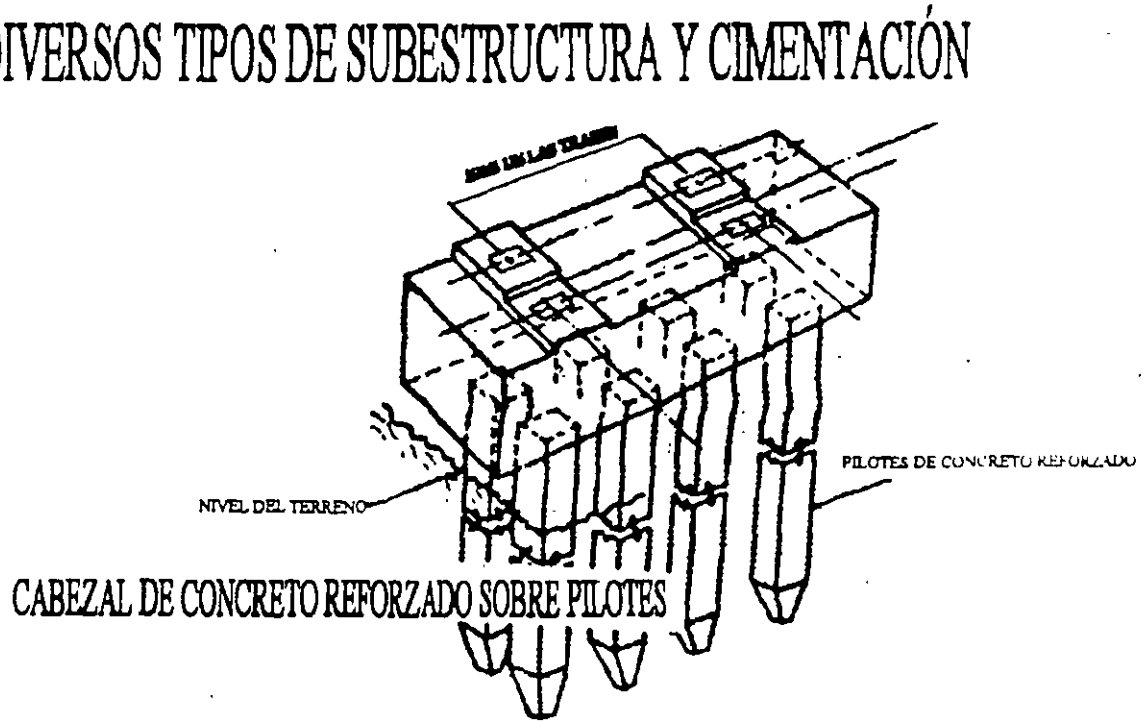


FIGURA 22

SUPERESTRUCTURA

Para elegir el tipo de superestructura más conveniente para el proyecto de puentes, es necesario disponer de información detallada y completa de todos los factores que se requieren para la construcción y funcionamiento del puente.

Con una buena información podrá realizarse una elección adecuada de la cual depende ampliamente la economía de la obra; es por esta razón que puede decirse que la elección de tipo superestructura es el aspecto más importante y a la vez el más difícil en el proyecto de puentes, pues se logra una mayor economía con una buena elección que refinamientos de diseño.

Entre los factores a considerar para la elección del tipo de superestructura, tenemos los siguientes aspectos:

1. Aspectos topográficos. Ya que en función de la topografía de la zona del cruce se pueden sugerir algunos tipos de superestructuras (evidentemente asociadas a posibles tipos de subestructuras y cimentaciones).

2. Aspectos relacionados con el área bajo el puente. Ya anteriormente se habló de los requerimientos de área hidráulica bajo el puente para permitir el paso del gasto de diseño. Debiéndose ahora considerar los siguientes factores en relación al paso de cuerpos flotantes:

    1. Altura libre vertical: es la altura entre la superficie del agua para el gasto de diseño y la parte inferior de la superestructura; debe permitir el paso de cuerpos flotantes. Este factor puede restringir el peralte de la superestructura en el caso de estar ya fija la restante del camino.

    2. Claro mínimo: es el claro que debe haber entre los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes.

3. Aspectos de tránsito. Deben considerarse todos aquellos datos relacionados con las condiciones del tránsito local y de largo itinerario, ya que estos pueden hacer variar el ancho de calzada del puente y su capacidad de carga, y, a su vez, esto puede hacer variar el tipo de superestructura que se adopte.

4. Aspectos de construcción. Se tomarán todos aquellos datos de la zona del cruce inherentes a la construcción futura del puente, tales como materiales disponibles en calidad, cantidad y costo, accesibilidad a la obra, sueldos y jornales en la región, sistemas y equipos de montaje factibles, etc.

La mayor parte de la información requerida en los renglones superiores es proporcionada por los estudios previos ya realizados

Considerando la información anterior y los factores que intervienen para la elección de cimentación y subestructura, se puede determinar las características generales del puente; longitudes de tiramos, longitud total, altura mínima necesaria, tipos de cimentación y subestructuras factibles, ancho de calzada y ancho total, y tipo de carga móvil de diseño. Definido lo anterior, se puede decir que "se inicia la elección del tipo de superestructura, ya que habrá muchos tipos que cumplan por igual todas estas condiciones, pero habrá una que presente las mayores ventajas en su construcción y principalmente económicas. Es por esto que se deberán realizar varios anteproyectos, tomando en cuenta los tipos de materiales existentes en la zona, las condiciones de acceso al lugar de la obra y el procedimiento de construcción.

Obviamente, se eligirá aquel anteproyecto que resulte más económico, pero para estar seguros que así es, se requiere que la evaluación de los anteproyectos se haya efectuado correctamente, es decir que la determinación de los precios unitarios de cada uno de los conceptos que se tienen, estén bien analizados.

No es fácil establecer normas o reglas que puedan llevar al ingeniero a elegir el tipo óptimo de superestructura en el proyecto de puentes, pero puede normarse el criterio en base a la

experiencia en el proyecto y construcción, y en el conocimiento del análisis de precios unitarios. En lo que resta de este subinciso se presentan algunas definiciones o clasificaciones de tipos de superestructuras, a manera de ayuda para la elección de estas.

- *Puentes determinados o indeterminados estáticamente (exteriormente).*

Cuando el claro por salvar en un puente es lo suficientemente grande para requerir de múltiples tramos, el ingeniero proyectista debe elegir entre una superestructura determinada o indeterminada o indeterminada estáticamente. En el primer caso se pueden utilizar una serie de tramos simplemente apoyados, o tramos en voladizo, y en el segundo caso, tramos continuos.

En la figura 23 se muestran las disposiciones interiores, para un puente de tres claros.

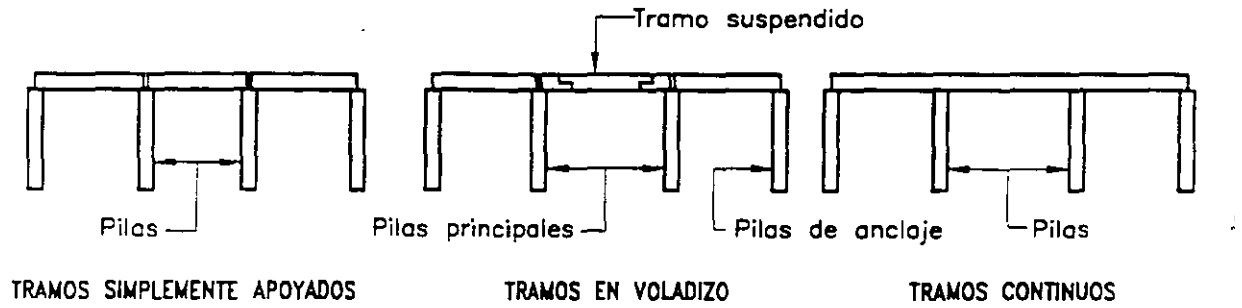


FIGURA 23 Disposición estructural de los miembros principales de carga de un puente.

Entre las ventajas de los tramos simplemente apoyados, contra los tramos continuos, tenemos:

1. La estructura es estáticamente determinada, lo que simplifica el análisis.

2. Pueden utilizarse donde las condiciones de cimentación son deficientes, ya que los asentamientos diferenciales de las pilas no incrementan los esfuerzos en las trabes longitudinales.

3. La erección es más sencilla y rápida.

4. Los tramos pueden ser prefabricados.

Y las ventajas de los tramos continuos, sobre los tramos simplemente apoyados:

1. Se puede tener un ahorro apreciable de materia en la superestructura
2. Se requiere de menor número de apoyos, ya que es posible realizar tramos más largos.
3. Se reducen las vibraciones y las definiciones.
4. Las fuerzas longitudinales en la superestructura pueden ser transmitidas hasta los estribos, en vez de trasportarlas parcialmente a las pilas.
5. Los tramos continuos resisten cargas de ruptura mayores.
6. Las estructuras continuas son ideales para el montaje tipo voladizo.

7. Se requieren menos dispositivos de expansión.
8. Se puede lograr una apariencia más agradable, debido a la posibilidad de variar la longitud del tramo y del peralte de las trabes.

Respecto a los tramos en voladizo, su construcción consiste esencialmente en dos tramos simplemente apoyados, cada uno con extremos sobresalientes o volados (como se muestra en la figura 23) y con otro simplemente apoyado entre los dos extremos en voladizo.

En los puentes en voladizo es posible aprovecha la simplicidad de análisis de una estructura isostática y las ventajas de un puente continuo. Esto se logra localizando articulaciones en los puntos de reflexión en el claro central de la estructura respecto a las cargas muertas, ya que dichos puntos se desplazan para la carga viva. Para tramos largos, con sus grandes cargas muertas, los puentes en voladizo se comparan muy favorablemente con la construcción continua, pero en tramos cortos, la construcción continua será más económica.

Los puentes en voladizo poseen también la ventaja del montaje en voladizo, además de las ventajas de los tramos simplemente apoyados. Entre las desventajas de los puentes en voladizo están, que son menos rígidos que los puentes de tramos continuos, requieren conexiones articuladas especiales, y puede haber levantamientos en las pilas de anclaje (estribos) y requerirse que existan reacciones muy grandes en las pilas principales (ver figura 23).

Al inicio del diseño del puente, el ingeniero proyectista debe hacer una selección en base a las ventajas y desventajas mencionadas anteriormente para cada caso. Como cada sitio es diferente, el peso de las ventajas mencionadas no es el mismo para distintos puentes.

Si las condiciones de cimentación son buenas, y otras características del sitio indican tramos medios o largos, la estructura continua muestra el menor costo. Para tramos cortos, sólo hay una pequeña diferencia en el costo, y la velocidad y simpleza de la erección puede favorecer el uso de tramos simplemente apoyados. Cuando se utilizan elementos prefabricados, los tramos simplemente apoyados son los utilizados más frecuentemente. Las vigas de concreto colgadas "in situ" pueden ser fácilmente formadas como vigas continuas, y el ahorro en peso y una más agradable apariencia (con vigas de peralte variable) son ventajas definitivas.

Un puente continuo puede tener dos o más tramos, sin embargo, cinco tramos continuos son usualmente el máximo; ya que las expansiones y las fuerzas longitudinales en la subestructura se tornan en difíciles problemas para puentes largos. Las superestructuras continuas usuales en puentes constan de tres tramos, siendo el tramo central de 1/5 a 1/3 más largo que los tramos extremos. En cuanto a puentes de dos tramos, los tramos continuos resultan ser sólo un poco más económicos que los tramos simplemente apoyados. La realización de diseños alternativos, y la determinación de sus costos, complementarán la selección entre tramos continuos y simplemente apoyados.

- *Puentes de paso inferior, superior y a través.*

Otros aspectos importantes para la elección del tipo de superestructura, lo constituyen las necesidades de altura libre vertical bajo la misma y el nivel requerido de la rasante del camino. Esto da origen a los puentes de paso inferior, superior y a través.

En los puentes de paso inferior, el sistema de piso se conecta a la porción de los miembros principales de carga. Este tipo de puente es especialmente útil en el caso de que haya escasa altura libre vertical entre el nivel del agua de la avenida de diseño y la rasante del camino, de modo que no se pueda alojar en este espacio el peralte y por razones de construcción del camino se prefiera no modificar el nivel de la rasante.

De igual forma que en el caso anterior, si se tienen restricciones por altura libre vertical y el nivel de la rasante, pero el sistema de piso se conecta en la porción media de los miembros principales de carga y no existe contraventeo encima del tránsito, se dice que el puente es de paso a través. Para reducir el efecto de confinamiento sobre los usuarios de los puentes, los puentes de paso inferior y a través se construyen con armaduras metálicas, de aquí que los puentes de paso a través se denominen puentes de armaduras enanas o "puentes pony". Este tipo de puente no es usado actualmente.

En los puentes de paso superior, el sistema de piso se coloca en la parte superior de los miembros principales de carga, de modo que no se requiere contraventeo alguno sobre su parte superior, por encima de los vehículos. Los puentes de paso superior tienen todas las ventajas sobre los de paso inferior, excepto la de la altura libre vertical abajo de él, a partir de la rasante. Hay espacio libre ilimitado en el sentido vertical y horizontal sobre el sistema de piso, de modo que la expansión futura es más factible. Otra ventaja muy importante es que las armaduras o trabes de apoyo pueden colocarse muy cerca unas de otras, reduciendo los momentos transversales en el sistema de piso, que resulta más simple que en los puentes de paso inferior y a través ya sin existir la restricción de altura libre vertical, el tipo de puente más usual es el de paso superior por las ventajas que posee sobre los otros tipos, además de tener una apariencia más agradable.

- *Puentes con grande y pequeña.altura libre abajo ellos. Puentes móviles.*

Para la elección del tipo de superestructura para un puente que cruce una vía navegable, el ingeniero proyectista puede elegir un puente de gran altura libre, pero con un tramo móvil. La altura libre a que se hace referencia, corresponde a la distancia libre vertical entre la parte inferior del puente y la superficie del agua correspondiente al nivel de aguas máximo ordinario.

Los puentes de gran altura libre, permiten el paso del tránsito fluvial bajo la superestructura sin interrumpir el tránsito de vehículos sobre ellos.

Este tipo de puentes tienen costos iniciales mucho más grandes que los puentes de pequeña altura libre, sus accesos requieren de grandes longitudes de desarrollo, tienen pendientes fuertes y pueden obstruir calles en áreas urbanas.

Los puentes de pequeña altura libre costos iniciales menores, requieren de longitudes de desarrollo más pequeñas para sus accesos, permiten el paso rápido de los vehículos (cuando no está pasando un barco) y los costos de operación de los vehículos que los cruzan son reducidos. Por otra parte, los puentes de pequeña altura libre, con secciones móviles, representan siempre una molestia para el tránsito de vehículos y barcos, siendo un riesgo real para el tránsito terrestre en caso de emergencia para el uso del equipo de bomberos,

ambulancias, etc.. Requieren gastos adicionales para los operadores que abren y cierran el puente, así como el costo de la maquina y la energía para abrir y cerrar.

Los tres tipos usuales de puentes móviles son: el puente giratorio, el puente levadizo vertical y el puente basculante.

El puente giratorio está soportado por una pila central y gira horizontalmente. El puente gira sobre una mesa giratoria, como se muestra en la figura 24.

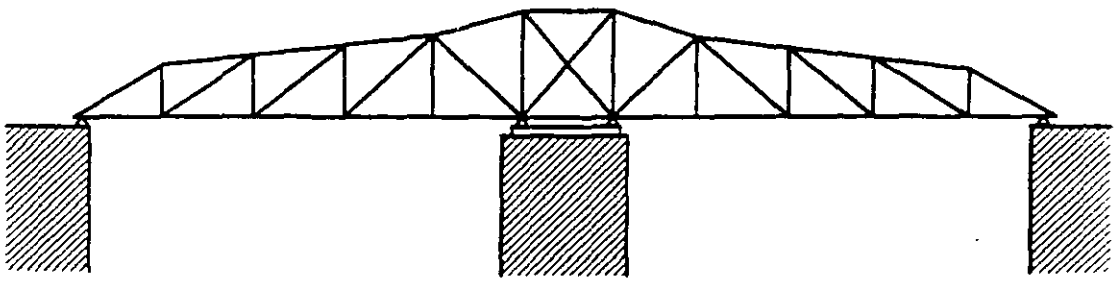


FIGURA 24 Puente giratorio

Con los puentes giratorios no hay problema con la altura libre vertical, pero la pila central representa un obstáculo para los barcos.

En el puente levadizo vertical, el tramo móvil es izado verticalmente sobre el área libre de navegación, como se muestra en la figura 23. Este tipo de puente es utilizado cuando el espacio libre horizontal requerido es mayor que la altura libra vertical necesaria.

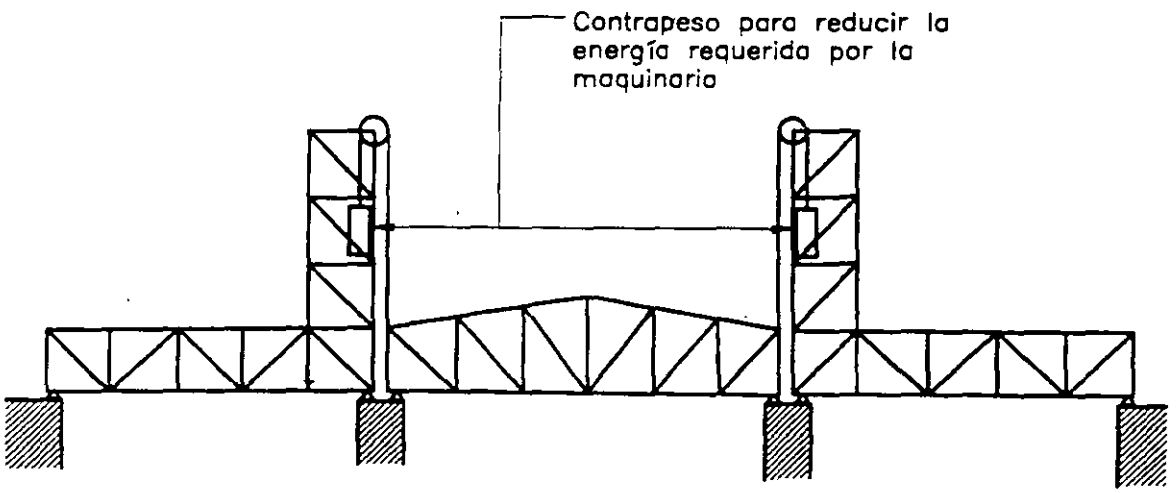


FIGURA 25 Puente levadizo vertical

Los puentes basculantes son aquellos en los que el tramo móvil gira verticalmente en sus extremos. usualmente mediante algún sistema de contrapeso (figura 26) Esta solución es satisfactoria cuando se requiere un espacio libre angosto, pero alto.

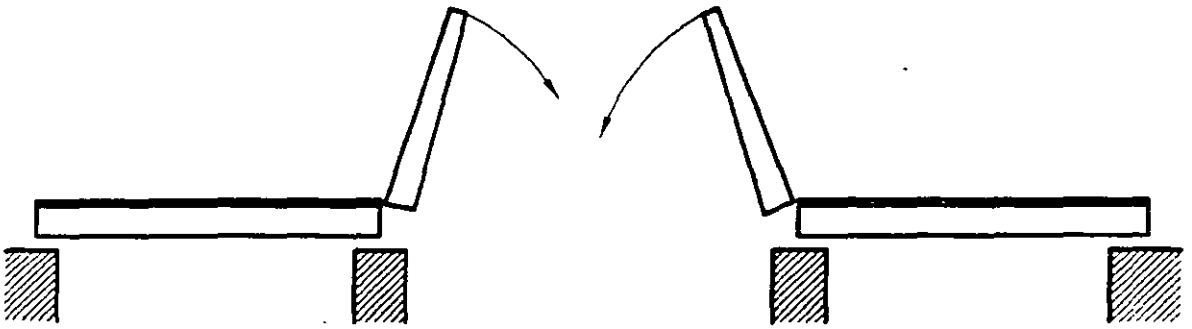


FIGURA 26 Puente basculante

Los puentes de gran altura libre probablemente se seleccionan para el tránsito de carretera o para un cruce en un área rural o para algún lugar donde la vía navegable por cruzar sea muy ancha. Por otro lado. los puentes móviles deberán ser tomados en consideración seriamente sobre los de gran altura para el tránsito ferroviario, para áreas urbanas. o para caos donde se requiera una gran altura libre (y probablemente angosta). sobre la vía navegable.

- *Claros usuales en distintos tipos de superestructuras*

En la tabla 2 se incluyen distintos tipos de superestructuras y los claros en que son usados generalmente. y su selección dependerá de los factores indicados más arriba y de las características propias de cada tipo.

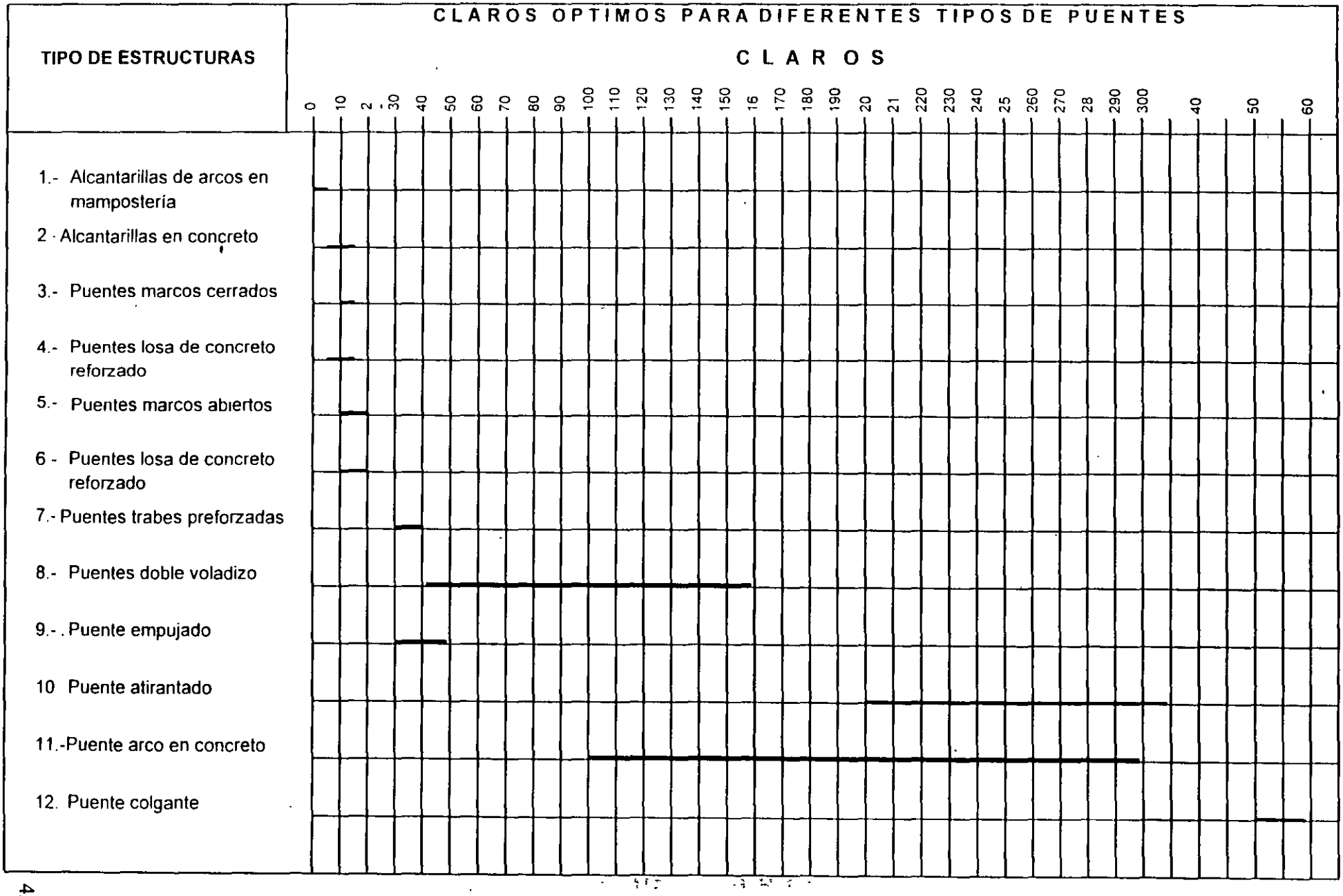
De acuerdo al claro se ha encontrado que la solución más eficiente para claros mayores de 4 metros es el empleo de trabes longitudinales paralelas al tránsito. soportando una losa cuyo espesor mínimo es de 15 cm; con este criterio. el número de trabes y su separación dependerá del claro máximo que pueda aceptar la losa. El esfuerzo principal de la losa es perpendicular al tránsito. Para puentes cuyos claros son menores de 4.0 metros utiliza la solución a base de una losa maciza. cuyo refuerzo principal es paralelo al tránsito.

Cuando el claro es mayor de 12 metros es económico el uso de vigas de concreto presforzado; esta solución facilita el uso de vigas prefabricadas. placas y losa colocada en sitio. aunque de las vigas se limita a unos metros por problemas de transporte.

TIPO DE SUPERESTRUCTURA	CLAROS
PUENTES DE CONCRETO RESFORZADO	
Losa plana maciza.	Hasta 10 metros
Losa plana aligerada.	de 9 a 20 metros
Losa nervurada.	de 15 a 30 metros
Vigas sección T	de 9 a 25 metros
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas	de 25 a 35 metros
Vigas sección cajón continuas.	de 25 a 45 metros
PUENTES DE CONCRETO PREESFORZADO	
Vigas simples	de 15 a 30 metros
Vigas compuestas.	de 25 a 45 metros
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas.	de 30 a 50 metros
Vigas sección cajón. Continuas.	de 30 a 60 metros
PUENTES DE ACERO	
Vigas simples perfil laminado.	de 10 a 15 metros
Vigas de placa compuestas. Simplemente apoyadas.	de 20 a 40 metros
Vigas de placa compuestas. Continuas.	de 30 a 70 metros
Vigas de placa. Preesforzadas.	de 30 a 45 metros
Vigas de sección cajón. Simplemente apoyadas.	de 30 a 50 metros
Vigas de sección cajón. Continuas.	de 40 a 80 metros
Armadura simple.	de 45 a 180 metros
Armadura continua.	de 75 a 240 metros
Armadura en voladizo.	de 150 a 550 metros
OTROS TIPOS	
Tridilosa. Simplemente apoyada.	de 9 a 60 metros
Tridilosa. Continua.	de 25 a 70 metros
En arco.	de 30 a 500 metros
Atirantados.	de 150 a 400 metros
Colgantes.	de 300 a 1500 metros

TABLA 2 Claros usuales en distintos tipos de superestructuras.

CLAROS OPTIMOS PARA DIFERENTES TIPOS DE PUENTES



ANALISIS DE CARGAS

En el diseño de las estructuras, en este caso puentes, se incluye la determinación del tamaño y de la forma de los miembros y de sus conexiones, y el principal requisito es que las estructuras deben soportar con seguridad todas las cargas que se le apliquen. Por lo tanto, para el proceso de diseño es indispensable conocer todas las cargas y sus posibles combinaciones.

Los ingenieros proyectistas deben determinar las combinaciones racionales de carga que puedan producir los esfuerzos o deformaciones máximas en las diferentes partes de la estructura, ya que no es factible diseñar las estructuras ordinarias para que resistan todas las combinaciones de carga concebibles, ni las fuerzas excepcionalmente grandes; por lo tanto, el proyecto es necesariamente incierto. Se puede hacer una valuación estadística y probabilística de las intensidades de las cargas y del funcionamiento estructural, calculando las pérdidas económicas y los daños a seres humanos, pero en la actualidad, los ingenieros proyectistas apenas comienzan a considerar cuantitativamente estos factores. En vez de esto, para simplificar el proyecto de estructuras comunes, los reglamentos de construcción especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones críticas por medio de criterios basados en la experiencia, en algunas mediciones y en la lógica.

Los reglamentos actuales indican, por una parte, las normas encaminadas a la verificación de la resistencia de los elementos de una estructura utilizando hipótesis de dimensionamiento derivadas de un número suficiente de pruebas de laboratorio con objeto de lograr predecir mecanismos de falta bajo la acción de uno o varios elementos actuantes, y por otra, se preocupan de la respuesta de la estructura bajo condiciones de servicio.

Los reglamentos actuales de puentes se mantienen bajo criterios más conservadores que los correspondientes a edificios, y esto es debido a que no se conocen con precisión los efectos dinámicos del impacto de la carga viva, así como la fatiga debida a la repetición de las cargas, pero a medida que se va teniendo mayor información de los ensayes de laboratorio, los reglamentos de puentes van identificándose con los reglamentos de construcción vigentes de estructuras urbanas.

En los reglamentos se distinguen usualmente tres tipos de acciones de tráfico:

a) Cargas repartidas por vía de circulación.
b) Cargas concentradas por eje.
c) Cargas de vehículo.

No obstante existen diversos criterios, según los reglamentos de distintos países, en cuanto a la consideración y modo de aplicación de las cargas. A veces se especifica distintos tipos de carga, según el tipo de esfuerzos que se calcula (esfuerzos locales o globales).

En la figura 27 se muestran los valores del momento flexionante máximo, por unidad de ancho, en un puente simplemente apoyado de una sola vía de circulación, en función del claro del mismo.

En la misma figura se observan las importantes diferencias que existen según los reglamentos de distintos países y se comprenden las consecuencias que éstas cargas específicas tienen en el proyecto, construcción y, en suma, en el costo del puente.

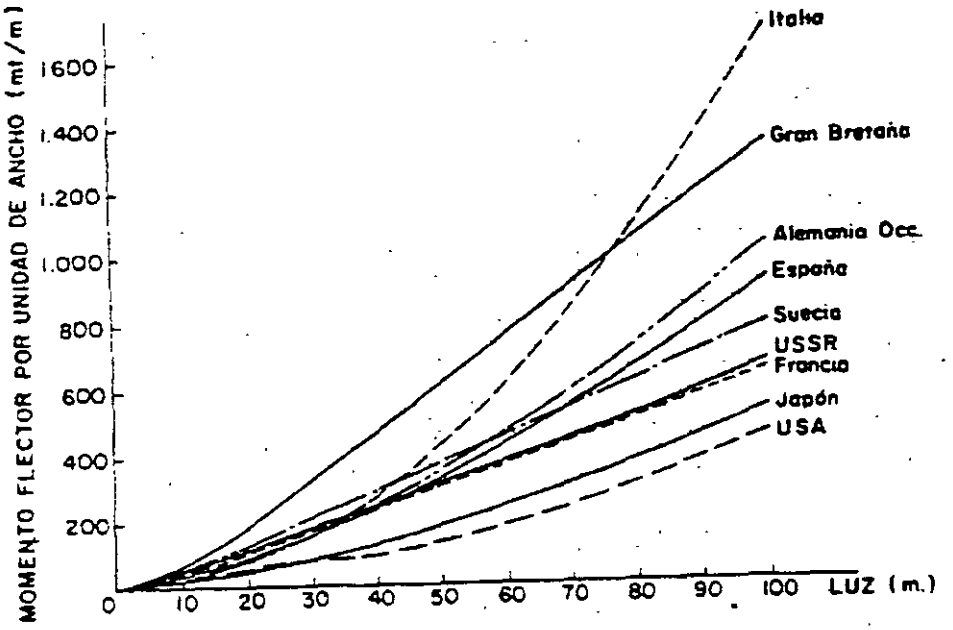


FIGURA 27 Momentos flexionantes máximos por unidad de ancho para una vía de circulación cargada, según las normas de los distintos países.

Para llevar a cabo el diseño y construcción de puentes, en México, se emplean comúnmente las siguientes especificaciones.

a) Secretaría de Comunicaciones y Transportes, "Normas Técnicas paea el proyecto de Puentes Carreteros", México, D.F., 1984.

b) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), "Standard Specifications for Highway Bridges", Washington, 1996.

c) American Railroad Engineering Asociation (AREA), "Especificaciones de Puentes para Ferrocarriles".

Para el caso de puentes de caminos, las especificaciones americanas AASHTO, señalan que los elementos estructurales de un puente deben ser diseñados para soportar ciertas cargas o acciones, que se incluyen a continuación:

CARGA MUERTA

La carga muerta consiste en el peso de la estructura, incluyendo las superficies de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables y otras instalaciones para servicios públicos.

La determinación de la carga muerta del puente implica un proceso iterativo, ya que el verdadero peso del puente sólo puede determinarse hasta que el puente ha sido diseñado. Por lo tanto, es necesario hacer una estimación preliminar de la carga muerta para el diseño y compararla con la que resulte de éste, repitiendo el proceso de refinamiento hasta que ambos pesos concuerden razonablemente. Un estudio de puentes semejantes puede ayudar para obtener la estimación preliminar de la carga muerta.

Para la determinación de la carga muerta se incluyen en la tabla 3 los pesos volumétricos de algunos materiales que son usados comúnmente en puentes.

Acero o acero fundido	7850 Kg/m^3
Hierro fundido	7800 Kg/m^3
Aluminio, aleaciones	2800 Kg/m^3
Madera (tratada o sin tratar)	800 Kg/m^3
Concreto simple	2300 Kg/m^3
Concreto reforzado	2400 Kg/m^3
Mampostería de piedra	2750 Kg/m^3
Arena, tierra, grava o balasto, compactados	1920 Kg/m^3
Arena, tierra y grava sueltas	1600 Kg/m^3
Macadam o grava, compactados con aplanadora	2240 Kg/m^3
Relleno de escorias	960 Kg/m^3
Pavimento que no sea bloque de madera	2400 Kg/m^3
Tablón asfáltico	1730 Kg/m^3
Vía de F.C. (riel, guardariel y accesorios de vía) por metro lineal de vía	298 Kg/m^3

TABLA 3 Pesos volumétricos para la determinación de la carga muerta en puentes.

CARGA VIVA

Las cargas vivas para caminos que se consideren sobre la calzada de los puentes, consistirán en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a los caminos, coches y peatones.

Cargas móviles y criterios para el proyecto de puentes

En este escrito se mencionan las cargas móviles utilizadas en los proyectos estructurales de puentes y algunos criterios de diseño relacionados con dichas cargas que son de uso en México.

Las especificaciones que normalmente se utilizan en el proyecto de puentes son las que estipula la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) de los Estados Unidos de América. Estas especificaciones han ido evolucionando al paso del tiempo, pudiéndose mencionar las ediciones de 1931, que fue la primera publicada; la de 1944, que fue la cuarta; la de 1977, que fue la duodécima y también la última traducida y publicada por la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en 1984; y la de 11996, decimosexta, que es la más reciente.

Fue a partir de 1944 y hasta la actualidad que se adoptaron las cargas móviles de diseño que ahora se conocen. Dichas cargas consisten en camiones tipo o cargas por carril equivalentes en las que los camiones no son reales, sino sólo vehículos imaginarios que se usan para el diseño. Según la AASHTO hay dos clases principales de camiones: los denominados con la letra H seguida de un número y los designados con las letras HS, seguidas también de caracteres numéricos.

Los camiones de tipo H tienen dos ejes y el número que le sigue a la H en la denominación indica el peso total del camión cargado, en toneladas norteamericanas de 2.000 libras. Así, el camión H20 pesa 20 toneladas norteamericanas, que equivalen a 18.14 toneladas métricas.

Los camiones HS son vehículos tipo con tractor y semirremolque, con dos ejes en el primero y un eje en el segundo. El número que sigue a las letras HS es el peso del tractor en toneladas norteamericanas, el peso del semirremolque es el 80% del peso del tractor. Por ejemplo, en el camión HS20 el tractor pesa 20 toneladas norteamericanas, y el peso del semirremolque es de 16 toneladas norteamericanas, con lo que el peso total del camión es de 36 toneladas norteamericanas que equivalen a 32.66 toneladas métricas. En este caso la separación entre el eje posterior del tractor del tractor y el del semirremolque es variable dentro de ciertos límites con el fin de obtener el efecto más desfavorable para la estructura en diseño (ver anexo 1).

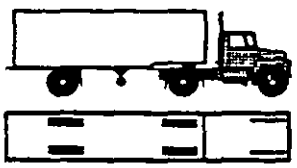
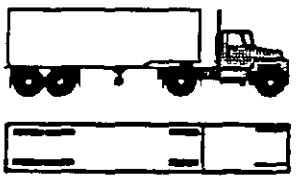
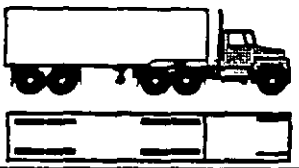
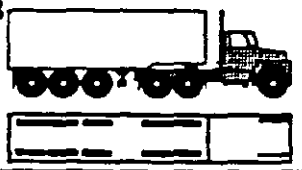
En México, no obstante que se utilizan las normas AASHTO para el proyecto de puentes, las cargas móviles de diseño que se usan son las denominadas T3-S3 y T3-S2-R4, que identifican a camiones reales cuyo tránsito está permitido en las carreteras federales del país, según lo indica el Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal, publicado en el Diario Oficial de la Federación del día 26 de enero de 1994 y que fue modificado conforme al decreto publicado en el Diario Oficial de la Federación el 7 de mayo de 1996. De acuerdo con el reglamento mencionado vigente, el camión tpoT3-53 consta de un tractor con tres ejes y

un semirremolque con tres ejes, cuyo peso bruto vehicular máximo autorizado es de 48.5 toneladas métricas para circular en caminos tipo A y B pudiendo aumentarse este peso a 54.5 ton Si el camión cuenta con suspensión neumática en todos sus ejes, excepto el direccional. El camión tipo T3-S2-R4 consta de un tractor con tres ejes, un semirremolque con dos ejes y un remolque con cuatro ejes, con peso bruto vehicular máximo autorizado de 66.5 ton para caminos tipo A y B que puede aumentarse a 72.5 ton durante el período de 8 de enero de 1997 al 8 de enero de 2002 su cuenta con un sistema auxiliar de frenos independiente al de balatas (posteriormente al período referido, el peso se ajustará a 66.5 ton); además de lo anterior, el peso bruto vehicular de este camión podrá aumentarse a 81.5 ton si cuenta con suspensión neumática en todos sus ejes, excepto el direccional.

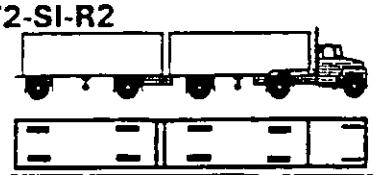
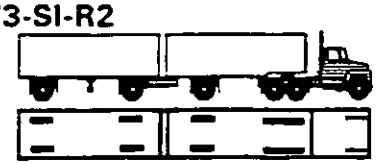
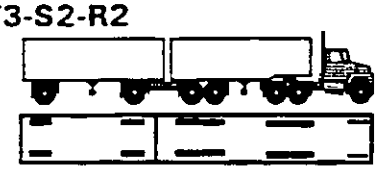
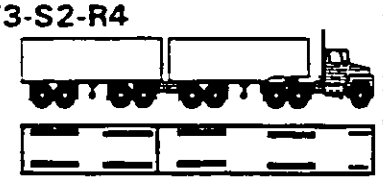
La Dirección General de Conservación de Carreteras, previa consulta con la Dirección General de Servicios Técnicos, ha adoptado como carga móvil de diseño la que produzca el efecto más desfavorable entre los camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4 (con peso total máximo de 48.5 ton y 66.5 ton, respectivamente, y que se pueden observar las siguientes páginas) en todos los carriles que pueda albergar el ancho de calzada del puente en caminos tipo A y B. Para caminos tipo C y D la carga móvil de diseño será la que produzca el efecto más desfavorable entre cualquiera de los camiones ya mencionados en una banda y en la otra banda un camión tipo HS20.

Como dato histórico, puede mencionarse que en el pasado las cargas móviles utilizadas para el proyecto de puentes carreteros en México fueron las HS. Hasta 1972 se empleaba la carga HS15 en puentes de carreteras comunes y la carga HS20 en puentes de carreteras troncales. A partir de 1972 y hasta 1980, se generalizó el uso de la carga HS20, después de los cual ya se utilizaron las cargas T3-S3 y T3-S2-R4, pero con pesos y criterios diferentes a los que aquí se mencionan.

PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

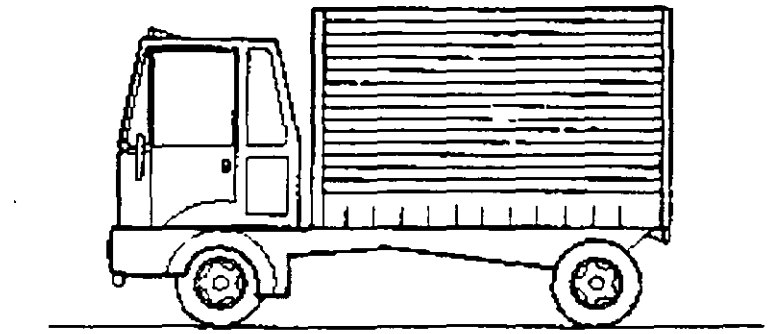
TRACTOCAMION ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-SI 	10	27.50	27.50	24.50	NA
T2-S2 	14	35.50	35.50	31.50	NA
T3-S2 	18	44.00	44.00	39.00	NA
T3-S3 	22	48.50	48.50	43.00	NA

PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

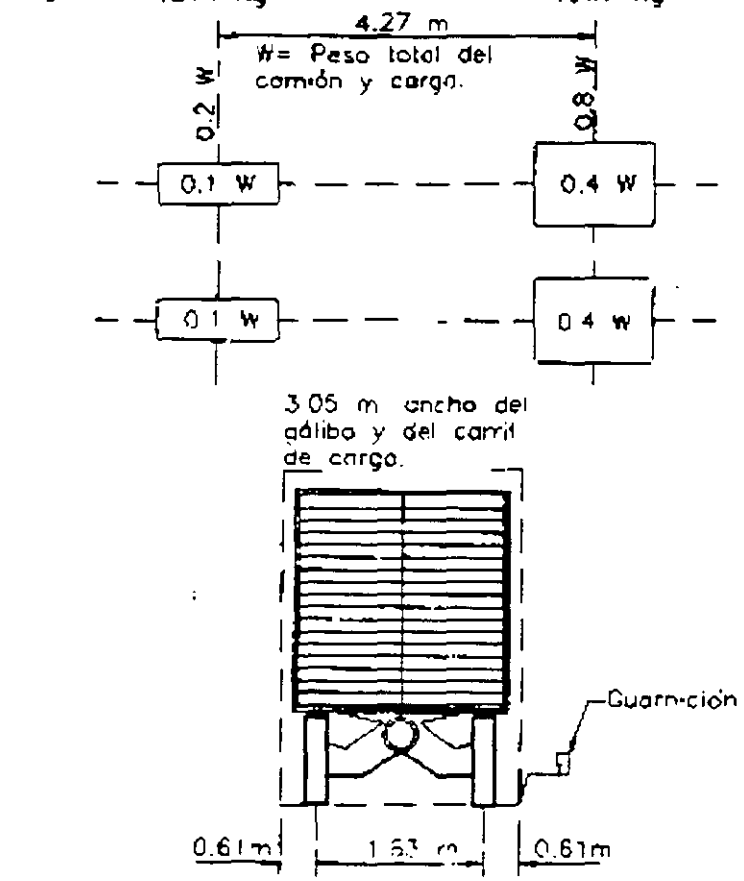
TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-SI-R2 	18	47.50	47.50	42.50	NA
T3-SI-R2 	22	56.00	56.00	50.00	NA
T3-S2-R2 	26	60.50	60.50	52.50	NA
T3-S2-R4 	34	66.50*	66.50*	58.00	NA
T3-S2-R3	30	63.00	63.00	55.00	NA
T3-S3-S2	30	60.00	60.00	51.50	NA

PESOS MAXIMOS AUTORIZADOS POR TIPO DE EJE Y CAMINO (TONELADAS)

CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
SENCILLO DOS LLANTAS	6.50	6.50	5.50	5.00
SENCILLO CUATRO LLANTAS	10.00	10.00	9.00	8.00
MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS	11.00	11.00	10.00	9.00
MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS	15.50	15.50	14.00	12.50
DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	18.00	18.00	16.00	14.00
MOTRIZ DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	19.50	19.50	17.50	15.50
TRIPLE O TRIDEM DOCE LLANTAS	22.50	22.50	20.00	18.00



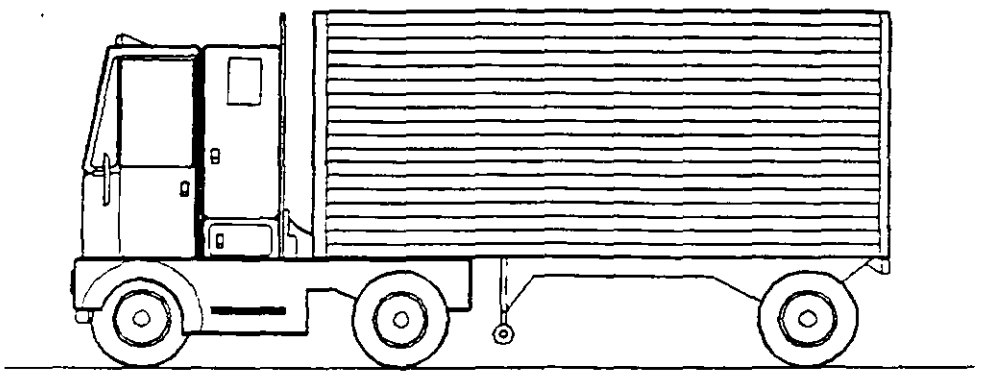
H20	3629 Kg	14515 Kg
H15	2722 Kg	10886 Kg
H10	1814 Kg	7257 Kg



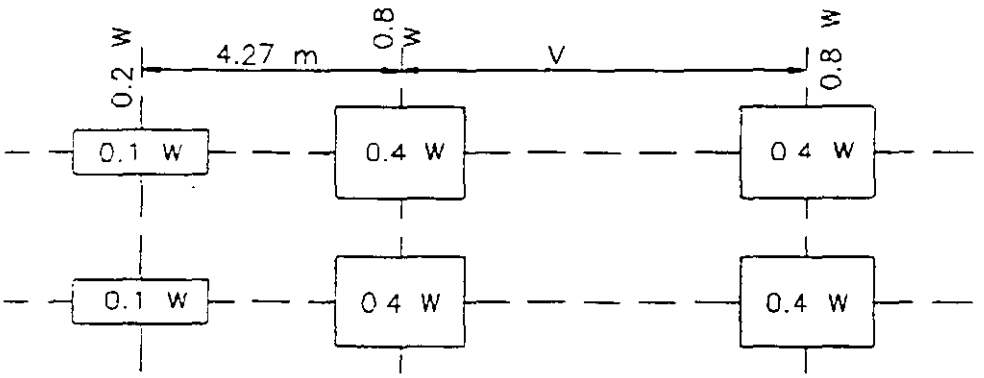
Para el proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 30.5 cm de la cara de la guarnición

Camión tipo H

CAMION TIPO HS

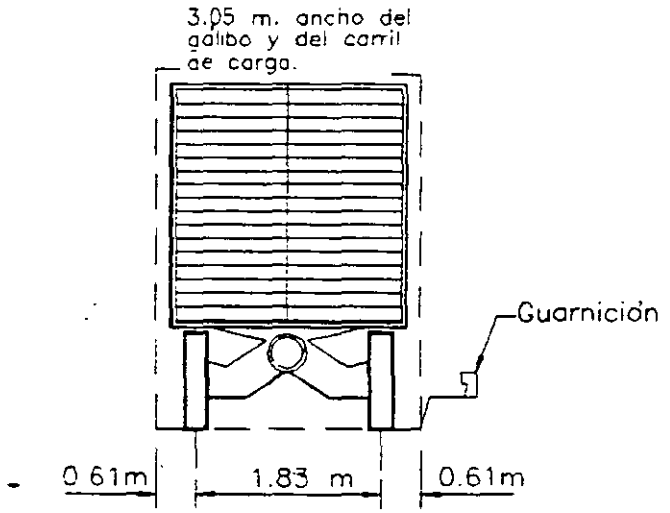


S20	3629 Kg	14515 Kg	14515 Kg
S15	2722 Kg	10886 Kg	10386 Kg



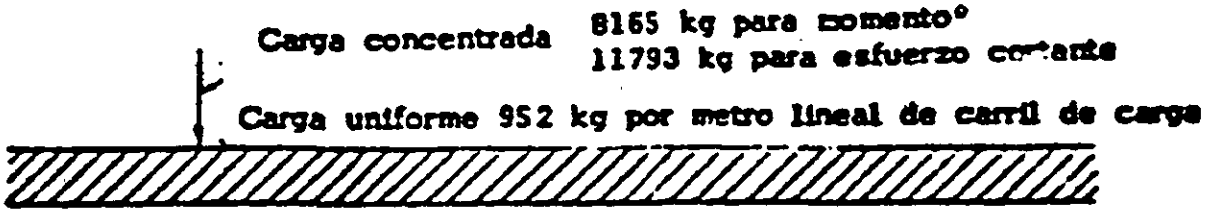
W= Peso combinado de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camion H correspondiente

V= Espaciamiento variable de 4.27 a 9.14 m. Inclusive El espaciamiento que se use será el que produzca los esfuerzos máximos.

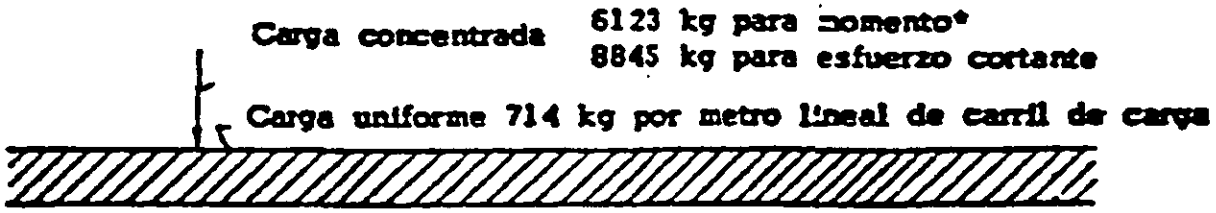


• Para el proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 30.5 cm de la cara de la guarnición

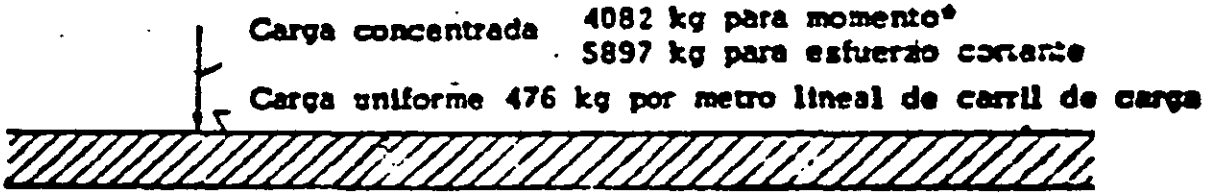
CARGAS EQUIVALENTES



CARGA H20-44
CARGA HS20-44



CARGA H15-44
CARGA HS15-44



CARGA H10-44

CARGAS PARA CARRIL H Y HS

CARRILES DE TRANSITO Y APLICACION DE LAS CARGAS

Se considerará que la carga equivalente por carril o la del camión tipo, ocupa un ancho de 3.05 m. sin embargo, debido a que el ancho de calzada se establece por condiciones geométricas de vialidad, se puede considerar que el ancho de cada carril de tránsito, para fines de análisis estructural, es el que se obtiene de la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Ac}{N} \qquad \text{EC.1}$$

donde:

A = Ancho del carril de tránsito, de diseño.
Ac = Ancho de calzada entre guarniciones sin contar la faja central.
N = Número de carriles de tránsito de diseño.

La relación entre Ac y N se especifica en la tabla 4.

Ac	N
De 6.10 m a 9.14 m	2
De 9.14 m a 12.80 m	3
De 12.80 m a 16.46 m	4
De 16.46 m a 20.12 m	5
De 20.12 m a 23.77 m	6
De 23.77 m a 27.43 m	7
De 27.43 m a 31.09 m	8
De 31.09 m a 34.75 m	9
De 34.75 m a 38.40 m	10

TABLA 4

Las cargas equivalentes por carril o los camiones tipo podrán ocupar cualquier posición dentro de su carril individual para diseño (A), estableciendo la posición que produzca la condición crítica.

EL tipo de carga, ya sea ésta del tipo de carga equivalente por carril (que corresponde a un tren de camiones) o carga de camión tipo (que corresponde a las cargas concentradas en los ejes, de un solo camión que circula a lo largo del puente), que se utilizará en el análisis del puente, será la que produzca los máximos esfuerzos, ya se trate de claros simplemente apoyados o de tramos continuos.

Para tramos simplemente apoyados se incluyen en la tabla 5 las longitudes de los tramos hasta las que la carga del camión tipo en cuestión produce los esfuerzos máximos. Así, para tramos simplemente apoyados con longitudes mayores a las consignadas en esa tabla, los esfuerzos máximos los producirá la carga equivalente por carril.

Carga tipo:	H 15	H 20	HS 15	HS 20
Para cortante, hasta	10.36 m	10.06 m	36.58 m	36.58 m
Para cortante, hasta	17.68 m	17.07 m	42.67 m	42.67 m

TABLA 5 Longitudes de tramos simplemente apoyados hasta las que el camión tipo produce esfuerzos mayores que la carga equivalente por carril.

De la tabla 5 notamos que un camión tipo produce los esfuerzos por cortante máximos, en relación con la carga equivalente por carril, hasta una longitud distinta a la que produce los esfuerzos máximos por flexi6n: así, por ejemplo, si se está analizando un tramo simplemente apoyado de 15 m de longitud sujeto a una carga H 15, el análisis por cortante se realizará utilizando la carga equivalente por carril, y el análisis por flexión se realizará utilizando el camión tipo.

Para tramos simplemente apoyados el espaciamiento del eje posterior, en camiones tipo HS, que produce los esfuerzos máximos, es el valor mínimo de 427 cm.

Para tramos continuos se deberá analizar qué tipo de carga es la que produce los máximos esfuerzos. En lo que respecta a las cargas de camión tipo HS se deberá considerar el espaciamiento del eje posterior más desfavorable tanto para momento positivo como negativo, considerando para éste último que el eje trasero puede situarse en el claro contiguo.

Las cargas equivalentes por carril consistirán en una carga uniforme por metro lineal de carril de tránsito, combinada con una carga concentrada (página 53) que puede deslizarse a lo largo del tramo de tal manera que produzca el máximo esfuerzo para cada punto del puente que se desee analizar. La carga concentrada y la carga uniforme se considerarán como uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m sobre una línea normal al eje central del carril.

Las cargas equivalentes en el caso de tramos continuos consistirán en las cargas mostradas en la página 53, agregando a estas cargas otra concentrada de igual peso, que se colocará en otro tramo de la serie en posición tal que se produzca el máximo momento negativo. Para determinar el momento positivo máximo se usará solamente una carga concentrada por carril combinada con tantos tramos cargados uniformemente como se necesite para producir el momento máximo. La carga uniforme podrá ser continua o discontinua, según sea necesario para producir los esfuerzos máximos. Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes se usarán diferentes cargas concentradas en las cargas equivalentes por carril, como está indicado en la figura 21. Las cargas concentradas más ligeras se usan para el análisis por flexión, y las cargas concentradas más pesadas se usarán para el análisis de esfuerzos cortantes.

CARGA MINIMA

Para caminos principales o para aquellos que se espera tengan tránsito de camiones pesados, la carga mínima aplicable será la de tipo HS 15-44.

REDUCCION DE INTENSIDAD DE LA CARGA VIVA.

Se podrán reducir los efectos de la carga viva de caminos actuando en cada línea, debido a que la posibilidad de que se produzcan simultáneamente las condiciones criticas en todas las líneas es muy remota. Así, si el puente está diseñado para tres carriles se podrá reducir en un 10% el efecto total de la carga viva, y en un 25% si el puente está diseñado para cuatro carriles o más. Si el puente está diseñado para uno o dos carriles no habrá reducción de carga viva.

El problema de la carga viva involucra no sólo el peso y espaciamiento de los vehículos y sus ejes, sino también la distribución de estas cargas sobre las losas y los largueros de soporte, la cual obviamente afectará al diseño. Se han deducido fórmula empírica, basadas en estudios teóricos y experimentales, y presentadas en especificaciones para puentes, tales como las de la AASHTO, de modo que pueda desarrollarse un diseño definido y razonablemente correcto.

Debe recordarse que tales fórmulas necesariamente están limitadas a los rangos para los cuales se dedujeron (Las especificaciones -AASHTO se refieren a claros no mayores de 100 a 200 m). Para diseños y dimensiones fuera de las convencionales, el ingeniero debe utilizar su propio juicio y experiencia en la interpretación y aplicación de esas fórmulas.

Los esfuerzos máximos en los miembros de un puente no sólo dependen del peso del vehículo en movimiento, sino también de su posición sobre el puente. Por lo tanto, tienen que determinarse las posiciones criticas de los vehículos en movimiento que producen los esfuerzos máximos en diferentes puntos a lo largo del puente. Esto se hace generalmente por medio de las "Lineas de Influencia", que dan las leyes de variación de los elementos mecánicos correspondientes, cuando la carga se desplaza a lo largo del tramo del puente. Más adelante se tratarán las líneas de influencia.

CARGA VIVA SOBRE BANQUETA

Esta carga viva se establece de acuerdo a las siguientes condiciones:

1. Para el diseño de pisos, largueros y apoyos inmediatos a las banquetas se debe considerar una carga viva de 415 kg/m^2 por área de banqueta.

2. Para trabes de sección compuesta, armaduras principales, etc. la carga viva a considerar será de acuerdo a lo siguiente:

- Para claros de 0 a 7.62 m de longitud 415 kg/m2
- Para claros de 7.63 a 30.48 m de longitud 293 kg/m2
- Para claros de más de 30.49 m de longitud, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$P = \left(146 + \frac{4464}{L}\right)\left(\frac{16.76 - A}{15.24}\right) \quad \text{EC. 2}$$

donde:
P = Carga viva por metro cuadrado (con un valor máximo de 293 kglm^2).
L = Longitud de banqueta cargada, en metros.
A = Ancho de banqueta, en metros.

CARGA VIVA SOBRE GUARNICION

Las guarniciones se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor de 745 Kg/m de guarnición. aplicada en la parte superior de la guarnición. o a 25 cm arriba del piso si la guarnición es de altura mayor que 25 cm.

Las guarniciones se amplían para servir eventualmente como banquetas de tránsito para peatones: se llaman "banquetas de emergencia" y tendrán un ancho mínimo de 45 cm. Solamente si la banqueta de emergencia mide más de 60 cm de ancho se proyectarán para las cargas especificadas para banquetas.

CARGA VIVA SOBRE PARAPETOS

Parapetos de calzada. Los miembros superiores de los parapetos de calzada se proyectarán para resistir una fuerza lateral horizontal de 223 Kg/m simultáneamente con una fuerza vertical de 150 Kg/m aplicadas en la parte superior del parapeto. Cuando las guarniciones tengan más de 23 cm de altura. los barrotes inferiores del parapeto se proyectarán para resistir una fuerza Lateral horizontal de 450 Kg/m. Cuando las guarniciones tengan menos de 23 cm de altura. esa fuerza se aumentará en 60 Kg/m por cada 2.5 cm que la guarnición tenga abajo de los 23 cm de altura; el incremento agregado a la fuerza horizontal por aplicarse al barrote no será mayor de 300 Kg/m. Si no hay barrote inferior. los miembros del alma se proyectarán para resistir una fuerza horizontal de 450 Kg/m aplicada a no menos de 53 cm arriba de la calzada. Por cada 2.5 cm de altura en la guarnición. arriba de 255 cm. esa fuerza lateral horizontal se podrá reducir en 22.5 Kg/m. pero no será menor de 223 Kg/m. Las fuerzas horizontales se aplicarán simultáneamente. Los parapetos sin alma y con un solo barrote se proyectarán para las fuerzas especificadas anteriormente para barrotes inferiores.

Parapetos para banquetas. Los parapetos para banqueta se proyectarán para que resistan las fuerzas especificadas para los parapetos de calzada. y se sujetarán a las mismas restricciones en lo relativo a las alturas de guarnición. Cuando hay armaduras de paso a través trabes compuestas o arcos que separen la banqueta de la calzada. o cuando las banquetas estén protegidas por un parapeto sobre la guarnición. el parapeto de banqueta se proyectará solamente para las fuerzas especificadas para el barrote superior.

IMPACTO

Es bien conocido que un vehículo moviéndose a través de un puente produce esfuerzos más grandes que si el vehículo estuviera en una posición estática sobre la estructura. El efecto dinámico total no sólo es resultado del choque de las ruedas del vehículo con las imperfecciones del piso. sino que además incluye la aplicación de la carga viva en la estructura en un periodo de tiempo corto. Se ha probado mediante las teorías de la Dinámica, que una carga aplicada instantáneamente a una viga produce esfuerzos hasta de dos veces los producidos por la misma carga si ésta permaneciera estática en la viga. En puentes. la carga viva nunca es instantánea. pero se aplica en un periodo de tiempo pequeño.

Adicionalmente al verdadero efecto de impacto y al efecto de la aplicación repentina de carga, hay un tercer efecto. que es causado por la vibración del vehículo sobre sus muelles; las irregularidades del piso contribuyen a este efecto. La vibración del vehículo sobre sus muelles

induce vibraciones en la estructura, y la magnitud de los esfuerzos inducidos depende de las masas relativas del vehículo y puente, de la frecuencia natural de la estructura, y de las características de amortiguamiento del puente.

Se definen dos grupos de estructuras según sea aplicable o no el efecto del impacto en su diseño, siendo éstos, respectivamente, los grupos "A" y "B".

GRUPO A

1. Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto sujetas a carga, torres de acero, columnas de marcos rígidos y en general aquellas partes de la estructura que se prolonguen hacia abajo hasta la cimentación principal.

2. La porción de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan arriba de la superficie del terreno y que estén rigidamente conectados a la superestructura como cuando forman marcos rigidos o sean parte de una estructura continua.

GRUPO B

1. Estribos, muros de sostenimiento, pitas y pilotes, excepto en los indicados en el grupo A.2.
2. Cimientos y presiones en las cimentaciones.
3. Estructuras de madera.
4. Cargas para banquetas.

Las estructuras del grupo A se deberán diseñar incrementando los efectos de la carga viva en un cierto porcentaje debido a los efectos de impacto, efecto dinámico y efecto vibratorio, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \qquad \text{EC.3}$$

donde :

I = Factor de impacto, en porciento, cuyo valor máximo a considerar será de 30%.

L = Longitud del claro cargado, en metros. *

* En las especificaciones AASHTO se expresa que el valor de 'L' en vigas continuas es la longitud del tramo en cuestión para momento positivo y el promedio de los dos tramos adyacentes para momento negativo; no se hace ninguna definición de "L" para cortante, por lo que se utilizará, de igual forma que para momento positivo, la longitud del tramo considerado.

FUERZAS LONGITUDIÑALES

Cuando un vehículo acelera o frena sobre un puente, sus llantas transmiten al piso fuerzas longitudinales, cuyas magnitudes dependen del valor de la aceleración o frenaje. La máxima fuerza longitudinal resulta de frenar repentinamente; la magnitud de esta fuerza depende del peso del vehículo, de su velocidad en el instante de frenar, y del intervalo de tiempo en que el vehículo se detiene completamente. Como sería incierta la valuación de los factores anteriores

para la determinación de las fuerzas longitudinales, en las especificaciones se estipula que se tendrá en cuenta una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. Para los puentes en que se considere que lleguen a ser en el futuro de una sola dirección, se considerarán cargados en todos sus carriles.

La carga usada será la carga equivalente por carril de diseño, con la carga concentrada para momento, sin considerar impacto, y la reducción especificada para cuando hay, varios carriles cargados.

El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá que se encuentra a 1.22 m arriba de la losa del piso y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura. La fuerza longitudinal añade esfuerzos muy pequeños a los miembros de la superestructura, pero es importante en el diseño de conexiones y de la subestructura.

Una fuerza longitudinal adicional, debida a la fricción en los apoyos para dilatación, deberá ser considerada en el diseño de la subestructura. Esta fuerza longitudinal es igual a la descarga en el apoyo por el coeficiente de fricción entre los materiales deslizantes que constituyen el apoyo. El uso de apoyos deslizantes de teflón, que tiene un coeficiente de fricción muy pequeño, minimiza las fuerzas longitudinales debidas al deslizamiento de los apoyos. En la tabla 6 se consignan los valores del coeficiente de fricción entre algunos materiales.

Material (1)	Coef.	Material (2)	Coef.
Entre piedra y piedra	0.40-0.70	Entre concreto y mat. Asf.	1.0-2.0
Entre madera y madera	0.25-0.50	Entre acero y acero	0.2-.05
Entre metal y piedra	0.30-0.70	Con rodillo de acero	0.03
Entre metal y madera	0.20-0.60	Teflón	0.04
Entre concreto y caucho	0.60-0.90		

(1) Ref. 38. (2) Ref. 32.

TABLA 6. Valores del coeficiente de fricción para algunos materiales.

FUERZAS DEBIDAS A VARIACIONES DE TEMPERATURA

Se deberán tomar en cuenta los esfuerzos o movimientos que resulten de las variaciones de temperatura. Se fijará el aumento o disminución de la temperatura para la localidad en que vaya a ser construida la estructura: dichas variaciones se calcularán a partir de una temperatura supuesta al tiempo de efectuarse la erección. Se tendrá muy en cuenta el retraso entre la temperatura del aire y la temperatura interior de miembros pesados de concreto o estructuras.

La variación de temperatura será generalmente como sigue:

* *En estructuras de acero*

Para clima moderado de -18 a 49 °C

Para clima frío de -34 a 49 °C

* *En estructuras de concreto*

	Aumento de temperatura	Disminución de temperatura
Para clima moderado	17 °C	22 °C
Para clima frío	19°C	25°C

Dentro de un intervalo amplio de temperaturas, las dilataciones o contracciones que sufre el concreto por aumento o disminución de la temperatura, respectivamente, son proporcionales a la variación térmica. Esta proporcionalidad se expresa por medio del coeficiente de dilatación térmica lineal, que se define como el cambio de longitud que sufre un elemento cuando su temperatura varía en un grado centígrado. El concreto simple varía entre 0.000006/°C y 0.000011/°C. Para efectos de diseño es común tomar un valor promedio de 0.000011°C, tanto para concreto simple, como para concreto reforzado.

Para el acero se considerará un coeficiente de dilatación térmica de 0.000012/°C (Ref. 27).

Si se permite la libre dilatación o contracción de la superestructura, el cambio de temperatura no origina esfuerzos "térmicos" a la superestructura, pero se originarán en los apoyos las fuerzas longitudinales indicadas en el subinciso anterior.

ANALISIS ESTRUCTURAL

En el Proceso de estudio estructural de una obra de Ingeniería se pueden distinguir tres fases fundamentales que son:

a) Idealización
b) Análisis
c) Interpretación

La idealización consiste en la representación de la obra de ingeniería mediante un modelo matemático que considere las propiedades más relevantes en relación con su estabilidad.

La fase de análisis estudia, mediante la utilización de recursos varios (Matemáticas, Mecánica, Resistencia de Materiales, etc.), el modelo-matemático definido en la fase de idealización, con el objeto de obtener una serie de resultados, cuyo significado y aplicación a la realidad de la obra constituye la última fase del proceso, que se denomina interpretación.

Se comprende que la idealización estructural y la interpretación de resultados contienen una elevada componente de experiencia e intuición, y es evidente, por otra parte, que ambas fases se encuentran profundamente relacionadas. En efecto, los resultados obtenidos y su interpretación dependen de la idealización o modelo considerado, y a su vez, los resultados obtenidos influirán en la determinación de modelos estructurales más convenientes, constituyéndose así un proceso cíclico, en el que el análisis se limita a determinar respuestas, conocida la estructura y las acciones.

En el análisis de una estructura se manejan dos conjuntos de magnitudes bien definidas:

1. Magnitudes de tipo estático (Fuerzas).
2. Magnitudes de tipo cinemática (Deformaciones).

Algunas de estas magnitudes, tanto estáticas como cinemáticas son conocidas y se denominan acciones. La determinación de las restantes magnitudes se lleva a cabo al imponer una serie de condiciones o ecuaciones estructurales. Tres clases bien definidas de ecuaciones relacionan estas magnitudes en el análisis estructural: las ecuaciones estáticas o ecuaciones de equilibrio, las ecuaciones cinemáticas o condiciones de compatibilidad, y las ecuaciones constitutivas del material, que relacionan las ecuaciones estáticas con las cinemáticas.

El análisis estructural consiste, entonces, en determinar las magnitudes incógnitas (estáticas y cinemáticas) que satisfacen, en conjunción con las magnitudes conocidas, a los tres tipos de ecuaciones anteriores. Así, el análisis consiste en obtener un conjunto de magnitudes estructurales que suponga a la estructura un equilibrio y una compatibilidad.

El análisis estructural puede dividirse según diferentes criterios. Probablemente una de las divisiones más esenciales del análisis se obtiene al introducir el concepto de linealidad. Se dice que una estructura es lineal, o se comporta linealmente, si bajo la acción de dos conjuntos de acciones (cargas y movimientos impuestos), E_1 y E_2, que producen respectivamente, respuestas (resultados de desplazamientos y esfuerzos) R_1 y R_2, se comprueban que la respuesta R obtenida bajo una acción $E = K_1E_1 + K_2E_S$, combinación lineal de las acciones

anteriores, es, asimismo, la combinación lineal de las respuestas respectivas; es decir, $R = K_1R_1 + K_2R_S$ Se dice, por el contrario, que una estructura es no Lineal si la condición anterior no se satisface para todos los posibles valores de los coeficientes K_1 y K_2.

Existe una relación no lineal bajo cualquiera de dos condiciones. La primera de éstas ocurrirá cuando las deformaciones en el material estructural no sean proporcionales a los esfuerzos; esto es, cuando el material no sigue la Ley de Hooke. La segunda ocurre cuando las deformaciones de la estructura son considerables ante la aplicación de las cargas.

Otra clasificación fundamental en el análisis de estructuras aparece al introducir la dimensión del tiempo en la aplicación de las acciones. De este modo, se puede hablar de análisis dinámico, si las fuerzas de inercia son tenidas en cuenta, y análisis estático, en caso contrario.

La variable tiempo puede surgir bajo otra faceta en el análisis de estructuras, no solamente en la aplicación dinámica de las acciones, sino también en la descripción de las características constitutivas de los materiales, dividiendo los modelos estructurales en aquellos que utilizan materiales con fluencia y en los que no la tienen.

Existe una gran variedad de métodos de cálculo que, en base a los criterios de análisis pertinentes a la estructura en estudio, proporcionan la solución de las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y constitutivas que nos permiten conocer las incógnitas estáticas y cinemáticas de la estructura. Los diferentes métodos se distinguen por el proceso matemático empleado en la solución de las ecuaciones y por los efectos mecánicos considerados en el cálculo.

Según sean las características de la estructura a analizar, se eligirá el método de cálculo más adecuado para obtener los elementos mecánicos (incógnitas) que actúan sobre sus miembros.

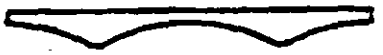
En el caso de los puentes, existen tres parámetros característicos de la estructura que determinan, de un modo fundamental, la elección del método de cálculo (de esfuerzos en tableros) más adecuado. Estos parámetros son:

a) Forma de la sección transversal.
b) Geometría en planta.
c) Condiciones de bordes y apoyos.

En la tabla 7 se resumen algunos métodos de cálculo de esfuerzos en tableros de puentes. En la tabla 8 se indican sus rangos de aplicación en función de los parámetros indicados en las figuras 29 a 31; estas tablas se presentan a manera de guía para la elección del método de cálculo más adecuado para estructuraciones con diferentes características.

En la tabla 8 se indican los rangos de aplicación más usuales y estrictos de los métodos de cálculo anteriores. Normalmente algunos de ellos pueden ampliarse, mediante algunas técnicas, al análisis de otras estructuras más complejas.

a) LOSA ESPESOR UNIFORME



b) LOSA ESPESOR VARIABLE

c) LOSA ALIGERADA CIRCULAR

d) LOSA ALIGERADA RECTANGULAR

e) SERIE DE VIGAS PREFABRICADAS NORMALIZADAS EN T INVERTIDA

f) SERIE DE VIGAS PREFABRICADAS NORMALIZADAS EN CAJON

g) PUENTES DE VIGAS PREFABRICADAS + FORJADO "IN SITU"

h) PUENTES DE VIGAS "IN SITU"

i) SECCION CAJON BICELULAR

j) SECCION CAJONES MULTIPLES

FIGURA 28

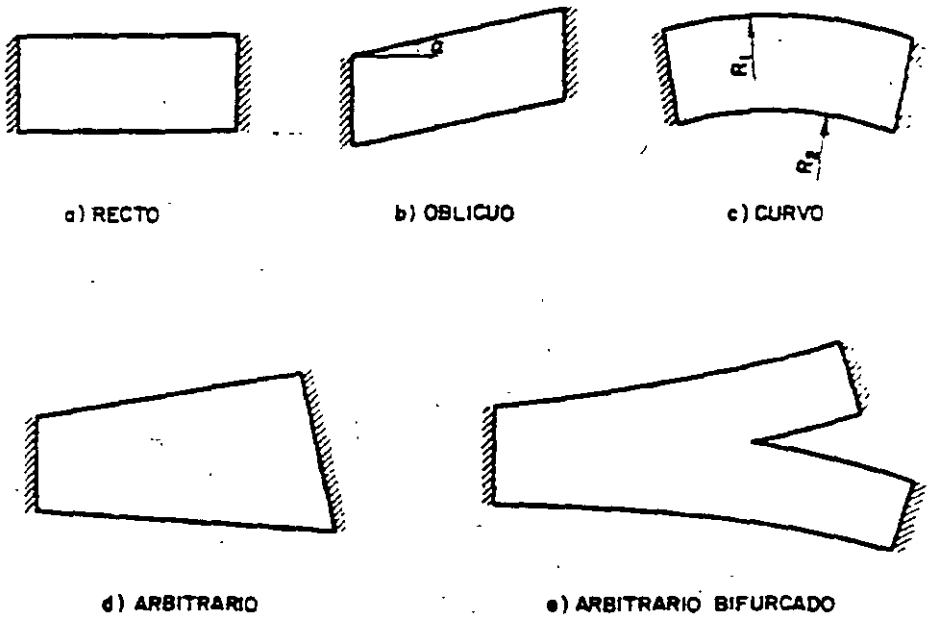


FIGURA 29

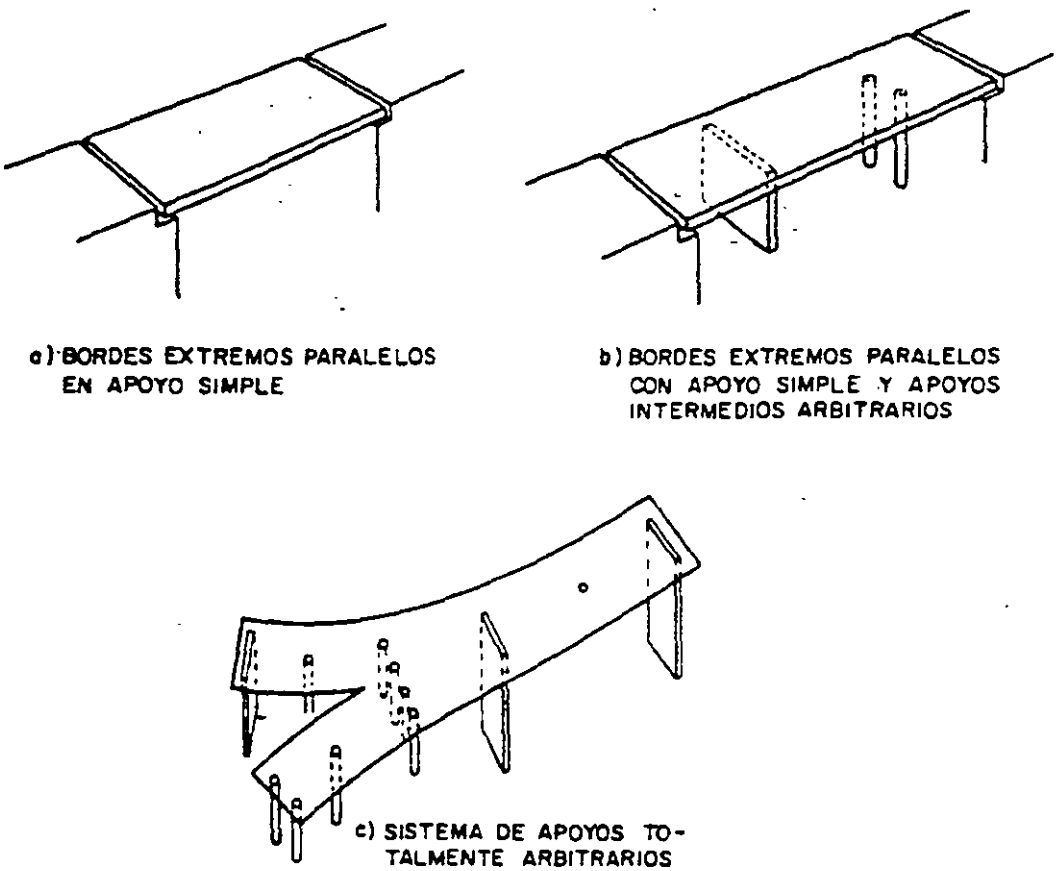


FIGURA 30

Modelo estructural	Procedimiento de análisis	Método
1. Losa ortótropa	- Tabulación	1.1. Guyón - Massonet-Rowe
	- Series de Fourier.	1.2. Losa ortótropa.
	- Series de fourier generalizadas	1.3. Losa ortótropa sin torsión
	- Numérico: diferencias finitas	1.4. Losa ortótropa (d.f.)
	- Numérico: elementos finitos	1.5. Losa ortótropa (e.f.)
	- Numérico: bandas finitas	1.6. Losa ortótropa (b.f.)
	- Numérico: métodos indirectos	1.7. Losa ortrótopa (m.i.)
2. Lámina plegada	- Series de Fourier.	2.1. Lámina plegada
	- Series de fourier generalizadas	2.2. Lámina plegada intermedia
	- Numérico: solución aproximada	2.3. Lámina plegada larga
	- Numérico: elementos finitos	2.4. Lámina plegada (e.f.)
	- Numérico: bandas finitas	2.5. Lámina plegada (b.f.)
3. Emparrillado plano	- Métodos matriciales	3.1. Emparrillado plano
4. Entramado espaciales	- Métodos matriciales	4.1. Emparrillado espacial
5. Estructura (2-D)	- Numérico: elementos finitos	5.1. Elementos finitos (lamina)
6 Estructura (3-D)	- Numerico: elementos finitos	6.1. Elementos finitos (volúmenes)

TABLA 8.

Método de cálculo (4)	Tipo de tablero (1)			Geometría en planta (2)			Condiciones de apoyo (3)			
	Losa (1-a) a (1-g)	Viga y losa (1-h)	Sección cajón (1-i) (1-j)	Rectangular (2-a)	Oblicua (2-b)	Circular (2-c)	Arbitra (2-b) (2-e)	Simple (3-a)	Soportes simple e intermedios (3-b)	Arbitra (3-c)
Losa ortótropa:										
1.1	X			X				X		
1.2 1.3	X			X		X		X	X	
1.4	X			X	X	X	X	X	X	X
1.5	X	X		X	X	X	X	X	X	X
1.6	X	X		X		X		X	X	
1.7	X	X		X	X	X		X	X	
Lámina plegada:										
2.1 2.2	X	X	X	X		X		X	X	
2.3	X	X	X	X		X		X	X	X
2.4	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X...
2.5	X	X	X	X		X		X	X	
Emparrillado plano:										
3.1	X	X	(5)	X	X	X	X	X	X	X
Entramado espacial:										
4.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Elementos finitos:										
5.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
6.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

(1) Hace referencia a la fig. 28
(2) Hace referencia a la fig. 29
(3) Hace referencia a la fig. 30
(4) Hace referencia a la Tabla 8
(5) Este método tiene pocas aplicaciones en este caso y exige introducir en el emparrillado unas caracteristicas de deformación del tablero a cortante.

TABLA 9 . Rango de aplicación de los métodos de cálculo incluidos en la tabla 8.

En general, el análisis del tablero de un puente se divide en dos partes bien diferenciadas:

1. Análisis global.
2. Análisis local.

En especial, esta división se realiza si se pueden distinguir elementos losas y vigas.

1. Análisis global.

En el análisis global, se obtienen los elementos mecánicos ocasionados por la acción de las cargas sobre los elementos principales de soporte del tablero del puente (vigas longitudinales y transversales).

El cálculo de los elementos mecánicos globales se complica en los puentes por el carácter dinámico de las cargas. Así, por ejemplo, el cálculo de un emparrillado plano que represente Las vigas longitudinales y transversales del tablero requiere de la elaboración de superficies de influencia que determinen Los elementos mecánicos para cada punto del tablero cuando la carga se desplaza sobre cualquier punto del mismo, lo cual es prácticamente imposible sin la ayuda de una computadora electrónica.

La dificultad señalada en el cálculo hizo necesaria, antes de la aparición de las computadoras electrónicas, el desarrollo de métodos aproximados de análisis que simplificaran el cálculo. Esto llevó a la división del análisis global en análisis longitudinal y análisis transversal, división que sigue aplicándose actualmente cuando no se cuenta con un programa de computa dora para el análisis integral del tablero.

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos producidos a lo largo del puente por su peso propio, por las cargas que actúan sobre él y por el asentamiento diferencia de los apoyos, sin considerar excentricidad de las cargas sobre los elementos longitudinales.

El análisis transversal del tablero consiste en la determinación de los esfuerzos en la sección transversal del mismo, y su repercusión en el sentido longitudinal como resultado de la excentricidad de las cargas: como la carga móvil puede desplazarse transversalmente a lo ancho de los carriles, esto ocasiona que algunas vigas longitudinales se carguen más que otras.

El enlace entre el análisis longitudinal y transversal se realiza a través de los coeficientes de distribución obtenidos en el último análisis.

2. Análisis local.

El análisis local consiste en la determinación de los esfuerzos en la losa de piso inducidos por el contacto de las cargas puntuales con la superficie de rodamiento. Estos esfuerzos son de tipo concentrado y se restringen a una zona de la losa comprendida, en general, entre las vigas longitudinales y las vigas transversales.

En lo que sigue se desarrollan los aspectos correspondientes al análisis Longitudinal y, en forma breve, los correspondientes a los análisis transversal y local; para un estudio más completo de estos últimos consultar la referencia 36.

En el desarrollo siguiente se considera al puente un comportamiento elástico lineal, ya que corresponde, normalmente, al comportamiento de éstos bajo cargas de servicio.

BREVE SEMBLANZA DE LA HISTORIA DE LOS PUENTES.

Por miles de años el hombre ha podido salvar espacios infranqueables - ríos, desfiladeros y barrancos - gracias a los diferentes tipos de puentes. Algunas ciudades no pueden concebirse sin sus puentes : El Cairo, Londres, Moscú, Nueva York, Sydney, México, y muchas otras. Los puentes tienen efectivamente una larga historia.

Hace más de dos mil quinientos años, la reina Nitócris de Babilonia mandó construir un puente sobre el río Eufrates. Con maderos, ladrillos cocidos y bloques de piedra como materiales de construcción, hierro y plomo como argamasa, Nitócris levantó un puente sobre uno de los ríos más famosos de la antigüedad.

Los puentes han influido en el curso de la historia. Cuando el rey Darío el Grande de Persis emprendió su campaña militar contra los escritas, quiso tomar la ruta terrestre más rápida posible desde Asia hasta Europa, lo que implicaba conducir a su ejército de 600.000 hombres a tráves del estrecho de Bósforo. Era peligroso cruzarlo en barca debido a la espesa niebla y las corrientes traicioneras, de modo que Diario construyó un puente flotante de 900 m de longitud enlazando barcas en cadena. Hoy en día ese cruce tarda dos minutos en recorrerse por automóvil..usando los puentes que hay en Estambul, hoy Turqía.

En tiempos bíblicos, fue cuando el rey Nabucodonosor de Babilonia sitió la ciudad insular de Tiro. Durante trece años intentó conquistarla. La ciudad sería tomada hasta trescientos años después cuando Alejandro Magno construyó un terraplén desde la costa hasta la isla.

En el siglo I, todos los caminos llevan a Roma, pero los romanos necesitaban puentes así como caminos, para mantener la cohesión del imperio. Valiéndose de rocas de hasta ocho toneladas, los ingenieros romanos edificaron puentes de arco también diseñados que algunos todavía permanecen hoy en día. Los mismos acueductos y viaductos también eran puentes en realidad.

En la edad Media, los puentes sirvieron a veces de fortalezas. En el año 944, los sajones construyeron en Londres un puente de madera sobre el río Támesis para protegerse de un ataque de los daneses. Casi tres siglos después fue reemplazado por el antiguo puente de Londres, recordando en las páginas de la historia y en cantos infantiles. Cuando la reina Isabel I ascendió al trono de Inglaterra, el puente de Londres se había convertido en uno de los centros de la vida social urbana, ya que se cobraba por el paso de personas y mercancías.

En el continente americano, los Incas los hacían con cuerdas. El puente de San Luis Rey sobre el río peruano Apurímac. Los Incas fabricaron cables del grosor de una persona retorciendo juntas las fibras de cierta planta, los apoyaron sobre pilares de piedra y los tendieron por encima del río. Después de asegurarlos por sus extremos, suspendieron una plataforma de tablones por la que se podía transitar. Había equipos de mantenimiento que remplazaban los cables cada dos años. También construido y mantenido el puente duró quinientos años.

El caso particular de México, antiguo, los nómadas que cruzaron el Estrecho de Bering fortuitamente emplearon puentes naturales, surgiendo el puente de arco : es decir, por un agujero practicado accidentalmente en una cortina de enrocamiento natural, el puente colgante

aprovechando las lianas enlazadas en los grandes árboles de bosques y selvas y el puente de vigas formado por un tronco atravesado sobre el obstáculo.

La llegada de los conquistadores españoles los hizo observar verdaderos alardes técnicos en los caminos de terracería que comunicaban las periferias del lago hacia la gran ciudad de Tenochtitlan. En el cruce de los canales con las calzadas y diques había puentes de madera con estacas a manera de pilotes para afianzar los terraplenes de las calzadas y soportar las vigas o troncos de árbol que soportaban el paso de peatones, y el paso del agua por debajo de la estructura. Obras atribuidas al Rey Chimalpopoca, tercer Monarca de los Aztecas.

Aunque no se conocía el arco como sistema estructural que permite la utilización de la piedra trabajando exclusivamente a compresión para salvar los claros. El arco maya conocido como "arco falso" representa la máxima aproximación de los pueblos americanos al arco romano.

Durante la época virreinal destaca el establecimiento de comunicaciones para explotar las minas, la agricultura, abastecimiento y defensa de las nuevas ciudades. Dispersas en vastísismos territorios . Con la técnica del arco no sólo se construyeron puentes, también acueductos. Uno de los más notables concluido en 1735 es el localizado en la ciudad de Querétaro, obra de Juan Antonio de Urrutia y Aranas. El puente de La Venta obra del arq. Pedro de Arrieta de acceso a la ciudad de San Juan del Río y concluido en febrero de 1710. Uno más es el puente sobre el río La Laja en Celaya concluido en 1809 obra del arq. Tres Guerras.

Las condicones de "guerra civil" durante el México Independiente limitó de sobre manera la construcción de puentes. Consolidada la República en 1867, es el Presidente Benito Juárez quién asigna fondos federales para la construcción y conservación de carreteras continuando con la tradición de puentes de cantera. Uno de esos puentes es el de Lagos de Moreno concluido en 1857 formado por cuatro arcos de 16m de claro y 5m de flecha y cuya anécdota dice: "Este puente se hizo en Lagos y se pasa por arriba".

Fué hasta 1837 cuando se dio la primera concesión para la construcción de la vía de ferrocarril de México - Veracruz. Durante el régimen de Maximiliano los primeros 140KM. de vía se consesionaron a una empresa inglesa entre México - Apizaco. La conclusión de la vía se dio hasta el 1 de enero de 1873.

Con la intervención de la locomotora de vapor se dio ímpetu a la proyección y construcción de puentes Las rutas más convincentes para el ferrocarril por lo general atravesaban amplios canales y profundos desfiladeros. Los puentes de hierro fundido satisfacieron la necesidad por un tiempo más espectaculares del siglo XIX es el puente colgante del estrecho de Menai, en el norte de País de Gales, proyectado por el ingeniero escocés Thomas Telford y terminado en 1826; con una longitud de 176m y todavía en uso. A finales del siglo XIX empezó a fabricarse el acero, matẽrial de propiedades idóneas para la construcción de puentes más largos y seguros.

De vuelta en México. Estos puentes "modernos" se diseñaban con los conocimientos de resistencia de materiales y de cálculo estructural : puentes de ingeniería. Se diseñaban por tanteos a escala natural con puentes provisionales de madera que daban a los ingenieros el éxito o cambio del puente. El acero en está época permitió construir puentes de armadura o

ANALISIS LONGITUDINAL

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos a lo largo del puente considerando que las cargas no son excéntricas y que la sección transversal permanece horizontal a lo largo del puente.

La primera parte del análisis longitudinal del puente consiste en la determinación de los esfuerzos que produce su peso propio y las cargas o combinaciones de cargas, aplicables al caso, que puedan considerarse estáticas; este análisis se realiza con los métodos comunes de Análisis Estructural.

La segunda parte de este análisis consiste en la determinación de tos efectos producidos por la carga viva de camiones: esta carga es móvil y se deberán considerar las posiciones criticas de ésta respecto a varios puntos del puente; esto se hace generalmente mediante las "Lineas de Influencia", que se desarrollan enseguida.

Y la última parte de este análisis consiste en la determinación de los esfuerzos producidos en La estructura como resultado de los asentamientos diferenciales de los apoyos, aspecto que será tratado más adelante.

tipo viaducto. en los que los elementos estructurales trabajan a esfuerzos directos de compresión o tensión y ocasionalmente solicitaciones por flexión. Para el siglo XIX el puente ferroviario más famoso es el de la Barranca de Metlac (plasmado en un lienzo por José María Velasco) ; a fines de ese siglo, uno de los primeros puentes "carreteros" es el puente colgante sobre el río Grijalva cerca de Tuxtla Gutiérrez Chiapas. Otro es el puente Tasquillo en el estado de Hidalgo.

Ya en pleno siglo XX con la recién creada Comisión Nacional de Caminos en 1925, y en especial las carreteras México - Toluca, México - Puebla Y México - Cuernavaca. Dieron sitio al esfuerzo estoico para adaptarse, asimilarse y comprender el proceso de diseño de un proyecto carretero realizado por los ingenieros mexicanos. Hacia 1930 es el puente Tasquillo en la carretera México - Laredo uno de los más notables.

Con la "independencia" tecnológica del país los puentes de concreto reforzado se vuelven factibles al tener laboratorios de prueba para concretos de mayor resistencia, y del desarrollo de las siderúrgicas para proporcionar los aceros. En 1954 el Puente Belisario Domínguez viene a sustituir al puente sobre el río Grijalva. De 1953 el puente Zaragoza sobre el río Catarina en la ciudad de Monterrey, obra exclusiva de mexicanos; el puente sobre el río Tuxpan. Veracruz empleando el método de dovelas. El puente del río Coatzacoalcos de vigas prefabricadas presforzadas comprende vía carretera y de ferrocarril y con casi mil metros de longitud. El puente Chinipas de armadura de tres tramos y uniones remachadas y soldadas del ferrocarril Chihuahua - Pacífico. El puente Tuxtepec con presfuerzo exterior. Con losas de concreto sobre trabes de acero soldadas y presforzadas. Los puentes Fernando Espinosa y Mariano García Sela con sistema de piso de placa ortrópica.

La realización de estudios geotécnicos para puentes inició a mediados de los 40's con la construcción de puentes de Ferrocarril del Sureste. El uso de cilindros hincados por el método del pozo indio donde circundaba el agua se empleó en el puente Martínez de la Torre, Veracruz. De los puentes atirantados Antonio Dovalí Jaime y el Tampico, destacan sus cimentaciones; en el primero se utilizaron `pilas de cimentación de gran diámetro y en el segundo se hincó un cilindro elíptico de 13m de diámetro mayor a 60m de profundidad dimensiones récords para cimientos en México.

En los 80's y 90's destacan : el puente ferroviario Metlac con sistema de dovelas en doble voladizo con longitud de 430m y altura de pilas de 130m. En la carretera entre Guadalajara y Colima están los puentes Barranca y el viaducto Pialla del sistema Javier Barrio Sierra. De la vía ferréa México - Querétaro son el viaducto Tula y el puente Tula, con longitudes de 616m y 839m en ambas partes. El puente la Marquesa en la carretera México - Toluca, estructura de dos cuerpos ya que se localiza en una curva horizontal. Otros puentes atirantados son el Antonio Dovalí Jaime de la carretera costera del Golfo con 1170m y claro de 698m compuesto de siete claros y una altura de 99m. El puente Tampico sobre el río Panuco cuyo claro máximo es de 360m y la porción central es un cajón metálico ortrópico de 293.5m longitud construidos con el sistema de doble voladizo. Uno de los más recientes corresponde a la autopista del Sol y es el puente Solidaridad.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

SISTEMAS DE CARGAS VIVAS PARA DISEÑO DE PUENTES

EXPOSITOR: DR. OCTAVIO RASCON CHAVEZ
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

DESARROLLO DE DOS MODELOS DE CARGAS VEHICULARES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES

Dr. Octavio A. Rascón Chávez *

1. Introducción

En este trabajo se desarrollan, utilizando criterios y métodos probabilísticos, **dos modelos de cargas vivas** que representen a los pesos muy grandes de los vehículos de carga que transitan en las carreteras de México, con el fin de proponerlos para realizar el diseño estructural de los puentes en México. Uno de ellos será aplicable a puentes que se ubiquen en **carreteras tipos A, B y C**, según la clasificación del reglamento mexicano sobre pesos y dimensiones, RPD (referencia 1); el otro servirá para puentes en **caminos alimentadores, o tipo D**.

Como se demuestra en el siguiente capítulo, la necesidad de contar con estos dos modelos radica en que el reglamento para diseño de puentes carreteros de la AASHTO (referencia 2), que se utiliza ampliamente en México, especifica un modelo de cargas vehiculares que, para los puentes en carreteras A, B y C, **subestima mucho** a los efectos mecánicos que producen los pesos reales más grandes de los vehículos articulados de carga que transitan en ellas (referencias 3 y 4), en tanto que los **sobrestiman ampliamente** en las tipo D (referencia 5), para los camiones de carga no articulados de mayor peso que circulan en ellas (los vehículos articulados no están autorizados por el RPD para circular en estas carreteras). Esto mismo ocurre al validar la aplicabilidad del modelo que establece el reglamento OHBDC, de Ontario, Canadá (referencia 6).

Por otra parte, en las referencias 3, 4 y 5 se demostró que los pesos máximos permitidos por el RPD para los ejes de los vehículos T3-S3, T3-S2-R4 y C3, también son insuficientes para realizar el análisis estructural de los puentes, ya que producen elementos mecánicos para diseño que son muy inferiores a los que ocasionan los vehículos homólogos muy pesados que transitan en las carreteras mexicanas (el RPD no fue formulado para este propósito).

2. Validación para el caso de México, de los reglamentos de la AASHTO y de Ontario

Con el fin de validar la aplicabilidad en México de los modelos de cargas vivas vehiculares, que especifican los reglamentos AASHTO y OHBDC, para realizar el análisis estructural de los puentes carreteros, se utilizó la información estadística sobre pesos y dimensiones vehiculares que captó la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT, durante 1993, 1994 y 1996, en 26 estaciones de aforo, acumulando 103 días de muestreo.

---

* *Coordinador de Desarrollo Tecnológico, Instituto Mexicano del Transporte, y Profesor en la División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*

Los datos básicos que se utilizaron corresponden a las **variables aleatorias peso bruto, pesos de cada eje y separaciones entre ejes**. Para el caso de las carreteras tipos A, B y C, se emplearon los datos correspondientes a los 20,258 vehículos articulados tipos T3-S3 y T3-S2-R4 muestreados, en tanto que para las carreteras alimentadoras se aprovecharon los datos de 18,779 camiones C3 (los C4 ya no serán autorizados en el próximo RPD, según se prevé).

Con el propósito de contar con elementos para verificar si los modelos de los dos reglamentos mencionados son aplicables a los casos de las carreteras mexicanas, se calcularon los momentos flexionantes máximos, M, y las fuerzas cortantes máximas, V, que cada vehículo de cada muestra le ocasiona a puentes, de diversas longitudes (15m, 30m, 45m y 60m de claro), idealizados como simplemente apoyados. Para realizar la enorme cantidad de cálculos, se desarrolló un programa de cómputo.

De esta manera, para cada longitud de puente se conformaron cuatro nuevas muestras que corresponden a las dos nuevas variables aleatorias **momento flexionante máximo y fuerza cortante máxima**: dos para los vehículos articulados y dos para los C3.

En la figura 1 se presentan los valores **más grandes** de los momentos flexionantes máximos que se obtuvieron, para cada longitud de puente, con los vehículos articulados, por una parte, y con los C3, por otra; asimismo, los que se calcularon al aplicar los sistemas de cargas concentradas de los modelos de cargas vivas, multiplicados por los respectivos factores de carga viva, de los reglamentos AASHTO y OHBDC. En la figura 2 se muestran los resultados correspondientes a las fuerzas cortantes máximas. En ningún caso se incluyen factores de efecto dinámico o impacto.

En ambas figuras se aprecia que, en efecto, para los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4, los valores reales más grandes de ambos tipos de elemento mecánico superan ampliamente a los de ambos modelos reglamentados de cargas vivas, por lo cual estos últimos no garantizan niveles de seguridad adecuados.

En el caso de los **momentos flexionantes**, los valores reales exceden a los reglamentarios de la AASHTO, entre un 31%, en claros de 15m, y un 71%, en claros de 45m, y a los del OHBDC del 23% al 29%. En el caso de las **fuerzas cortantes**, los excedentes son del 50% y 69%, respectivamente, con relación al AASHTO, y del 42% al 29% en relación al OHBDC.

Estas conclusiones justifican plenamente la necesidad de desarrollar un modelo de cargas vivas que ocasione, con un buen nivel de seguridad, elementos mecánicos máximos **para el diseño de los puentes en carreteras mexicanas, tipos A, B y C.**

Asimismo, en ambas figuras también se observa que, en efecto, los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos (elementos mecánicos) , que se obtienen al aplicar los sistemas de cargas concentradas de los modelos de cargas vivas de los dos reglamentos, son **bastante mayores** que los más grandes que se obtuvieron de las respectivas muestras de elementos mecánicos que producen los camiones C3, por lo cual su aplicación conduce a sobrediseñar los puentes en carreteras alimentadoras y a costos excesivos de construcción.

En el caso de los momentos, el modelo AASHTO sobrestima en 21% y 39% en claros de 15m y 45m, respectivamente, en tanto que el OHBOC lo hace en 29% y 83%. En el caso de las fuerzas cortantes, los respectivos niveles de sobrestimación del modelo AASHTO son 31% y 42%, en tanto que los del OHBDC son 39% y 86%.

Estas conclusiones confirman la necesidad de que se desarrolle también un modelo de cargas vivas que, al aplicarse a puentes, ocasione elementos mecánicos máximos para diseño que no sobrestimen exageradamente a los reales más grandes, sino que los excedan con un razonable nivel de seguridad, para no sobrediseñar las estructuras de los puentes que se localicen en las **carreteras alimentadoras de México.**

La formulación de los dos modelos de cargas vivas, uno para carreteras tipos A, B y C, y otro para las tipo D, con sus correspondientes factores de carga viva y de presencia múltiple, es la meta de este trabajo.

3. Metodología para diseñar los modelos de cargas vivas

Para llevar a cabo el diseño de los dos modelos de cargas vivas, se estableció la siguiente metodología:

1. Realizar el **diseño conceptual de cada modelo de cargas vivas.**
2. Calcular los **valores máximos** de los elementos mecánicos que son ocasionados por cada vehículo de la muestra en puentes de distintas longitudes idealizados como simplemente apoyados, para utilizarlos en los pasos 3 y 4 siguientes.
3. Realizar estudios estadísticos de las **correlaciones y regresiones** de los elementos mecánicos máximos con los pesos de los ejes y con las separaciones entre ellos, para identificar relaciones causa-efecto, en particular, cargas-elementos mecánicos, con el fin de justificar los diseños conceptuales y para validar la eficacia de los modelos que se desarrollen.
4. **Calcular, mediante métodos de carácter probabilístico, a cada modelo de cargas vivas vehiculares**, de manera que garanticen niveles de confiabilidad adecuados durante la vida útil de diseño. Posteriormente, **validar la eficacia de cada uno,** para garantizar que

pueden proponerse como recomendación o norma para el análisis estructural de puentes en México. Las metodologías particulares para integrar cuantitativamente cada modelo, se describen en los capítulos 4 y 5.

5. Para cada modelo, calcular o adoptar algunos elementos normativos complementarios que se relacionan con las cargas vehiculares, principalmente los **factores de carga viva** que se deben utilizar en cada una de las combinaciones de cargas que se establecen en el reglamento de la AASHTO, tanto para diseño como para revisar por estados límite de servicio y fatiga. Con esto se logra, por una parte, que dicho código pueda seguir siendo aplicable en México, pero cambiando su modelo de cargas vivas por los que se obtienen en este trabajo y, por otra, que los **sistemas de cargas nominales concentradas de los nuevos modelos sean congruentes** con los pesos brutos máximos que permite el RPD.

Para realizar el diseño conceptual de cada modelo de cargas vivas, se toma como punto de partida que todos los modelos que se incluyen en los reglamentos de otros países consideran **dos sistemas de cargas: uno de concentradas y otro de uniformemente repartida** (referencias 2, 6 y 8). El de **cargas concentradas** produce momentos flexionantes y fuerzas cortantes máximos en los puentes, que son equivalentes a los que ocasiona un vehículo muy pesado **que tiene una probabilidad muy baja de presentarse.** El de **carga uniforme** produce efectos que, sumados a los que ocasiona el sistema de cargas concentradas, son equivalentes a los que produce una secuencia de vehículos pesados, al circular en un carril, uno tras otro.

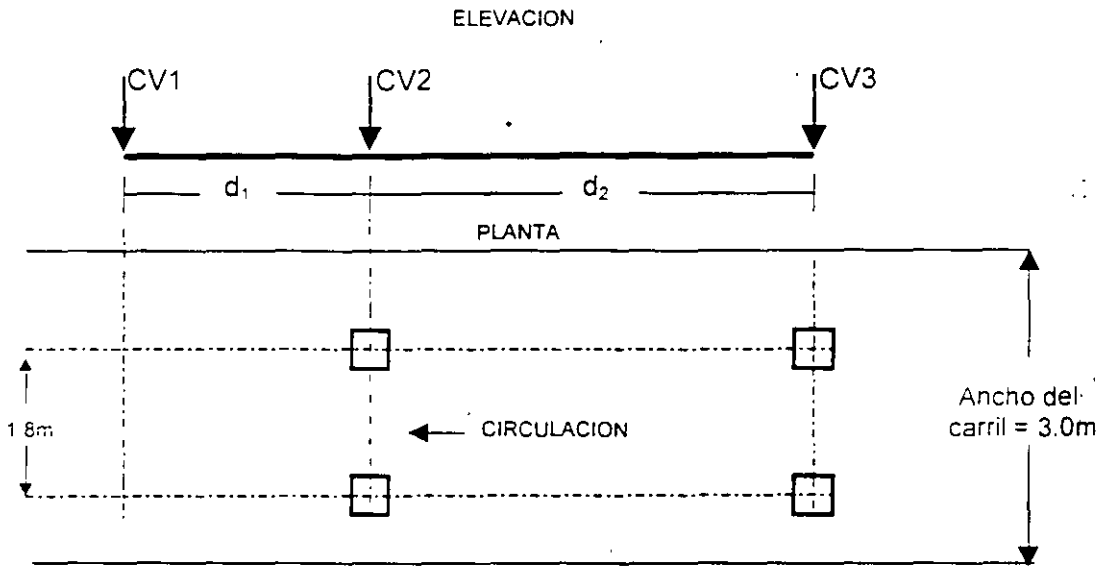
4. Diseño del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipos A, B y C

Para diseñar cuantitativamente el modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipos A, B y C, se consideró que en la referencias 3 y 4 se comprobó que los elementos mecánicos más grandes en estos puentes son ocasionados por los vehículos tipos T3-S3 y T3-S2-R4, por lo cual **sólo éstos se toman en cuenta.** Asimismo, se consideró que las cargas más grandes que estos vehículos transmiten a la estructura de un puente, se agrupan en los ejes de rodamiento que conforman tándems, tridems y dobles tándems.

Por lo tanto, como punto de partida para formular y calcular el sistema de cargas concentradas del modelo, **se planteó la hipótesis** de que el momento flexionante y la fuerza cortante máximos que cada vehículo le ocasiona a un puente simplemente apoyado, dependen fundamentalmente de las cargas totales (resultantes) de cada grupo de ejes y de la ubicación de sus líneas de

acción. En la sección 4.1 **se comprueba estadísticamente que esta hipótesis es correcta.**

Por otra parte, se toma en cuenta la conclusión de la referencia 3, en el sentido de que los elementos mecánicos más grandes calculados que producen a los puentes los vehículos T3-S3, muestreados en 1993, son muy parecidos a los que ocasionan los T3-S2-R4. Por esto, el diseño conceptual del **sistema de cargas concentradas** de este modelo se establece con una topología simple de sólo tres ejes de aplicación, creando así un **"vehículo virtual"** (no existe) que tiene un eje delantero, un intermedio y un trasero, según se muestra en la siguiente figura; el delantero corresponde al de igual posición en el tractor, el intermedio representa la carga total que se transmite por el tándem del tractor, y el trasero representa el peso total que baja por el trídem de los T3-S3 y por el doble tándem de los T3-S2-R4.



En esta figura los símbolos CV1, CV2 y CV3 representan a las **"cargas virtuales"** del **"vehículo virtual"**, y d_1 y d_2 son las distancias entre ellas; el cálculo de los valores que deben asumir estos componentes, de manera que se logren niveles de seguridad estructural adecuados a las condiciones reales del tránsito vehicular en México, es parte fundamental de este trabajo. Las dimensiones de las áreas de contacto (vista en planta) se determinan en función de las magnitudes de las cargas virtuales, de acuerdo con el reglamento de la AASHTO.

4.1 Estudios estadísticos de correlación y regresión. Justificación del modelo conceptual

Con el fin de verificar si la topología propuesta es adecuada y, posteriormente, calcular los valores que se les deben asignar a CV1, CV2 y CV3, se formularon

las siguientes **variables aleatorias**, en función de las variables aleatorias **pesos de los ejes**, PEi, donde i es el número del eje:

PE1 = peso del eje 1 (delantero)
PT1 = peso del tándem 1 (del tractor) = PE2 + PE3
PT2 = peso del "tándem" 2 (del trídem en los T3-S3 y del doble tándem en los T3-S2-R4) = PE4 + PE5 + PE6 + (PE7)

El nombre de PT2 se asigna arbitrariamente, para dar secuencia a la nomenclatura. Las cargas virtuales CV1, CV2 y CV3 se relacionan, respectivamente, con PE1, PT1 y PT2.

Para realizar los análisis estadísticos, es necesario calcular primero los valores que asumen PE1, PT1 y PT2 en cada vehículo de la muestra, conjuntando así muestras de dichas variables aleatorias.

Un propósito importante que se tuvo al calcular los elementos mecánicos máximos, adicional al que se indicó en el capítulo 2, fue realizar estudios de **regresión y correlación estadísticas** de éstos con los pesos de los tándems 1 y 2, para verificar si estos últimos pueden sustituir a las cargas de los grupos de ejes individuales que los conforman y, por tanto, **justificar** que el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas tenga sólo tres ejes de aplicación. En este proceso de análisis estadístico, se incluyó también a la separación DE3 entre las cargas PT1 y PT2 de cada vehículo, DE3.

De esta forma, se estableció un estudio de regresión y correlación lineal múltiples, en que el modelo matemático fue

$$M \text{ (o } V) = A + B\,PT2 + C\,PT1 + E\,DE3$$

en el cual A, B, C y E son coeficientes cuyos valores se determinan al calcular la regresión estadística para cada claro de puente; es decir, se obtiene una ecuación para cada una de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45 (el número a la derecha de M y V denota la longitud del puente). Asimismo, para cada uno de estos seis casos, se obtiene el coeficiente de correlación correspondiente.

Este estudio se realizó con las muestras de los tres años de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4, conjuntando una sola.

Las conclusiones fueron:

1. En todos los casos se obtuvo una **magnífica relación lineal**; como ilustración, basta señalar que los respectivos valores del coeficiente de correlación fueron 98.5, 99.1, 98.3, 98.1, 98.2 y 87.9 por ciento. Las ecuaciones que se obtuvieron al hacer los ajustes por mínimos

cuadrados, utilizando los valores de cada variable asociados a cada uno de los 20.258 vehículos de la muestra son:

$$M45 = 58.6 + 13.00\,PT2 + 4.09\,PT1 - 3.04\,DE3 \quad (1)$$
$$V45 = 6.61 + 1.12\,PT2 + 0.53\,PT1 - 0.29\,DE3 \quad (2)$$
$$M30 = 83.8 + 7.55\,PT2 + 2.73\,PT1 - 8.43\,DE3 \quad (3)$$
$$V30 = 12.9 + 0.97\,PT2 + 0.60\,PT1 - 1.14\,DE3 \quad (4)$$
$$M15 = 59.0 + 2.78\,PT2 + 0.53\,PT1 - 6.64\,DE3 \quad (5)$$
$$V15 = 22.9 + 0.66\,PT2 + 0.44\,PT1 - 1.97\,DE3 \quad (6)$$

2. Mediante diversos análisis de variancia, se determinó que PT2 es, con mucho, la variable aleatoria que más influye en cada uno de los elementos mecánicos; enseguida PT1 y DE3 (referencia 4). En la figura 3 se presenta, como ejemplo, la regresión lineal marginal de M45 con PT2, en la que se aprecia la magnífica relación que existe entre ellas; el coeficiente de correlación, R, en este caso, es 98%.

3. Los efectos de las cargas por eje de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 pueden modelarse muy bien utilizando las correspondientes resultantes PT1 y PT2, con lo cual **se comprueba que la topología que se propone para el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas es adecuada,** ya que estas dos variables y DE3 **son suficientes** para reproducir con suficiente precisión los elementos mecánicos máximos que producen ambos tipos de vehículos.

4. Por lo anterior, las magnitudes de las cargas virtuales CV2 y CV3 del modelo de cargas vivas, se pueden calcular mediante análisis probabilísticos de las variables aleatorias PT1 y PT2, respectivamente.

4.2 Desarrollo cuantitativo del modelo de cargas vivas

Como se indicó anteriormente, el modelo de cargas vivas vehiculares que se pretende desarrollar tiene dos sistemas de cargas:

> **El primero se conforma con tres cargas concentradas con diferentes magnitudes y separaciones entre sí; el segundo tiene una carga uniformemente distribuida que se aplica a lo largo del carril de circulación, el cual se asume de 3.0m de ancho. Ambas se aplican simultáneamente en las posiciones que ocasionen los efectos más desfavorables.**

Las magnitudes de todas las cargas virtuales se calculan aquí realizando diversos análisis probabilísticos de confiabilidad, en los que se establece un riesgo (probabilidad) muy pequeño de que sean excedidas en el lapso esperado de vida útil del puente, de manera que al aplicar las cargas que resultan, para diseño o revisión, se logre un nivel de seguridad estructural

razonablemente alto. Las separaciones entre las cargas concentradas se proponen mediante ajustes estadísticos.

El primer sistema se formula con sólo tres cargas para lograr un modelo simple de aplicar. y porque **se demostró** en el capítulo anterior que éstas son suficientes toda vez que los pesos de los grupos de ejes que transfieren las cargas más altas a los puentes se pueden representar por sus resultantes, que se denominaron PT1 y PT2, ya que los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que producen los vehículos reales T3-S3 y T3-S2-R4 están fuertemente correlacionados con las magnitudes que asumen PT1 y PT2. La tercer carga representa al peso del eje delantero del vehiculo virtual, PED.

4.2.1 Metodología para integrar cuantitativamente el modelo

Con el fin de determinar qué valores asignarles a cada una de las variables aleatorias que participan en el modelo de cargas vivas y quede definido éste en términos cuantitativos, como parte de esta investigación se ideó la siguiente metodología.

1 Con base en los datos correspondientes a las variables PT1, PT2 y PED que intervienen en el modelo, determinar y calcular las leyes de probabilidades que pueden representar adecuadamente el carácter aleatorio de cada una, con el fin de utilizarlas para realizar los respectivos análisis probabilísticos de riesgos de excedencia.

2. Con base en las leyes de probabilidades que se asignen, calcular los valores que corresponden a PED, PT1 y PT2, de manera que éstos sólo sean rebasados en un lapso de vida útil de diseño del puente de 50 años (escogido como razonable) con una **probabilidad muy baja**, es decir, que el riesgo sea muy pequeño. Los resultados que así se obtengan serán los valores de las **cargas virtuales** que integren el sistema de cargas concentradas garantizando un nivel de confiabilidad adecuado, las cuales se denotan como CV1, CV2 y CV3, respectivamente.

3 Asignar, con base en los resultados de los análisis estadísticos de las separaciones entre los ejes, los dos valores de las separaciones, d_1 y d_2 que se propongan entre las cargas.

4 Con el fin de **valorar la eficacia del sistema de cargas concentradas**, determinar y calcular con los datos de las respectivas muestras, las leyes de probabilidades que pueden representar razonablemente a las variables aleatorias **momentos flexionantes** (M15, M30 y M45) y **fuerzas cortantes** (V15, V30 y V45) **máximos.**

5. Con base en las leyes de probabilidades que se establezcan en el paso 4, calcular los valores de dichas variables que corresponden a una probabilidad pequeña de que **sean excedidos en un periodo de 50 años.** Esta probabilidad es igual a la que se utilice en el paso 2 para estimar a CV1, CV2 y CV3.

6. Calcular los valores esperados de los elementos mecánicos máximos, usando las ecuaciones de las respectivas regresiones múltiples (ecuaciones 1 a 6), haciendo PT1=CV2, PT2=CV3 y DE3=D.

7. Aplicar a los mismos puentes el sistema de cargas concentradas del modelo, con el fin de validarlo al comparar los resultados con los determinados en los puntos 5 y 6. En caso necesario, hacer ajustes.

8. Calcular el **factor de carga viva vehicular básico** y generar el **sistema de cargas concentradas nominales** del modelo. Asimismo, generar los factores de carga viva para las diferentes combinaciones de carga que conforman los diversos estados límite para diseño y servicio.

9. Calcular, mediante un procedimiento de simulación estocástica, la **magnitud de la carga virtual uniformemente repartida**, que constituye el segundo sistema de cargas del modelo.

10 Validar el modelo completo de cargas vivas vehiculares.

Vale la pena señalar que esta metodología puede ser aplicada en otros países que cuenten con la información estadística del tránsito de los vehículos pesados; asimismo, dado que el patrón de las flotas vehiculares puede cambiar con el tiempo, sobre todo si los controles de pesos y dimensiones se hacen intensiva y eficazmente, la metodología propuesta se puede aplicar periódicamente para evaluar el modelo con nuevos datos estadísticos y, en su caso, modificarlo para actualizarlo.

4.2.2 Cálculo del sistema de cargas concentradas

Mediante diversos análisis de bondad de ajuste de algunos modelos teóricos probabilísticos, a las distribuciones empíricas de frecuencias relativas acumuladas que se calcularon con todos los datos de las variables aleatorias PT1 y PT2, se determinó que la **distribución de Weibull** (referencia 7) resultó la más razonable en ambos casos (referencias 4 y 9). Todos los cálculos se realizaron con el paquete de cómputo MINITAB.

En la figura 4 se muestran ambos casos trazados en escalas de Weibull: el cálculo de las rectas que representan a las distribuciones de probabilidades acumuladas de Weibull, se realizó con el método de mínimos cuadrados. En ella se observa que en valores pequeños de PT1 y PT2 el ajuste no es bueno, pero en el rango de valores medianos a grandes (de 18t y 20t en adelante, respectivamente), se tienen muy buenos ajustes de dicha ley de probabilidades (los valores muy grandes son los de interés para diseño).

Para calcular el valor de cada carga virtual, CV2 y CV3, mediante los análisis probabilísticos de riesgo, se tomó la decisión de que el **periodo de no excedencia** de las cargas para diseño de los puentes sea de **50 años**, con lo cual se logra un nivel de seguridad razonablemente alto. Si se deseara otro, sería fácil recalcular ambas cargas.

Tomando en cuenta la cantidad de vehículos y los lapsos de muestreo, se estimó frecuencialmente la probabilidad de excedencia correspondiente. Al considerar que la muestra tiene 20,258 vehículos registrados en 103 días, el número de vehículos y la probabilidad de excedencia en 50 años son, respectivamente, 3,589.403 y 2.78×10^{-7}, y el valor correspondiente de PT1 es CV2 = 44 4t

Para calcular el valor de la carga virtual CV3, se realizó un análisis semejante al anterior, con la distribución de probabilidades acumuladas de Weibull que se ajustó a PT2, habiéndose obtenido CV3 = 71.2t. Vale la pena señalar que si se hubiese tomado una probabilidad de excedencia de 10^{-7} (casi el triple de vehículos) los valores de PT1 y PT2 cambiarían muy poco (1.8%), siendo iguales a 45.2t y 72.5t, respectivamente.

Para calcular el valor de la carga virtual CV1, se hicieron análisis probabilísticos de riesgo con la variable aleatoria PED, utilizando las distribuciones de Weibull, normal y log-normal, resultando los ajustes poco satisfactorios en el rango de valores grandes; para la probabilidad de excedencia de 2.78×10^{-7}, con estas dos últimas se obtienen los percentiles 8.1t y 10.9t, respectivamente. Para el modelo se tomó CV1 = 9t.

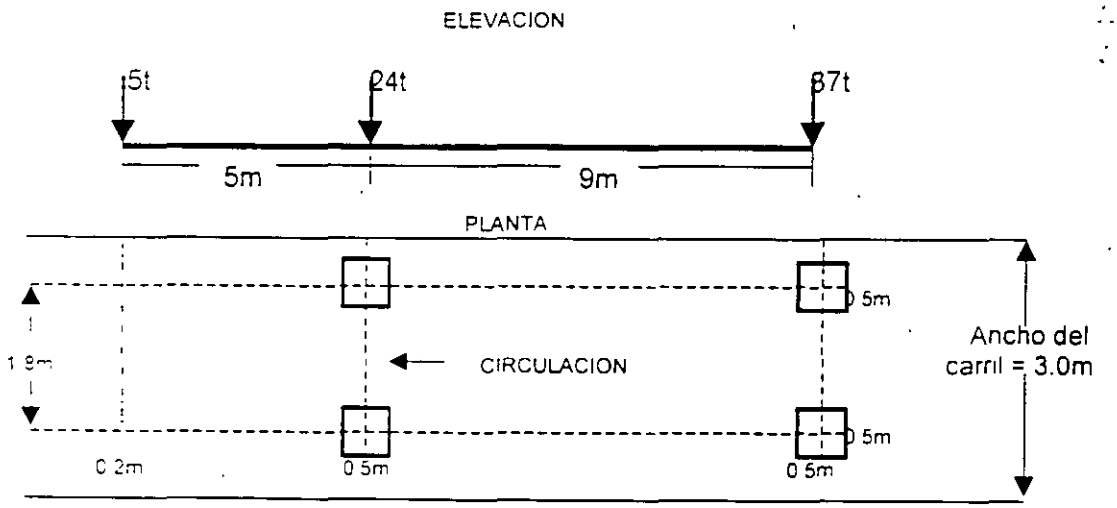
Para establecer las distancias d_1 y d_2 del sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas, se utilizaron los promedios que se calcularon con las muestras de las separaciones de los ejes vehiculares involucrados en cada caso; con ellos se determinó que d_1 = 5m y d_2 = 9m.

4.2.3 Determinación del sistema de cargas concentradas nominales y de los factores de carga viva

Los valores de las cargas virtuales antes calculados son los que se utilizarían para el análisis estructural; sin embargo, para que el modelo sea congruente con los criterios de diseño por **estados límite**, que prevalecen en los reglamentos para diseño de puentes, en los que intervienen factores de carga y de resistencia, es necesario reducirlos dividiéndolos entre el **factor de carga viva básico** que se determinará a continuación, y generar así el **sistema de cargas concentradas nominales** del modelo de cargas vivas.

Tomando como valor nominal el peso bruto vehicular máximo que permite el RPD, redondeado a las unidades, de 66t, y considerando que la suma de las cargas virtuales es 124.6t, se obtiene que el **factor de carga viva básico** es el cociente del segundo entre el primero, o sea 1.88, el cual, redondeado a una decimal, es 1.9.

Dividiendo entre 1.88 a las cargas virtuales, redondeando a las unidades y ajustando a que la suma sea 66t, se obtiene que las cargas nominales son P_1 = 5t, P_2 = 24t y P_3 = 37t. Con las mitades de estos valores se calcularon las áreas de aplicación en cada lado de los ejes virtuales, utilizando la fórmula que propone la AASHTO. Por tanto, el **sistema de cargas concentradas nominales del modelo de cargas vivas** queda con la siguiente topología:



Este sistema de cargas debe multiplicarse por el **factor de carga viva que le corresponda a cada estado límite** que se utilice en el proceso de diseño de la estructura de cada puente, siendo el valor básico de 1.9 el aplicable a la combinación de cargas denominada en el reglamento de la AASHTO como "**Resistencia I**"; a partir de éste se calcularon (referencia 4) los **factores de carga viva para las demás combinaciones de cargas que se involucran en los otros estados límite**, mismos que aparecen en la columna sombreada de la tabla 1.

TABLA 1 – FACTORES DE CARGA

Tipos de carga ▶ / Estados límite	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use éstas, una a la vez			
										EQ	IC	CT	CV
Resistencia - I	γ_p	1.9	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia – II	γ_p	1.5	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia – III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia – IV EH, EV, ES, DW Sólo DC	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
Resistencia – V	γ_p	1.5	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Evento extremo – I	γ_p	0.55	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
Evento extremo – II	γ_p	0.55	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
Servicio – I	1.00	1.2	1.00	0.30	0.30	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio – II	1.00	1.6	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20			-	-	-	-
Servicio – III	1.00	1.0	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Fatiga, LL, IM y CE solamente	-	0.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Los estados límite y la notación utilizados en la tabla 1 son los del reglamento AASHTO: en particular, LL = carga viva vehicular, IM = efecto dinámico de la carga viva, CE = fuerza centrífuga vehicular, BR = fuerza de frenado, PL = carga viva peatonal, LS = sobrecarga de la carga viva.

4.2.4 Presencia múltiple de cargas vivas

En los diversos reglamentos que existen para el diseño estructural de puentes, es aceptable multiplicar por factores iguales o menores que uno a los sistemas de carga viva, cuando éstos se aplican a más de un carril simultáneamente; en el actual reglamento de la AASHTO se especifica un factor de 1.2 al aplicarse a un solo carril

En virtud de que las magnitudes de las cargas que se calcularon aquí para el modelo de cargas vivas, corresponden a una probabilidad de excedencia adoptada como aceptable en una sola línea de tránsito, no se requiere incrementar la carga viva cuando se utiliza un solo carril. Por consiguiente, se propone utilizar los factores de presencia múltiple señalados en la tabla 2, los cuales se adoptaron del reglamento OHBDC, por corresponder a probabilidades de excedencia razonablemente pequeñas, según se demostró en la referencia 4.

Tabla 2. Factores de presencia múltiple

Número de líneas cargadas	Factor de presencia múltiple, "m"
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6 o más	0.55

4.2.5 Validación del sistema de cargas concentradas

Para validar la eficacia de este sistema de cargas concentradas, utilizando el factor de carga viva básico de 1.9, se compararon los resultados de su aplicación en puentes con claros de 15m a 45m, con los elementos mecánicos de los tres casos siguientes:

1. Con los valores reales más grandes que se obtuvieron con la muestra.
2. Con los valores máximos esperados en 50 años, que resultan de diversos análisis probabilísticos de confiabilidad (referencia 4).
3. Con los valores que se predicen con las ecuaciones 1 a 6 de regresión múltiple antes calculadas.

Para la validación 2, se ajustaron leyes de probabilidades de Weibull a las distribuciones de frecuencias acumuladas que se calcularon con las muestras de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45, como las que se presentan en la figura 5. Con ellas se calcularon los valores máximos esperados correspondientes a la probabilidad de excedencia de 2.78×10^{-7}, los cuales aparecen en la tabla 3, junto con los demás elementos mecánicos del proceso de validación.

En la tabla 3 se aprecia que los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas **son mayores**, entre 0.4% y 7.2%, que los valores reales más altos y que los que se predicen con los análisis probabilísticos y de regresión múltiple (que aparecen sombreados), excepto en el caso de M45 en que dicho sistema subestima ligeramente, en 1.9%, al máximo real, por lo que se concluye que este sistema de cargas es **satisfactorio** (este pequeño déficit se compensa luego con la carga uniforme).

Tabla 3. Validación del modelo. Caso 3

Elemento mecánico	Máximos Reales	Predicción con regresión múltiple	Predicción con modelo probabilístico	Sistema de cargas concentradas	Diferencia máxima
M45, t-m	1174	1132	1122	1152	-1.9%
M30, t-m	685	663	673	688	0.4%
M15, t-m	232	219	245	264	7.8%
V45,t	108	107	105	113	4.6%
V30,t	96	98	97	107	7.0%
V15,t	83	72	80	89	7.2%

4.2.6 Cálculo de la carga uniformemente distribuida

Con el fin de calcular el valor de la carga virtual uniformemente repartida, que conforma la segunda parte del modelo de cargas vivas, se diseñó y realizó un proceso de **simulación estocástica de la ocurrencia secuencial de vehículos pesados** sobre un solo carril de un puente, tomando tres vehículos, uno tras otro, muy cercanos entre sí, de acuerdo con el procedimiento señalado en la referencia 4. El total de tercias generadas fue de 132.

Al calcular los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que cada tercia de vehículos le ocasiona a cada puente, tomando claros de 15, 30, 45 y 60 metros, se obtuvieron gráficas, ecuaciones de regresión e intervalos de predicción del 95% de nivel de confianza como la que se muestra en la figura 6, en la que aparecen los elementos mecánicos máximos de cada caso, versus el logaritmo de la probabilidad de que los tres vehículos de cada tercia excedan el valor del peso del tándem 2 que cada uno tiene. En todos los casos se logran regresiones con coeficientes de correlación lineal de 59 a 70% (referencia 4).

Para calcular el valor de la carga virtual uniformemente distribuida, ω', se empleó la probabilidad de excedencia de 2.74×10^{-7}, que es la misma que se utilizó para el sistema de cargas virtuales concentradas; asimismo, para incrementar la confiabilidad al valor de cada elemento mecánico calculado con las ecuaciones de regresión, se le agregó la semiamplitud del intervalo de predicción del 95% de nivel de confianza. Con cada uno de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes se calculó el valor de ω' y se adoptó el mayor. Al dividir éste entre el factor de carga viva básico de 1.9, se llegó a que la carga uniforme nominal, ω, vale 0.5t/m, para puentes con claros inferiores a 60m.

Para extender la aplicación del modelo para **claros de 60 a 90 metros**, se realizaron ajustes de curvas de segundo grado a cada uno de los elementos

mecánicos máximos de las secuencias de vehículos, en el intervalo de claros de 15 a 60m y se extrapolaron hasta 90m.

Con los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que resultaron, se calcularon los valores de ω para distintas longitudes, y se determinó la siguiente ecuación:

$$\omega = 0.5 + (L - 60)/60, \quad si \quad 60m < L \leq 90m \qquad (7)$$

donde L es la longitud del claro (referencia 4).

En las figuras 7 y 8 se muestran los elementos mecánicos que resultan al aplicar el modelo completo de cargas vivas. En los cálculos se utilizó el factor de carga de 1.9 para ambos sistemas de carga y los factores de impacto de 1.33 y 1.0 para los de cargas concentradas y uniforme, respectivamente.

4.2.7 Efecto dinámico de la carga viva vehicular; fuerzas centrífuga y de frenado

Con el fin de tomar en cuenta la amplificación dinámica que ocurre en el puente cuando los vehículos ruedan sobre superficies rugosas, con ondulaciones o baches, o con discontinuidades entre la carpeta de la carretera y la losa del puente o entre diversos tramos de puente, lo cual ocasiona impactos sobre la estructura y vibraciones de ésta, es necesario que las cargas vehiculares (o sus efectos) se multipliquen por un factor que se denomina **factor de impacto**.

En este trabajo se propone utilizar, para los dos modelos de cargas vivas, los mismos valores, criterios y excepciones que se especifican en el reglamento vigente de la AASHTO, en su sección 3.6.2, para incorporar el efecto dinámico.

En tal caso las cargas estáticas establecidas en los dos sistemas de cargas concentradas aquí desarrollados, deben multiplicarse por el **factor de impacto**, FI:

$$FI = (1 + IM/100) \qquad (8)$$

en donde IM representa el **efecto dinámico**, el cual asume los valores señalados en la siguiente tabla:

Tabla 4 – Efecto dinámico

Componente	IM, %
Losas con juntas, en todos los estados límite	75
Otros componentes: - Fatiga y estado límite de fractura - Todos los otros estados límite	 15 33

Para componentes enterrados y puentes de madera se especifican otros valores. En el caso del subsistema de **carga uniforme**, se considera que IM = 0, o sea, FI = 1.

En adición a lo anterior, es recomendable que se revise si la estructura del puente, al vibrar por el paso de los vehículos, sufre desplazamientos verticales que sobrepasen a los que son confortables o preocupantes para los conductores y los peatones. En el reglamento canadiense OHBCD se establecen las gráficas que se muestran en la figura 9; la **deflexión estática, d,** se calcula utilizando sólo el sistema de cargas concentradas del modelo correspondiente, situado en el centro del claro, donde su efecto sea mayor, sobre una sola línea de tránsito. Los valores aceptables son los que coinciden con la curva correspondiente a cada caso o están por debajo de ella.

4.2.8 Validación final del modelo.

Para realizar la validación final del modelo aquí desarrollado, se tomaron como **casos extremos** los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes que se predicen con las distribuciones de Weibull que se calcularon para los 2,603 vehículos T3-S2-R4 únicamente, muestreados durante 103 días (figuras 10 y 11), asociados a la probabilidad de excedencia de 2.15×10^{-6}, que corresponde a un periodo de 50 años y al número esperado de este tipo de vehículos en ese lapso, de acuerdo con la muestra completa (referencia 4). Estos son los casos extremos, porque los valores que se obtienen son mayores que los que se predicen al conjuntar la muestra de estos vehículos con la de los T3-S3.

En la figura 12 se muestran los momentos flexionantes que se obtienen al aplicar el modelo, con **factor de carga** de 1.9, con ambos sistemas de carga y **factores de impacto** de 1.33 y 1.0 para las cargas concentradas y uniforme, respectivamente; asimismo, se presentan los valores extremos afectados por el factor de impacto de 1.33, identificados como *"máximo maximorum"*, notándose una gran coincidencia entre las respectivas poligonales, por lo que **el modelo cubre satisfactoriamente esta situación.**

En dicha figura se comparan también ambos resultados con los que resultan de aplicar los modelos de cargas vivas que establecen los reglamentos europeo (referencia 8), americano (AASHTO-94) y canadiense (OHBOC); en ellas se aprecia que estos dos últimos quedan muy por debajo, por lo que son inadecuados para aplicarse en México, y que el primero queda por arriba, salvo en L = 30m.

En la figura 13 se presentan los valores relativos de los momentos flexionantes de los mismos casos anteriores, con respecto a los que arroja el modelo aquí propuesto. En ella se confirma que el **modelo propuesto cubre muy bien los casos extremos** (máximo maximorum), con diferencias que van de +12, –3, –1 y +2 por ciento para longitudes de 15, 30, 45 y 60 metros, respectivamente.

Por otra parte, en la misma figura se nota que los momentos flexionantes que se obtienen al aplicar el reglamento AASHTO-94, tienen **déficits** superiores al 20%, en tanto que con el OHBCD éstos son mayores, del 30% al 40%. En contraste, los resultados del Eurocódigo son parecidos a los del modelo propuesto en longitudes de 15 y 30m, y un poco mayores, hasta del 10%, en 45 y 60m.

En lo que se refiere a las fuerzas cortantes, en la figura 14 se muestran los resultados En ella se aprecia que los valores del modelo propuesto superan un poco a los máximos maximorum, **por lo que son muy satisfactorios**: asimismo, se aprecia que los resultados de aplicar los modelos de carga viva de los reglamentos americano y canadiense **están muy por debajo** de éstos, lo cual confirma que **no son adecuados** para aplicarse en México, en tanto que el Eurocódigo da valores inferiores en 15, 30 y 45 metros, y superiores en 60m.

Asimismo, en la figura 15 se muestran las fuerzas cortantes relativas con respecto a las que resultan del modelo aquí propuesto, en la que se aprecia que este modelo da resultados por arriba de los máximos maximorum entre 3 y 5 por ciento, por lo que son muy razonables.

Por su parte, el Eurocódigo subestima en 12% y 9% a los máximos maximorum asociados a 15 y 30m, da casi exacto en 45m y sobrestima en 7% en 60m. En contraste, el AASHTO proporciona valores por debajo de los máximos maximorum, entre 21% y 30%, y el OHBDC arroja resultados deficitarios entre 32% y 42%

Como conclusión, las evaluaciones realizadas al modelo de cargas vivas vehiculares aquí desarrollado,arrojaron resultados muy satisfactorios, por brindar un nivel de seguridad suficientemente alto, y lo acreditan como adecuado para ser usado en la práctica profesional para el análisis estructural de los puentes que se ubiquen en carreteras tipos A, B y C de México.

Por tanto, se recomienda que para el diseño de las estructuras de los puentes, en carreteras tipos A, B y C, se utilice el reglamento de la AASHTO, **pero cambiando el modelo de cargas vivas vehiculares, los factores de carga viva y los factores de carriles múltiples por los que se generaron en este trabajo.**

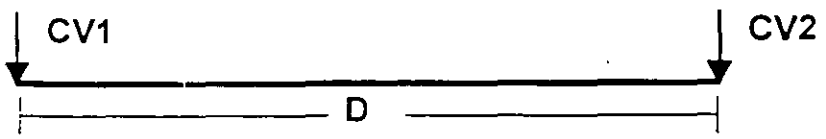
5. Diseño del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras alimentadoras

Como punto de partida para diseñar el subsistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipo D, **se planteó la hipótesis** de que el momento flexionante y la fuerza cortante máximos que cada vehículo le ocasiona a un puente, dependen fundamentalmente de la carga total

(resultante) que baja por los dos ejes traseros del tándem; **estadísticamente se comprobó que esta hipótesis es correcta.**

Por esto se decide que el sistema de cargas concentradas tenga una topología simple, de dos ejes de aplicación únicamente, creando así un **"vehículo virtual"** (no existe, pero modela a uno real), que tiene un eje delantero y sólo un trasero; el delantero corresponde al de igual posición en el camión, en tanto que el trasero representa el peso total que baja por el tándem (referencias 5 y 10).

Por tanto se propone que el **sistema de cargas concentradas** tenga la siguiente topología:



En esta figura los símbolos **CV1** y **CV2** representan a las **"cargas virtuales"** del **"vehículo virtual"**, y **D** es la distancia entre ellas; el cálculo de los valores que deben asumir estos componentes, de manera que se logren niveles de seguridad estructural adecuados, considerando las condiciones reales del tránsito de vehículos C3 muy pesados en las carreteras alimentadoras de México, es parte fundamental de este trabajo. Las dimensiones de las áreas de contacto (vistas en planta) de las cargas virtuales, se determinan en función de sus magnitudes, de acuerdo con el reglamento e la AASHTO

5.1 Estudios estadísticos de correlación y regresión múltiples. Justificación del modelo conceptual

Con el fin de verificar si la topología que se propone para el sistema de cargas concentradas es adecuada y, posteriormente, calcular los valores que se les deben asignar a CV1 y CV2, para cumplir con la meta de obtener niveles de seguridad adecuados, se formularon las siguientes variables aleatorias, en función de los **pesos de los ejes**, PEi, donde i es el número del eje:

PE1 = peso del eje 1 (delantero)
PT = peso del tándem = PE2 + PE3

Las cargas virtuales CV1 y CV2 se relacionan, respectivamente, con PE1 y PT, y se calculan en la sección 5.2 1.

Para realizar los análisis estadísticos, es necesario calcular primero los valores que asumen PE1 y PT en cada vehículo C3 de la muestra, conjuntando así muestras de dichas variables aleatorias.

Como siguiente paso, se calcularon los momentos flexionantes y fuerzas cortantes Máximos que cada vehículo de la muestra le ocasiona a puentes de 15, 30 y 45m de claro, idealizados como vigas simplemente apoyadas, los cuales se denotan como M15, M30, M45, V15, V30 y V45, respectivamente. Para sistematizar los cálculos de estos elementos mecánicos, se diseñó una base de datos y se elaboró un programa de cómputo.

Asimismo, con el propósito inicial de verificar si el peso del tándem puede representar adecuadamente a las dos cargas que lo conforman, con el fin de calcular los elementos mecánicos para diseño, y para luego validar la eficacia del sistema de cargas concentradas, se formularon las variables aleatorias **"momento flexionante máximo, M" y "fuerza cortante máxima, V"**, y se calcularon los valores que éstas asumen al cargar un puente con cada vehículo C3 de la muestra, utilizando los pesos de sus tres ejes. Esto se hizo para puentes simplemente apoyados de 15m 30m y 45m de claro, generándose muestras que corresponden a estas nuevas variables.

Con estas nuevas muestras se realizaron los estudios de regresión y correlación lineal múltiples, en los que el modelo matemático fue

$$M \text{ (o } V) = A + B\,PT + CPE1 + E\,DE1$$

en el cual A, B, C y E son coeficientes cuyos valores se determinan al calcular las regresiones estadísticas para cada claro de puente; es decir, se obtiene una ecuación para cada una de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45. Asimismo, para cada uno de estos seis casos, se calcula el coeficiente de correlación lineal correspondiente. Las ecuaciones que se obtuvieron al hacer los ajustes por mínimos cuadrados, utilizando los datos de cada variable, asociados a cada uno de los 18,779 vehículos C3 de la muestra, son:

$$M45 = 14.6 + 10.9PT + 8.02PE1 - 2.29DE1 \quad (9)$$
$$M30 = 13.6 + 7.16PT + 4.61PE1 - 2.32DE1 \quad (10)$$
$$M15 = 12.5 + 3.39PT + 1.22PE1 - 2.32DE1 \quad (11)$$
$$V45 = 0.8 + 0.99PT + 0.78PE1 - 0.10DE1 \quad (12)$$
$$V30 = 1.1 + 0.98PT + 0.73PE1 - 0.16DE1 \quad (13)$$
$$V15 = 1.8 + 0.96PT + 0.54PE1 - 0.33DE1 \quad (14)$$

Las conclusiones fueron las siguientes:

1. En todos los casos se obtuvo una magnífica relación lineal; como ilustración basta señalar que los diferentes valores del coeficiente de correlación fueron superiores a 99.80%. Por lo mismo, con estas seis ecuaciones se pueden predecir los valores que se espera asuman los elementos mecánicos máximos que corresponden a la terna de valores PT=CV2, PE1=CV1 y DE1=D; por lo tanto, serán utilizadas en la sección 5.2.4, para realizar una de las evaluaciones del sistema de cargas concentradas.

2. Mediante diversos análisis de variancia (referencia 5), se determinó que, en efecto, PT es la variable aleatoria que **más influye** en cada uno de los elementos mecánicos. Por lo tanto, el peso del tándem puede representar en el modelo a las cargas de los dos ejes que lo conforman. En las figuras 16 y 17 se presentan, como ejemplos, las regresiones lineales marginales de M45 y V45 con PT, en las que se aprecia la magnífica relación que existe entre ellas: el coeficiente de correlación, en estos casos, es 99%.

Con estas conclusiones se comprueba que el diseño conceptual del sistema con sólo dos cargas concentradas es adecuado; por lo tanto, las magnitudes de las cargas virtuales CV1 y CV2 se pueden calcular **mediante análisis probabilísticos** de las variables aleatorias PE1 y PT, respectivamente.

5.2 Cálculo y validación del subsistema de cargas concentradas

Con el fin de calcular los valores que deben asignarse a cada una de las tres variables aleatorias que participan en el sistema de cargas vivas, para que quede definido éste en términos cuantitativos, se adaptó a este caso la metodología que se describe en el capítulo 4, quedando de la siguiente manera:

1. Utilizando los datos de las variables peso del tándem, PT, y peso bruto, PB, determinar las leyes de probabilidades que pueden representar adecuadamente el carácter aleatorio de cada una.

2. Con base en las leyes de probabilidades que se asignen, calcular los valores CV2 y PBV que corresponden a PT y PB, respectivamente, de manera que éstos sólo puedan ser rebasados en un lapso de vida útil del puente con una probabilidad muy baja que se establezca; es decir, que el riesgo de excedencia sea muy pequeño y la confiabilidad muy alta. Con éstos se obtiene luego a CV1, mediante la ecuación: CV1 = PBV – CV2.

3. Asignar con base en análisis estadísticos de las separaciones entre los ejes el valor de la separación, D, que se proponga entre las dos cargas.

4. Escalar las cargas virtuales, multiplicándolas por un factor reductivo igual a 0.788, que resulta de dividir el valor máximo del peso bruto que permite el RPD para camiones C3 en carreteras alimentadoras (20.5t) entre el que autoriza para carreteras principales (26.0t), ya que los datos vehiculares fueron captados en estas últimas y el subsistema de cargas se utilizará en las primeras. Con esto se obtienen nuevos valores de CV1 y CV2.

5. Calcular el **factor de carga viva vehicular básico** y generar el **sistema de cargas concentradas virtuales nominales** del sistema, en congruencia con el peso bruto máximo establecido en el RPD para vehículos C3 en carreteras alimentadoras (20.5t). Con esto se obtienen los valores nominales de CV1 y CV2.

6. Con el fin de valorar la eficacia del subsistema, determinar las leyes de probabilidades que pueden representar razonablemente el carácter aleatorio de las variables **momentos flexionantes** (M45, M30 y M15) y **fuerzas cortantes** (V45, V30 y V15) **máximos** que producen las cargas de los vehículos C3 de la muestra en los puentes simplemente apoyados de 45, 30 y 15m de claro.

7. Determinar los valores de cada una de dichas variables que corresponden a una probabilidad muy pequeña de que **sean excedidos en el lapso previsto de vida útil del puente**. Esta probabilidad es igual a la que se utilice para calcular a CV1, CV2 y PBV, en el punto 2

8. Calcular los valores de los mismos elementos mecánicos, empleando las ecuaciones de las respectivas regresiones múltiples, haciendo PT = CV2, PE1 = CV1 y DE1 = D (valores de las cargas virtuales nominales) y multiplicando los resultados por el factor de carga viva básico.

9 Aplicar a los mismos puentes, referidos en el punto 4, el sistema de cargas virtuales nominales concentradas, calcular los elementos mecánicos máximos y multiplicarlos por el factor de carga viva básico; validar los resultados comparándolos con los determinados en los puntos 7 y 8. En caso necesario, hacer ajustes al sistema.

10. Calcular la magnitud de la **carga virtual uniformemente repartida,** que constituye el segundo sistema de cargas del modelo, mediante un proceso de simulación estocástica.

11. Comparar los resultados de aplicar el modelo de cargas vivas vehiculares que aquí se desarrolla, con los que se obtienen al utilizar los que se especifican en los reglamentos de la AASHTO-94 y CHBDC incorporando en cada caso los factores de carga viva y de impacto respectivos

5.2.1 Cálculo de los componentes CV1, CV2 y D, del sistema de cargas concentradas

Mediante diversos análisis de bondad de ajuste de algunos modelos teóricos probabilísticos, a las distribuciones empíricas de frecuencias relativas acumuladas de los datos de las variables aleatorias PB y PT, se determinó que la **distribución de Weibull** resultó la más razonable en ambos casos (referencia 5).

Como ilustración, en las figuras 18 y 19 se muestran en escalas de Weibull, los casos de las variables PT y PB, respectivamente, para la muestra total. En ellas se aprecia que las respectivas distribuciones de probabilidades acumuladas de Weibull, representadas por las líneas rectas que se calcularon por mínimos cuadrados, se ajustan muy bien en el rango de valores grandes de ambas variables (del percentil 50 en adelante), que es el de interés para calcular las cargas virtuales.

Con el propósito de que el diseñador pueda seleccionar una de varias opciones de cantidades, N, de vehículos C3 que se espera transiten sobre un puente dado, **durante la vida útil del mismo**, se tomaron cuatro casos: 10,000, 100,000, 1 000 000 y 10,000,000. Mediante asignación frecuencial, a los valores más grandes de PT en cada caso les corresponden, respectivamente, probabilidades de excedencia (de que sean iguales o mayores), P = Prob(PT ≥ CV2) = 1/N, de 10^{-4}, 10^{-5}, 10^{-6} y 10^{-7} (el valor de N es un parámetro de proyecto). En la siguiente tabla se presentan los valores de CV2 y PBV, que se calculan con las respectivas distribuciones de Weibull, para estas probabilidades (riesgos); los valores de CV1 se obtienen mediante la resta PBV - CV2.

N	P	CV2, t	PBV, t	CV1=PBV-CV2, t
10^{4}	10^{-4}	42.9	49.3	6.4
10^{5}	10^{-5}	46.0	52.8	6.8
10^{6}	10^{-6}	48.6	55.8	7.2
10^{7}	10^{-7}	51.0	58.5	7.5

A la separación D se le asignó el valor de 6m, con base en el promedio que se calculó de las distancias del eje 1 al punto medio entre los ejes 2 y 3, de todos los camiones C3 de la muestra, que resultó de 6.3m.

Debido a que la mayor parte de la información estadística utilizada corresponde a vehículos C3 que circulaban por carreteras principales (tipos A y B), en las cuales el peso bruto máximo permitido en el RPD es de 26t, es necesario

convertir los valores de las cargas virtuales que se obtuvieron en las secciones anteriores, en otros que tengan congruencia con el peso bruto máximo que se autoriza en las carreteras alimentadoras, de 20.5t; para hacer esto, se decidió escalar a los ya obtenidos, multiplicándolos por la relación 20.5/26 = 0.7885, con lo cual se obtienen los siguientes nuevos valores de PBV, CV1 y CV2:

P	PBV, t	CV1, t	CV2, t
10^{-4}	38.87	5.05	33.82
10^{-5}	41.63	5.36	36.27
10^{-6}	44 00	5.68	38.32
10^{-7}	46.12	5.91	40.21

5.2.2 Determinación del sistema de cargas concentradas nominales y de los factores de carga viva básicos

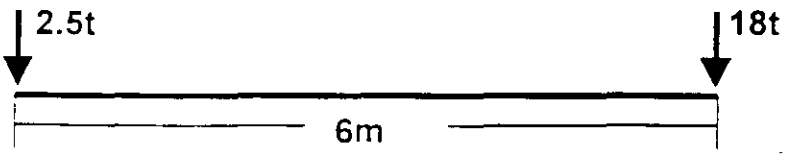
Debido a que los factores de carga se aplican multiplicándolos por las **cargas nominales**, con el fin de tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene sobre las magnitudes máximas que eventualmente asumirán las cargas reales, debido a su aleatoriedad, es necesario calcular los valores que les corresponden a los **factores de carga viva básicos** que se utilizarán con el sistema de cargas concentradas aquí propuesto para darle congruencia con el proceso de diseño de puentes mediante métodos que se basen en los estados límite de resistencia y servicio

Precisamente, los valores antes calculados para las cargas virtuales **tienen ya incorporado el efecto de la incertidumbre** antes mencionada, toda vez que se asocian a probabilidades de excedencia que se consideraron razonablemente pequeñas Por otra parte como ya se dijo, el valor nominal del peso bruto vehicular máximo establecido en el RPD es de 20.5t, para carreteras alimentadoras

Por tanto, al dividir los pesos brutos de la tabla anterior entre 20.5t, se obtienen los **factores de carga viva básicos**, FCV, que corresponden a cada probabilidad de excedencia, y a cada N, que se muestran en la tabla siguiente junto con las **nuevas cargas virtuales (nominales)**, que resultan de dividir a las últimas que se calcularon en la sección 5.2.1 entre cada factor de carga.

N	P	FCV	CV1, t	CV2, t
10^{4}	10^{-4}	1.90	2.66	17.84
10^{5}	10^{-5}	2.03	2.64	17.86
10^{6}	10^{-6}	2.15	2.64	17.82
10^{7}	10^{-7}	2.25	2.63	17.87

Al comparar los distintos valores de CV1, se aprecia que son muy similares entre sí, al igual que los de CV2. Por tanto, para conformar el **subsistema de cargas concentradas nominales**. es suficiente con un solo valor de cada carga virtual. Por conveniencia nemotécnica y por la precisión que se justifica en los cálculos de los elementos mecánicos, se decidió redondear el valor de CV2 a 18t y el de CV1 a 2.5t. por lo cual dicho sistema queda establecido como se muestra en la siguiente figura



Con el fin de tener una fórmula para calcular el factor de carga viva básico FCV, en función del número esperado. N, de vehículos C3 que se espera transiten sobre un puente en el lapso de vida útil que se establezca, se ajustó la ecuación de una linea recta que aporta valores de FCV cercanos o iguales a los de la tabla anterior. la cual es:

$$FCV=1.55+0.1 \log N \qquad (15)$$

o, en términos de P:

$$FCV=1.55-0.1 \log P \qquad (16)$$

Con esto, los dos primeros valores de FCV cambian ligeramente a 1.95 y 2.05; respectivamente

Cada una de estas cargas corresponde a un eje del vehículo virtual, por lo que, para los fines procedentes según el reglamento AASHTO, se dividen en dos partes iguales que corresponden a llantas separadas 1.8m, dentro de un carril de 3.0m de ancho Las áreas de aplicación de las cargas de cada llanta se calculan con la fórmula que para tal efecto da el reglamento antes señalado.

Este sistema de cargas o sus efectos, deben multiplicarse por el **factor de carga viva que le corresponda** a cada **estado límite** que se utilice en el proceso de diseño de la estructura de cada puente, siendo los valores básicos antes calculados, los aplicables a la combinación de cargas denominada en el

reglamento de la AASHTO como **"Resistencia I".** A partir de éstos se calcularon, en la referencia 5. los factores de carga viva para las otras combinaciones de cargas establecidas en dicho código, mismos que aparecen en la tabla 5, para los distintos estados límite.

Tabla 5 – Factores de carga viva

Estado Límite	Factores de carga viva			
	Si $N=10^4$	Si $N=10^5$	Si $N=10^6$	Si $N=10^7$
Resistencia – I	1.95	2.05	2.15	2.25
Resistencia – II	1.50	1.58	1.66	1.73
Resistencia – V	1.50	1.58	1.66	1.73
Evento extremo – I	0.57	0.60	0.62	0.65
Evento extremo – II	0.57	0.60	0.62	0.65
Servicio – I	0.92	1.15	1.31	1.43
Servicio – II	1.20	1.50	1.70	1.86
Servicio – III	0.74	0.93	1.05	1.15
Fatiga	0.84	0.88	0.92	0.97

5.2.3 Presencia múltiple de cargas vivas

En la Tabla 6 se presentan los factores de presencia múltiple que se proponen para este modelo de cargas vivas.

Tabla 6 - Efecto de carriles múltiples

Número de líneas cargadas	Factor de presencia múltiple, "m"
1	1.00
2	0.80

La propuesta del factor para dos líneas cargadas, de 0.80, se respalda aquí por el hecho de que es suficientemente baja la probabilidad de que en los dos vehículos que circulan en cada uno de los carriles **se exceda, simultáneamente,** la carga viva que se usa para un solo carril multiplicada por 0.8. En efecto, de acuerdo con la distribución de probabilidades de Weibull para PT, y considerando que la excedencia en cada vehículo es estadísticamente independiente de la excedencia en el otro, la probabilidad de que esto suceda es el producto de las probabilidades de excedencia de cada uno, o sea, el cuadrado de una de ellas, por ser iguales entre sí.

En tal caso, se tiene que la carga viva reducida CV2', asociada al factor de carga de 2.25, seria 18 X 2.25 X 0 8 = 32.4t, para el vehiculo virtual de cada carril; por lo tanto, utilizando la distribución de Weibull de PT, se obtiene que la probabilidad de excedencia de este valor es de 3.28×10^{-4}, cuyo cuadrado es 1.07×10^{-7}, que es casi igual a la de excedencia de CV2 = 18 X 2.25 = 40.5t en un solo carril que, como se recuerda, es de 10^{-7}.

5.2.4 Validación del subsistema de cargas concentradas

Con el fin de validar la eficacia del sistema de cargas concentradas, de acuerdo con las etapas 6 a 9 de la metodología propuesta en este capítulo, se realizaron las tres comparaciones siguientes de los **elementos mecánicos máximos** que se obtienen al aplicarlo, semejantes a las tres efectuadas para validar el modelo anterior (sección 4.2.5).

En las figuras 20 y 21 se presentan las comparaciones del caso 1. En ambas se aprecia que los resultados del sistema de cargas concentradas superan a los más grandes reales, por lo cual se califican como **satisfactorios**.

Para realizar la segunda validación, se llevaron a cabo análisis probabilísticos de riesgo de excedencia de los momentos flexionantes máximos, M15, M30 y M45, y de las fuerzas cortantes máximas, V15, V30 y V45. Como primer paso para ello, se ajustaron leyes de probabilidades de Weibull a las distribuciones de frecuencias relativas acumuladas que se calcularon con los datos asociados a estas variables aleatorias. Como ejemplo, en la figura 22 se presentan las gráficas de los casos de M15, M30 y M45 y, en la figura 23, la de V45.

Con estas distribuciones de probabilidades, se calcularon los valores de cada variable correspondientes a las probabilidades de excedencia de 10^{-4}, 10^{-5}, 10^{-6} y 10^{-7}, a los cuales, en el sistema de cargas concentradas, corresponden los factores de carga viva básicos de 1.95, 2.05, 2.15 y 2.25, respectivamente. Los resultados son los **valores máximos esperados** que se asocian a cada probabilidad de excedencia

En las figuras 24 y 25 se comparan algunos de los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas del modelo, con los valores máximos esperados; en ellas se observa que, en todos los casos, los valores del sistema son ligeramente mayores que los esperados, por lo cual éste es **satisfactorio**.

Por otra parte, algunos resultados del proceso de validación correspondiente al caso 3 se presentan en las figuras 26 y 27. En ellas se aprecia, para cada factor de carga viva básico, que los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas son mayores, entre 1.5 y 11.5 por ciento, que los que se predicen con las ecuaciones 9 a 14 que se obtuvieron con el análisis de regresión

múltiple, por lo que también se concluye que este sistema de cargas es **satisfactorio.**

En conclusión, las tres validaciones realizadas al sistema de cargas concentradas aquí desarrollado, conducen a establecer que **éste es adecuado** para el análisis estructural de puentes en las carreteras alimentadoras de México.

5.2.5 Cálculo del sistema de carga uniformemente distribuida

Con el fin de incorporar en el sistema de cargas vivas, las acciones que corresponden al caso de que en una línea de circulación de un puente transiten, muy cercanos entre sí, uno tras otro, varios vehículos C3 pesados, se realizó un proceso de **simulación estocástica, tipo Monte Carlo,** en el cual se consideró la ocurrencia de dos vehículos consecutivos en una línea del tránsito (referencia 5) Con los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que se obtienen con la simulación, se calcula el valor que le corresponde a la **carga virtual uniformemente repartida que los produce**.

Para llevar a cabo el proceso de selección aleatoria de cada par de vehículos, se efectuó un muestreo sobre una colección parcial de camiones C3, de las muestras de los años 1993-94 y 1996 por separado; los vehículos a muestrear fueron los 300 más pesados de cada una. El muestreo se realizó utilizando una tabla de números aleatorios, para seleccionar a cada vehículo que sería incorporado a cada secuencia de dos.

Para realizar la simulación y calcular a la carga uniforme, se generó el procedimiento que se describe en la referencia 5.

Al calcular los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que cada pareja de vehículos le ocasiona a cada puente, tomando claros de 15, 30, 45 y 60 metros, y seleccionar el valor más grande de cada elemento mecánico, se calcularon las gráficas, ecuaciones de regresión, errores de predicción, S, y coeficientes de correlación R, semejantes a la que se muestra en la figura 28. En ella aparecen los valores más grandes de cada caso, versus el **logaritmo base 10 de** la probabilidad, P, de que los dos vehículos de cada pareja excedan simultáneamente el valor del peso del tándem que cada uno tiene. En todos los casos se logran regresiones con coeficientes de correlación lineal de 84.1 a 92.7% (referencia 5).

Para calcular el valor de la carga virtual uniformemente distribuida, se emplearon las mismas probabilidades de excedencia que se utilizaron para cuantificar el sistema de cargas virtuales concentradas; asimismo, para incrementar la confiabilidad, al valor de cada elemento mecánico calculado con las ecuaciones

de regresión, se le agregó la semiamplitud del intervalo de predicción del 95% de nivel de confianza

Con el propósito de que al aplicar el modelo de cargas vivas, los elementos mecánicos que producen los sistemas de cargas concentradas y uniformemente distribuida, se amplifiquen multiplicando su suma por el mismo factor de carga viva, según corresponda a cada combinación de cargas, el valor que se calcula se divide entre dicho factor, dando como resultado a la **carga uniforme nominal**, ω.

En la figura 29, se muestran los momentos flexionantes máximos que se calcularon, para cada probabilidad de excedencia utilizada, P, y cada longitud de puente, con las ecuaciones de las rectas ajustadas, más la mitad del intervalo de predicción del 95% de nivel de confianza.

En dicha figura se observa que para claros de 15, 30 y 45m, el sistema de cargas concentradas da momentos más grandes que los de la simulación, por lo cual **no se requiere** agregar carga uniforme. Por su parte, para L = 60m sí se tienen valores mayores en la simulación; los valores de la carga uniforme nominal, ω, calculada para cada probabilidad de excedencia, se presentan en una tabla más adelante, siendo el mayor de 0.06 t/m.

Asimismo, en la figura 30 se muestran las fuerzas cortantes máximas que se calcularon para cada probabilidad de excedencia, junto con las correspondientes al sistema de cargas concentradas. En ella se aprecia que las secuencias de vehículos producen efectos mayores que los del sistema de cargas concentradas sólo en longitudes de 45 y 60m.

En la siguiente tabla se presentan los valores calculados de la carga uniforme nominal que se requeriría aplicar, junto con el sistema de cargas concentradas, para lograr, entre ambos, las fuerzas cortantes máximas que producen las secuencias de vehículos, siendo el mayor de 0.13 t/m.

N	P	FCV	Con V45 ω, t/m	Con V60 ω, t/m	Con M60 ω, t/m
10^{-4}	10^{-4}	1.95	0.05	0.08	0.02
10^{-5}	10^{-5}	2.05	0.07	0.10	0.04
10^{-6}	10^{-6}	2.15	0.10	0.12	0.05
10^{-7}	10^{-7}	2.25	0.11	0.13	0.06

Con base en estos resultados, se decidió tomar ω = 0.06 t/m para calcular los momentos flexionantes en puentes con claros mayores a 45m, y ω = 0.13 t/m para obtener las fuerzas cortantes en claros de más de 30m.

6. Comparaciones con otros modelos de cargas vivas

En las figuras 31 y 32 se presentan los valores relativos de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes totales que se obtienen al aplicar el modelo de cargas vehiculares, y se comparan con los que resultan con otros modelos de cargas vivas. En ellas se observa que tanto los de AASHTO 94 y OHBDC, como el desarrollado en el capítulo 4, para aplicarse en carreteras primarias y troncales, **sobrestiman** mucho los valores requeridos para diseño de puentes en carreteras alimentadoras.

En la figura 31 se observa que el canadiense sobrestima entre 13% en claros de 15m hasta 90% en claros de 60m; el de la AASHTO, entre 39% y 124%, y el de la referencia 3, entre 81% y 169%.

Asimismo, en la figura 32 en que se comparan las gráficas de las fuerzas cortantes relativas, se aprecia que el modelo de OHBDC sobrestima entre 25% y 78%; el de la AASHTO, entre 50% y 181%; y el del capítulo 4, entre 115% y 163%.

Como ayudas de diseño para aplicar este modelo de cargas vivas, se pueden usar las curvas de resultados que se presentan en las figuras 33, para momentos flexionantes, y 34, para fuerzas cortantes, totales máximos, para el nivel de confiabilidad (o factor de carga viva básico) que se escoja. En ellas se utiliza un factor de impacto de 1.33 para el sistema de cargas concentradas y de 1.0 para la carga uniformemente distribuida.

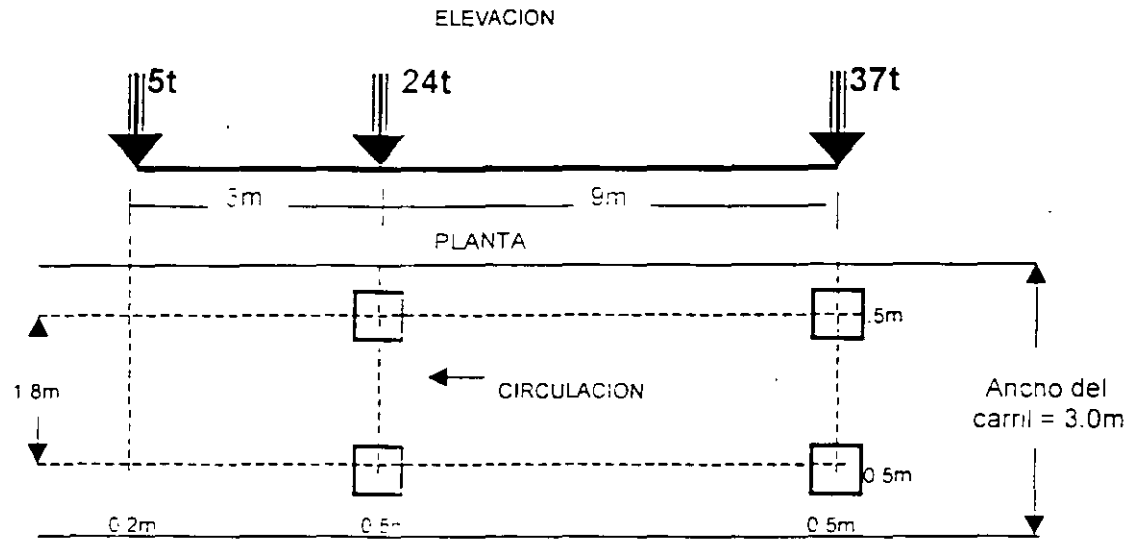
7. Sistemas de cargas vivas vehiculares: conclusión y recomendación

7.1 Conclusión

Los modelos de cargas vivas vehiculares que fueron desarrollados en este trabajo, se proponen para el análisis estructural de puentes que se ubiquen en las carreteras de México, utilizando métodos de diseño que consideran estados límite de resistencia, servicio y fatiga. Fueron validados satisfactoriamente y cada uno queda conformado con dos sistemas de cargas, que se aplican en un solo carril de tres metros de ancho en las posiciones más desfavorables, y cuyos efectos son aditivos. Ellos son.

A) Para puentes en carreteras tipos A, B y C:

1) **Sistema de cargas concentradas nominales** aplicadas en tres ejes virtuales:



2) **Carga nominal uniformemente distribuida** ω con los siguientes valores:

$\omega = 0.5$ t/m si $L \leq 60$m

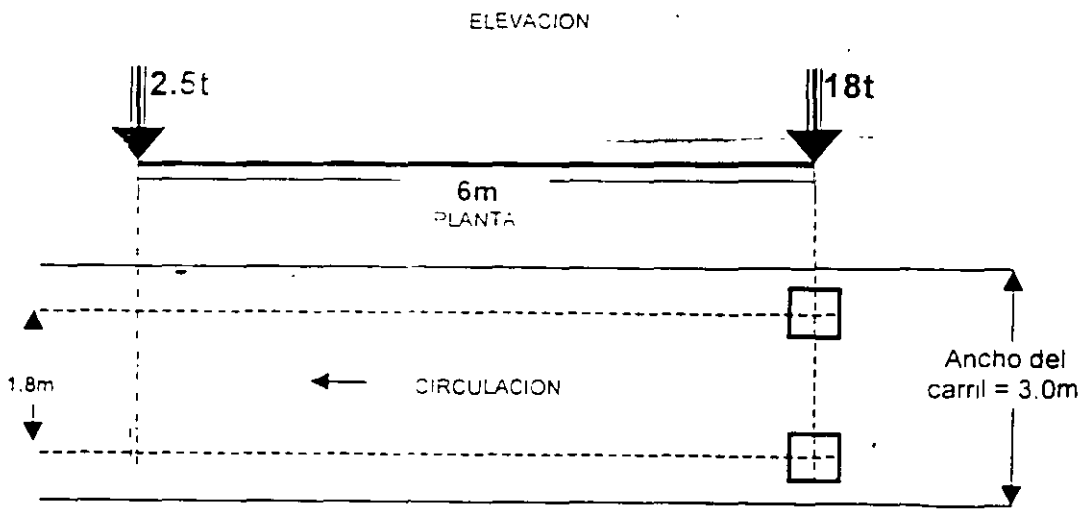
$\omega = 0.5 + (L - 60)/60$ si $60 < L \leq 90$m

Factor de impacto = 1

Los valores del factor de carga viva se obtienen de la tabla 1, los de carriles múltiples de la tabla 2 y los del **factor de impacto** se calculan con la ecuación 8 y la tabla 4.

B) Para puentes en carreteras tipo D

1) **Sistema de cargas concentradas nominales**, aplicadas en dos ejes virtuales:



2) **Carga nominal uniformemente distribuida**, ω, con los siguientes valores:

Para momentos flexionantes: $\omega = 0$, si $L \leq 45m$
$\omega = 0.06$ t/m, si $L > 45m$

Para fuerzas cortantes: $\omega = 0$, si $L \leq 30m$
$\omega = 0.13$, si $L > 30m$

Factor de impacto = 1

Los valores del factor de carga viva se obtiene de la tabla 5, los de carriles múltiples de la tabla 6 y los del **factor de impacto** se calculan con la ecuación 8 y la tabla 4.

7.2. Recomendación

Por todo lo señalado en esta publicación, se recomienda seguir utilizando en México el reglamento vigente de la AASHTO para el diseño estructural de puentes en carreteras mexicanas, **pero cambiando su sistema de cargas vivas vehiculares por los modelos desarrollados en este trabajo, según sea el tipo de carretera, con sus respectivos factores de carga viva, impacto y presencia múltiple.**

8. Referencias

1. **Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal.** Diario Oficial, 4 de septiembre de 1995.

2. **LRFD**. Bridge Design Specifications. AASHTO, EUA, 1ª Ed., 1994.

3. Rascón, O A., Barousse, M. y Ventura, G., **Análisis Normativo y Estadístico de Cargas Vivas en Puentes en México**. Publicación Técnica No. 97, Instituto Mexicano del Transporte (IMT), 1997.

4. Rascón, O. A. Modelo de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes en México, Publicación Técnica No. 118, Instituto Mexicano del Transporte. 1999.

5. Rascón, O A.. Sistema de cargas vivas Vehiculares para Diseño de Puentes en Carreteras Alimentadoras, Publicación Técnica No. 130, Instituto Mexicano del Transporte. 1999.

6. **Ontario Highway Bridge Design Code**. Ministry of Transportation, Ontario, Canadá. 3ª Ed.. 1991.

7. Miller, I. y Freund. J.E., **Probability and Statistics for Engineers**. Ed. Prentice Hall.

8. **Eurocode 1, Basis of Design and Actions on Structures, Part 3. Traffic Loads on Bridges**. European Committee for Standarization, Bélgica, 1995.

9. Rascón, O A., **Desarrollo de un Modelo de Cargas Vivas para Diseño de Puentes en México**. Revista Ingeniería Civil, No. 366, octubre 1999.

10. Rascón, O.A., **Sistema de Cargas Vehiculares. Diseño de Puentes**, Revista Ingenieria Civil, No. 369, enero 2000.

Martes 20 de Junio de 2000

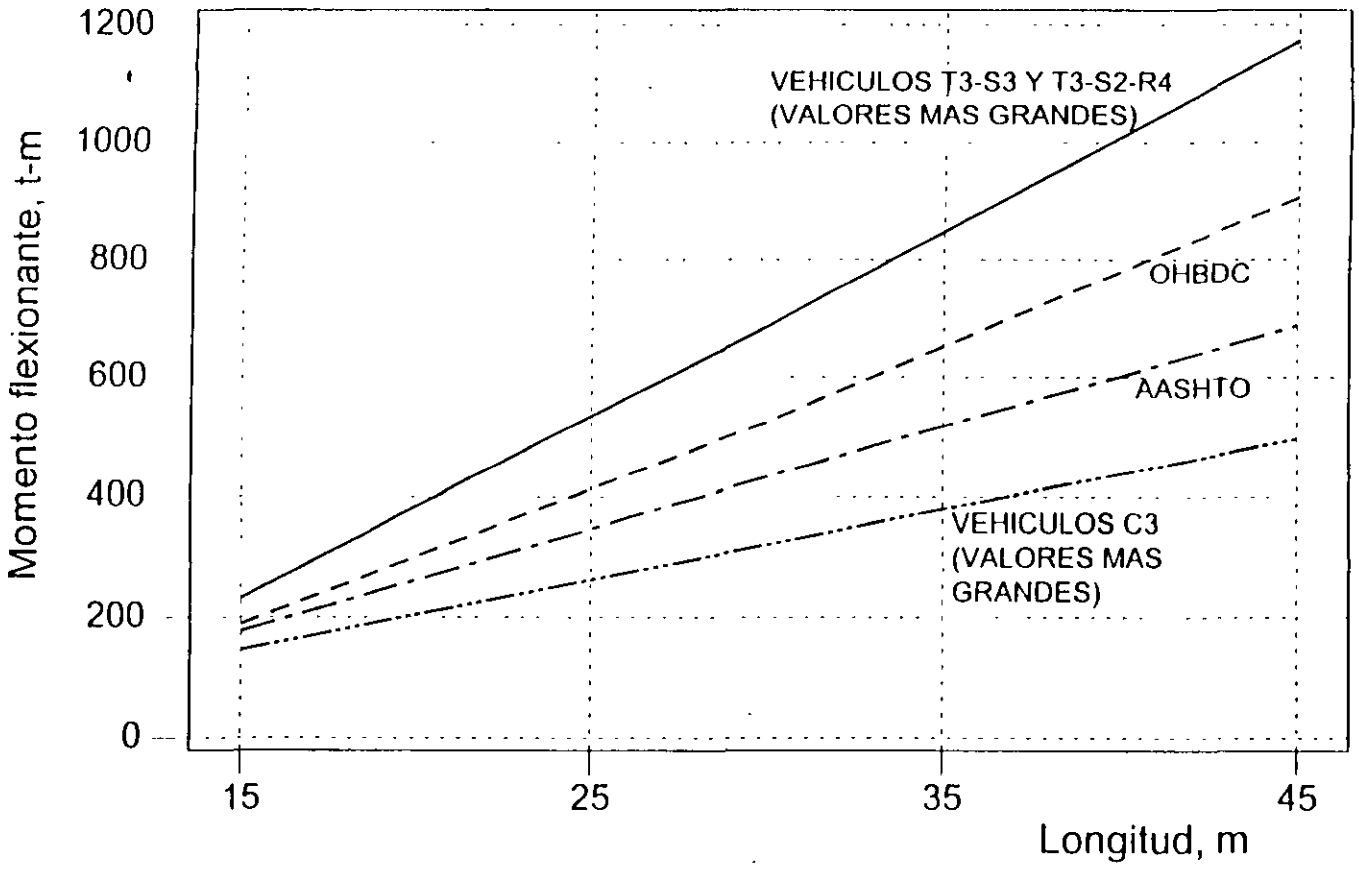


Fig 1 Comparación de momentos flexionantes

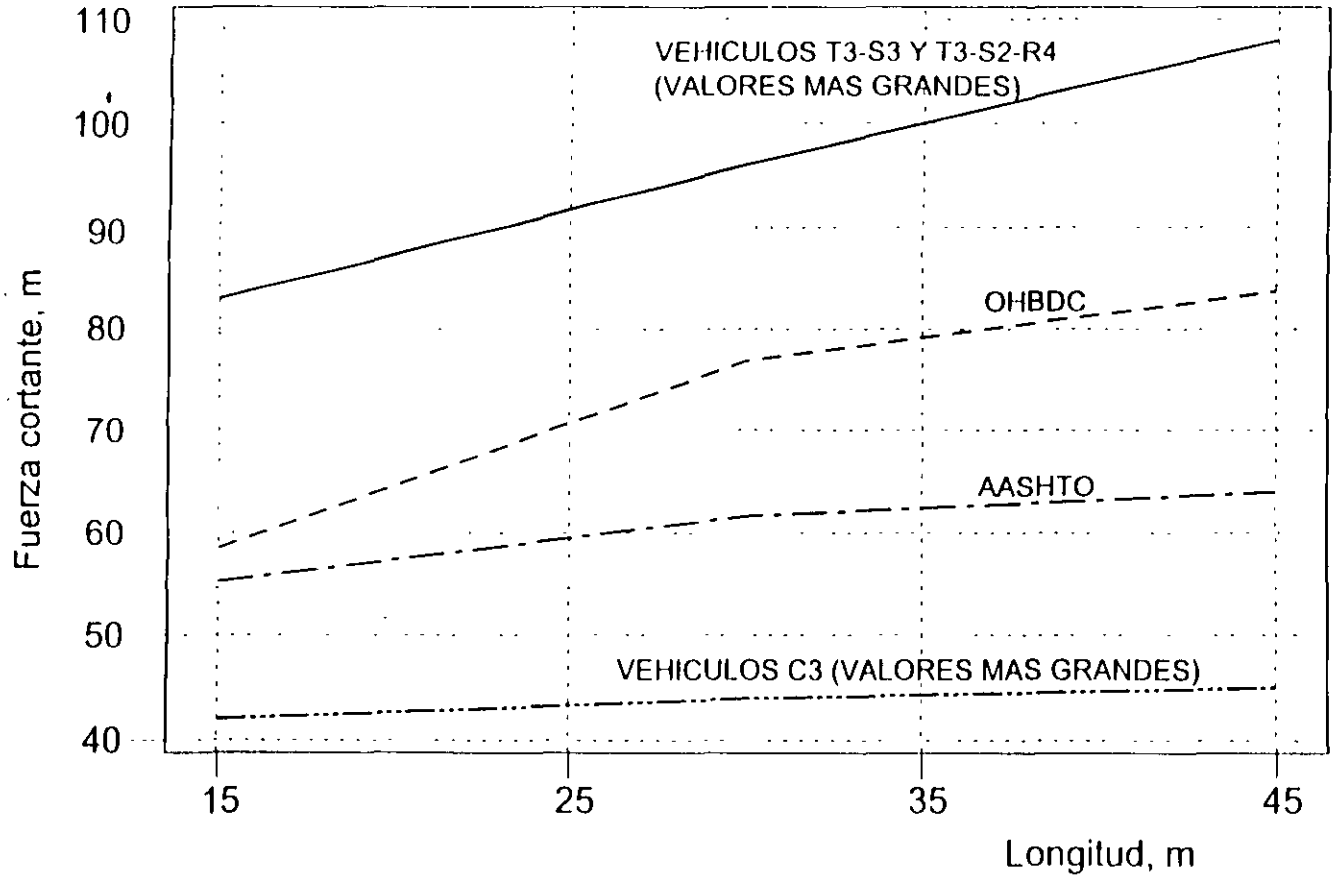


Fig 2 Comparación de fuerzas cortantes

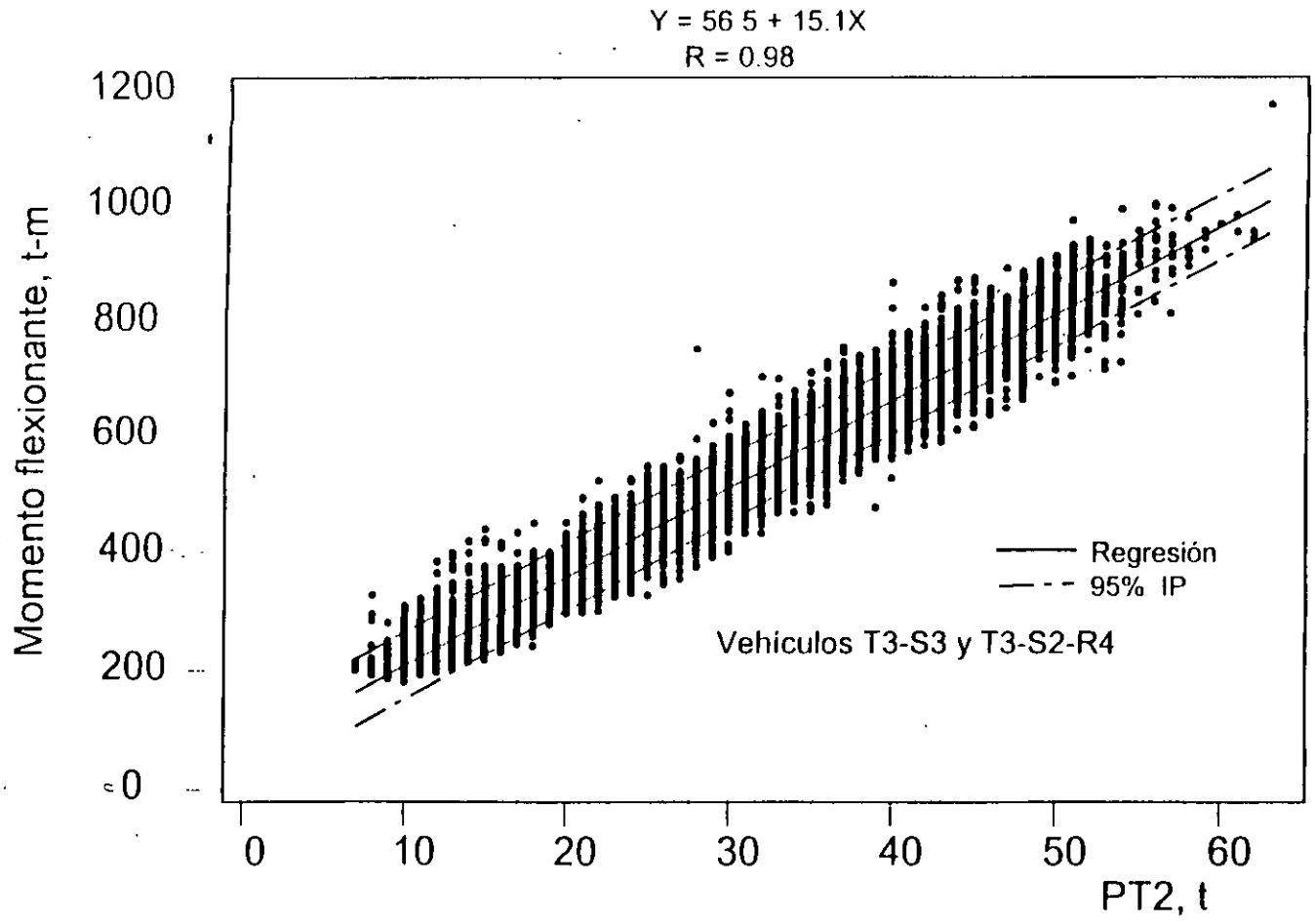


Fig. 3 Regresión lineal entre M45 y PT2

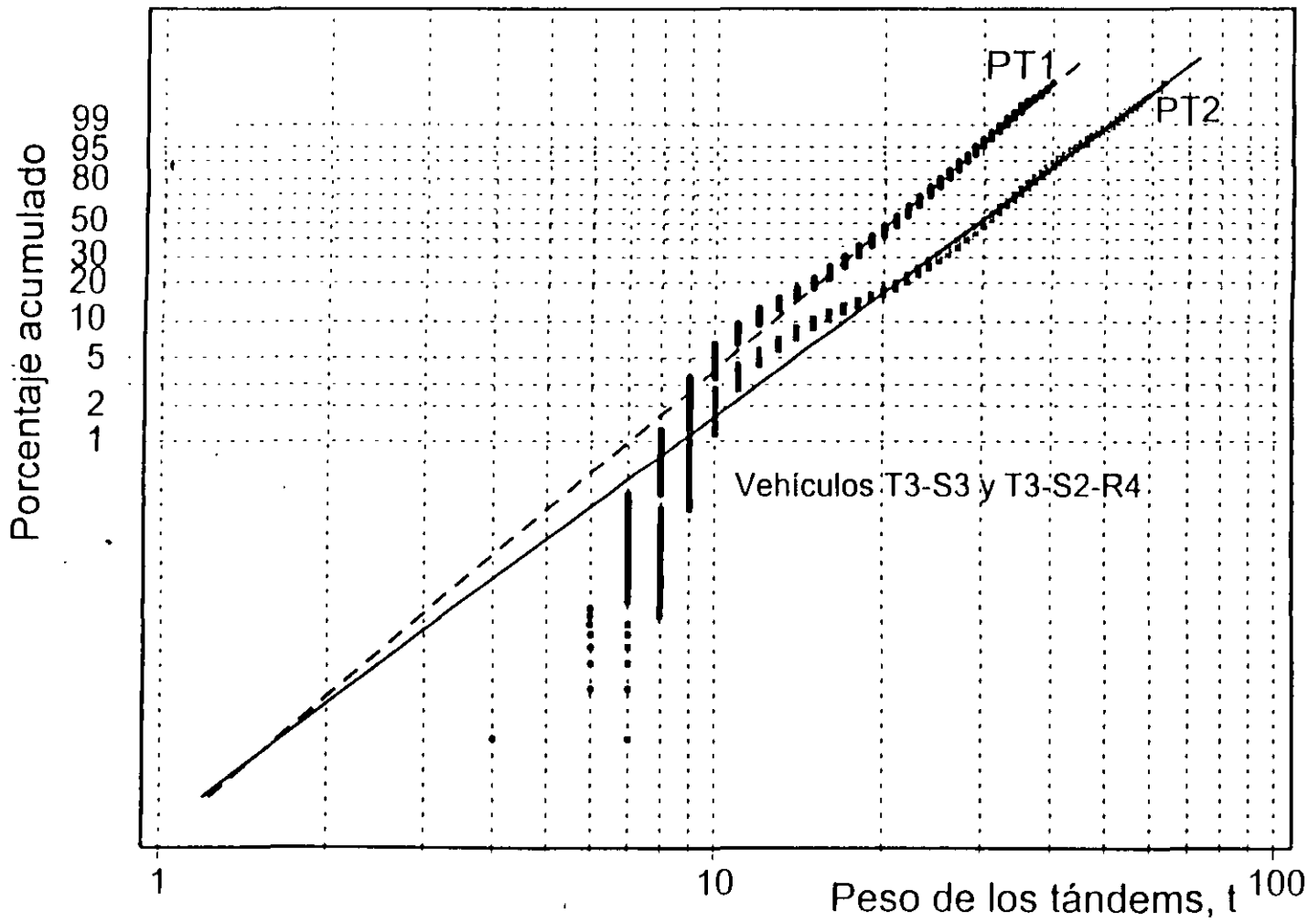


Fig 4 Distribuciones de Weibull para PT1 y PT2

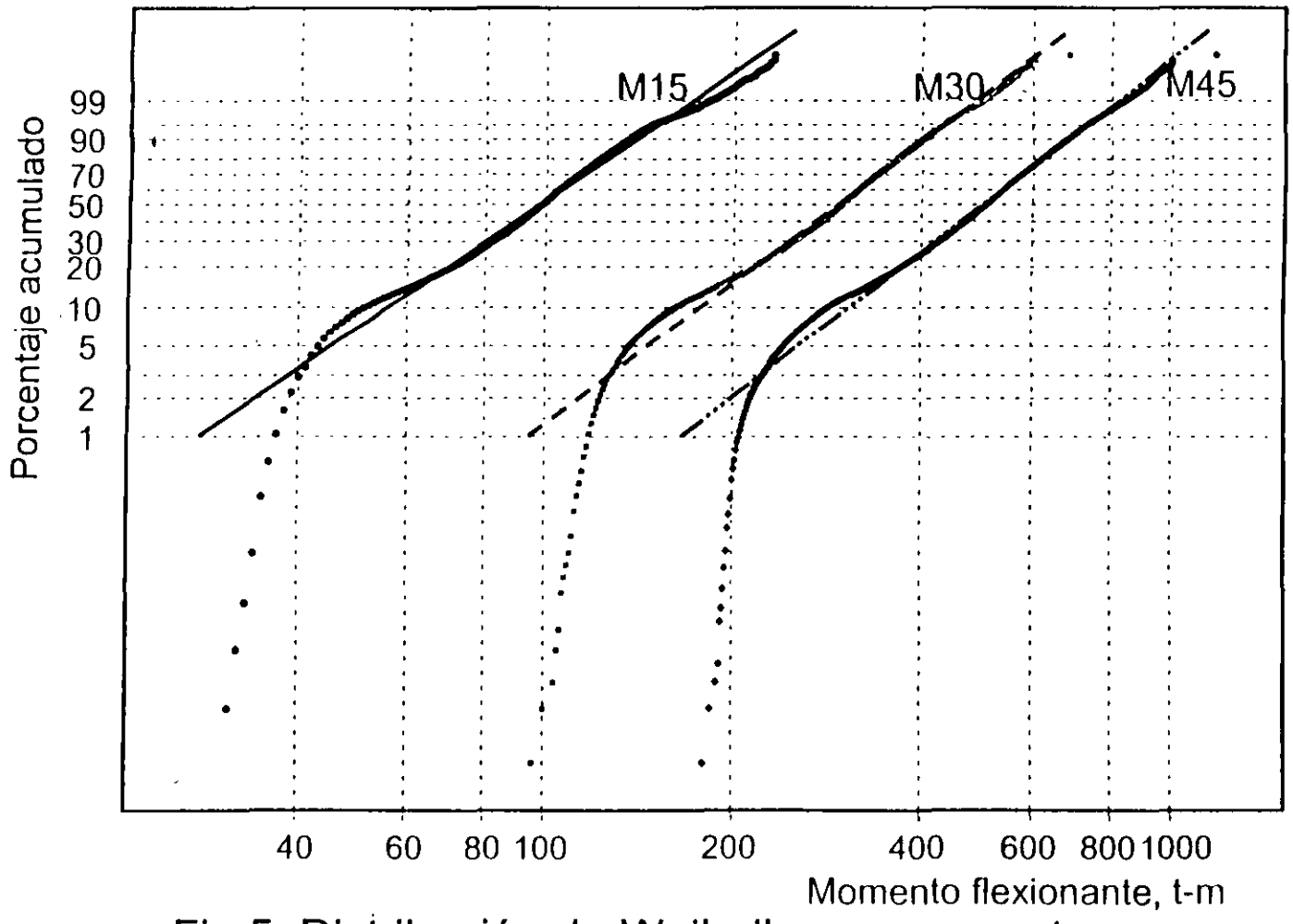


Fig.5 Distribución de Weibull para momentos

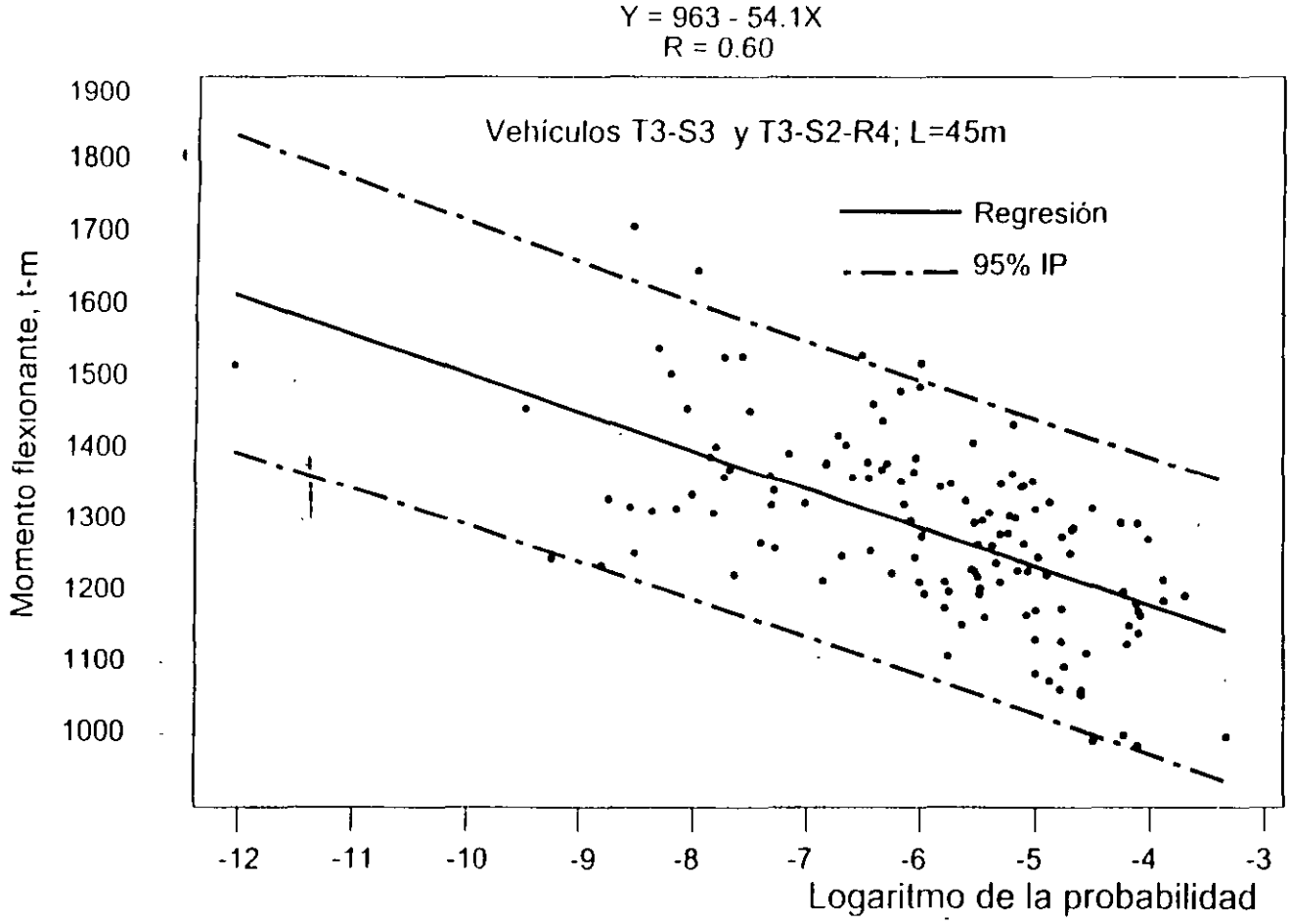


Fig. 6 Momentos flexionantes por secuencias de vehículos

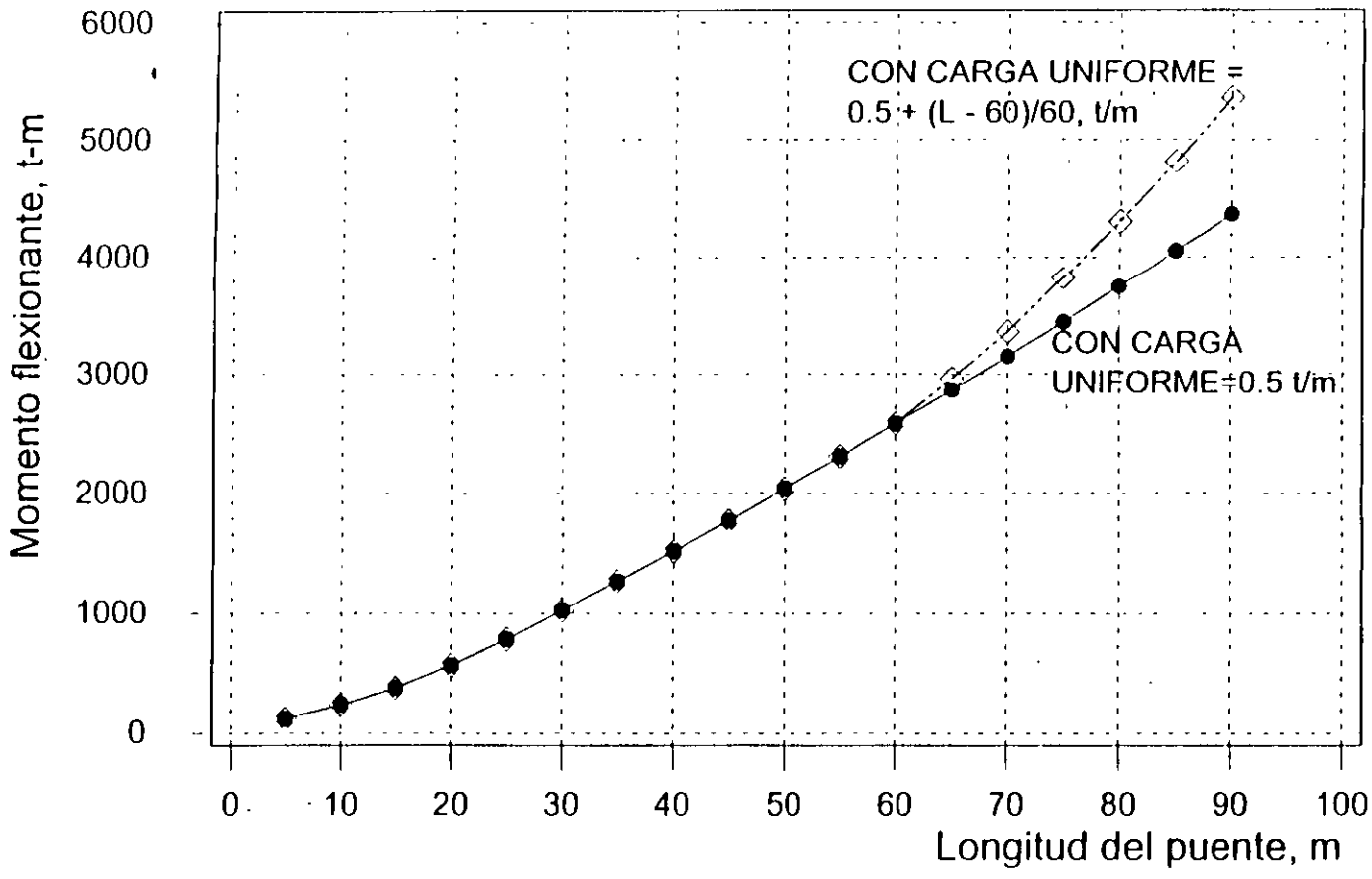


Fig. 7 Aplicación del modelo de cargas vivas; momentos flexionantes

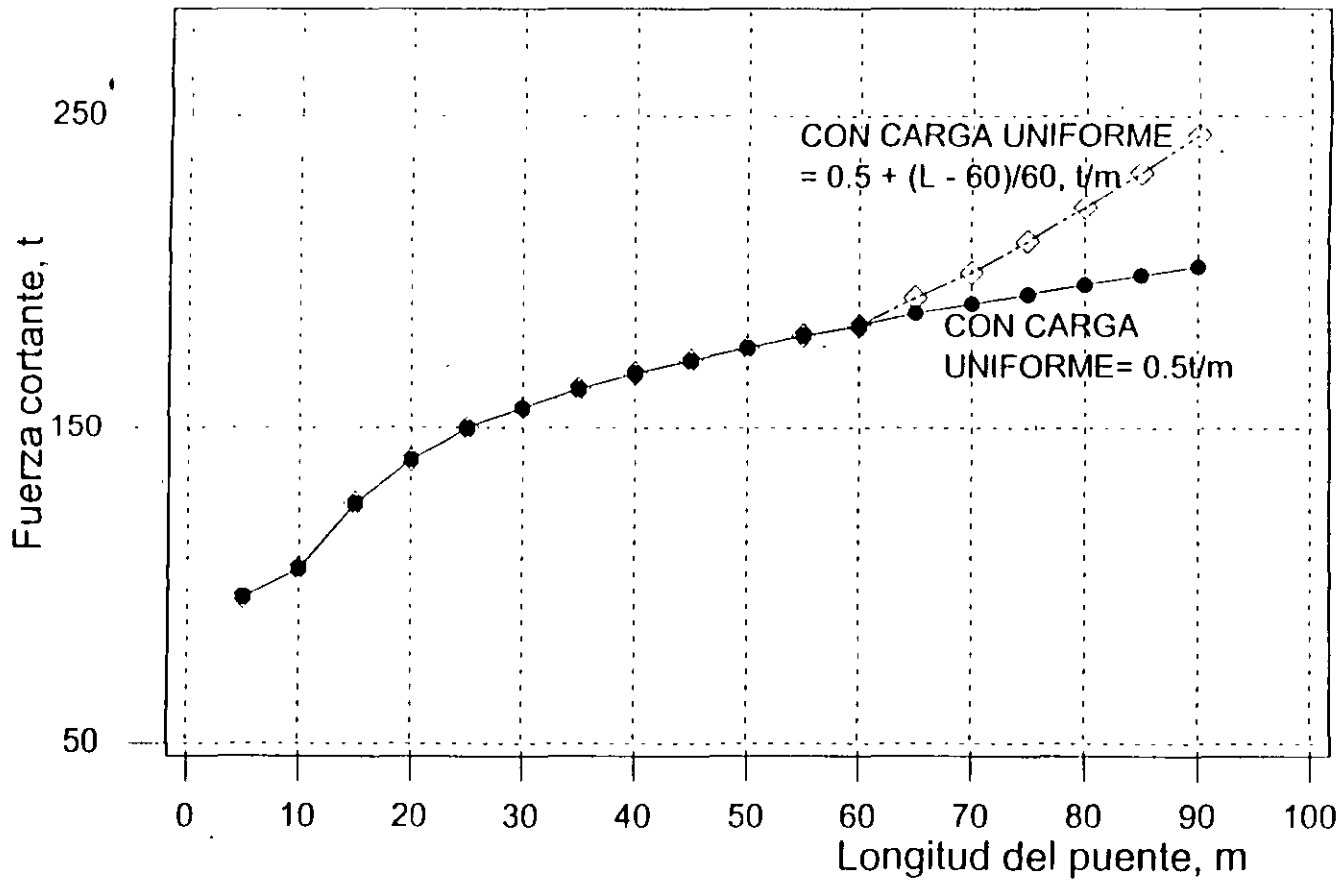


Fig. 8 Aplicación del modelo de cargas vivas; fuerzas cortantes

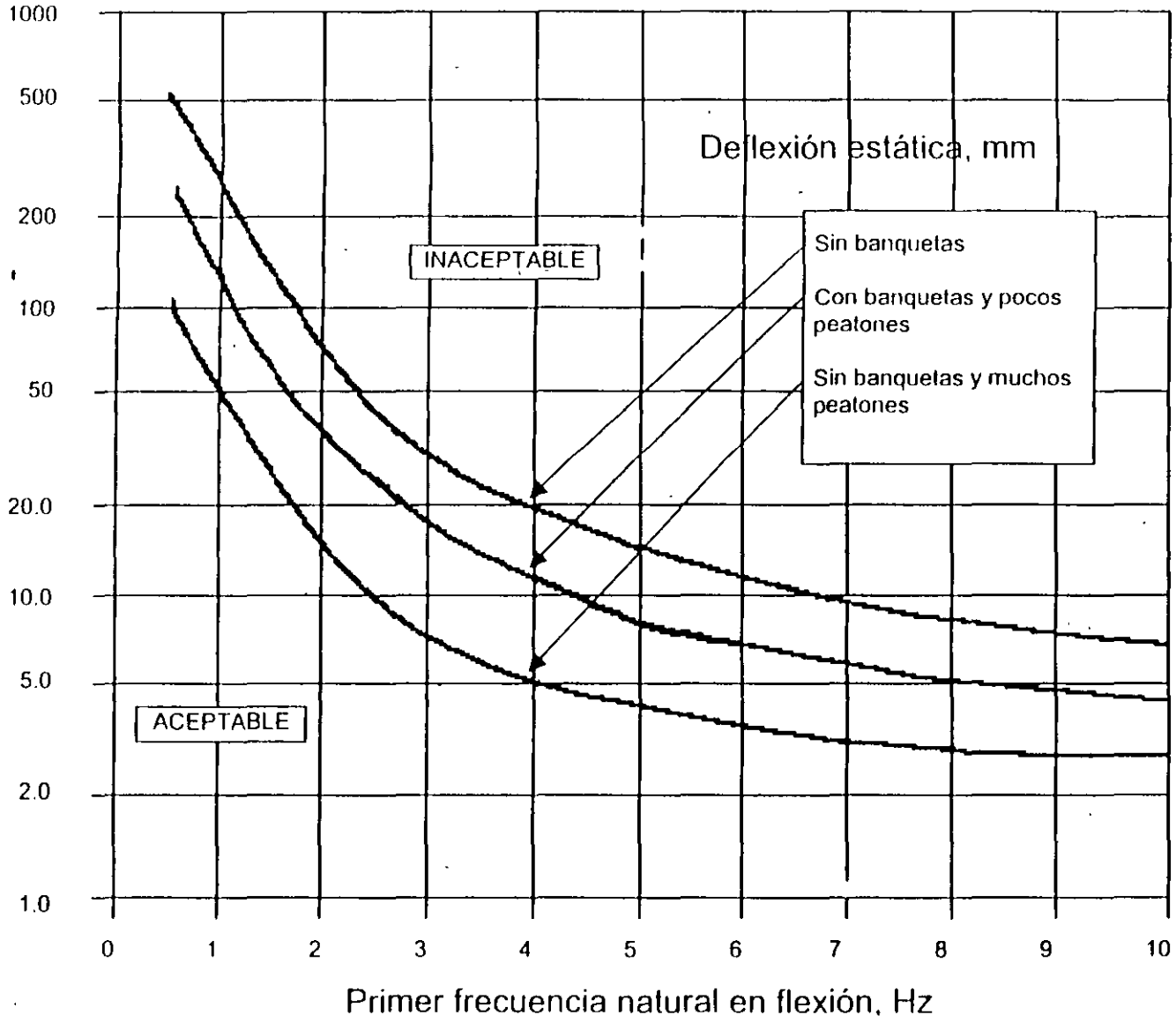


Fig. 9 Regiones de aceptación y rechazo de deflexiones verticales

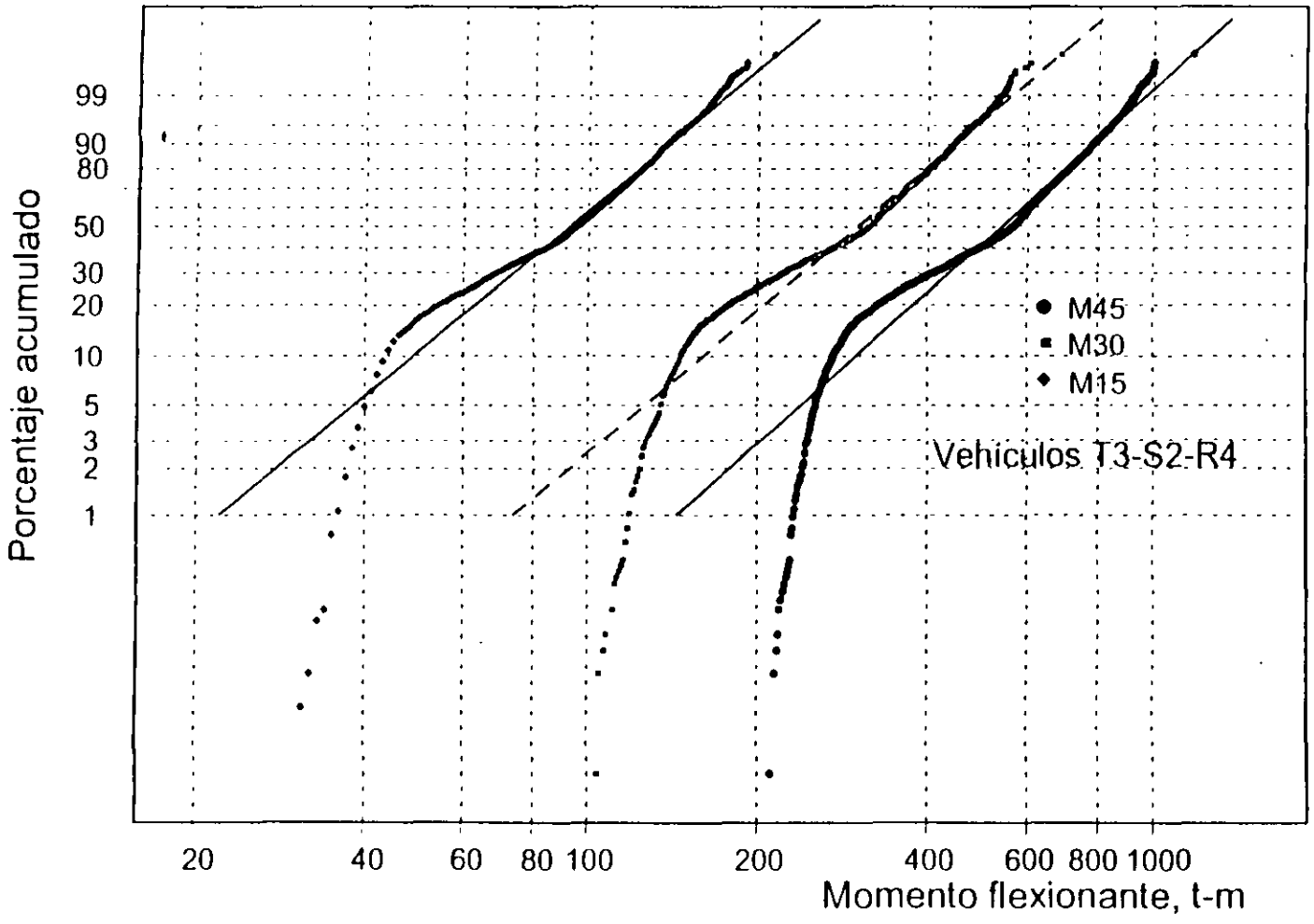


Fig. 10 Distribución de Weibull para momentos

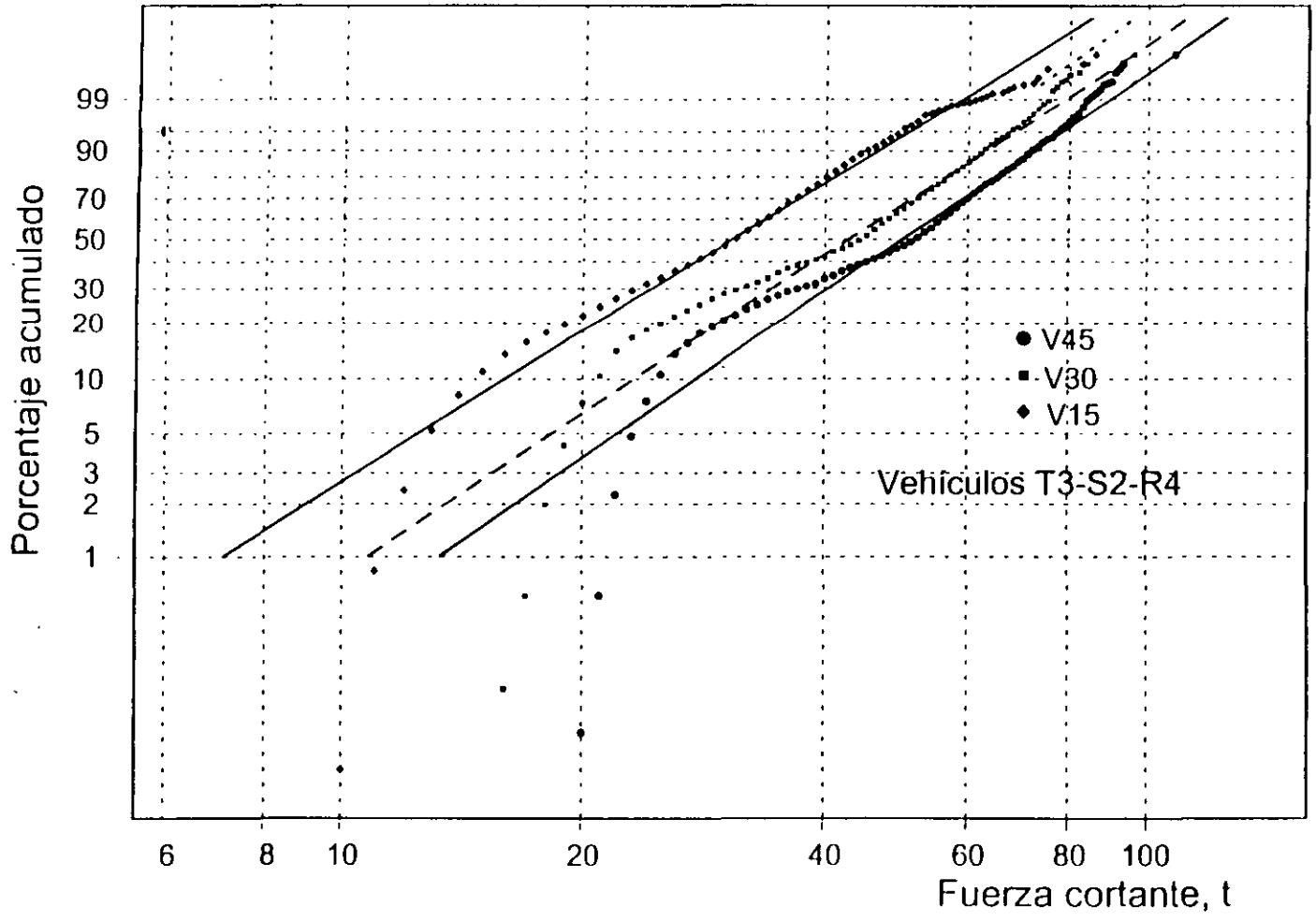


Fig. 11 Distribución de Weibull para fuerzas cortantes

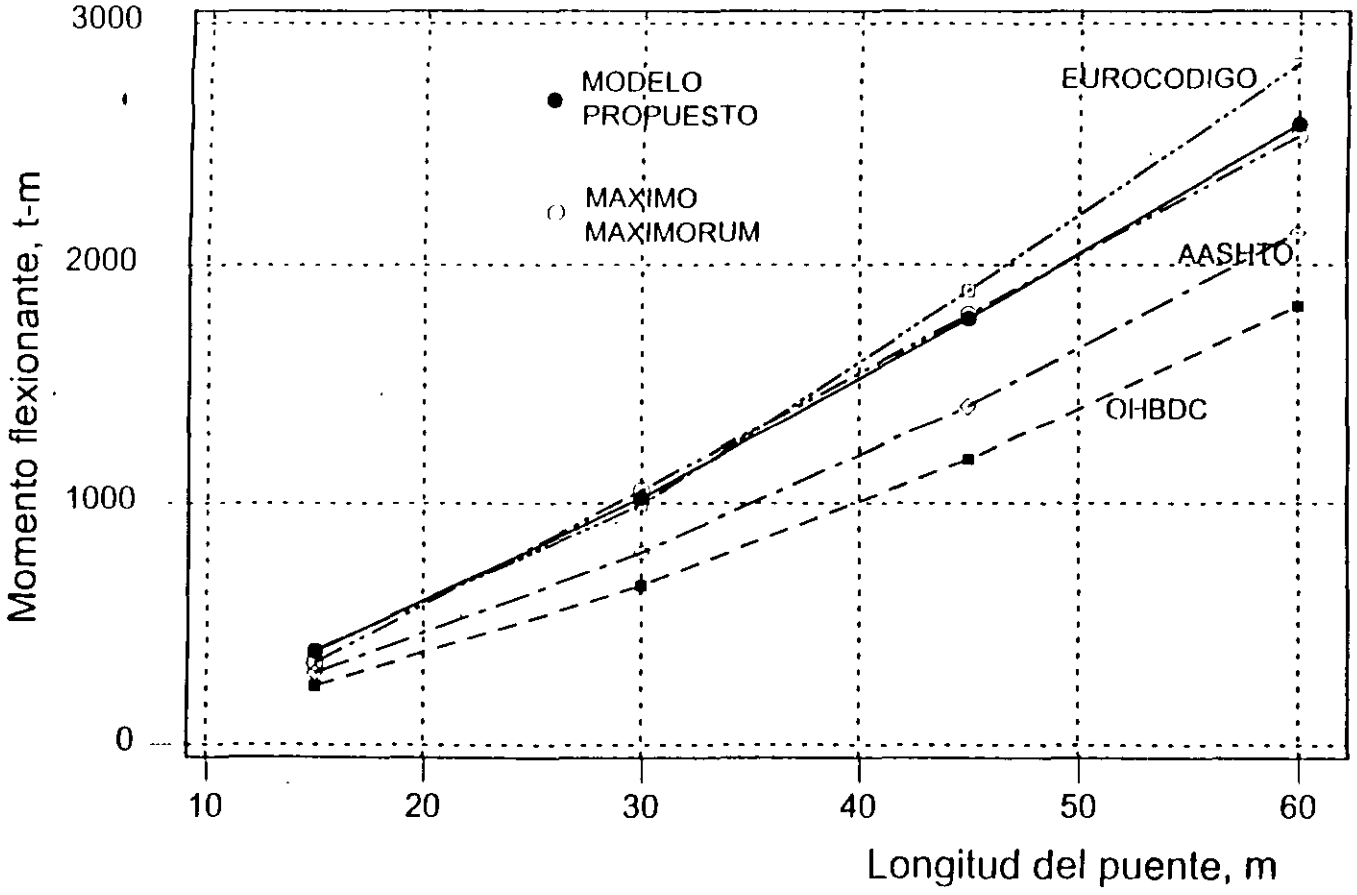


Fig. 12 Validación final del modelo; momentos flexionantes

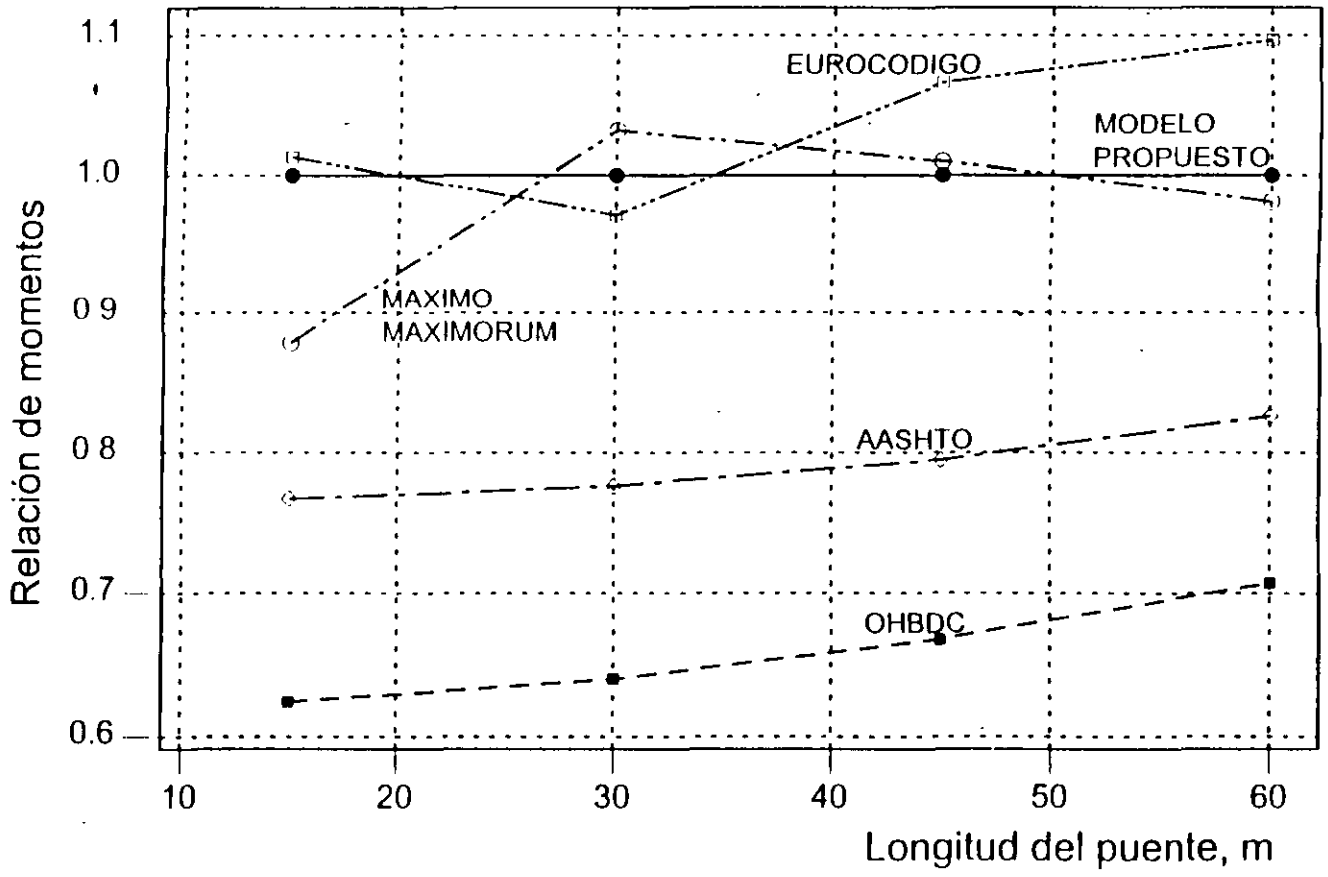


Fig. 13 Validación final del modelo; valores relativos de momentos

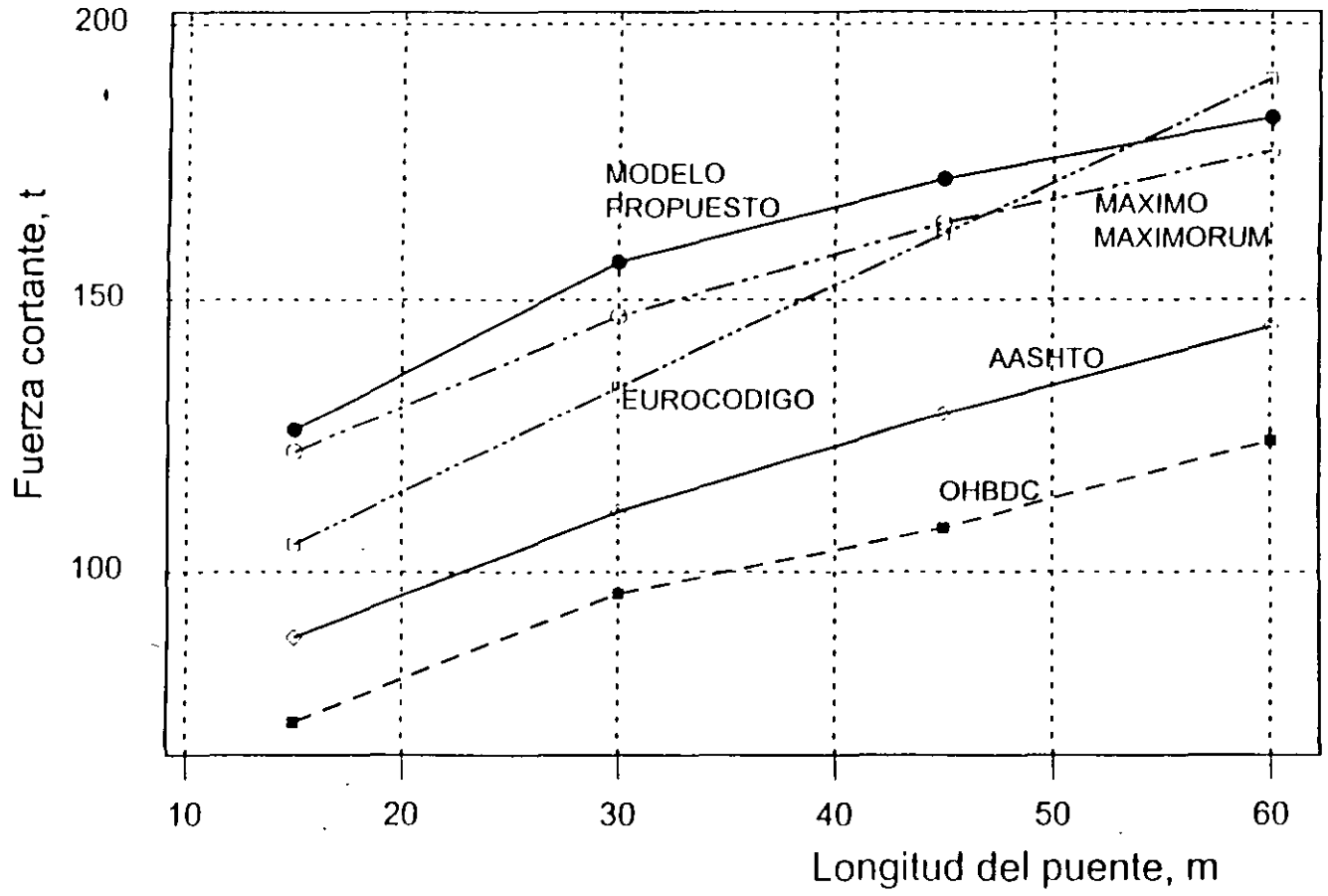


Fig.14 Validación final del modelo; fuerzas cortantes

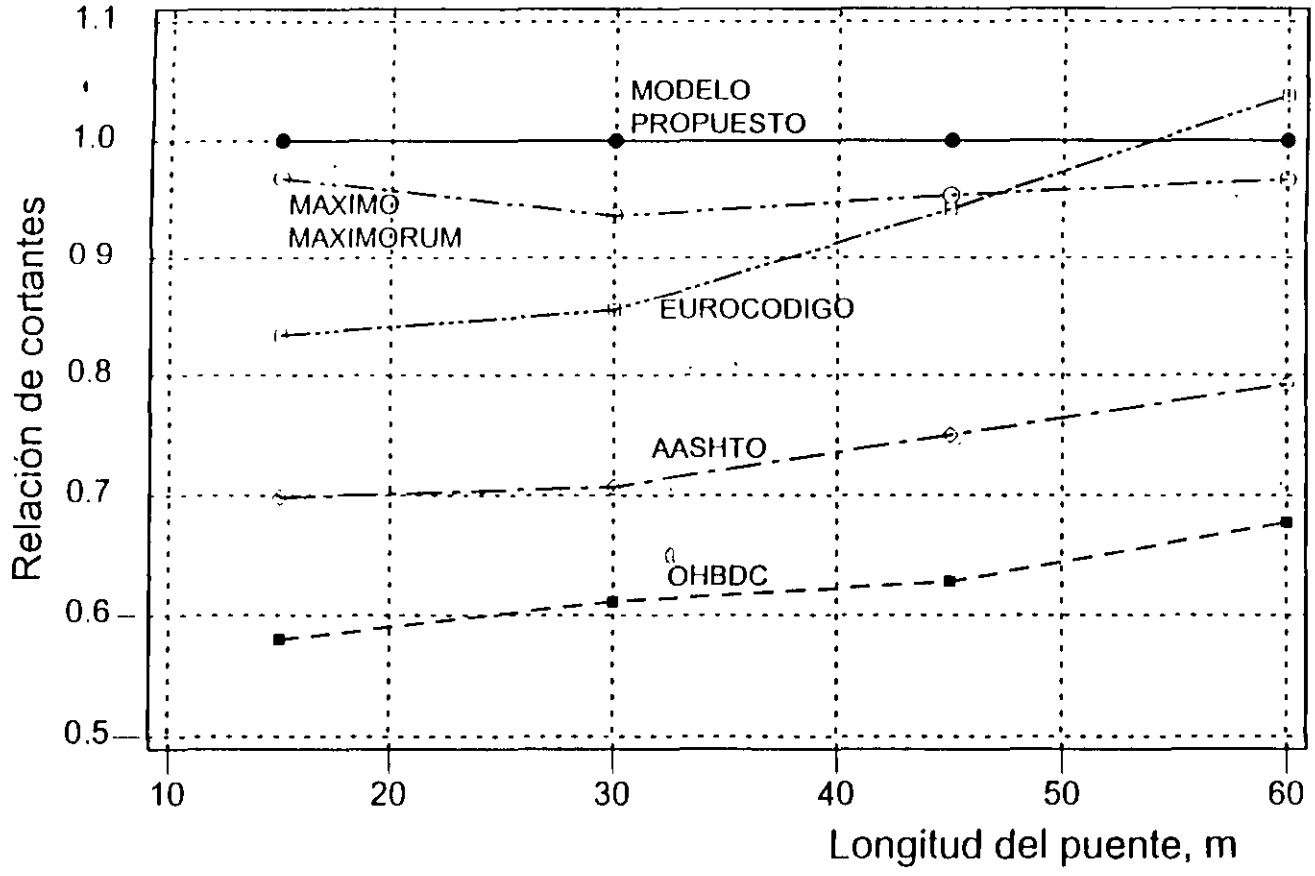


Fig.15 Validación final del modelo; valores relativos de cortantes

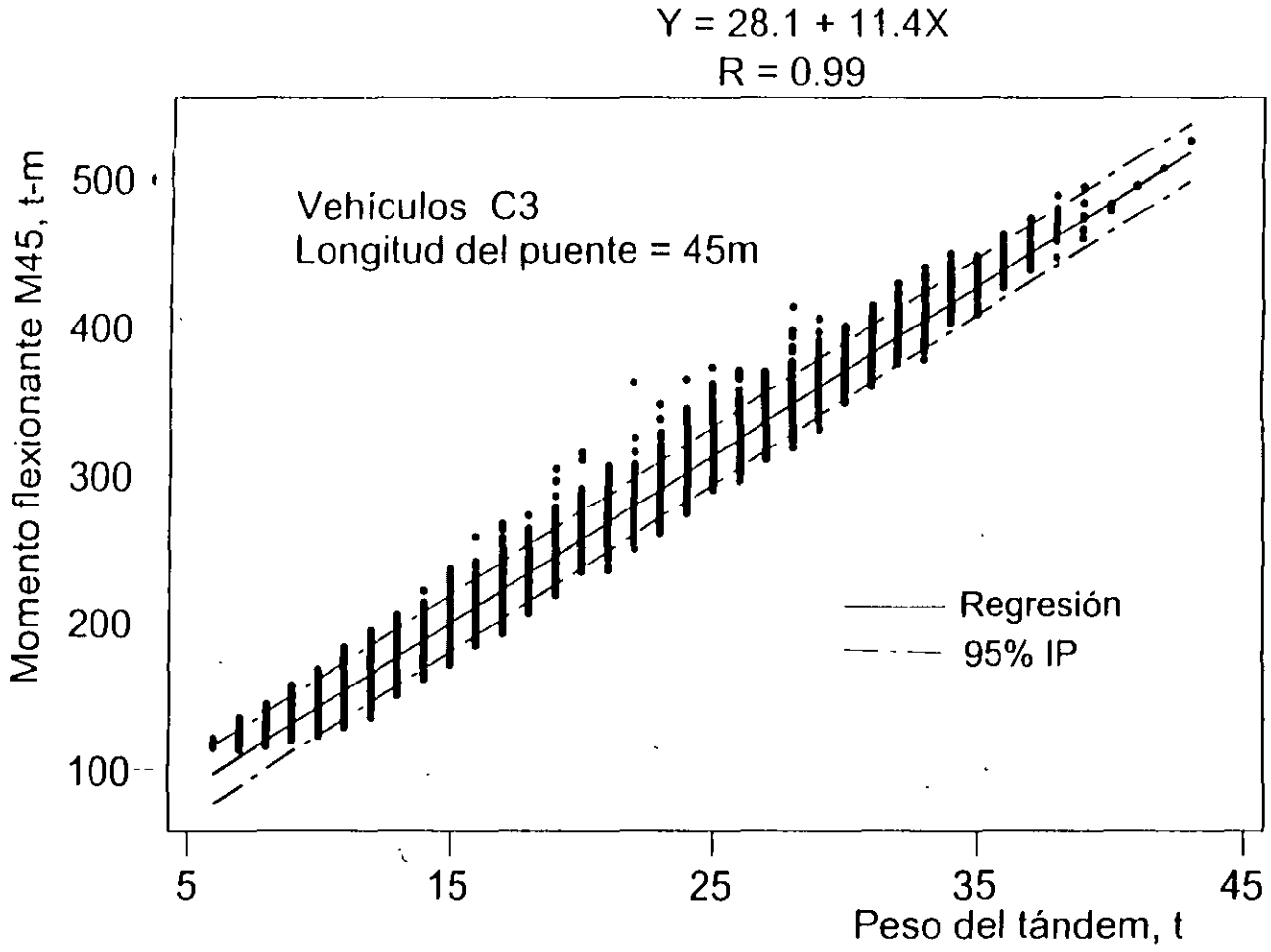


Fig 16 Regresión entre M45 y PT

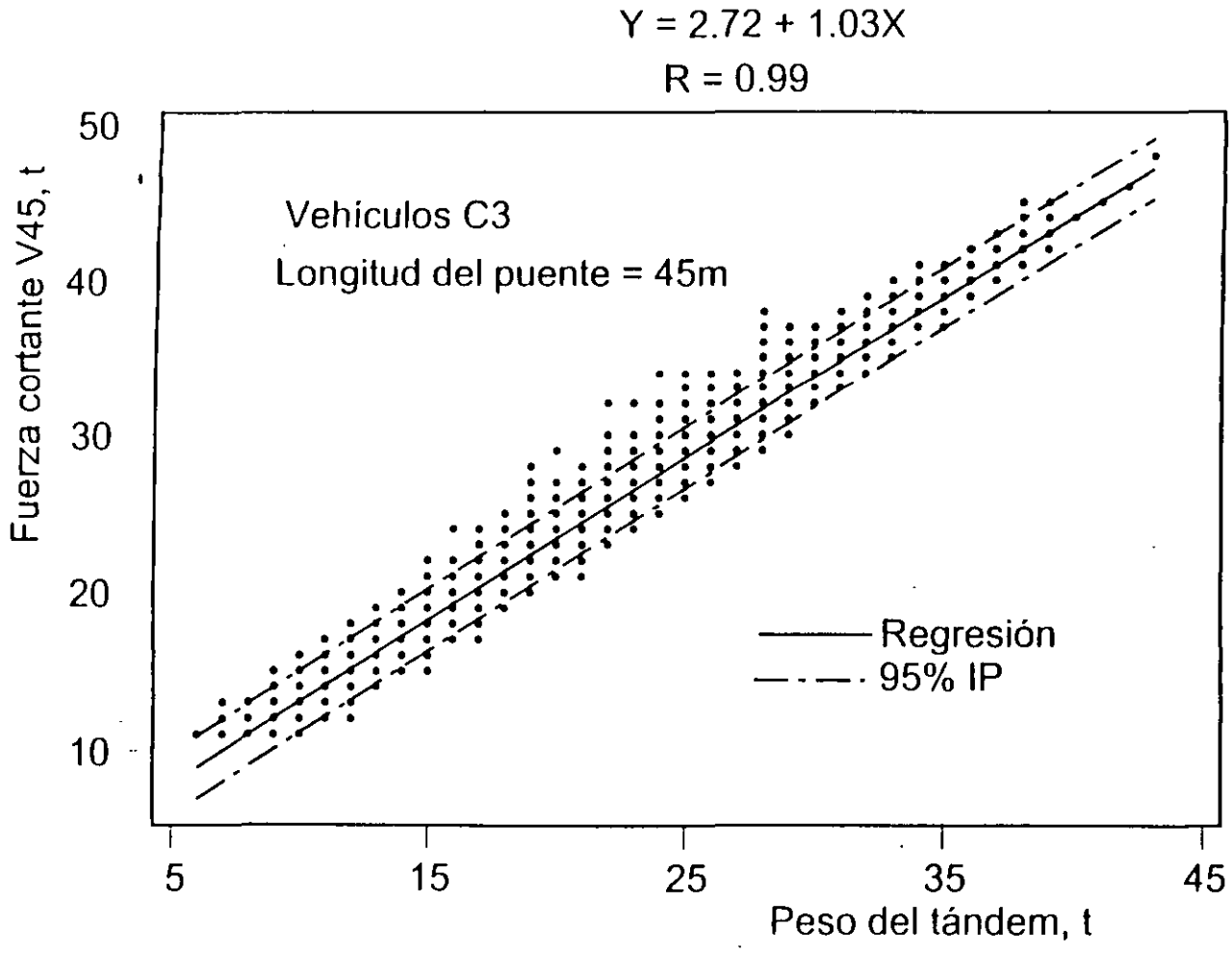


Fig 17 Regresión entre V45 y PT

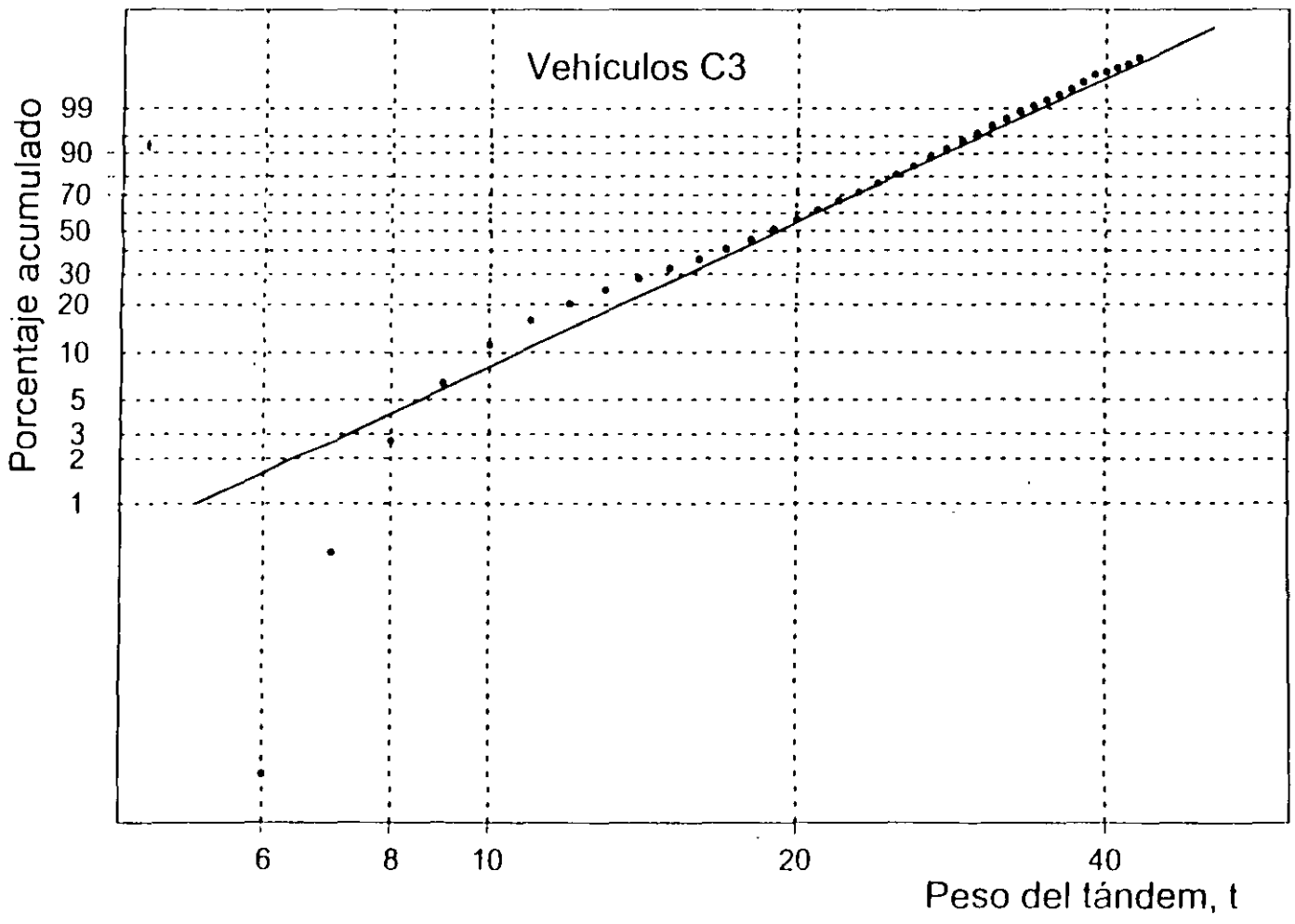


Fig 18 Distribución de Weibull para PT

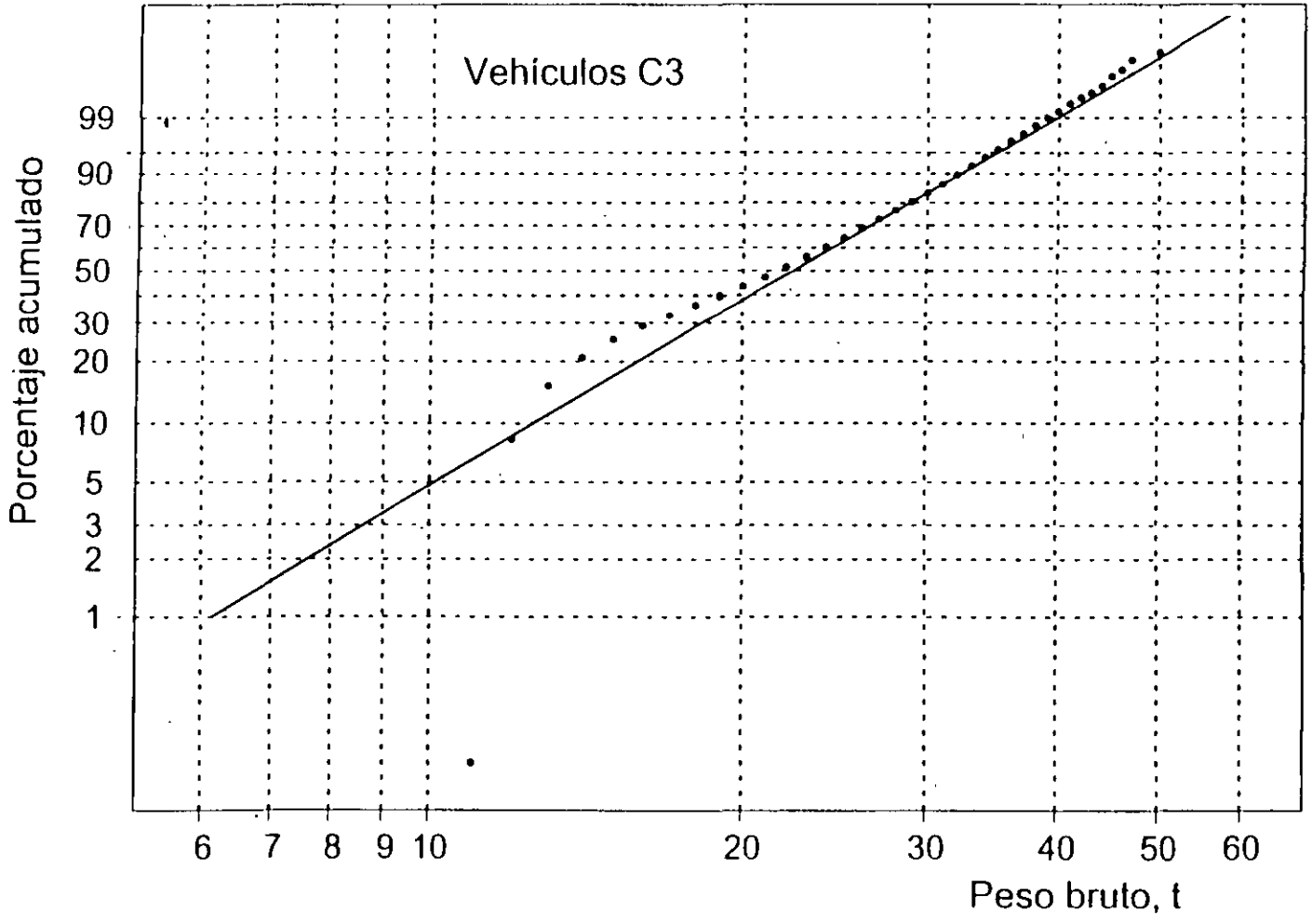


Fig 19 Distribución de Weibull para la variable peso bruto

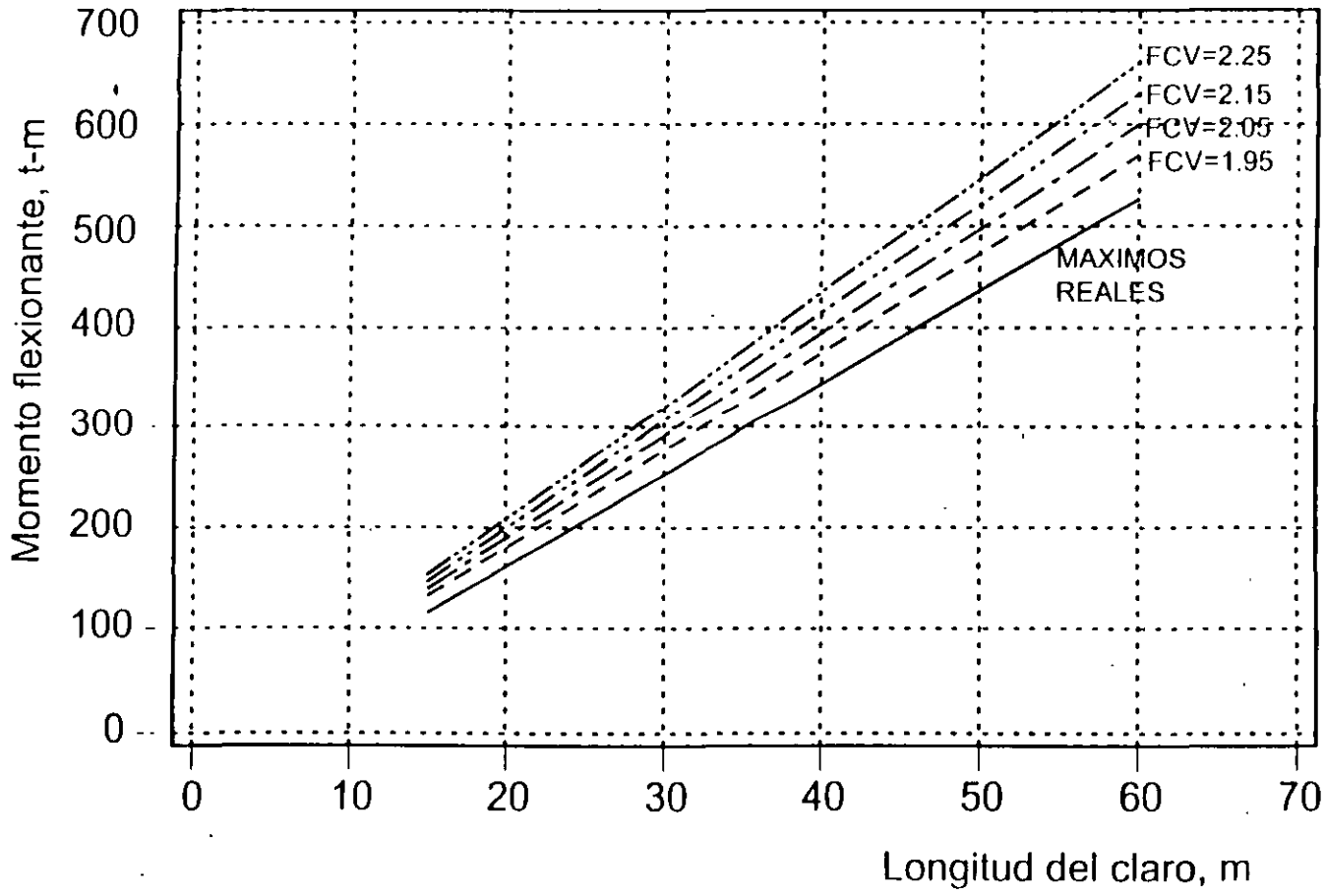


Fig 20 Validación con momentos flexionantes más grandes

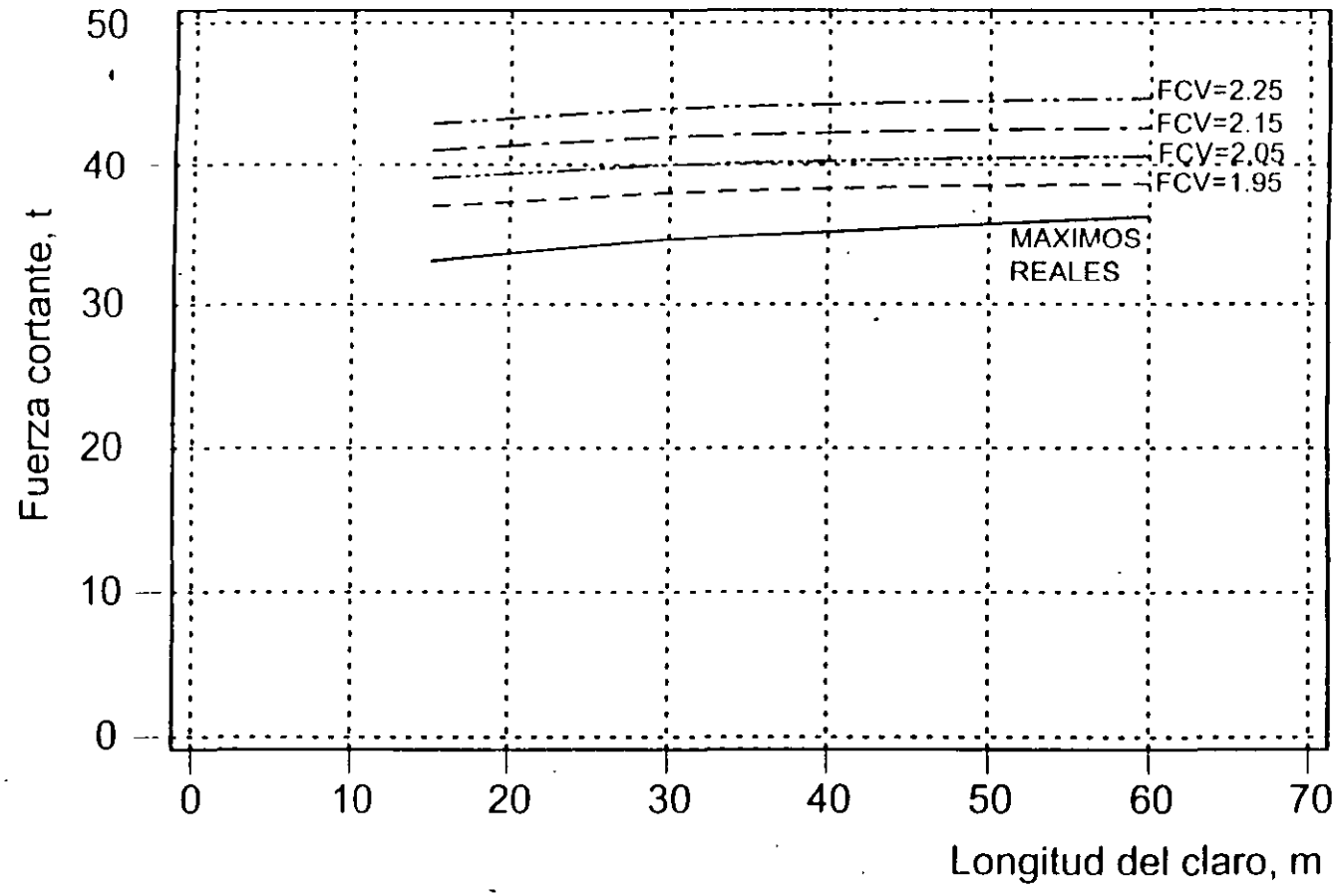


Fig 21 Validación con fuerzas cortantes más grandes

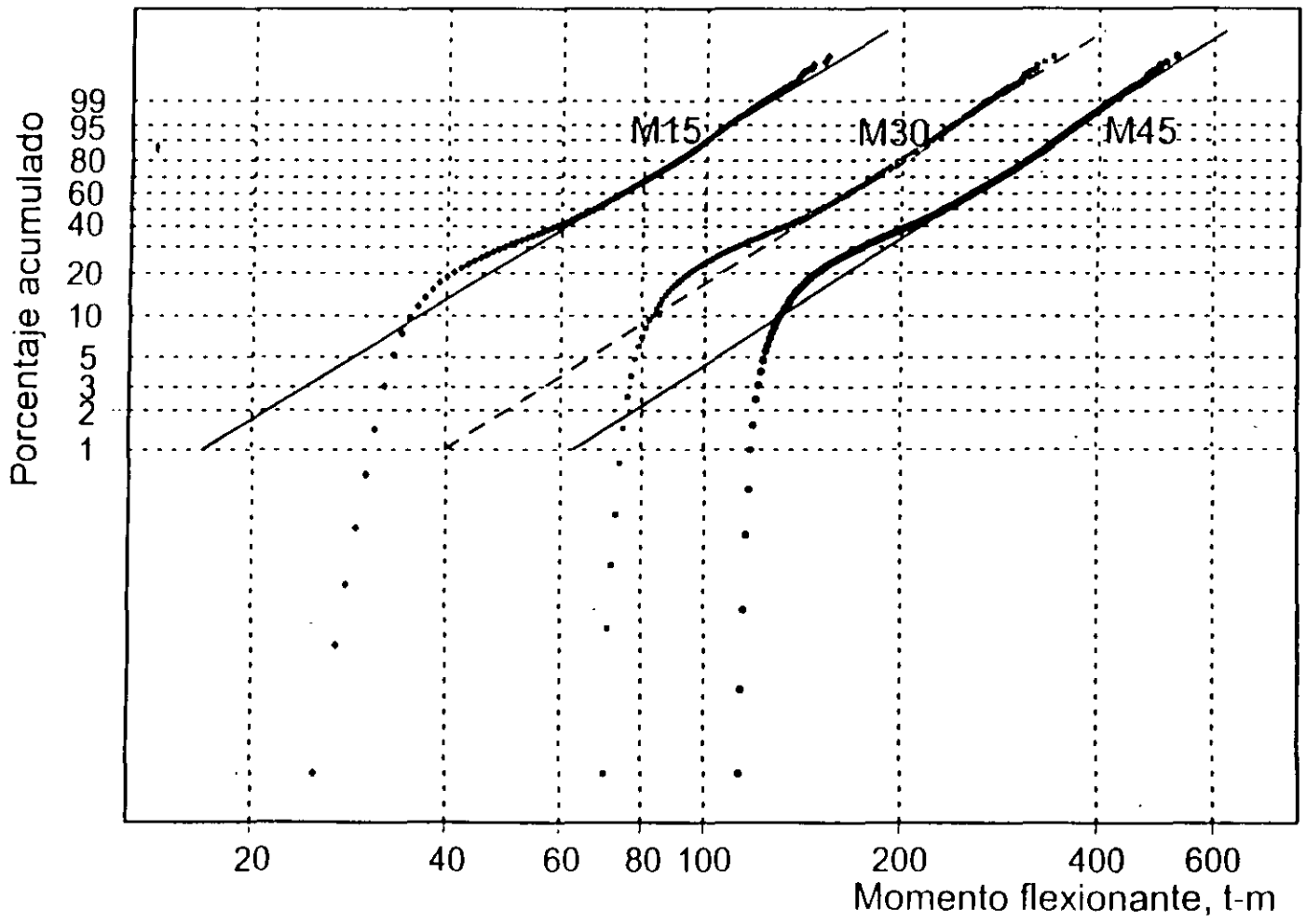


Fig 22 Distribuciones de Weibull para M15, M30 y M45

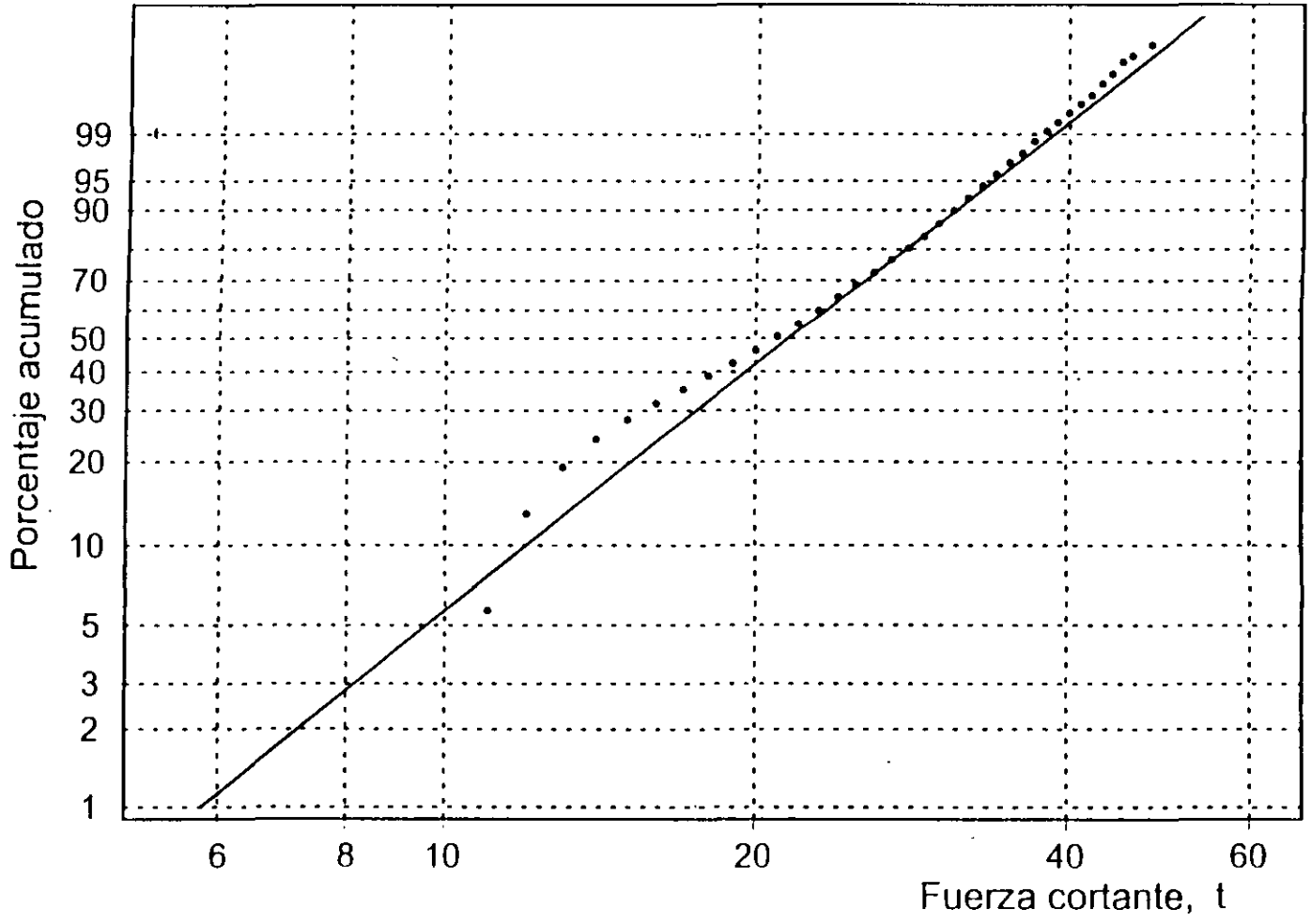


Fig 23 Distribución de Weibull para V45

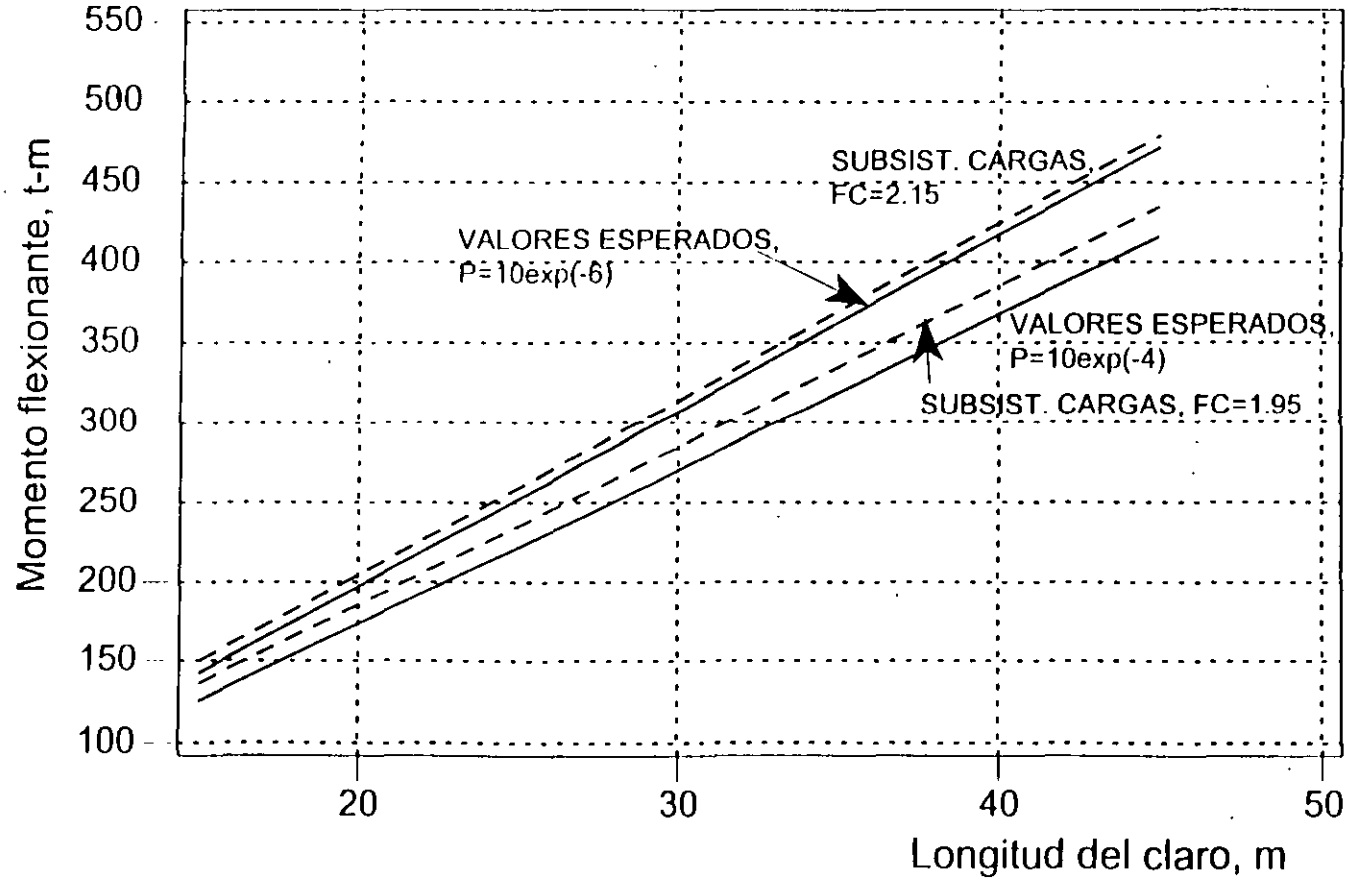


Fig 24 Validación con momentos flexionantes esperados

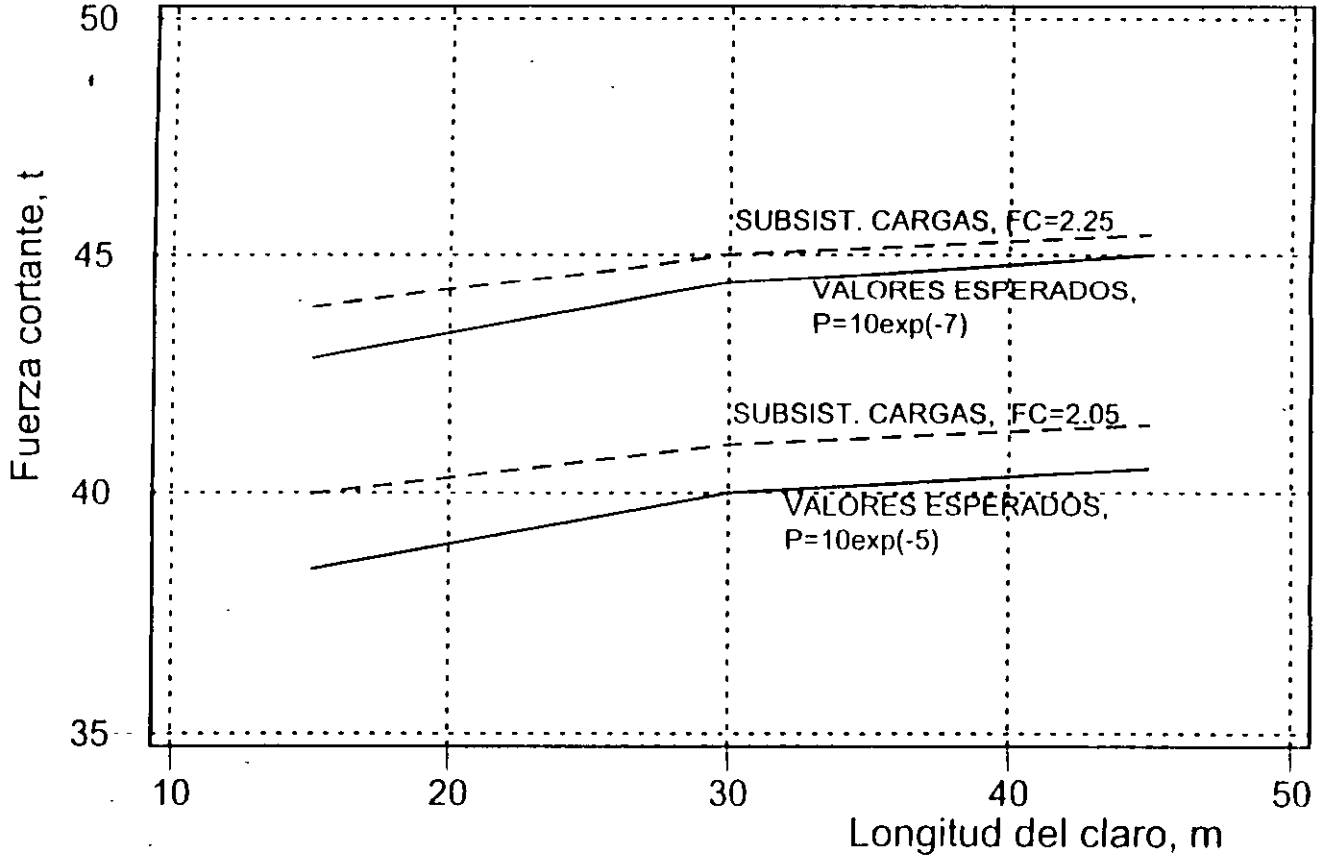


Fig 25 Validación con fuerzas cortantes esperadas

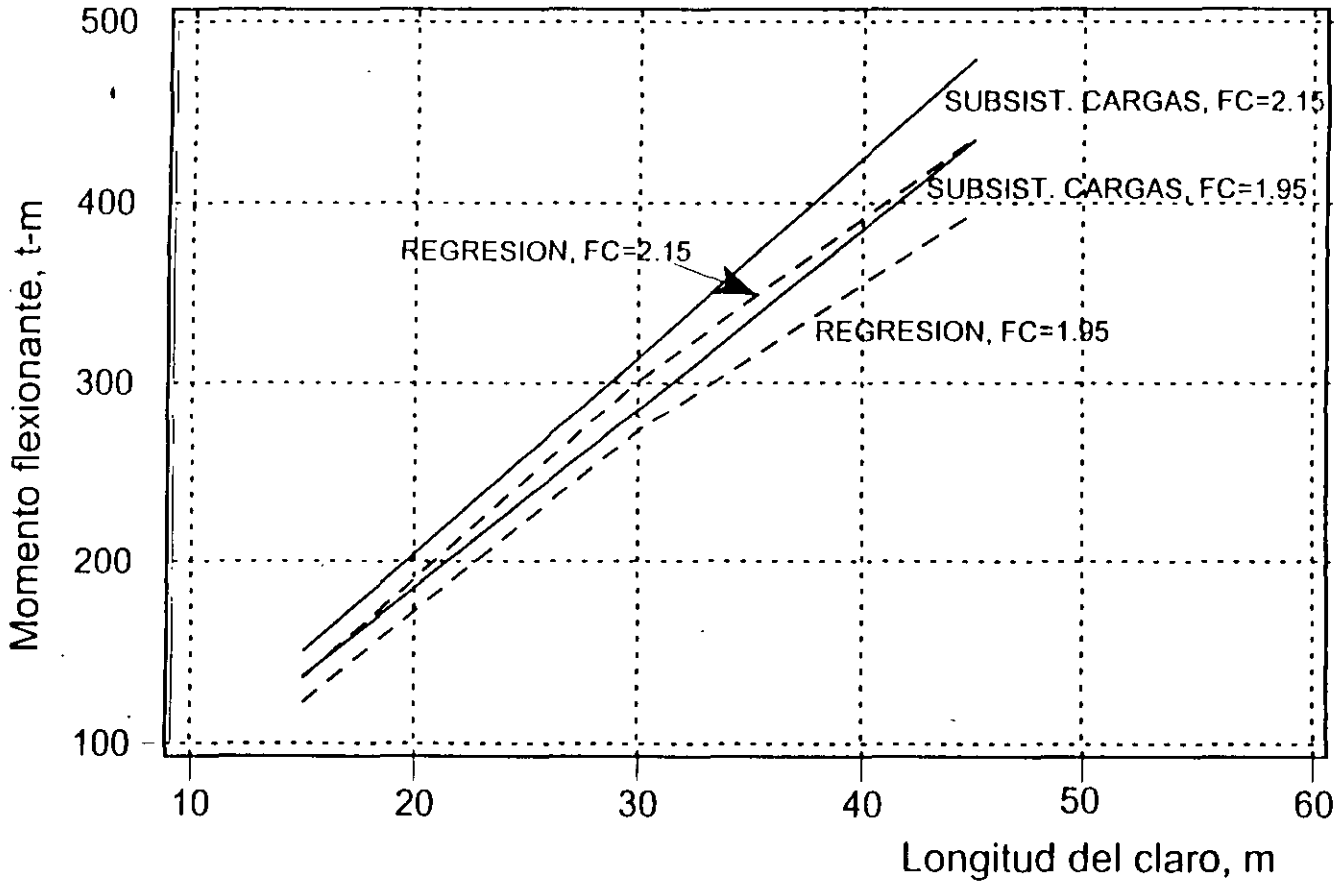


Fig 26 Validación con momentos estimados con regresiones

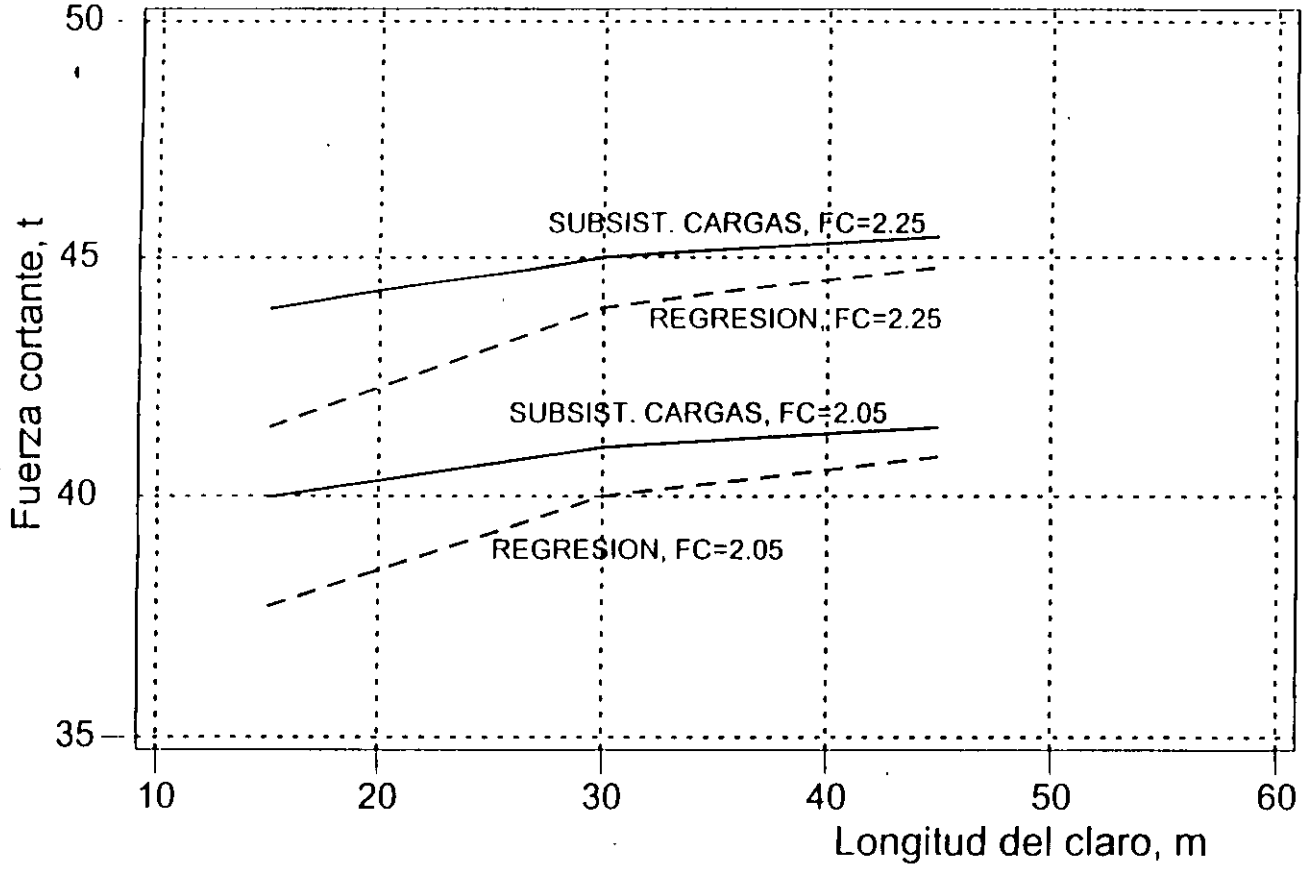


Fig 27 Validación con fuerzas cortantes estimadas con regresiones

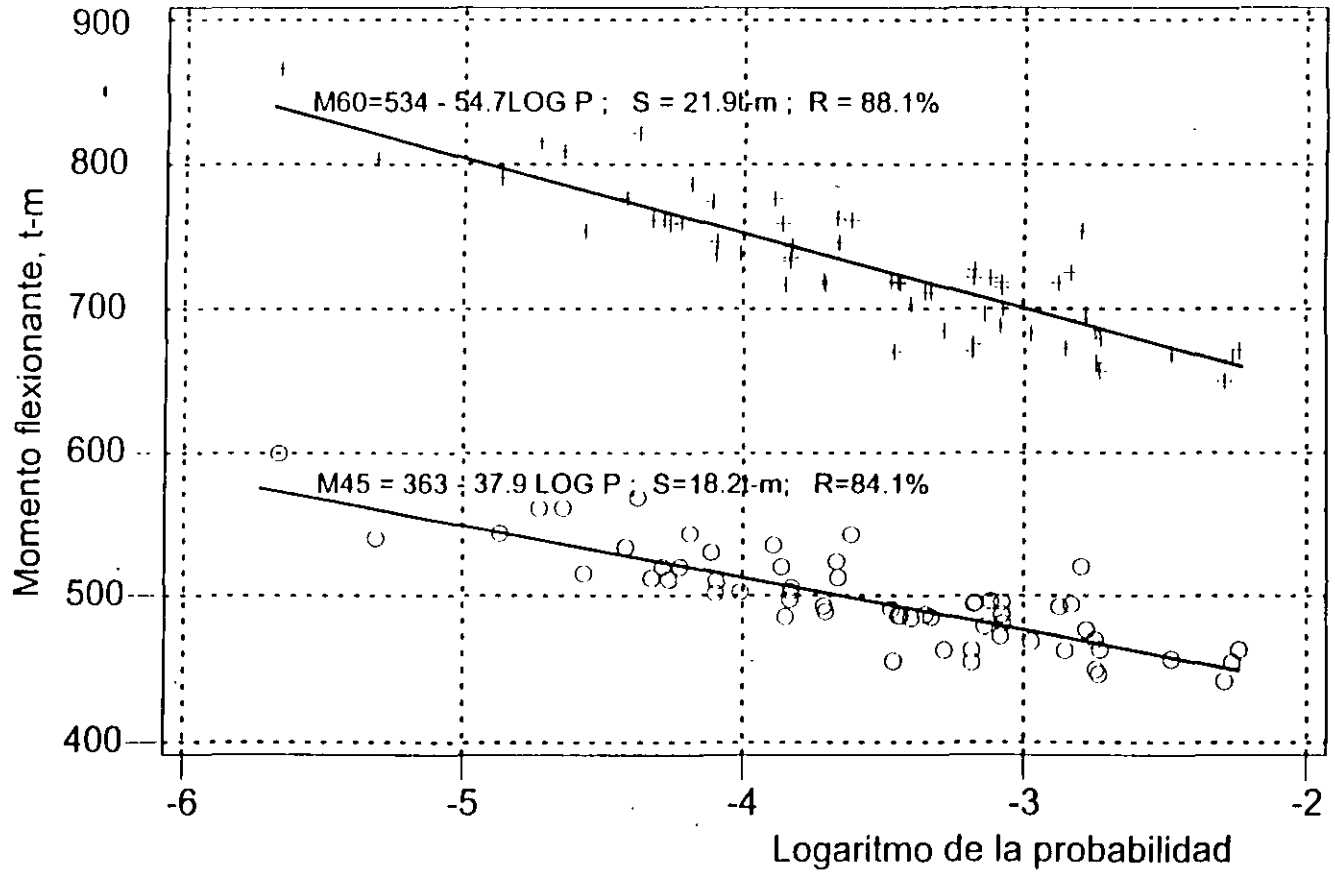


Fig 28 Momentos máximos por secuencias de vehículos

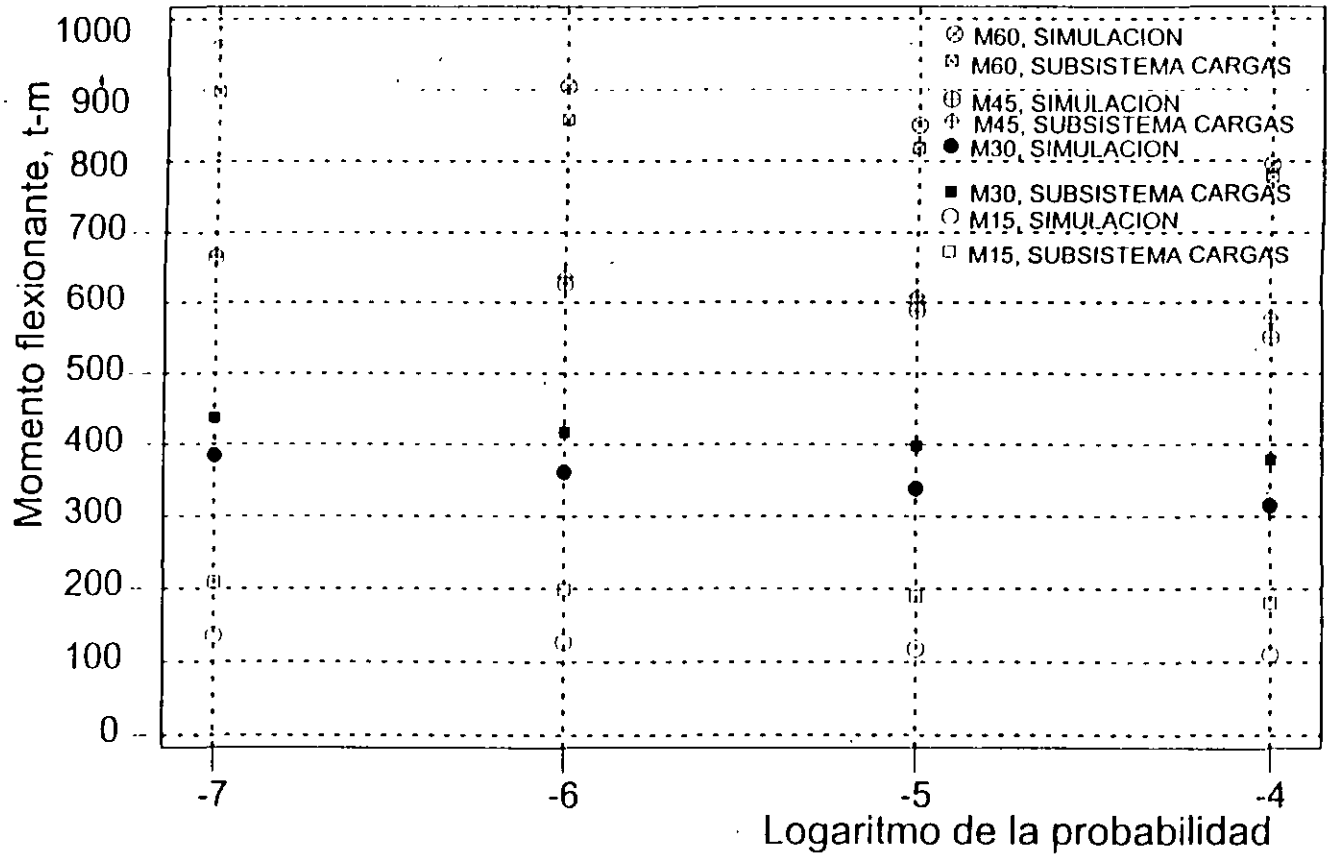


Fig 29 Simulación vs sistema de cargas concentradas

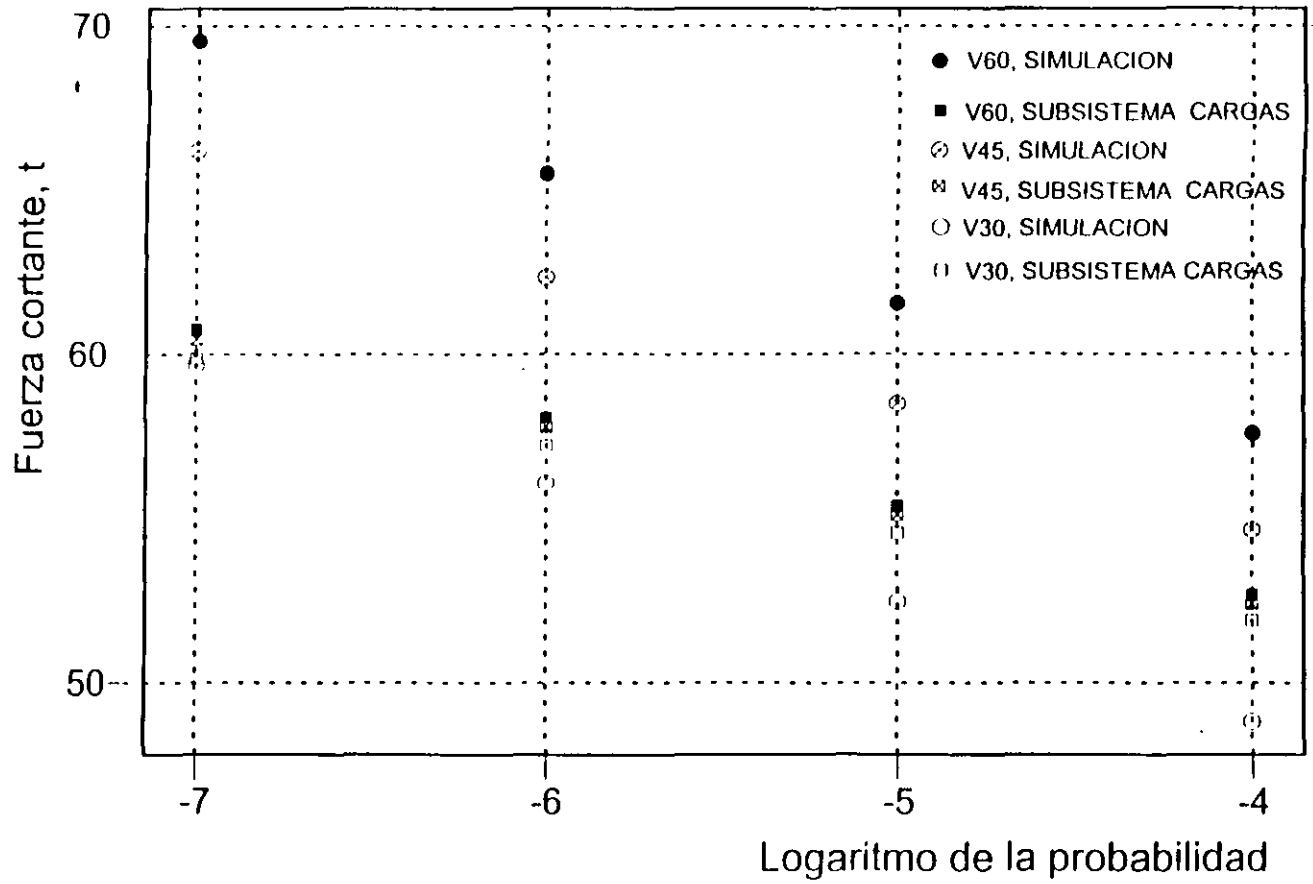


Fig 30 Simulación vs subsistema de cargas concentradas

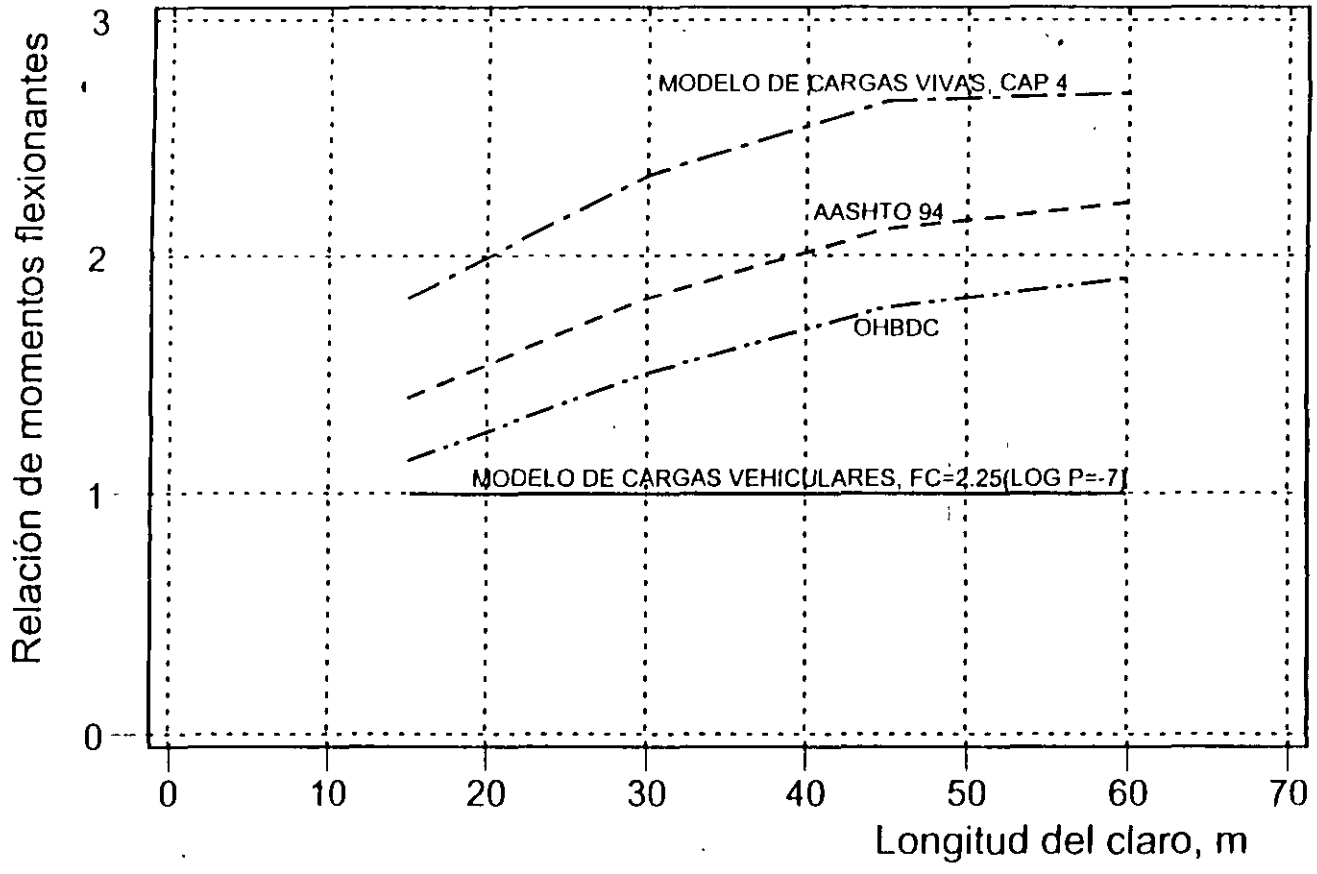


Fig 31 Momentos flexionantes relativos al modelo de cargas

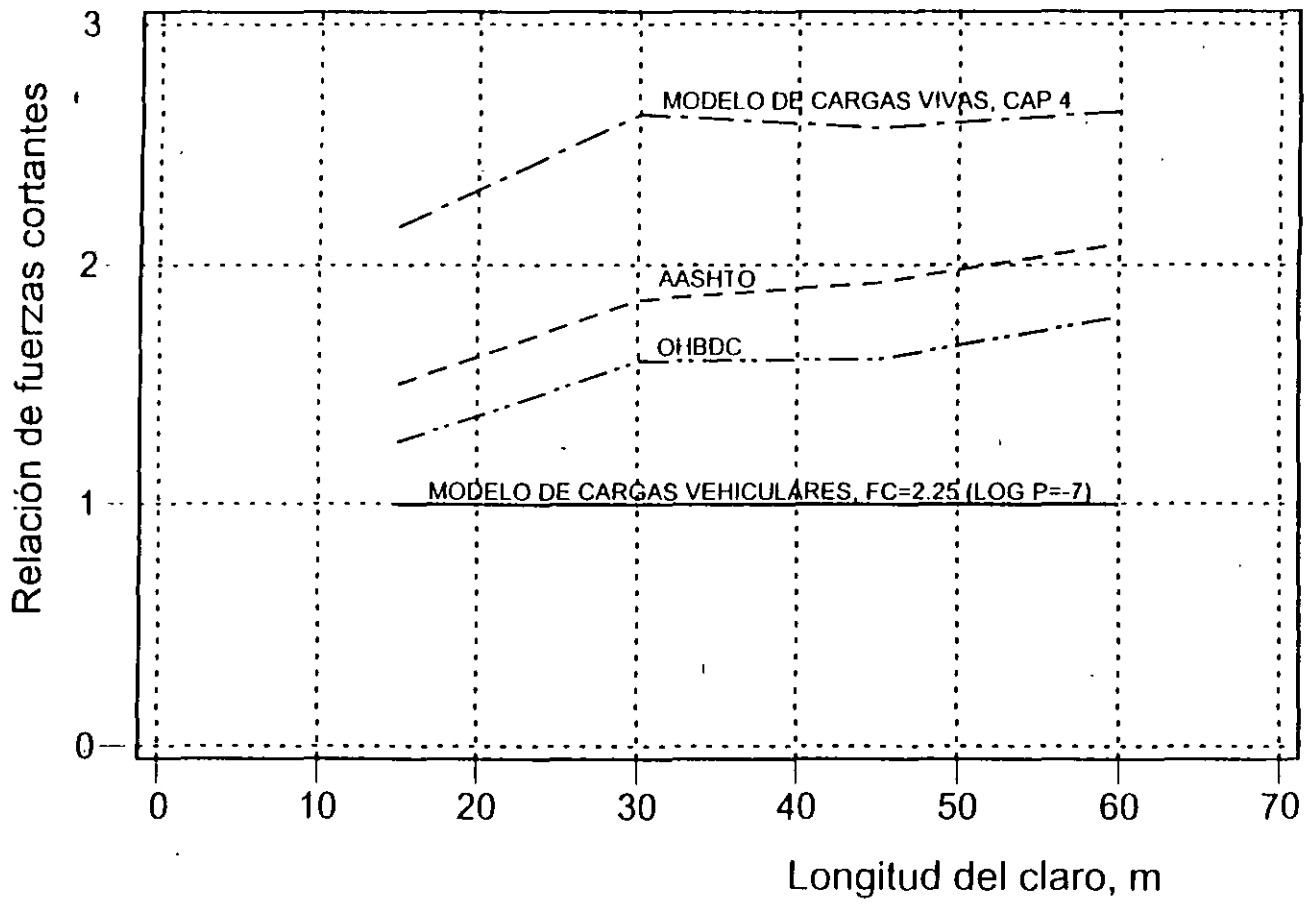


Fig 32 Fuerzas cortantes relativas al modelo de cargas

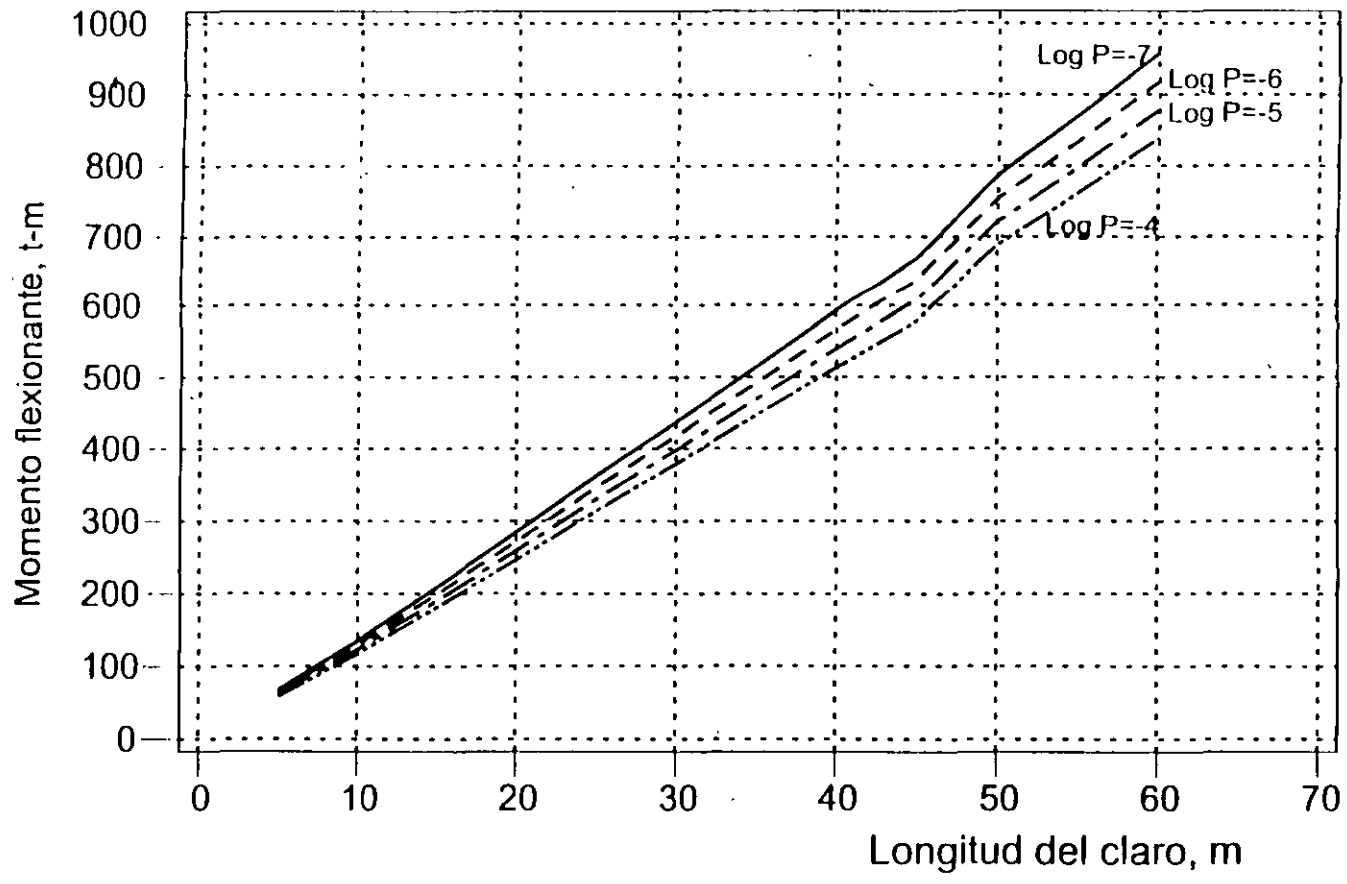


Fig 33 Momentos para diseño. Estado límite: Resistencia I

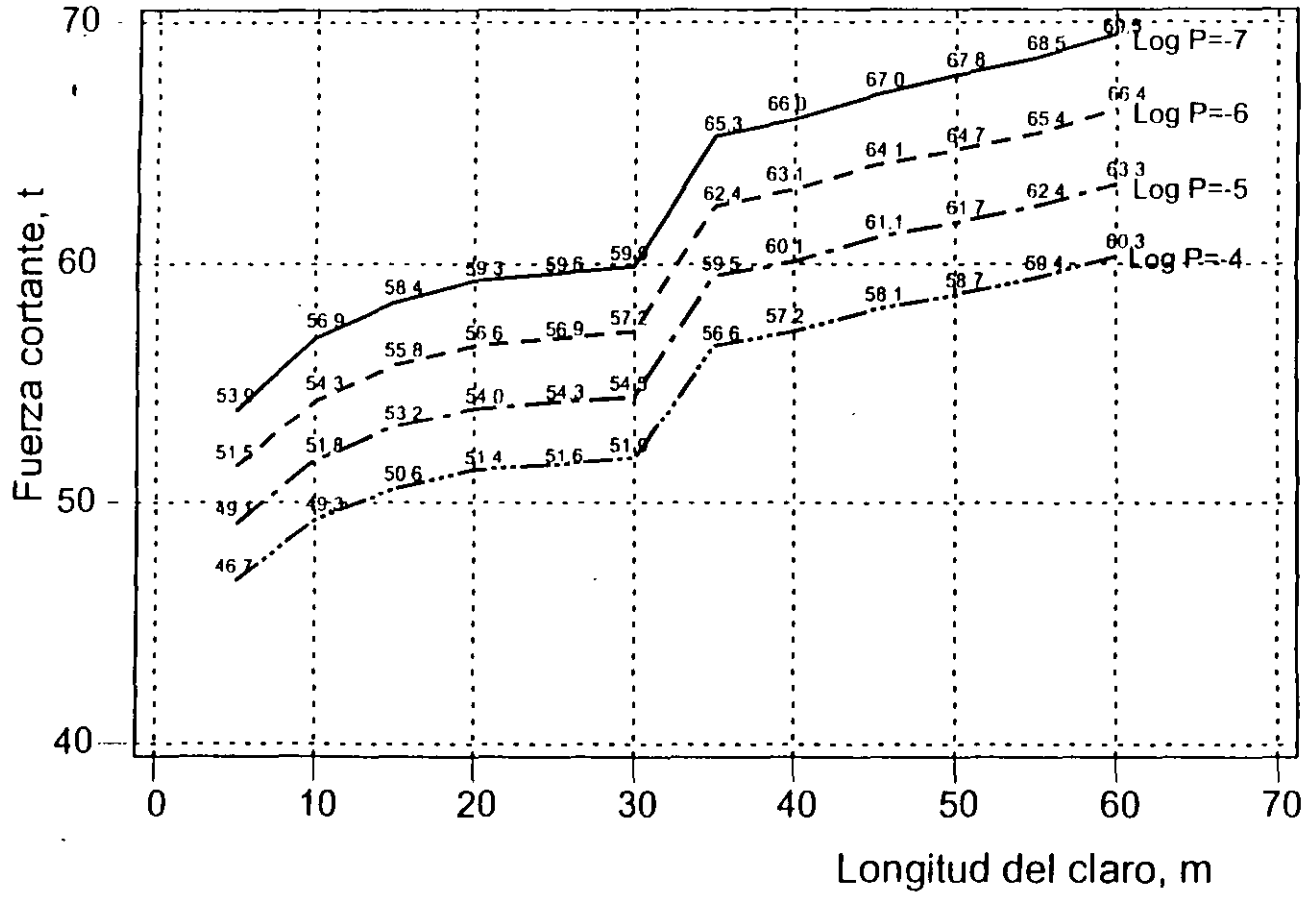


Fig 34 Fuerzas cortantes para diseño. Estado límite: Resistencia I

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMETRICOS

EXPOSITOR: ING. GERARDO SÁNCHEZ BOCANEGRA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

CONTROL TERRESTRE PARA RESTITUCION FOTOGRAMÉTRICA, EN LOS PROYECTOS DE CARRETERAS

INTRODUCCIÓN

Los proyectos viales que implican trabajos fotogramétricos, generalmente requieren de fajas de terreno relativamente angostas, que se cubren con una sola línea de vuelo a una altura conveniente. El Control Terrestre se proyecta para dar apoyo suficiente a "pares estereoscópicos" o modelos "independientes".

La experiencia ha enseñado a reducir costos y agilizar los proyectos, así por ejemplo en la década de los 60, se hacía en campo Control Terrestre para fotos Esc. 1:25000 y con ellas se restituía Esc. 1:5000/5 (planos fotogramétricos Esc 1:5000 con curvas de nivel a cada 5 m), para la primera etapa del proyecto ó selección de ruta, para la segunda y tercera etapa, se hacía Control para fotos Esc. 1:5000, en lo que fue el método Fotogramétrico–Electrónico.

En la actualidad, derivado de la experiencia de nuestra autoridad Directriz, la selección de ruta, se obtiene del análisis técnico–objetivo sobre la cartografía de la zona, Esc 1:50000 que produce el INEGI, en donde al determinar la línea de anteproyecto más probable, ésta se vuela a Esc. 1:25000 y se "restituye" a Esc. 1:5000/5 derivando el Control necesario de las mismas cartas antes utilizadas, ahorrando tiempo y sobre todo los agotadores trabajos de campo.

Para definir el eje del proyecto, ahora se vuela a Esc. 1:10000 para obtener planos fotogramétricos a Esc. 1:2000/2 que rigurosamente requiere de un "Control Terrestre".

CONTROL TERRESTRE PARA FOTOS ESC. 1:10000

En palabras sencillas, el Control Terrestre, es necesario para "Restituir" los pares de fotografías y así obtener planos fotogramétricos a una escala conveniente. Se le llama restitución al proceso fotogramétrico necesario para restituir o reconstruir, un modelo tridimensional de la fracción de terreno cubierto por un par de fotografías estereoscópicas.

El modelo así formado, guarda semejanza con la realidad, pero se desconoce el factor de semejanza (Escala) y la orientación espacial (Nivelado o referido al plano de comparación).

El modelo puede ser escalado y nivelado, si se conoce la distancia real entre puntos del modelo y su elevación. Determinar los parámetros de estas relaciones, dimensional y rotacional, es lo que comúnmente se conoce como control terrestre.

El control terrestre para proyecto de carreteras tiene características especiales, que obedecen a la metodología establecida y su relación con la construcción, su uso es múltiple, sirve para "dimensionar" el modelo estereoscópico, en primera instancia, para replantear el eje del proyecto y meterealizarlo en campo, para conservar sus dimensiones durante la construcción y comprobaciones posteriores a ella.

De acuerdo con la metodología que la Dirección de proyecto ha establecido, el Control Terrestre para modelos independientes, y escala 1:10000, tiene las siguientes características:

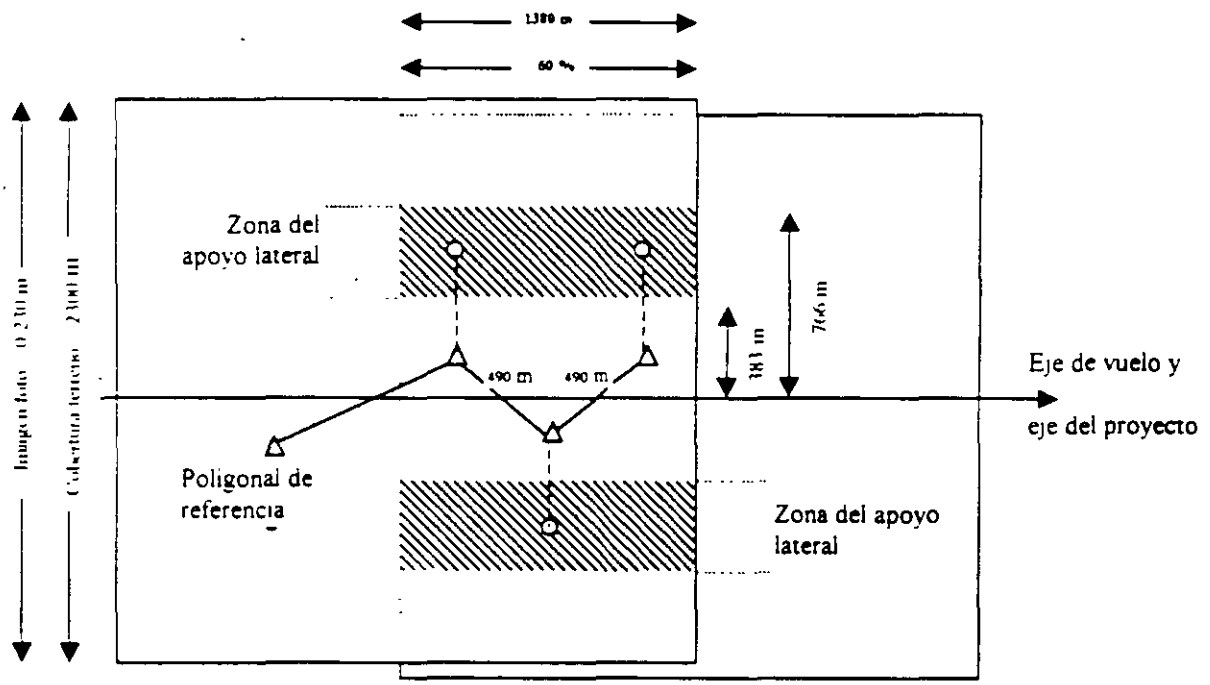


Fig. 1

En la figura 1 se observa que para "asegurar" que quedan en el modelo tres vértices de la poligonal de referencia, debemos calcular su longitud. En este caso se procura que los vértices quedan a no menos de 2 cm de cada orilla de la imagen, por razones de distorsión, por lo tanto si el 60 % que cubre el modelo estereoscópico, es igual a 1380 m del terreno menos 200 m en cada orilla, matemáticamente quedaría así; 1380-400=980 ÷ 2=490 m que es la longitud de los lados de la poligonal de referencia.

El apoyo ó control lateral, se debe alojar en la zona del tercio medio de cada lado. De acuerdo con la figura que explica que se puede situar desde los 383 m hasta los 766 m, (idealmente al centro del tercio) en forma alterna. Esto es, en el primer vértice a la izquierda y al siguiente vértice a la derecha, en el que sigue a la izquierda y así se continúa.

Para conseguir que su uso sea múltiple, se localizan los vértices de la poligonal de referencia, de tal manera que quede buena visibilidad hacia el eje del proyecto para su replanteo, y tan lejos de las terracerías que los movimientos propios de la construcción no vayan a destruirlos y que no queden cubiertos por árboles o sombras. Todo se facilita zigzagueando el eje del proyecto, como en la figura.

Cuando por razones de urgencia del proyecto se debe realizar el control para fotos ya tomadas, se proyecta el Control para cada modelo estereoscópico, pero cuidando que los puntos de las orillas queden en el TRIPLE traslape, para ahorrar trabajo de campo y aprovechar este apoyo en los modelos contiguos como lo explica la figura 2.

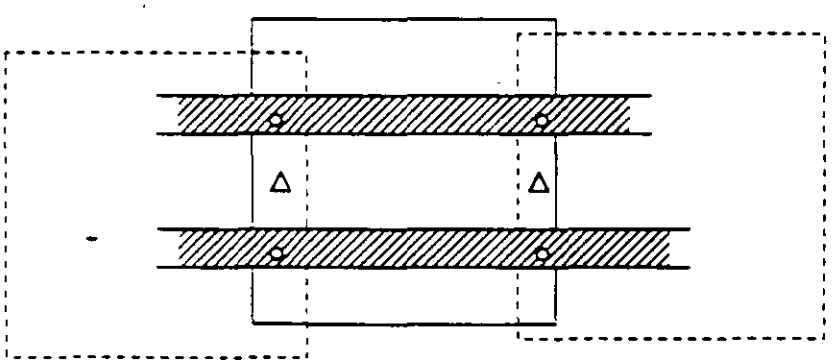


Fig. 2

El control proyectado requiere de una identificación a un detalle singular en cada vértice, se determinará la posición y elevación "precisa" pues nada ganamos que la poligonal tenga una muy buena resolución y la identificación del control una precisión muy por abajo de los valores X Y Z.

La identificación será legible y confiable, por ejemplo: buscar "buenos" detalles, siempre preferir el cruce de veredas a un arbusto, la esquina de una casa a un poste, sin embargo, el poste será preferible a un arbusto. La experiencia nos indica que para buscar rasgos característicos, hay que caminar un poco más que la zona que vemos desde el vértice, comparar los detalles de campo, con la foto que llevamos, siempre con una lupa para ver con claridad los detalles y hacer correctamente la comparación campo–piquete fino en foto y croquis descriptivo.

En las zonas donde no hay detalles que faciliten la identificación aceptable de los puntos de control, se hace un PRESEÑALAMIENTO antes del vuelo. Para distinguir los vértices de la poligonal de referencia, de los puntos del control lateral, se numeran de 1 a 499 los vértices de la poligonal y de 501 en adelante los de control lateral.

El preseñalamiento consiste en construir en cada vértice de la poligonal de referencia, una cruz de cuatro brazos y en los puntos del control lateral una cruz de tres brazos o pata de gallo con las siguientes dimensiones:

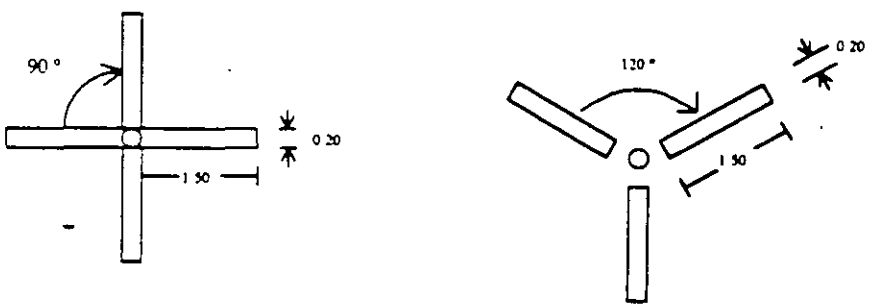


Fig. 3

Estas señales se construyen de acuerdo a la experiencia, con piedras, pencas de nopal, troncos de árbol, con cartón anclado al piso, etc. Lo importante es que al pintar estas señales hay que tener muy presente que haya contraste bien definido entre el terreno circundante, para que se distinga bien la señal en las fotos. Hay que recordar que algunas arcillas que en el terreno se ven claras o poco rojizas, en la foto salen blancas. Por lo tanto, en esas condiciones habrá que pintar la señal de color negro en lugar del clásico color blanco. Se puede pintar con pintura vinílica o una mezcla de cal con sal para que las lluvias no laven esta pintura.

En los vértices de la poligonal se construyen en el sitio mojoneras de 30 cm de profundidad por 20 cm de diámetro colocando un tornillo de tres pulgadas o varilla de tres octavos en el centro con la leyenda SCT–BCT Nº, y el número de vértice correspondiente; en los puntos del apoyo lateral conviene siempre dejar un testigo, este puede ser un buen trompo con tachuela y pintura color naranja o una varilla. Es muy importante cumplir con el amojonamiento antes descrito, para que quien use los puntos del control lo encuentre relativamente fácil a través de sus mojoneras, solo así tendrá uso múltiple.

LEVANTAMIENTO DE CAMPO

Por sus características teóricas las mediciones del control, están comprendidas en el campo de la geodesia, clasificación orden 2–II ó la topografía de precisión.

Los ángulos horizontales y verticales, se obtienen con teodolitos de un segundo de lectura directa y la tolerancia en el error de cierre angular es $T = 10''\sqrt{n}$ siendo n el número de ángulos medidos. La experiencia recomienda: hacer cierres de poligonal máximo cada 20 lados (recordar que cada lado mide 490 m) y para cerrar esta poligonal, se sugiere hacerlo con lados largos, del orden de un tercio de su longitud por razones de peso matemático, esto quiere decir que un cierre así tiene mejor compensación que si se realiza de un extremo al otro (un solo lado).

Las distancias se miden con distanciómetros electrónicos de infrarrojos con valor 3 mm + 2 ppm en su desviación típica.

La tolerancia en el cierre planimétrico es de $0.07\sqrt{L}$ después de su compensación angular siendo L el desarrollo de la poligonal cerrada, en kilómetros.

En cuanto a la altimetría, las elevaciones de los vértices de la poligonal de referencia se obtienen mediante nivelación geométrica de circuito cerrado, estrictamente de ida y vuelta, siendo éste un método de nivelación autocomprobable, su tolerancia en los cierres es $0.01\sqrt{L}$ siendo L el número de kilómetros de desarrollo.

Cuando en el terreno predomina un lomerío medio a fuerte y debido a las cargas de trabajo y la disminución de personal por diferentes causas, para determinar la altimetría, se acepta la nivelación trigonométrica, siendo el desnivel correcto de un lado la semisuma del desnivel directo más el desnivel inverso de valores cuya diferencia sea aceptable. Su tolerancia es $T=0.08\sqrt{k}$, siendo k la longitud en km.

NUEVAS TENDENCIAS

Debido al acelerado desarrollo tecnológico, especialmente en el campo de la electrónica, los restituidores que hasta 1990 se trabajaron en forma mecánica (eran analógicos) actualmente ya transformados la mayoría y otro de nueva adquisición (El SD 2000) se trabajan en forma mecánico digital. El cambio es "dramático", antes de 1990 la restitución se materializaba únicamente en papel plástico de buena calidad y de él se obtenían las copias necesarias para el proyecto; en la actualidad , la restitución es digital, se ve en pantalla, se hacen las correcciones de costumbre y se graba en un disquete de donde es posible obtener uno o varios originales gráficos a color, mediante el proceso de edición y graficación o ploteo. Con el disquete se procesa en PC, una zona específica de la restitución grabada para estudios de entronques, pasos a desnivel, puentes, etc. de acuerdo a los programas específicos de cada software.

Con relación al control terrestre y de acuerdo al avance tecnológico antes descrito, el cambio es mínimo, por ejemplo para el control lateral que antes del cambio, era válido dar "solo" el valor "Z" o elevación del punto. Después del cambio, esto ya no es válido, el nuevo sistema de restitución digital (software) exige invariablemente las tres coordenadas X, Y, Z de cada punto, por esta razón, ahora hay que medir "todo el control" lateral, ya sea por radiaciones o intersecciones, para poder obtener los valores coordenados X, Y, Z de todos los puntos, como lo exige el nuevo sistema. Cuando se mide el control lateral por radiaciones, se exige que el ángulo vertical se lea en forma "recíproca", este término no es aplicado en campo, más que nada por desconocimiento.

Recíproca quiere decir que cuando se lee el ángulo vertical del vértice de la poligonal de referencia, hacia el punto lateral, al mismo tiempo se debe leer el ángulo vertical del punto lateral, hacia el vértice respectivo de la poligonal de referencia, con el fin de minimizar el efecto de la refracción del terreno y el gradiente térmico, siendo este proceso físico de campo el único recurso viable para reducir este efecto. El otro recurso no es práctico aplicarlo ya que las labores de campo se inician a las 7:00 a.m. y terminan cerca de las 16:00 ó 17:00 h, en este lapso de tiempo la temperatura varía desde los 20 a los 32 ºC ó más dependiendo la estación del año. Se estima que la influencia mínima de la refracción es de las 6:30 a 11:00 a.m. Todo esto es válido e independiente al hecho que cuando se calculan los desniveles trigonométricos directo e inverso, se toma en cuenta la corrección por refracción y curvatura.

CÁLCULO

El cálculo hasta ahora se inicia con la determinación de la meridiana del primer lado de la poligonal cerrada a partir de la observación astronómica de diferentes alturas del sol a intervalos más o menos iguales de tiempo (cercano al minuto) y a partir de un ángulo al sol mayor que 16º sobre el horizonte si esta observación se hace en la mañana y no menor a los 16º, si se realiza en la tarde.

El acimut así obtenido (la meridiana del primer lado)se propaga vía los valores de los ángulos horizontales leídos en campo, por toda la poligonal siendo el acimut de cierre el mismo del arranque. Si la diferencia queda dentro de la tolerancia ya descrita, se compensa angularmente y se ve si planimétricamente está en los valores que indica la tolerancia y también se compensa. Con los valores X Y Z, ya compensados, se calcula el control lateral, teniendo con ello un listado final de valores coordenados X Y Z obtenidos por trigonometría plana, que servirán para el proceso de restitución o estereofotogrametría.

CAMBIOS INMEDIATOS

Con la aparición comercializada a partir de 1990, de los equipos GPS (de sus iniciales en Inglés Global Positioning System). Este equipo sofisticado y muy preciso, que mide a través de sus receptores y señales provenientes de los satélites de navegación y por ende sus resultados están en el ámbito de la geodesia donde la información considera la curvatura de la tierra, y sus puntos se definen por su latitud, longitud y elevación elipsoidal. Esto es, valores geográficos.

Esta nueva metodología de los equipos GPS, de acuerdo a los geodestas, ha venido a revolucionar a esta disciplina tanto que la nueva Red Geodésica Nacional, está sufriendo ajustes importantes, uno de sus resultados es la nueva definición de coordenadas en el sistema ITRF92, cuyas siglas son International Terrestrial Reference Frame of 1992. Estos ajustes están basados técnicamente en los resultados obtenidos con los equipos GPS que trabajan en el sistema de coordenadas WGS 84 (World Geodesic System of 1984).

Todo este rollo geodésico tiene el inconveniente para el trazado en campo, de obras de infraestructura como las carreteras y sus necesidades de construcción de obras de Ingeniería Civil, que no puede extenderse sobre una mesa de dibujo, su conversión a una definición por medio de coordenadas ortogonales, requiere de una proyección sobre una superficie que pueda aplanarse o ser desenrollable; como el plano.

No diferenciar estas técnicas , está causando verdaderos dolores de cabeza a los técnicos que hacen mediciones topográficas con estaciones totales o similares en una proyección tradicional y clásica como es la ortogonal; proyección que para sus cálculos utiliza trigonometría plana, pero que cuando mezclan la topografía plana con valores producto del equipo GPS vía conversión a coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator), encuentra fuertes diferencias y las define como errores, que no existen ya que en realidad no hemos aprendido aún a compatibilizar el binomio TOPOGRAFÍA-CARTOGRAFÍA.

Para mayor claridad, las coordenadas X, Y de la cuadrícula UTM, aunque son conocidas como planas, no lo son ya que obedecen a un sistema cartográfico (El plano o acimutal).

En cartografía sólo hay tres proyecciones "desenrollables". El cilindro, el cono y el plano mismo. La UTM pertenece a este último. Se anexa la fig. 5 en la que se ve gráficamente el efecto de esta proyección.

Otro de los errores de considerable magnitud se origina en la interpretación de datos GPS, por el uso indistinto de elevaciones elipsoidales y ortométricas. Como ilustración , para claridad de ambos valores observe la fig. 4.

METODOLOGÍA APLICADA EN LA DIRECCIÓN DE A PROYECTO.

Para poder utilizar adecuadamente el equipo GPS en combinación con distanciómetros electrónicos y teniendo en cuenta que en nuestros trabajos necesitamos valores ortogonales, se requiere pasar de un sistema de coordenadas geodésicas (dadas por el GPS) a un sistema ortogonal, lo que evidentemente equivale a encontrar el algoritmo matemático que permita tal transformación.

Siendo un problema cartográfico muy específico, no se tratará aquí. Por encargo especial, el C. Ing. José Alberto Villasana L. desarrolló para la Dirección de Proyecto, la metodología que permite la solución.

La propuesta que se le hizo al Ing. Villasana, tiene como fin optimizar el control terrestre utilizando GPS en combinación con los distanciómetros y equipo que utilizan las brigadas de campo.

Con GPS, se determina un lado de arranque y otro lado de cierre a cada 7 ó 10 km., las brigadas propagan la poligonal de referencia a partir del lado de arranque y cierran en el siguiente lado GPS. Así se ahorran las labores de cierre o poligonal Maestra que se realiza actualmente desde un día hasta 3 ó 4 días dependiendo el grado de dificultad, por otro lado, la orientación solar en tiempo de lluvia hay que estar "cazando" al sol, pues sin él no es posible orientar y sin orientación no se sabe qué valor tiene la meridiana del primer lado.

En cuanto al cálculo de la poligonal GPS, éste se iniciaría con la obtención de la meridiana a través de las coordenadas del sistema GPS que son muy precisas, pues tanto los valores geográficos Latitud, Longitud y sus derivadas X Y son valores reales y analíticos, actualmente estos valores se leen gráficamente de las cartas del INEGI.

Se han realizado algunos trabajos experimentales, cuyos resultados ya han sido utilizados para fines prácticos, en áreas muy chicas, del orden de 1 × 2 km (Entronques).

En estos días (Agosto y Sep. 98) se está realizando un trabajo de apoyo con equipo GPS, determinando lados a cada 5 km. para que las brigadas que realizan el trazo del eje de proyecto, lleven un control de sus direcciones y distancias, evitando igualdades y errores en la medición longitudinal entre el puerto de Acapulco y el Aeropuerto de Zihuatanejo en Guerrero, con longitud de 205 km.

CONCLUSIÓN

Como se ve, en todas las áreas del saber humano, el cambio tecnológico es impactante. La fotogrametría no es la excepción ya hemos visto como han cambiado los métodos de restitución. En campo desde la determinación del valor de una distancia, con cinta primero, con distanciómetros de onda radio y de infrarrojos después y actualmente con GPS vía los satélites y en el mañana inmediato, ¿qué más vendrá?.

Lo razonable es que para hacer frente a lo que venga, el nuevo profesionista tendrá que estar mejor preparado y abierto a los retos del futuro.

SEP. 1998

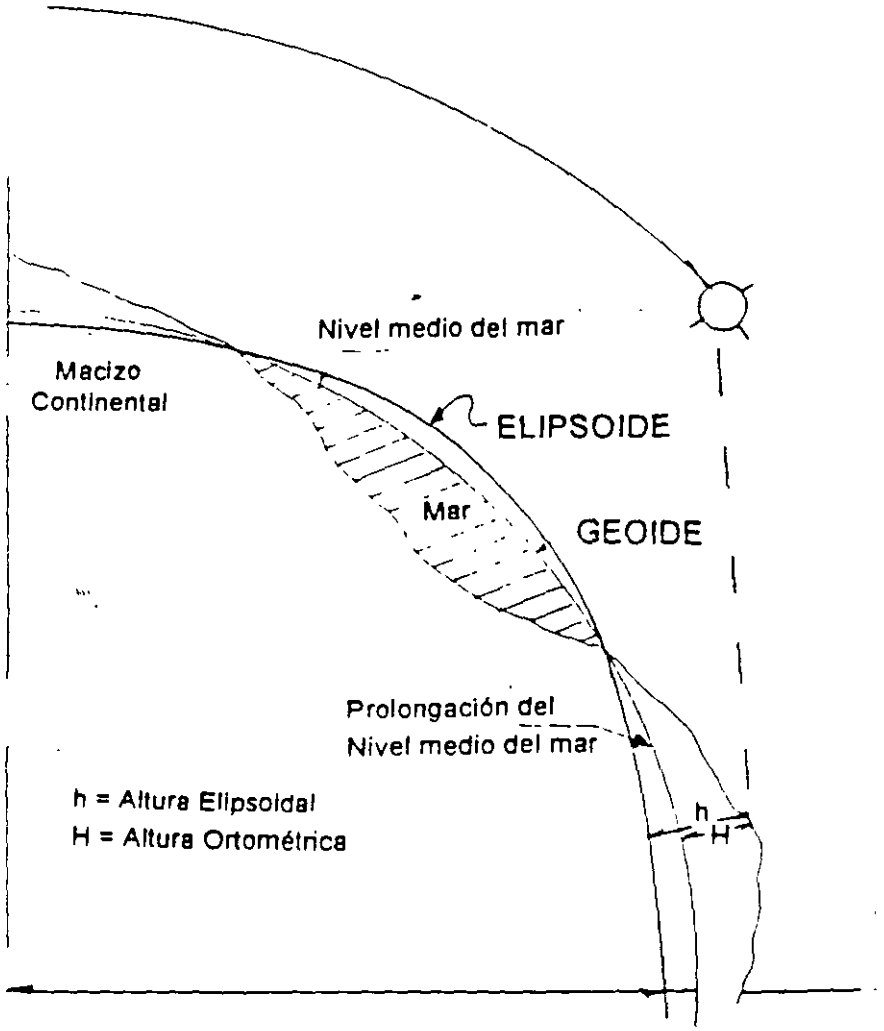


FIG 4.- DIFERENTES SUPERFICIES INVOLUCRADAS EN UN LEVANTAMIENTO

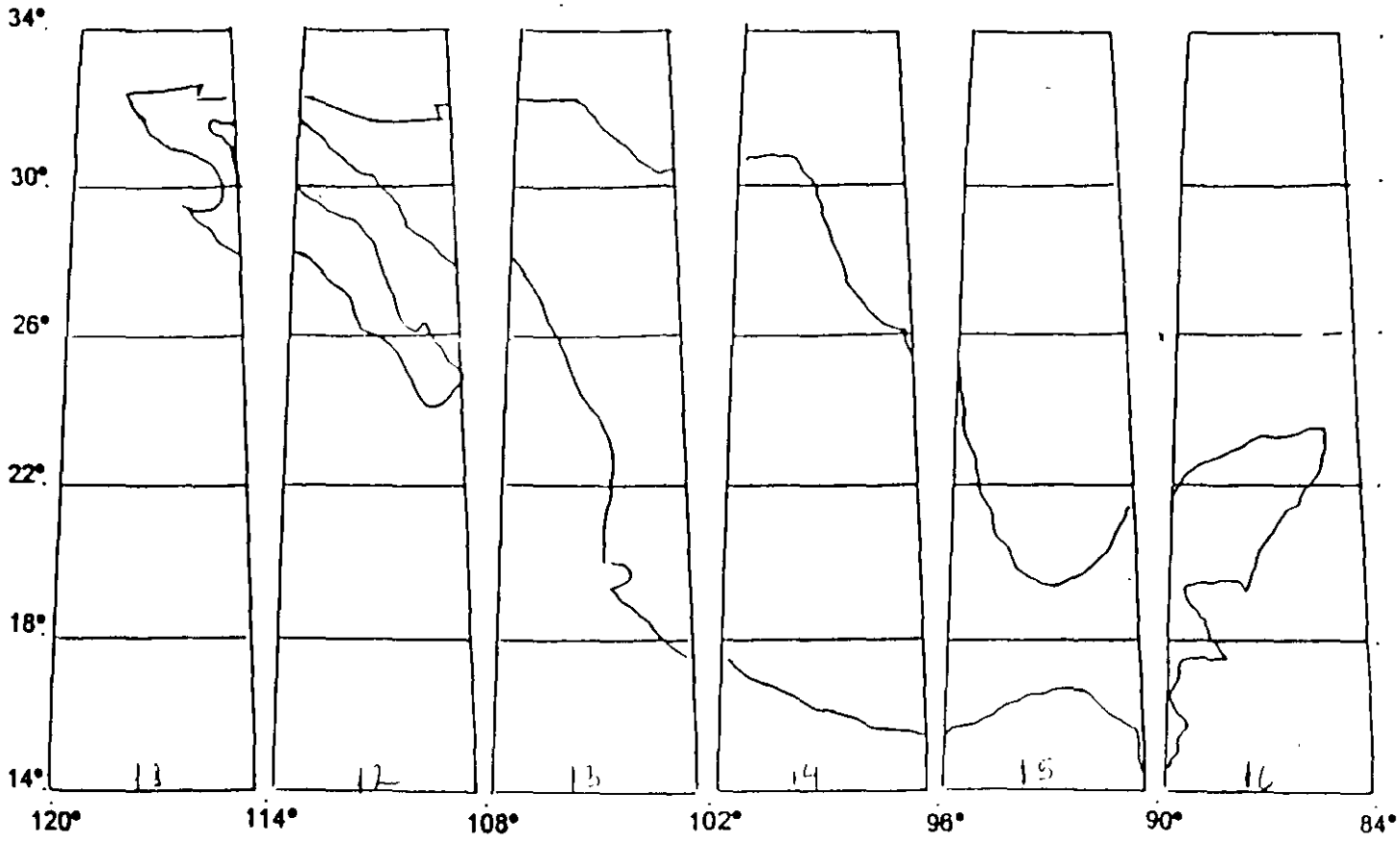


FIG 5.- REPÚBLICA MEXICANA EN LA PROYECCIÓN UNIVERSAL TRANSVERSAL MERCATOR

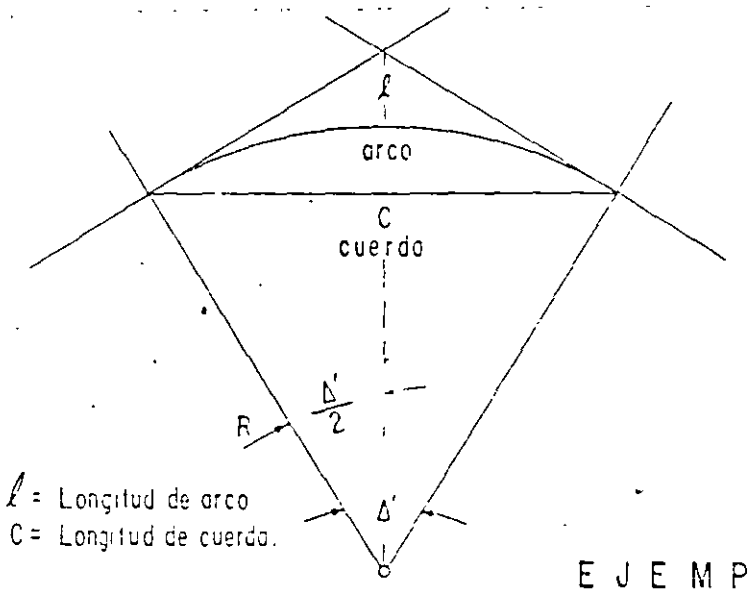
Ing. G. S. B. Jefe de la oficina de Control Terrestre de la Dirección General de Carreteras Federales, SCT.

BIBLIOGRAFÍA

- Ing. Bulmaro Cabrera Ruiz, *"La fotogrametría en el proyecto de vías terrestres"*.
- Ing. José Alberto Villasana L., *"El uso del GPS y de las proyecciones cartográficas"*.
- Carl Olof Ternryd / Eliz Lundin, *"La Topografía y Fotogrametría en la práctica moderna"*.

RELACIONES GRADO-ARCO-CUERDA PARA TRAZO

GRADOS DE CURVATURA	CUERDAS (m)		OBSERVACIONES
0° – 5°30′	20.00		LONGITUDES DE CUERDAS PARA ARCOS DE 20.00 m.
6° – 8°	19.99		
8°30′ – 10°	19.98		
10°30′ – 12°	19.97		
12°30′ – 13°30′	19.96		USENSE PARA G < 8°
14° – 15°	19.95		
0° – 13°		10.00	LONGITUDES DE CUERDAS PARA ARCOS DE 10.00 m.
14° – 22°		9.99	
22°30′ – 28°		9.98	
28°30′ – 33°		9.97	USENSE PARA G DE 8° A 22°
33°30′ – 38°		9.96	
0° – 37°	5.00		LONGITUDES DE CUERDAS PARA ARCOS DE 5.00 m
39° – 62°	4.99		USENSE PARA G DE 22° A 62°



ℓ = Longitud de arco
C = Longitud de cuerda.

FORMULAS

ℓ = 20.00 m $\ell_{\frac{1}{2}}$ = 10.00 m ó $\ell_{\frac{1}{3}}$ = 5.00 m.

$\Delta' = G$, $\Delta'_2 = \frac{G}{2}$, $\Delta'_3 = \frac{G}{4}$

$$C = 2 \times R \ \text{Sen} \ \frac{\Delta'}{2}$$

EJEMPLO

DATOS : G = 24° y ℓ = 10.00 m.

INCOGNITA : C =

SOLUCION:

$$\Delta'_2 = \frac{24^\circ}{2} = 12^\circ \ ; \quad R = \frac{1145.92}{G} = \frac{1145.92}{24} = 47.75 \text{ m.}$$

$$C = 2 \times 47.75 \ \text{Sen} \ \frac{12^\circ}{2} = 2 \times 47.75 \ \text{Sen} \ 6^\circ = 9.98 \text{ m.}$$

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

MANUAL PRACTICO PARA CALCULO DE DRENAJE EN CARRETERAS

EXPOSITORES: INGS. CANDIDO MONDRAGÓN R. Y HUGO RICARDEZ V.

PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

MANUAL PRACTICO PARA CALCULO DE DRENAJE EN CARRETERAS

INGS : CANDIDO MONDRAGON RIVERA
HUGO RICARDEZ VALENCIA

P R O L O G O

Considerando que a la fecha, en los libros y volúmenes que han tratado temas de Ingeniería de Carreteras o Ferrocarriles, lo relacionado con el drenaje de los mismos se ha expuesto desde un punto de vista muy teórico y bastante somero; se pensó en elaborar una guía que contemplara los aspectos prácticos para la solución de los problemas que ocasiona el agua en cualquier vía de comunicación terrestre.

No se quiere con ello hacer descubrimientos ni elaborar un volumen de gran trascendencia, simplemente proporcionar a las personas que tengan necesidad de enfrentarse a este tipo de problemas una escuela lógica para obtener resultados adecuados y soluciones precisas.

Por esto se trató de hacer una compilación de experiencias de las personas que han estado íntimamente ligadas con el estudio, proyecto, cálculo y presentación de estos trabajos y exponerlos en conjunto en forma que se ha considerado clara y sencilla.

No puede negarse ni pasar por alto la existencia de un Manual de Drenaje de Caminos elaborado por el C. -- Ing. Salvador Mosqueira R., que trata con suficiente amplitud el tema; pero en alto porcentaje teórico y con este trabajo se trata de complementarlo, existe también Proyectos Tipo de Obras de Drenaje para Carreteras y con la creación de un nuevo cuerpo encargado del proyecto y construcción de caminos de tipo rural apareció un nuevo volumen denominado Proyectos Tipo de Alcantarillas y Puentes para Caminos de Mano de Obra; todos ellos contienen datos constructivos, como tablas de Elementos, dimensiones, materiales y volúmenes por metro lineal de obra para alcantarillas de losa, bóveda o cajones de concreto armado.

En esta guía se expone la forma en que se hace el trabajo de campo para obtener los datos en que se basará el proyecto geométrico de una obra de drenaje, como son croquis del eje, registro de nivel y dibujo de la sección del mismo.

Los suscritos, que prestamos servicio profesional en el Departamento de Proyectos de la Dirección General de Carreteras Federales, nos hemos permitido externar algunas experiencias obtenidas a través del desempeño de nuestras labores enBrigadas de Localización y en algunos otros trabajos asignados dentro del mismo Departamento, esperando que sean de utilidad práctica, como un auxiliar en la resolución de problemas de drenaje en caminos y/o ferrocarriles.

En los ejemplos que se presentan, se han dejado intencionalmente los nombres de quienes calcularon, revisaron y dibujaron, con el objeto de hacer patente el mérito que tienen y al mismo tiempo manifestar que no se trata de abrogarnos derechos ajenos, sino indicar las fuentes a que se recurrió para complementar de la mejor forma esta Guía.

Los Autores

Ing. Cándido Mondragón Rivera
Ing. Hugo Ricárdez Valencia.

I - GUIA PARA EL CALCULO DE OBRAS DE DRENAJE EN CARRETERAS Y FERROCARRILES

El diseño de las obras de drenaje es una de las partes principales y de gran importancia en el proyecto de vías terrestres, de ahí el cuidado que debe tenerse al elegir y diseñar dichas obras; una mala localización o un mal diseño ocasiona problemas graves en el buen funcionamiento de una vía de comunicación, ya se trate de una carretera o un ferrocarril pues la falla de una obra de arte, trae como consecuencia la interrupción del servicio de la vía en operación, así como las molestias causadas a los usuarios por la pérdida de tiempo; además de las pérdidas económicas que llegan a ser de bastante consideración.

El objeto principal de esta guía es el de unificar el criterio entre todas aquellas personas que se dediquen al proyecto de obras de drenaje tanto en carreteras como en ferrocarriles.

Los puntos principales que deben considerarse en la elección y proyecto de una obra de drenaje, son los siguientes:

I.1 - Localización del eje de la obra
I.2 - Area por drenar
I.3 - Area hidráulica necesaria
I.4 - Elección del tipo de Obra

I.1 - LOCALIZACION DEL EJE DE LA OBRA

Este es uno de los puntos más importantes y en el que se debe tener especial atención, ya que una mala localización puede provocar la falla de la obra, aunque ésta haya sido muy bien proyectada.

La localización del eje de la obra deberá hacerse de preferencia siguiendo el cauce de los escurrideros,-

siempre y cuando la forma del mismo y su pendiente longitudinal lo permitan, tomando en consideración que la pendiente esta limitada de la manera siguiente:

Para losas y cajones de 0 a 12 %

Para bóvedas de ------- 0 a 20 %, pudiendo incrementarse hasta 25 % siempre y cuando el cimiento sea escalonado,

En tubos varía de 0 a 45 %; a partir de 30 % se pondrán muros de anclaje por lo menos cada 5 ó 10 m.; estas pendientes son máximas. En los casos en que las necesidades obliguen a incrementar la pendiente de la obra, se deberán hacer las recomendaciones al respecto, como cimientos escalonados en bóvedas o muros de anclaje en tubos, en el caso de las losas no es posible incrementar la pendiente ya que por ser de concreto el efecto del revenimiento nos lo impide.

Deberá procurarse hasta donde sea posible que los ejes para apoyar los proyectos de las obras sean normales o radiales al eje del camino; ya sea que esté localizado en tangente o en curva respectivamente; cuando la dirección del escurrimiento no permita trazarlos en esa forma, tendrán que esviajarse de acuerdo con el eje del escurridero. Se entiende por esviaje el ángulo que forma el eje de la obra con una normal o radial al eje del camino, dicho esviaje podrá ser izquierdo o derecho, según se encuentre desplazado a la izquierda o a la derecha de dicha normal o de la radial; el ángulo de esviaje deberá variar de 10° a 45°, sin embargo se permiten esviajes menores de 10° y mayores de 45° en casos que por condiciones muy especiales se justifiquen (canales de riego, cauces encajonados, ductos, etc.).

Cuando el eje del camino se encuentra localizado en terreno montañoso o escarpado y por tanto su pendiente transversal es muy fuerte, resulta casi imposible ubicar los ejes de las obras a lo largo de los fondos de los escurrideros porque la pendiente de los mismos es mayor que la especificada como máxima, en ese caso se buscará otra solución que puede ser la colocación del eje en la ladera del escurridero, apoyando en ella la salida de la obra; en este caso se escogerá la margen que presente mejores condiciones (esviaje menor, cimentación, etc.).

Resulta de primordial importancia que al ubicar el eje para una obra de drenaje, la entrada se localice exactamente dentro del cauce del escurridero para garantizar la buena captación del agua y el mejor funcionamiento hidráulico de la obra; así mismo, siempre deberán evitarse las canalizaciones a la entrada de las obras, los cambios bruscos de pendiente entre el fondo de los escurrideros y el cauce de la obra y por último los cambios fuertes de dirección entre el cauce natural del escurrimiento y el eje de la obra.

En los casos en que por necesidades del proyecto de las terracerías se construyan muros de contención y se requiera una obra de drenaje, ésta deberá trazarse normal o radial y su salida se empotrará en el muro y en la parte superior del cimiento, en cuyo caso el mismo muro hará las veces del muro de cabeza de la obra si se trata de un tubo.

I.2 - AREA POR DRENAR

Una vez que se tiene localizado el eje de la obra respecto al eje del camino es necesario conocer el área por drenar para lo cual se recurrirá a cualesquiera de los procedimientos conocidos con objeto de poder estimar con la mayor aproximación posible la superficie que limitada por dos ó más líneas de parteaguas y el eje del camino, sea tributaria del escurridero para el cual se pretende proyectar la obra.

El cálculo del área por drenar se puede efectuar en las formas siguiente:

a).- Midiéndola directamente en el campo cuan

do s trate de superficies pequeñas.

b).- Apoyándose en plantas topográficas de - restitución fotogramétrica a escala, delimitando las cuencas respecto al eje -- del camino previamente ubicado y midiendo el área directamente con planímetro.

c).- Apoyándose en fotografías aéreas de contacto a escala y siguiendo el mismo procedimiento indicado en el inciso ante--- rior.

El área obtenida por cualquiera de estas formas, deberá transformarse a unidades de superficie, (Ha.)

I.3 - AREA HIDRAULICA NECESARIA

Se entiende por área hidráulica necesaria, aquella capaz de dejar pasar un determinado gasto (Q) producto de la precipitación del lugar, igual a una lámina de agua de 10 cm. de altura en un tiempo de una hora.

Existen fórmulas empíricas para determinar el el gasto en corrientes de diferentes condiciones hidráulicas, así como otras muy elaboradas y otros métodos hidrológicos; - en este caso y para efectos de la magnitud de los volúmenes - de agua que se manajan se consideró que es suficiente con utilizar la fórmula de Talbot, que se ha empleado con resultados aceptables hasta la fecha y que está expresada por:

$$a = 0.1832\, C\sqrt[4]{A^3}$$

en donde:

a = Area hidráulica necesaria en (m^2)

A = Area por drenar en (Ha.)

C = Coeficiente que depende del tipo de terreno y para una precipitación de 10 cm. por hora, variando con una aproximación según la precipitación del lugar.

En la siguiente tabla se dan los valores de -- (a) para diferentes áreas por drenar y valores de "C", según el tipo de terreno; fórmula de " Talbot "

	TIPOS DE TERRENO				
AREA DRENADA (Ha)	Escarpado C=1.00	Montañoso C=0.8	Lomerío C=0.6	Ondulado C=0.5	Plano C=0.3
0.5	0.11	0.09	0.07	0.06	0.03
1.0	0.18	0.14	0.11	0.09	0.05
1.5	0.25	0.20	0.15	0.12	0.07
2.0	0.31	0.25	0.19	0.16	0.09
3.0	0.42	0.34	0.25	0.21	0.13
4.0	0.52	0.42	0.31	0.26	0.16
5.0	0.61	0.49	0.37	0.30	0.18
6.0	0.70	0.56	0.42	0.35	0.21
7.0	0.79	0.63	0.47	0.40	0.24
8.0	0.87	0.70	0.52	0.44	0.26
9.0	0.95	0.76	0.57	0.48	0.28
10.0	1.03	0.82	0.62	0.52	0.31
12.0	1.18	0.94	0.71	0.59	0.35
14.0	1.32	1.06	0.79	0.66	0.40
16.0	1.46	1.17	0.88	0.73	0.44
18.0	1.60	1.28	0.96	0.80	0.48
20.0	1.73	1.38	1.03	0.86	0.52
22.0	1.86	1.49	1.12	0.93	0.56
24.0	1.99	1.59	1.19	1.00	0.60
26.0	2.11	1.69	1.27	1.05	0.63
28.0	2.23	1.78	1.34	1.12	0.67
30.0	2.25	1.88	1.41	1.18	0.71
40.0	2.91	2.33	1.75	1.45	0.87
50.0	3.44	2.75	2.06	1.72	1.03
60.0	3.95	3.16	2.37	1.98	1.18
70.0	4.43	3.54	2.66	2.22	1.33
80.0	4.90	3.92	2.94	2.45	1.47
90.0	5.35	4.28	3.21	2.67	1.61
100.0	5.79	4.63	3.47	2.90	1.74
120.0	6.45	5.16	3.87	3.22	1.94
140.0	7.45	5.96	4.47	3.72	2.24

AREA DRENADA (Ha)	TIPOS DE TERRENO				
	Escarpado C=1.00	Montañoso C=0.8	Lomerío C=0.6	Ondulado C=0.5	Plano C=0.3
160.0	8.24	6.59	4.94	4.12	2.47
180.0	9.00	7.20	5.40	4.50	2.70
200.0	9.74	7.79	5.84	4.87	2.92
225.0	10.64	8.51	6.38	5.32	3.19
250.0	11.51	9.21	6.90	5.75	3.45
275.0	12.36	9.89	7.42	6.18	3.71
300.0	13.20	10.56	7.92	6.60	3.96
400.0	16.38	13.10	9.83	8.19	4.91
500.0	19.36	15.49	11.62	9.68	5.81
600.0	22.20	17.76	13.32	11.10	6.66
700.0	24.92	19.94	14.95	12.46	7.48
800.0	27.54	22.03	16.52	13.77	8.26
900.0	30.81	24.64	18.48	15.40	9.24
1000.0	32.56	26.04	19.54	16.28	9.77
1200.0	37.33	29.86	22.40	18.66	11.20
1400.0	41.91	33.52	25.15	20.96	12.57
1600.0	46.32	37.05	27.79	23.16	13.90
1800.0	50.60	40.48	30.36	25.30	15.18
2000.0	54.76	43.81	32.86	27.38	16.43
2250.0	56.82	45.46	34.09	28.41	17.05
2500.0	64.74	51.79	38.84	32.37	19.42
2750.0	69.53	55.62	41.72	34.76	20.86
3000.0	74.22	59.37	44.53	37.11	22.27
3200.0	77.90	62.32	46.74	38.95	23.37
3400.0	81.53	65.22	48.92	40.76	24.46
3600.0	85.10	68.08	51.06	42.55	25.53
3800.0	88.62	70.90	53.17	44.32	26.59
4000.0	92.10	73.68	55.26	46.05	27.63

I.4 - ELECCION DEL TIPO DE OBRA

Una vez calculada el área hidráulica necesaria "a" se procede a elegir el tipo de obra que la satisfaga adecuadamente y dentro de condiciones de máxima seguridad; para ello es necesario considerar que las diferentes obras; tubos, losas y bóvedas, no deben trabajar a presión, es decir llenos sino que siempre deberá dejarse un área libre, esto resulta - muy importante, sobre todo en tubos de lámina que por ser encajables no se juntean y llegan a presentarse filtraciones -- que resultan perjudiciales para las terracerías por el efecto de tubificación.

Para una buena elección de tipo de obra, debe tomarse en cuenta:

a).- Area hidráulica necesaria
b).- Pendiente de la obra
c).- Altura mínima y máxima de terraplenes o rellenos.
d).- Materiales de construcción.
e).- Capacidad de carga del terreno.

I.4.a - De acuerdo con el área hidráulica, la obra puede ser de una dos o más líneas de tubos dispuestos - en batería cuando proporcionen alguna economía con respecto a otra obra de igual área y que sea factible de construir; - se puede elegir una losa, una bóveda o un cajón de concreto armado, dependiendo de los factores que se citarán posteriormente.

I.4.b - Si la pendiente de la obra rebasa ciertos límites, que se citaron en la localización del eje de la obra, entonces es importante tomar en cuenta que una pendiente hasta del 12 %, permite elegir una obra de tubos, losa, bóveda o cajón. Cuando esta pendiente sea mayor de 12 %, pero - menor de 20 %, podrá elegirse entre una batería de tubos y -- una bóveda, cuando se rebase el 20 % deberá elegirse una obra compuesta por tubos, no debiendo admitir una pendiente mayor de 45 %.

En aquellos casos en que teniendo una bóveda y por condiciones especiales del escurridero de que se trate no reúna los requisitos de pendiente, se podrá proyectar dicha - bóveda con una mayor pendiente sin pasar de 25 %, pero con la condición de que el cimiento se proyecte y construya en forma escalonada.

Tratándose de tubos cuya pendiente sea mayor -

de 30 % deberá recomendarse que se construyan muros de anclaje a determinada distancia, dentro de la longitud de la obra, con objeto de evitar el deslizamiento de la misma.

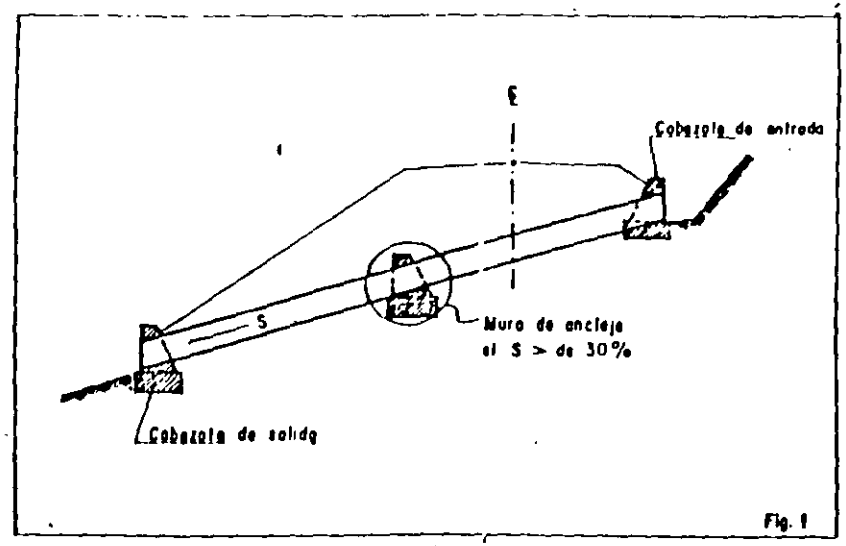


Fig. 1

I.4.c - Otro de los factores importantes en la elección del tipo de obra es la altura del terraplén o relleno sobre las mismas, ya que depende de ésta, el que podamos alojar un tubo, una bóveda o una losa.

En terreno de lomerío suave o plano, normalmente no existe ningún problema para dejar el terraplén mínimo de acuerdo con el tipo de obra elegido.

La altura mínima de terraplén será aquella que nos permita alojar el tipo de obra elegido y además que nos garantice un colchón mínimo sobre la parte más desfavorable (hombro) de la superestructura o clave, se han venido considerando los siguientes valores para estos casos:

Tubo de concreto	0.80 m.
Tubo de lámina ----------	0.30 m.
Losas y cajones de concreto armado ----------	0.20 m.
Bóvedas de mampostería ----	1.00 m.

El colchón se mide de la parte superior de la superestructura de la obra al nivel de la rasante.

Como ya se dijo estos colchones mínimos sobre la superestructura de la obra es lo que nos viene a dar el valor de la elevación para la rasante mínima, que nos permita alojar la obra seleccionada.

El proyecto de la obra puede calcularse en rasante o subrasante mínimas, dependiendo de la realización de las terracerías.

Después de esto, podemos definir como rasante mínima, la elevación mínima en la corona para dar cabida a una alcantarilla, tomando en consideración su colchón mínimo.

Por lo tanto subrasante mínima será, la elevación mínima en la subcorona.,(Ver fig. 2)

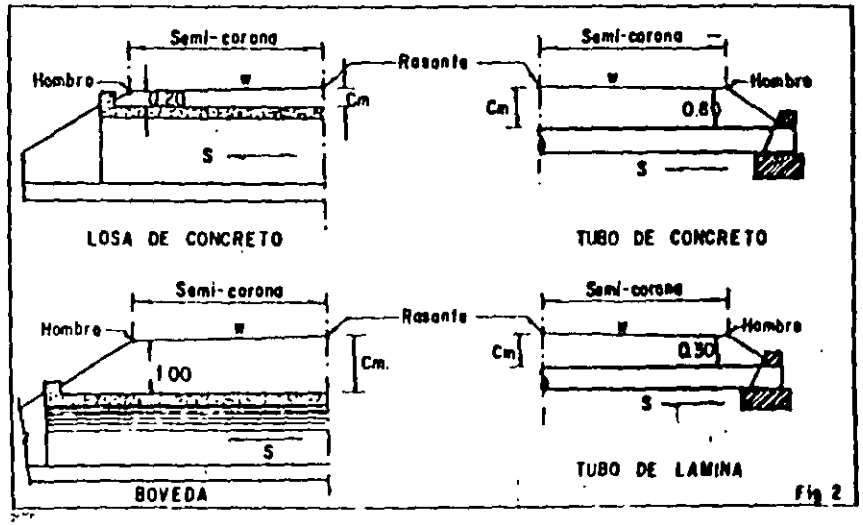


Fig. 2

En terreno montañoso y escarpado no es posible dejar la altura de terraplén necesaria para las obras por las condiciones especiales que prevalecen en los mismos, por lo - que no se toma en cuenta dicha altura, obligándonos esto a -- cambiar de tipo de obra teniendo muchas veces que enterrarlas a la entrada y construírseles cajas captadoras de los escurrimientos, más adelante se tratará lo relacionado con este tipo de obras.

Desde luego el criterio de la persona que estudie el drenaje de una obra vial, será definitivo para la elección del tipo de obra adecuado, tomando en consideración las condiciones de terraplén o relleno. Es también esta persona - quien definirá el cambio de una obra por otra, de acuerdo con las necesidades específicas del lugar.

I.4.d - Los materiales de construcción constituyen otro de los factores que influyen en la elección de tipo de obra ya que cada uno requiere de la facilidad y manejo de materiales específicos, así se tiene una obra vial localizada en terreno montañoso y sin acceso en donde resultan complicadas las maniobras para transportar tubos de concreto ó - lámina hasta el lugar de su construcción, ésta resulta onerosa pudiéndose elegir otro tipo de obra, por ejemplo: una bóveda ya que en esas zonas generalmente existe material pétreo - producto de los cortes que puede utilizarse en la construcción de la alcantarilla. Resulta parecido el caso de que el - transporte o la escasez de cemento y varilla para la construcción de una losa, resulten incosteables por los costos de --- transporte y los precios elevados, entonces lo lógico será -- cambiar el tipo de obra a tuberías o bóvedas. En los casos en que no exista material pétreo adecuado para las obras de bóveda o cimientos y estribos de las losas, puede procederse al - cambio por tubos de lámina, generalmente abovedados.

I.4.e - Por último el factor capacidad de carga es determinante para la elección del tipo de obra ya que proporciona seguridad en gran parte de los proyectos para su estabilidad y evita que obras como losas, bóvedas o cajones - fallen en su cimentación. Sin embargo se tiene la experiencia de que con base en dicha capacidad pueden cambiarse los tipos de obras y adaptarlos para obtener mejores resultados aunque en algunos casos no muy económicos, por ejemplo: haber elegido y proyectado una losa de ciertas dimensiones; pero por --- efecto de la carga que transmite al terreno, este no la soporta, entonces resulta más adecuado cambiarla por un cajón de - concreto armado de las mismas dimensiones de la losa, en caso de tener una área pequeña, convendrá el cambio por un tubo.

Como ya se dijo, en función de los factores -- que se han citado, el Drenajista de acuerdo con su criterio - deberá elegir el tipo de obra adecuado a cada caso sin perder de vista la importancia del drenaje, su estabilidad, funcionamiento, funcionamiento hidráulico y economía del proyecto

II - DATOS GENERALES PARA PROYECTO DE ESTRUCTURAS MENORES.

Conociendo la ubicación de las obras, su área por drenar, el área hidráulica necesaria, el caudal, el tipo las condiciones del terreno de que se trate, así como el registro y perfil del eje de la obra (formas 1 y 2), reunimos los suficientes elementos de juicio para continuar con el estudio, y así poder elaborar y relacionar otros datos tendientes a la solución correcta de los proyectos.

Estos datos son:

1.- Relación de obras del tramo en estudio
2.- Justificación al funcionamiento de drenaje

REGISTRO DE DRENAJE

Estacion	(+)	℄	(−)	Lect.Interm.	Elevaciones

NOTAS: _____

CARRETERA _____

TRAMO _____

SUBTRAMO _____

DE KM _____ A KM _____

Estacion _____ Obra _____

Cuenca _____

Suelo _____

Cobeca _____

Material de arrastre _____

Coef. de escurrimiento C: _____

Fatiga del terreno ft: _____

Area por drenar Has: _____

Otros _____

CROQUIS DE LA OBRA

Forma-1

CARRETERA: TRAMO: SUBTRAMO:

ESCALAS: HORIZONTAL 1:
VERTICAL 1:

FORMA-2

II.1 - RELACION DE OBRAS

Esta se refiere a las obras lev tadas en el tramo en estudio, normalmente se acostumbra hacer esta relación en tramos de 5 Km., no queriendo decir con esto que sea una regla, sino por comodidad en su revisión.

Con objeto de facilitar más la concentración de los datos necesarios en dicha relación, se ha elaborado una forma que sirva como macnote para todos los tramos ------ (forma - 3)

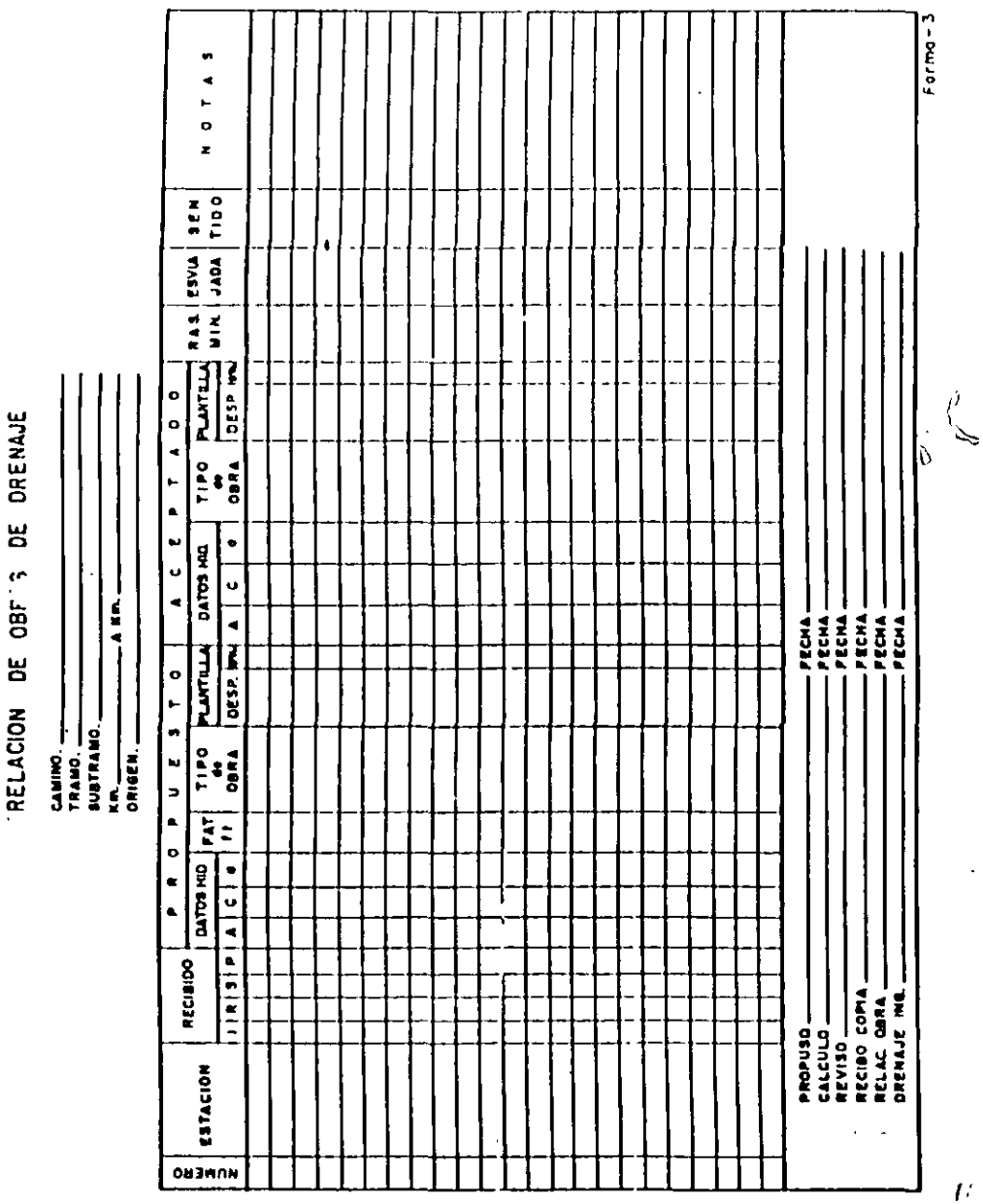
Dicha forma deberá contener los siguientes datos:

a).- Denominación de la Carretera
b).- Tramo de la misma
c).- Subtramo en estudio
d).- Origen del kilometraje
e).- Kilometraje inicial y final del subtramo
f).- Número progresivo dentro del tramo, iniciando con el (1) en todos los tramos y continuando progresivamente.
g).- Estación o kilometraje de la intersección del eje de la obra con el eje de la carretera (℄)
h).- Informe de campo de cada obra, elaborado directamente en campo.
i).- Registro de nivel del eje de la obra así como el croquis correspondiente a la situación del eje de la misma con el eje del escurridero. (Forma 1)
j).- Sección de proyecto en el eje de la obra

Datos Hidráulicos

k).- Area por drenar (A)
l).- Coeficiente de escurrimiento (C)
m).- Area hidráulica necesaria (a)
n).- Patiga o capacidad de carga del terreno
ñ).- Tipo de obra
o).- Elevación del desplante (D)
p).- Pendiente de la obra (S)
q).- Elevación de la rasante mínima (Rm)
r).- Esviaje (e) izquierdo o derecho, normal o radial
s).- Sentido del escurrimiento, izquierdo o derecho.

Los datos consignados en los incisos (a, b, c, d y e) deberán anotarse también en las formas (1, 2, 4, 5)



II.2 - JUSTIFICACION AL FUNCIONAMIENTO DE DRENAJE

Esta justificación se consigna en una relación de obras de cada tramo de 5 Km. y la explicación de cada caso, porque se ubicó la obra en tal o cual lugar y la necesidad de su proyecto, en fín todos aquellos datos que se juzguen convenientes para el buen proyecto de la misma, así como la necesidad de construir o no contracunetas, etc.

Para mejor entendimiento de este punto se anota un ejemplo de como debe elaborarse un funcionamiento de drenaje:

FUNCIONAMIENTO DE DRENAJE

Referencia.

Lugar y fecha.-_____

I.- CARRETERA

CARRETERA:_____
TRAMO :_____
SUBTRAMO :_____
Origen.-_____
De Km. 95 + 000 a Km. 100 + 000

II.- PROYECTOS

A continuación se proporciona una relación de las estaciones en donde se proponen obras de drenaje en el tramo mencionado.

Núm.	Estación	Cruce	Area (A) Ha.	Coef. "C"	Area (a) m²	Tipo de Obra
1	95+180.00	Esv. I	5.0	0.8	0.49	T Ø 0.90m.
2	95+400.00	Normal	4.00	0.8	0.42	T Ø 0.90m.
3	95+340.00	Radial	Obra	de alivio		T Ø 0.90m.
4	96+083.00	Esv. D	3.00	0.8	0.34	T Ø 0.90 m
5	96+416.00	Normal	15.00	0.8	1.11	2T Ø 0.90 m
6	96+762.00	Radial	12.00	0.8	0.94	B 1.0x1.0 m
Etc... Etc... Etc...						

III.- NOTAS

Aquí se anotan aquellas observaciones hechas - en el campo para cada obra propuesta; como lo son: planta topográfica, perfil y secciones de construcción respectivas; ejemplo:

1.- El eje de trazo se localiza en una zona de lomerío fuerte con escurrideros de cauce bien definido y pendiente transversal de consideración, estimándose adecuado un coeficiente de escurrimiento "C" de 0.8 para la fórmula de -- Talbot.

2.- Las áreas de las cuencas por drenar se determinaron y midieron auxiliándose con la planta topográfica en esc. 1:2000, planta de restitución en esc. 1:5000 y fotografías aéreas de contacto en esc. 1:25 000, etc.,

3.- Las obras fueron elegidas y fijadas sus dimensiones en función de las áreas hidráulicas necesarias (a) correspondientes a su cuenca.

4.- Los ejes para apoyar los proyectos de las obras propuestas, fueron trazados y nivelados directamente en el campo siguiendo la dirección del escurrimiento.

5.- En la estación 95+180.00, se requiere una obra de tubo de concreto de 0.90 m. de Ø para drenar el escurridero que cruza en ese lugar y que tiene una cuenca aproximada de 5.00 Ha.

6.- En estación 95+400.00 ----------

---

y así sucesivamente se va detallando cada obra relacionada, - en caso de que en el tramo se requiera una obra mayor de 6.00 m. de claro, o sea un puente, deberán anotarse sus datos.

Ejemplo:

10.- En la estación 97+760.00, se cruza un arroyo que por las dimensiones de su cauce y su cuenca mayor - de 500.0 Has. requiere una obra con claro mayor de 6.00 m., - por lo que deberán hacerse los estudios correspondientes para determinar las dimensiones de la obra definitiva.

11.- De Km._____ a Km._____; la subrasante se proyectó enterreda para apoyar en firme las terracerías, por lo tanto las obras que se localizen en este tramo deberán proyectarse con caja de entrada y los tubos se empotrarán en los muros de sostenimiento en caso de existir - éstos.

12.- El columpio que se localiza entre las estaciones _____ y _____; se drenará encauzando el escurrimiento hacia la obra de estación _____ profundizando la cuneta, con una pendiente mínima de 0.5 %.

13.- Por las condiciones de proyecto de las terracerías en este tramo se requieren contracunetas, para el - proyecto y construcción de las mismas son necesarios los estudios correspondientes, geológicos y de suelos.

Como podrá apreciarse entre más datos de campo se aporten en el funcionamiento de drenaje, nos formará un criterio más amplio para diseñar las obras.

Se recomienda que los préstamos laterales para la formación de las terracerías se ubiquen invariablemente del lado aguas abajo, en caso contrario, el fondo de dichos préstamos deberá quedar más arriba que la entrada de las obras, para garantizar el buen funcionamiento de las mismas y poder drenar estos préstamos evitando el encharcamiento del agua.

Para las obras cuyo tipo difiere de los tubos (losas y bóvedas) es necesario obtener en campo, los datos de capacidad de carga del terreno (f_t) con objeto de poder proyectar la cimentación adecuada de la obra.

III - DATOS DE TERRACERIAS

III.1 - GEOMETRIA DE LA SECCION

El proyecto de alineamiento vertical de una obra vial, que está formada por tangentes y curvas verticales y que generalmente se denomina sub-rasante, se hace en función de las elevaciones requeridas para dar acomodo a las obras de drenaje o alcantarillas, sobre todo en terreno plano o en otras ocasiones para compensar los volúmenes de corte y terraplén para obtener un proyecto económico de la obra de que se trate, carretera o ferrocarril. En este proyecto intervienen otros elementos que dependen del proyecto geométrico de la vía, siendo estos los referentes al alineamiento horizontal de la carretera y originado por la configuración del terreno, nos referimos concretamente a las curvas horizontales.

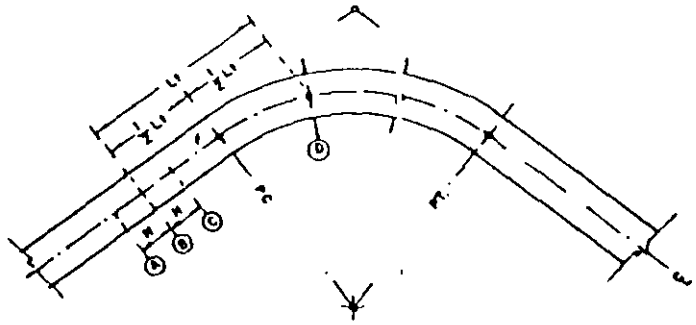
Dichos elementos están en función del grado de curva y de la velocidad de proyecto, siendo estos los siguientes:

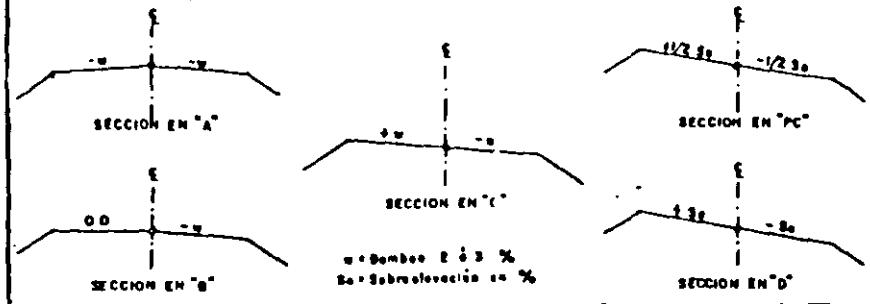
a).- Ampliación
b).- Sobre-elevación
c).- Valor de "N"
d).- Tangente de transición

En la Fig. 3, se pueden apreciar todos los datos requeridos para el proyecto de una obra de drenaje o alcantarilla.

Con objeto de tener todos los elementos necesarios para el proyecto geométrico de las obras de drenaje, se ha elaborado una forma especial llamada "Datos de Terracerías" (forma - 4); en donde se vacían dichos datos.

REPRESENTACION DE VARIACION DE LA SOBRE-ELEVACION Y AMPLIACION





REPRESENTACION DE ELEMENTOS

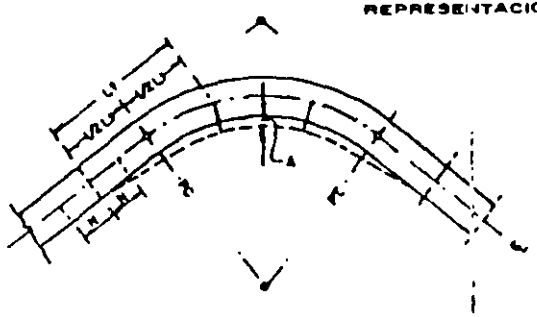


Fig 3

DATOS DE TERRACERIAS

CARRETERA _____

TRAMO: _____

SUB-TRAMO: _____

ORIGEN _____

DE Km _____ A Km. _____

ANCHO DE CORONA: _____

PAVIMENTO ESPESOR DE BASE Y SUB-BASE: _____ CUNETA: ANCHO: _____
ESPESOR DE CARPETA: _____ PROFUNDIDAD: _____

ESTACION	GRADO	ELEVACION SUB RASANTE	ALINEAMIENTOS				SECCION NORMAL						NOTAS
			HORIZONTAL		VERTICAL		AMPLIACION		SOBRE ELEVACION		TALUDES		
			CLASE	RADIO	CLASE	PENDIENTE	IZQ	DER	IZQ	DER	IZQ	DER	

III.2 - UTILIZACION DE LA FORMA PARA TERRACERIAS

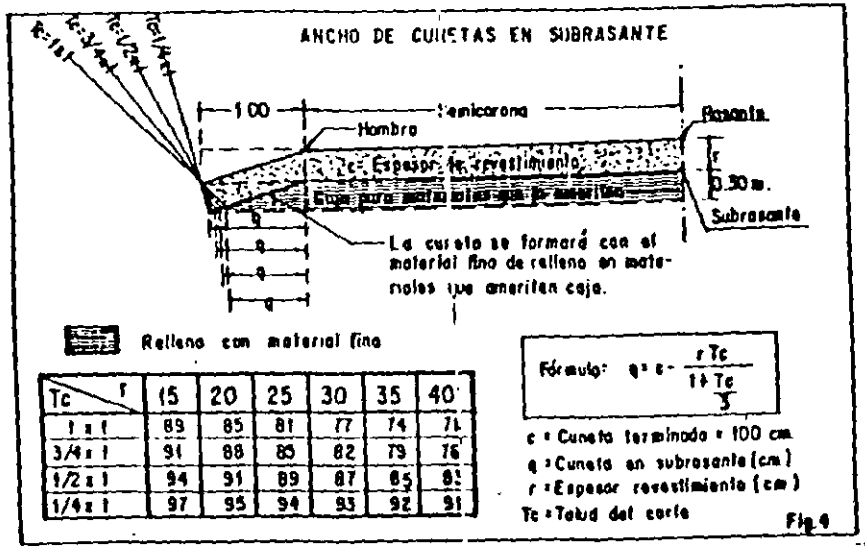
En esta forma 4, deberá anotarse como en las - anteriores, todos los datos referentes al tramo en estudio: - Carretera, Tramo, Subtramo, Origen, así como el kilometraje - correspondiente.

Otros datos no menos importantes y que deberán estar contenidos en esta forma son:

a).- Ancho de corona; este dependerá del tipo de camino y será para un tramo en tangente.

b).- Pavimento; aquí deberá tomarse el espesor correspondiente a la base, sub-base y carpeta.

c).- Cuneta; se refiere al ancho de la misma - así como su profundidad. (ver figura 4)



Tc \ f	15	20	25	30	35	40
1 : 1	89	85	81	77	74	71
3/4 : 1	91	88	85	82	79	76
1/2 : 1	94	91	89	87	85	83
1/4 : 1	97	95	94	93	92	91

Fórmula: $q = c - \frac{r\,Tc}{1 + \frac{Tc}{3}}$

c = Cuneta terminada = 100 cm.
q = Cuneta en subrasante (cm.)
r = Espesor revestimiento (cm.)
Tc = Talud del corte

Fig. 4

Los datos anotados anteriormente son de tipo - general por lo que también deberán anotarse los que en forma particular influyen en el cálculo de cada obra, como son:

d).- Estación, se refiere al kilometraje correspondiente al eje de la obra de acuerdo con el cadenamiento del eje de la carretera.

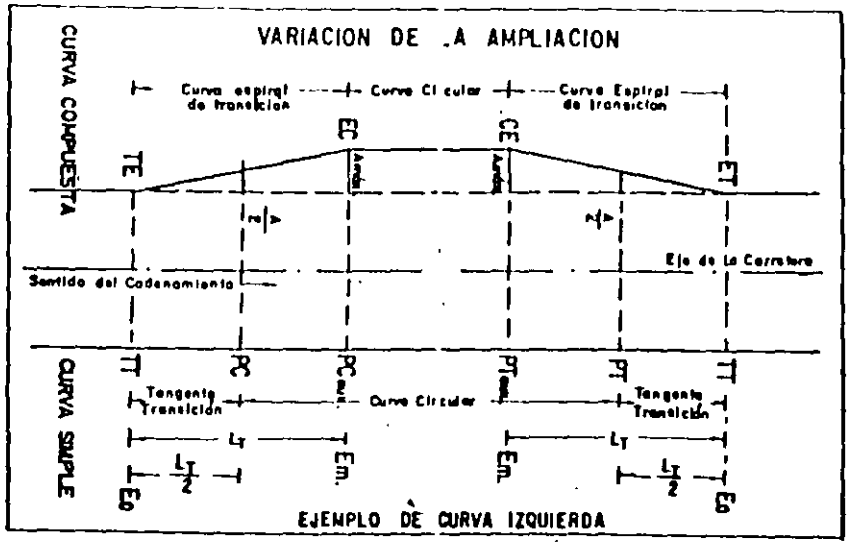
e).- Cruce, aquí se especificará si el eje de - la obra respecto al trazo, es normal, esviajado o radial.

f).- Elevación Sub-rasante, este dato se toma - del "Perfil de Construcción" o de las hojas de cálculo, y se refiere a la elevación de la sub-rasante correspondiente a - la estación en la que se encuentra ubicada el centro de la obra.

g).- Alineamiento, como ya sabemos hay dos tipos de alineamientos uno horizontal y otro vertical, por lo tanto en las columnas correspondientes se anotará:
Horizontal; la clase, si es tangente o curva, en este caso, el radio de la curva respectiva. En el alineamiento vertical también se indicará la clase si es tangente o curva vertical, en caso de ser tangente se anotará la pendiente correspondiente en(%) directamente del perfil, en caso de ser curva se calculará entre dos estaciones, - la anterior y la posterior a la obra.

h).- Ampliación, se refiere al ancho de la faja que se agrega en la parte interna de las - curvas horizontales y que está en función

del grado de curvatura y de la velocidad de - proyecto, esta ampliación solo se considera - en carreteras no así en ferrocarriles, (ver - fig. 5).



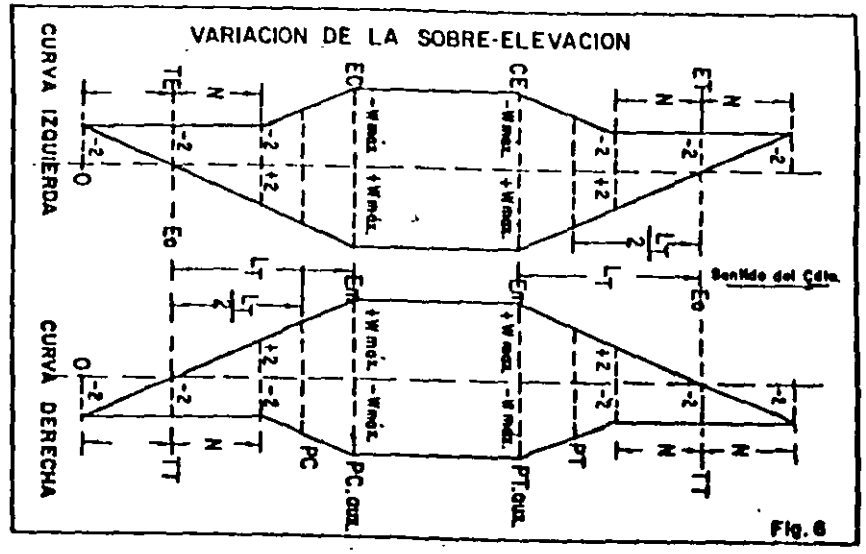
i).- Sobre-elevación.- Este dato como el anterior se tomará del proyecto de secciones correspondiente y también será de acuerdo con el grado de curvatura y la velocidad de proyecto, dado en (%), (Fig. 6).

j).- Taludes.- Estos serán de acuerdo con las condiciones del camino y si está en corte o terraplén, también varía de acuerdo con la clase de materiales que lo forman debiéndose recabar este dato del informe geotécnico realizado para el tramo.

Los datos de los puntos (a, h, i, j), se consi

deran para una sección normal o radial en el cruce.

Con el acopio de todos estos datos se procede a efectuar el diseño geométrico de la obra.



IV - DISEÑO GEOMETRICO DE LA OBRA

En este caso como en los anteriores se hace necesario el empleo de una forma que nos permita reunir todos los datos que se requieren para el diseño de la obra y además poder seguir una secuela lógica de cálculo, hasta obtener los datos para su construcción.

La forma utilizada para este propósito la llamaremos "Cálculo de Longitud de Obra", (Forma - 5) y fué diseñada en la oficina de Alcantarillado y Estructuras Menores de la extinta SAHOP, con el fín de facilitar tanto el cálculo como la revisión del mismo, en el proyecto de obras de drenaje

Enseguida trataremos de explicar siguiendo el orden de la forma, lo que es cada concepto, su cálculo y la - fórmula empleada en cada uno.

CARRETERA
TRAMO
SUBTRAMO
DE Km ... A Km ...
Origen:

ESTACION
ALCANTARILLA DE
DE ... m a ... m

CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

LOCALIZACION

Cruce: ... Sentido del escurrimiento ...

DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE

SECCION NORMAL

Subrasante Elev ... m Espesor de revestimiento ... m Espesor de carpeta ... m.
Rasante de cálculo ... m Rasante del camino ... Pend long del camino ... %

SEMI-CORONAS: Y_1 (Izq) ... m; Y_2 (Der) ...
SOBRE ELEVACIONES: W_1 (Izq) ... %; W_2 (Der) ... %

SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

X_1 = −	Tang α =	X_2 = −
C_1 =	Cos. α =	C_2 =
R_1 =	Sen α =	R_2 =
H_1 =	Tn =	H_2 =
Cos α − K =	K =	Cos α − K =
T_1 =		T_2 =

LONGITUD DE OBRA

PLANTILLA DEL CAUCE: Pendiente S = ... %; Elevación ℄ D = ... m.
Espesor de superestructura = ... m.
Altura de la directriz; b = ... m.

$\frac{T_1}{T_2}$ =	M =	Q =	$\frac{T_2}{T_1}$ =
$\frac{T_1}{T_2}$ − S =	M_1 =	M_2 =	$\frac{T_2}{T_1}$ − S =
f_1 =	F_1 =	F_2 =	f_2 =
h_1 =	Q' =	Q'S =	h_2 =
d_1 =			d_2 =
L_1 =	L =		L_2 =
α =	L_0 =		β =

... Tramos de 1.25 m L_T = ... m Dif = ... m Corrección = ... m.

AJUSTE A NUM. CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

N_1 =	ΣR =	N_2 =
d_1 =	T_1+T_2 =	d_2 =
C_1 =	L' =	C_2 =
L_{T_1} =	L_T =	L_{T_2} =
... Elev = ... m.	Centro Elev. = ... m	... Elev = ... m.

DATOS COMPLEMENTARIOS

Colchón en el ℄ = ... m Clasificación terreno ... Altura promedio = ... m

NOTAS: ...

FORMA-5

En esta hoja de Cálculo de Longitud de Obra, como en las anteriores formas que se han ido mencionando anteriormente, se hace necesario también anotar todos los datos referentes a la identificación de la obra vial de que se trate; Tramo, Subtramo, etc..

A continuación se anotará en la parte indicada como "Localización", la situación del cruce del eje de la obra en relación con el eje de trazo, ya sea carretera o ferrocarril; ésto puede ser:

a) .- Normal en tangente
b) .- Radial en curva circular o espiral
c) .- Esviajada en tangente
d) .- Esviajada en curva circular o espiral

Se dice que una obra es normal o radial, cuando el ángulo que forma el eje de la obra con el eje de la carretera es de 90° 00' y esviajada cuando dicho ángulo es mayor o menor de 90° 00', considerándose como ángulo de esviaje aquel que se forma a partir de la normal al eje de trazo y que puede ser izquierdo o derecho según que su desplazamiento sea a la izquierda o la derecha de dicha normal, como se puede ver en la (fig: 7 y 8)

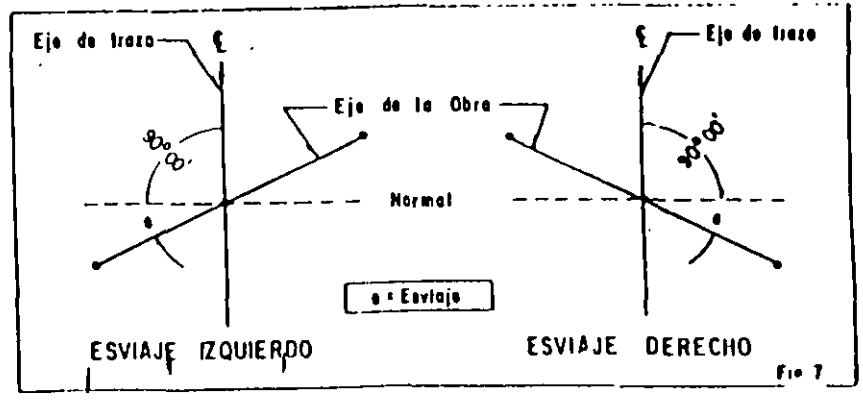


Fig 7

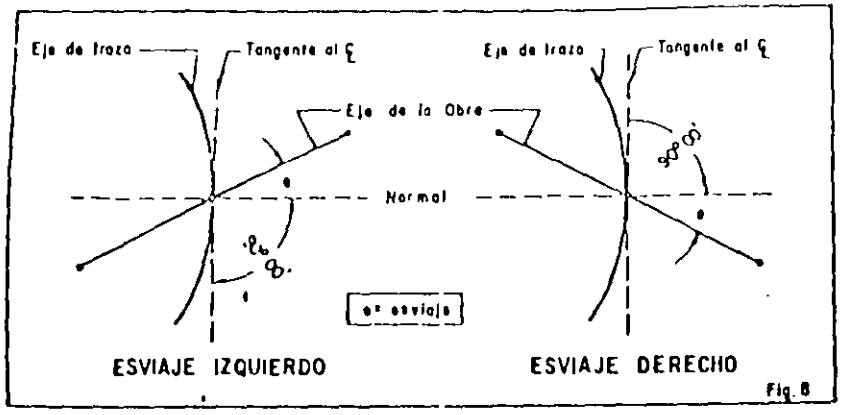


Fig 8

El esviaje puede variar de $10^{o}00'$ mínimo a --- $45^{o}00'$ máximo, no queriendo decir con éste que únicamente entre estos dos extremos deberá considerarse el esviaje, pues - no hay que olvidar que pueden existir casos muy especiales -- que por sus características nos obliguen a considerar un ángulo menor o mayor que los marcados como límite, como lo son:

a).- Una barranca muy profunda
b).- Un canal de riego
c).- Un gasoducto
d).- Un acueducto, etc. etc...

El dato deberá anotarse en la (forma - 5), en el renglón correspondiente, lo mismo el sentido del escurri-- miento si éste es a la izquierda o a la derecha, indicándolo con una flecha, ejemplo:

CRUCE.- Esv. $25^{o}00'$ Der. en tangente
Sentido del escurrimiento

IV.2 - DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE SECCION NORMAL

a) - Sub-rasante.- Como ya se dijo en el capí- tulo anterior, en el inciso f), la sub-ra sante es la elevación del eje de la carre tera a nivel de terracerías, o sea, sin - considerar el espesor del pavimento; en nuestro caso se toma la elevación correspondiente a la estación del (℄), que se encuentra en el Perfil de Construcción Estimativo del tramo en estudio.

b) - Espesor de Revestimiento.- Este espesor - será de acuerdo con el estudio geotécnico realizado en dicho tramo y está consignado en el mismo plano, siendo este espesor variable.

c) - Espesor de la Carpeta.- También este dato como el anterior dependerá del estudio geotécnico correspondiente, siendo consecuentemente variable para cada caso, consignado en dicho plano.
Los datos anteriores, pueden verse en la (fig.- 9).

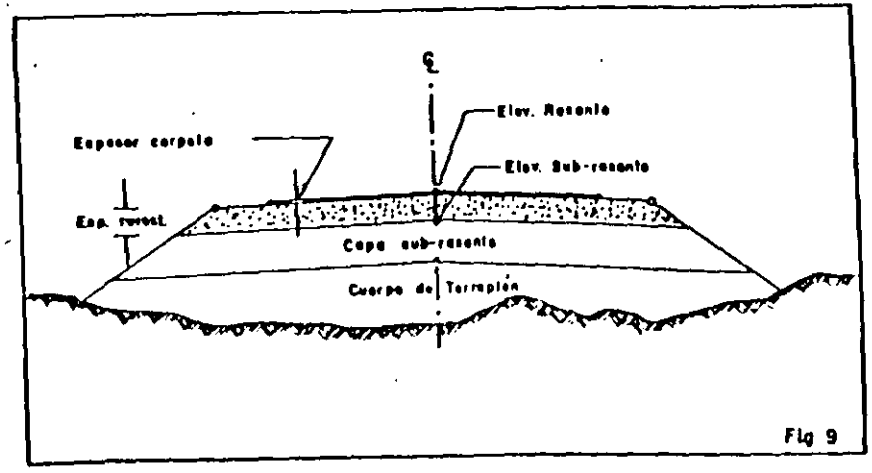


Fig 9

d) - Rasante de Cálculo.- La elevación de la - rasante de cálculo no es más que la suma de la sub-rasante más el espesor del pavimento (Sub-base y Base).

e) - Rasante del camino.- Esta elevación es igual a la rasante de cálculo más el espesor de la carpeta.

f) - Pendiente longitudinal de la carretera.- Este dato se toma de las hojas de cálculo de curvamasa o del "Perfil de Construcción Estimativo" correspondiente al tramo considerado. En caso de que el eje de la obra propuesta se encuentre localizado en curva vertical, la pendiente será la que resulte entre dos estaciones inmediatas - anterior y posterior, sin considerar la - curva vertical, esta pendiente puede ser positiva o negativa. En las hojas de cálculo de curvamasa se encuentran las elevaciones de las estaciones para el cálculo de la pendiente.

g) - Semi-coronas.- Este dato se refiere al ancho de las mismas en una sección normal - que pase por el (℄) de la obra; siendo dicho valor variable dependiendo éste del tipo de camino y si está en tangente o en curva. Cuando el eje de la obra es normal y en tangente, el valor de las semi-coronas será igual; En caso de que el eje sea radial en curva, este valor será diferente, siendo la diferencia igual al valor - de la ampliación que por efecto de la curvatura se considera, este valor es variable dependiendo del grado de curvatura y

la velocidad de proyecto. Dicha ampliación puede ser izquierda o derecha dependiendo si la curva es Izquierda o Derecha El valor de las semi-coronas está consignado en las formas de "Proyecto de Secciones" del tramo correspondiente, (forma 2 de terracerías). Cuando los ejes de las - obras se localizan en tangente de transición y esviajados, los valores de las semi-coronas tendrán que calcularse para - los puntos correspondientes y esto se hará tomando en cuenta las fórmulas que para el caso se han deducido.

Como a partir de este punto nos vamos a - referir a valores del lado izquierdo y derecho del eje de la carretera en relación con el proyecto, diferenciaremos dichos - valores afectándolos de un índice (1) y (2) para los lados izquierdo y derecho - respectivamente.

Las semi-coronas se designarán con la letra (Y); así tendremos que:

Y_1 = Semi-corona izquierda

Y_2 = Semi-corona derecha

(Ver fig. 10)

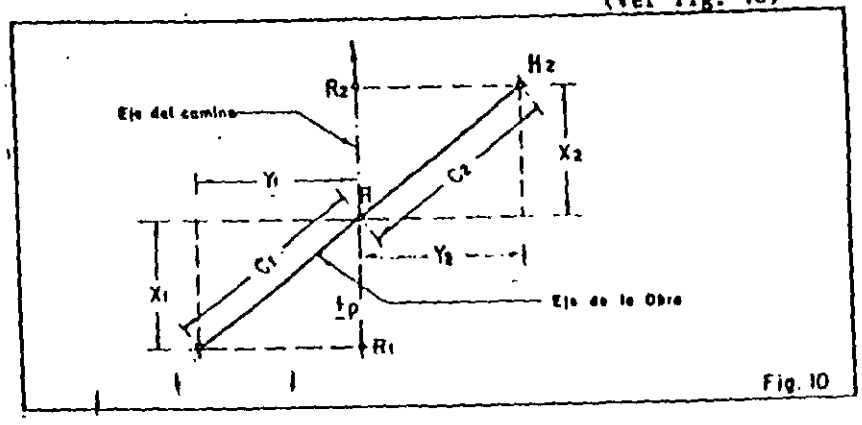


Fig. 10

h) - Ampliaciones.- Como ya dijimos este dato es de suma importancia para el proyecto - geométrico de las obras de drenaje, ya -- que en función de esta ampliación se calcula el valor de las semi-coronas Y_1 y Y_2 según el caso.

Este valor de la ampliación como se dijo anteriormente, varía de acuerdo con el -- grado de curvatura y la velocidad de proyecto, influyendo únicamente del lado interior de la curva. Este dato como los anteriores se toma de las hojas de "Proyecto de Secciones" correspondientes al tramo en estudio.

i) - Sobre-elevaciones.- Se designa sobre-elevación en una carretera, a la inclinación que tiene la semi-corona, partiendo del - eje de la misma hacia afuera y este valor está dado en (%) o sea el desnivel en cm. por m., este valor es variable dependiendo como en el caso de la ampliación, si - es tangente o curva, en cuyo caso influye también el grado de la misma y la velocidad de proyecto, otro factor muy importante es la etapa en que se dejará la carretera (pavimentada, terracerías, o revestida).

Como en los casos anteriores también el - valor de la sobre-elevación está consignado en la forma de "Proyecto de Secciones", y la llamaremos (w). Siendo:

w_1 = Sobre-elevación izquierda

w_2 = Sobre-elevación derecha

(Ver fig. 11)

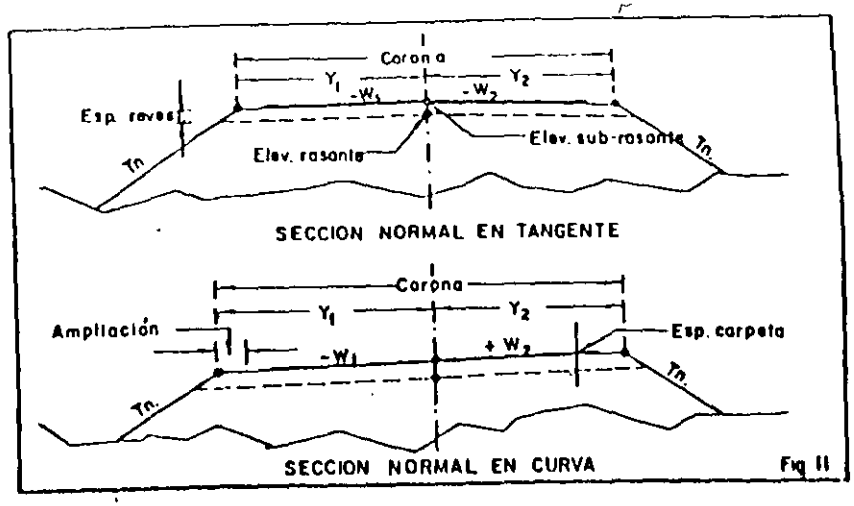


Fig 11

IV.3 - FORMULAS PARA EL CALCULO DE LAS SEMI-CORONAS EN TANGENTE DE TRANSICION.

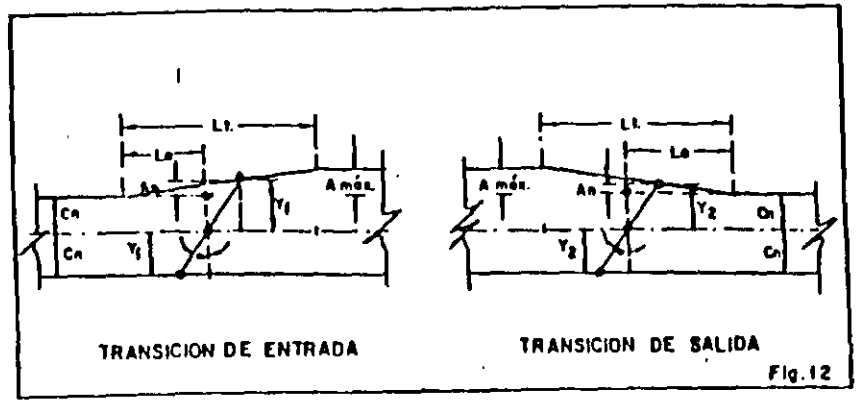


Fig.12

NOMENCLATURA

Cn = Semi-corona en tangente

Ka = Constante de ampliación

Am = Ampliación máxima en la curva
An = Ampliación en el punto considerado
Lt = Longitud de la tangente de transición
Lo = Longitud al punto de cruce

FORMULAS

$$Ka = -\frac{Am}{Lt} \quad \text{---------- (1)}$$

$$An = Ka \cdot Lo \quad \text{---------- (2)}$$

$$Y = \frac{Cn \pm An}{1 \pm Ka \cdot Tan\ e}$$

Como puede apreciarse en la fórmula general para el cálculo de (Y), en el dividendo aparece un signo (+ o -) que dependo de las condiciones de localización del eje de la obra, teniéndose para cada caso específico el signo correspondiente según las condiciones siguientes:

TRANSICION DE ENTRADA

a).- Si la ampliación y el esviaje están del mismo lado, se toma el signo (+)

b).- Si están de lados opuestos se tomará signo (-)

TRANSICION DE SALIDA

a).- Si la ampliación y el esviaje están del mismo lado, se toma signo (-)

b).- Si están en lados opuestos se tomará signo (+)

De acuerdo con estas consideraciones, las fórmulas para cada caso en particular serán: (ver tabla sig.)

FORMULARIO					
CONCEPTO		ESVIAJE DERECHO		ESVIAJE IZQUIERDO	
		Y_1	Y_2	Y_1	Y_2
TRANSICION DE ENTRADA	CURVA IZQUIERDA	$\frac{Cn + An}{1 - Ka.Tg\ e}$	Cn	$\frac{Cn + An}{1 + Ka.Tg\ e}$	Cn
	CURVA DERECHA	Cn	$\frac{Cn + An}{1 + Ka\ Tg\ e}$	Cn	$\frac{Cn + An}{1 - Ka.Tg\ e}$
TRANSICION DE SALIDA	CURVA IZQUIERDA	$\frac{Cn + An}{1 + Ka.Tg\ e}$	Cm	$\frac{Cn + An}{1 - Ka.Tg\ e}$	Cn.
	CURVA DERECHA	Cn	$\frac{Cn + An}{1 - Ka.Tg\ e}$	Cn	$\frac{Cn + An}{1 + Ka\ Tg\ e}$

IV.4 - SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

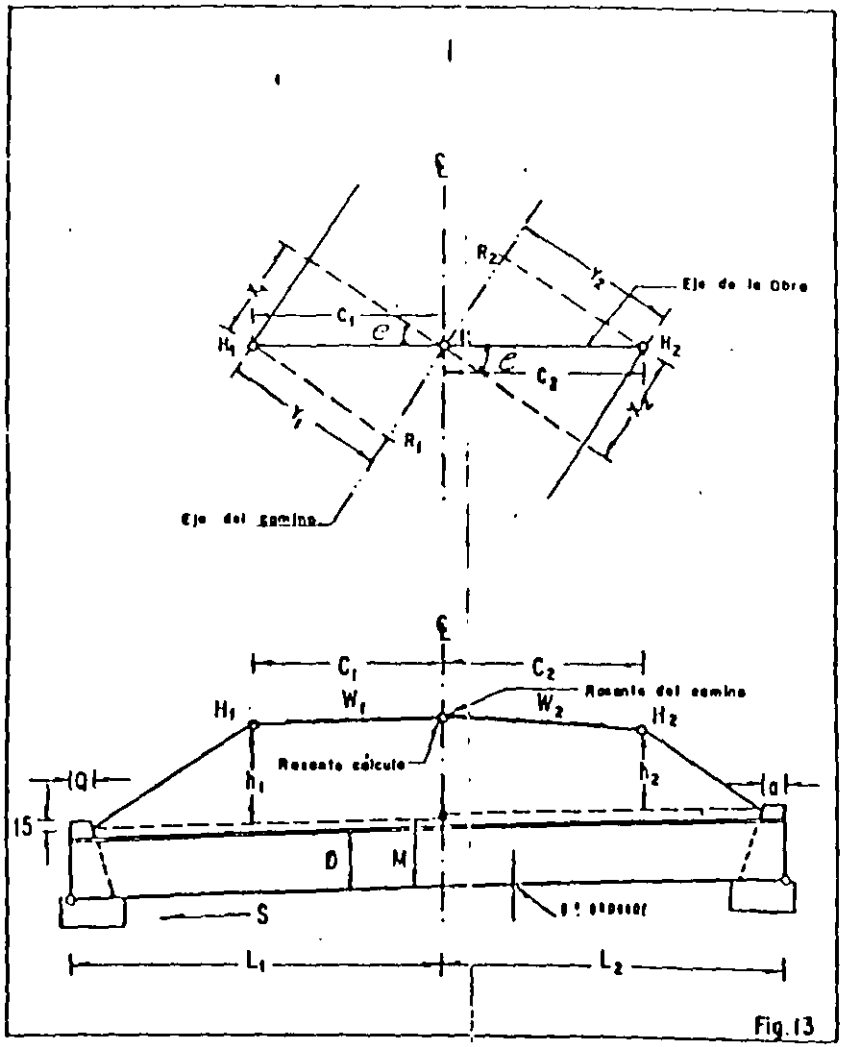
Conocidos todos los datos que intervienen en el cálculo de la obra, empezaremos por deducir las fórmulas que nos servirán para el cálculo de los elementos que definirán la sección de las terracerías por el eje de la misma, ya sea que se trate de sección normal o esviajada y localizada en tangente o curva.

Para el análisis de las fórmulas nos auxiliaremos con la (figura 13)

Los valores que calcularemos siguiendo la secuela de la (forma - 5) son los siguientes:

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO
X_1	Tan e	X_2
C_1	Cos e	C_2
R_1	Son e	R_2

H_1		H_2
Cos $\beta \pm K$	Tn	Cos $e \pm K$
T_1	K	T_2



En las tablas de funciones naturales se busca el valor de la Tangente, Coseno y Seno del ángulo de esviaje, si el eje de la obra es esviajado, en caso de ser normal o radial estos valores no son necesarios.

CALCULO DE (X_1 y X_2)

X = Distancia de desplazamiento del punto sobre el hombro (H), este displazamiento se calcula aplicando la Ley de los Senos"

Así tendremos que:

Para eje Normal o Radial

$X_1 = 0$ $\qquad$ $X_2 = 0$

Para eje Esviajado

$X_1 = \pm Y_1(\text{Tan } e)$ $\qquad$ $X_2 = \pm Y_2(\text{Tan } e)$

La utilización del signo (+ o -), está en función del esviaje, considerándose (-) del lado del esviaje y (+) para el lado contrario, es decir:

Si el Esviaje es izquierdo

$X_1 = -Y_1(\text{Tan } e)$ $\qquad$ $X_2 = Y_2(\text{Tan } e)$

Si el esviaje es derecho

$X_1 = Y_1(\text{Tan } e)$ $\qquad$ $X_2 = -Y_2(\text{Tan } e)$

CALCULO DE (C_1 y C_2)

C = Semi-corona esviajada

Para eje Normal o Radial

$C_1 = \frac{X_1}{Cos\ \theta}$ $\qquad$ $C_2 = \frac{Y_2}{Cos\ \theta}$

CALCULO DE (R_1 y R_2)

R = Elevación de la rasante de cálculo en el (℄).

R_1 y R_2 = Elevación de la rasante de cálculo en los puntos ya desplazados sobre el eje de la carretera.

Para calcular el valor de estos puntos, se toma la rasante de cálculo (R), que es un valor conocido y que se obtuvo de las hojas de cálculo de rasante y curva-masa, a este valor se le suma o resta el desnivel que hay entre los puntos (R y R_1) o (R y R_2), provocado por el desplazamiento correspondiente, multiplicado por la pendiente de la carretera (p), conservando el signo de la misma, así tendremos:

Para eje Normal o Radial

$R = R_1 = R_2$; ya que para el mismo caso

$X_1 = X_2 = 0$

Para eje Esviajado

$R_1 = R \pm (X_1.p)$ $\qquad$ $R_2 = R \pm (X_2.p)$

El signo (+ ó -), se empleará de acuerdo con el signo algebraico que resulte del producto (X.p),

Ejemplo:

Si (X_1) es negativa y (p) también

$R_1 = R \pm (-X_1.-p) = R + (X_1.p)$

CALCULO DE (H_1 y H_2)

H_1 y H_2 = Elevación de los hombros del camino según el eje de la obra.

Para el cálculo de estos valores se toma la elevación de la rasante de cálculo respectiva (R_1 y R_2) y se le suma o resta el desnivel que hay entre estos puntos y los hombros correspondientes (H_1 y H_2)

La fórmula a emplearse será:

$H_1 = R_1 \pm (Y_1.W_1)$ $\qquad$ $H_2 = R_2 \pm (Y_2.W_2)$

El signo que se emplea en el segundo término dependerá de si la sobre-elevación (w) correspondiente es positiva o negativa.

CALCULO DE (T_1 y T_2)

En donde:

Tn = Talud para una sección normal

T_1 y T_2 = Taludes esviajados según el eje de la obra.

Para eje normal o radial

$T_1 = Tn = T_2$

Para cálculo de los taludes esviajados (T_1 y T_2) hay que tomar en cuenta principalmente la pendiente longitudinal (p) de la carretera, si ésta es positiva o negativa, ya que de éste depende el incremento en más o en menos que sufran los taludes esviajados

Para entender mejor éste haremos la deducción

analítica de la fórmula, apoyándonos en la (Fig. 14)

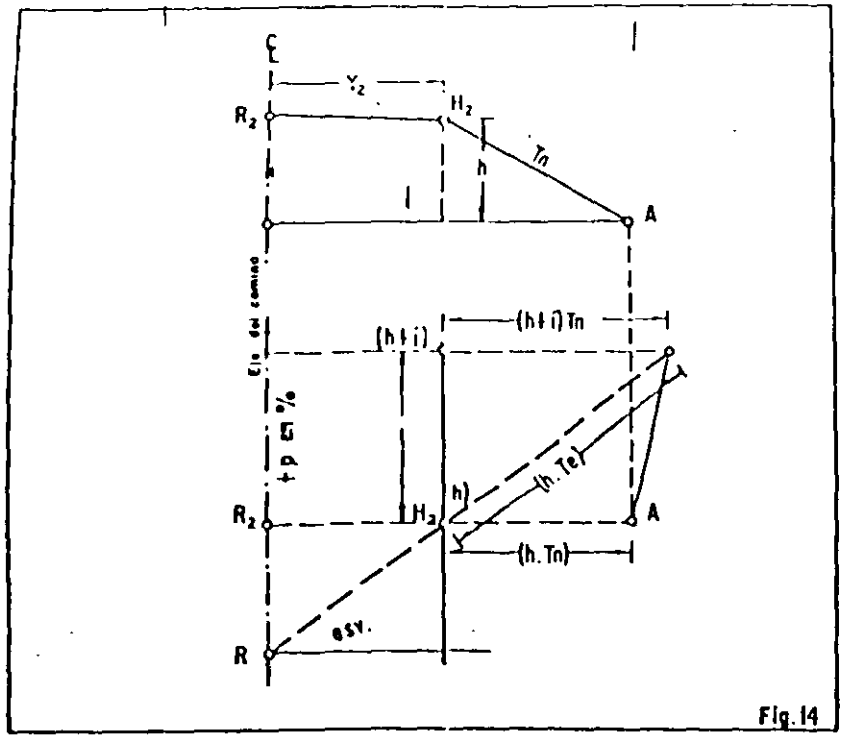


Fig.14

DEDUCCION

Suponiendo que la pendiente longitudinal (p) - del camino es (0.0 %), la fórmula para talud esviajado sería:

$$Te = \frac{Tn}{Cos\ e}$$

Cuando la pendiente (p) es positiva o negativa la fórmula sufre un incremento en (+ o -) según dicha pendiente, así tendremos que :

$$Cos\ e = \frac{(h+l)Tn}{h.Te} \quad \text{----------(1)}$$

$$Sen\ e = \frac{l}{h.Te} \quad \text{----------(2)}$$

$l = p.l$

Sustituyendo el valor de (l) en la ecuación (1) tendremos:

$$Cos\ e = \frac{(h+p.l)Tn}{h.Te} = \frac{h.Tn + (p.l.Tn)}{h.Te} \quad \text{---- (3)}$$

Despejando de la ecuación (2) el valor de (l)

$l = h.Te.Sen\ e$

Sustituyendo en la ecuación (3)

$$Cos\ e = \frac{h.Tn + p.h.Te.Sen\ e.Tn}{h.Te}$$

$Cos\ e.h.Te = h.Tn + p.h.Te.Tn.Sen\ e$

Dividiendo la ecuación entre (h) no se altera el producto, quedando como sigue:

$Te.Cos\ e = Tn + p.Te.Tn.Sen\ e$

Despejando a (Tn) del segundo término tendr .os

$Tn = Te.\ Cos\ e - p.Te.Tn.Sen\ e$

$Tn = Te(Cos\ e - p.Tn.Sen\ e)$

Despejando a (Te) del segundo término quedará:

$$Te = \frac{Tn}{Cos\ e - p.Tn.Sen\ e}$$

Ecuación que nos da el valor del talud esviajado cuando la pendiente de la carretera es positiva (+).

Cuando dicha pendiente sea negativa (-), la ecuación correspondiente será:

$$Te = \frac{Tn}{Cos\ e - p.Tn.Sen\ e}$$

Por lo tanto la fórmula general será:

$$Te = \frac{Tn}{Cos\ e \pm p.Tn.Sen\ e}$$

Si llamamos (K) al valor de (p.Tn.Sen e)

$$\boxed{Te = \frac{Tn}{Cos\ e \pm K}}$$; siendo ésta la fórmula general final.

Por lo que:

$$T_1 = \frac{Tn}{Cos\ e \pm K} \qquad T_2 = \frac{Tn}{Cos\ e \pm K}$$

NOMENCLATURA USADA EN LA DEDUCCION

Tn = Talud normal
Te = Talud esviajado
l = Proyección del eje de la obra comprendida en el talud, sobre el eje de la carretera.
i = Incremento por pendiente
Cos e = Coseno del esviaje
Sen e = Seno del esviaje
p = Pendiente longitudinal de la carretera
K = Valor que está en función de la pendiente, el talud normal y el seno del esviaje

Los valores de (Tn.Sen e) están tabulados para diferentes grados de esviaje, (ver Tabla I) de esta guía.

Multiplicando estos valores por la pendiente de la carretera, nos dará el valor de (Z), el signo que se aplica para encontrar el de (Cos e ± K), será el mismo de la pendiente (p) para el lado del esviaje.

Ejemplo:

Si la pendiente es positiva y el esviaje es de derecho, el valor de (K) será positivo para ese mismo lado.

$$T_1 = \frac{Tn}{Cos\ e - K} \qquad T_2 = \frac{Tn}{Cos\ e + K}$$

(ver Figura 15)

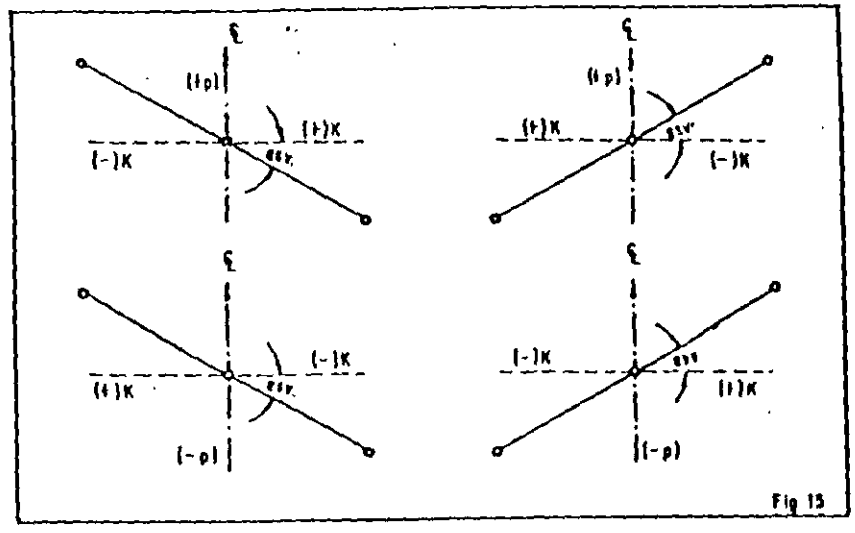


Fig 15

Conociendo el signo de (K), se suma o resta al valor del coseno del esviaje en ambos lados del eje, con lo que nos da un valor menor que la unidad, y que aplicado a la fórmula para el talud esviajado (Te), conoceremos el valor de dicho talud.

En la (Tabla II) están tabulados los valores

de (S_1 o S_2) para diferentes tipos de envase, con lo que se ahorra el desarrollo completo de la fórmula.

Con esto queda calculado totalmente todo lo correspondiente a terracerías, faltando por explicar el cálculo de la longitud de la obra.

IV.5 - CALCULO DE LA LONGITUD DE OBRA

El objeto principal de este cálculo es conocer la longitud de la obra en el nivel de desplante y cruce elegido, para lo cual se toman los siguientes datos fijados de acuerdo con las condiciones topohidráulicas del encurridero por captar.

PLANTILLA DEL CAUCE

a) - Pendiente.- Se refiere a la pendiente que deberá tener la obra de acuerdo con el eje del terreno, ésta se fija en el papel milimétrico donde se dibujó previamente el perfil del eje de la obra (Forma 2), teniendo en cuenta que no se permiten rellenos en el desplante, salvo en casos especiales y estos no deberán tener un espesor mayor de 1.00 m., compactándose a 95 %, la pendiente estará dada en (%).

b) - Desplante.- La profundidad de desplante (D), en relación con el eje de la obra levantado en campo, dependerá de la pendiente transversal del terreno, capacidad de carga del mismo y la pendiente (S) de la obra.

Cuando haya necesidad de rellenar bajo el desplante, deberá procurarse que el límite de éste quede a una distancia mínima de 2.50 m. de la cara interna del cimiento del cabezote, con objeto de que dicho cimiento quede en terreno firme, no permitiéndose por ningún concepto el relleno bajo el mismo. (Ver Figura 16)

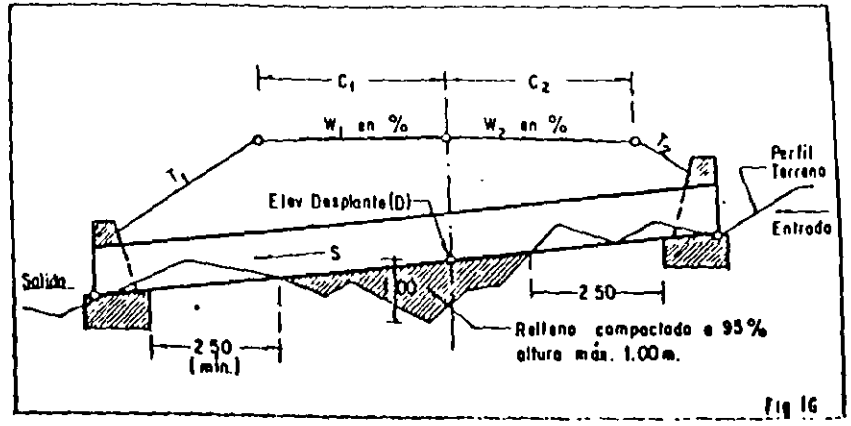


Fig 16

c).- Espesor de la superestructura (e).- Este renglón se refiere únicamente para cuando la obra que se proyecta es una losa o una bóveda, en caso de que sean tubos se anotará el espesor de la pared de éste, si es de concreto, cuando se trate de losas se toma el espesor de la misma, en caso de bóveda será el espesor de la clave, (ver figura 17)

Los valores de (e) para losas y bóvedas, están tabulados en los "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje para Carreteras", editado por SOP.

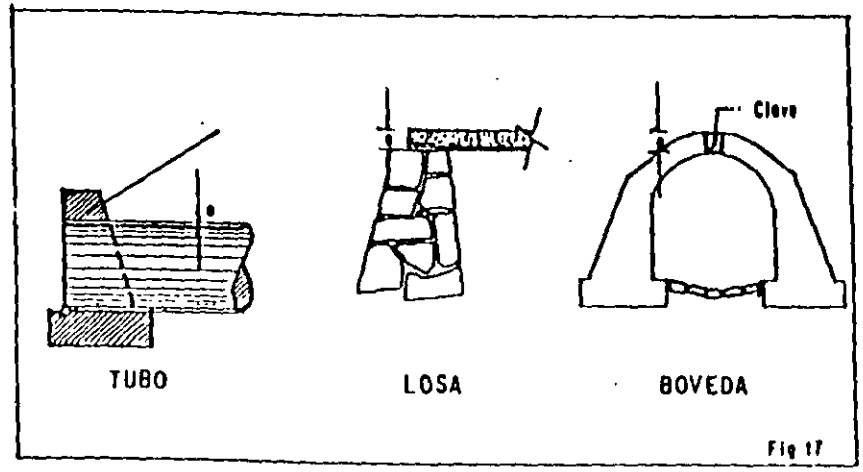


Fig 17

d) - Altura de la Directriz (b).- Se refiere a la altura que h y desde el punto donde hace contacto la línea de talud y la cara interna de la guarnición, a la parte superior de la losa o bóveda, en caso de tubos se toma la cara interna del cabezote, (ver Figura 18).

La altura de la directriz varía de acuerdo con el tipo de obra que se proyecte.

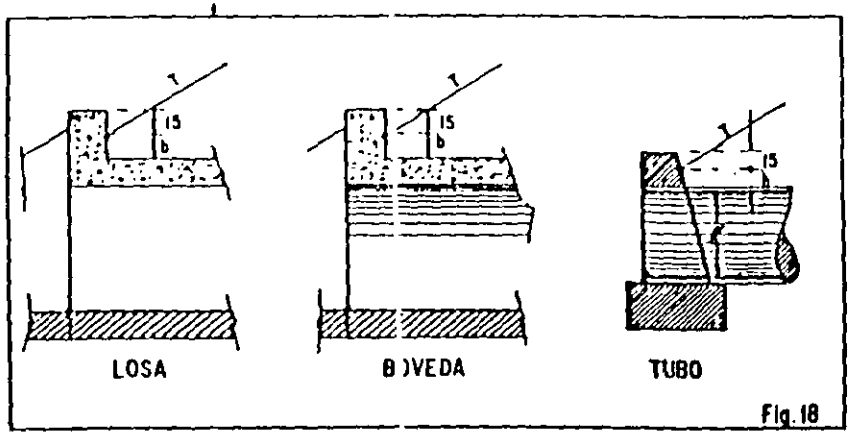
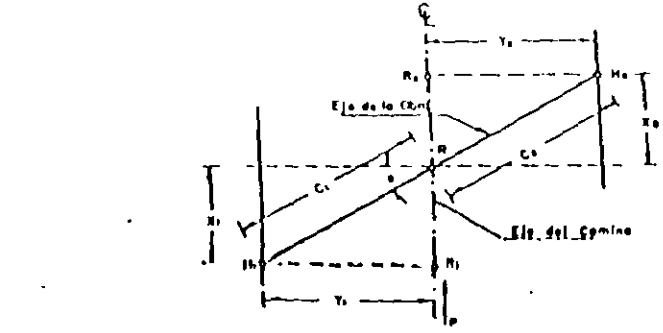
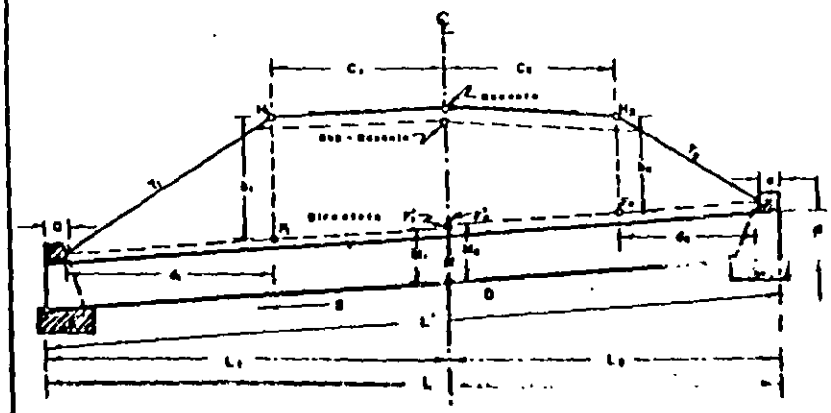


Fig. 18



PLANTA



ELEVACION

R = Elevación de la rasante
p = Pendiente Long del Camino
s = Sesgo de la Obra
H = Elev del hombro del camino en el punto considerado
Y = Semicorona normal
C = Semicorona ensanchada
X = Distancia provocada por el sesgo
L = Longitud de la Obra
Q = Ancho de la intersección del talud con el cabezote
Tn = Talud Normal
a = Ancho corona del cabezote
b = Altura del hombro a la directriz
d = Distancia del hombro a intersección del talud con cabezote
f = Elev de la directriz
D = Elev del desplante
S = Pendiente de la Obra
L' = Longitud de la obra considerando la pendiente de la misma
ϕ = Diámetro del tubo

Fig 19

IV.6 - CALCULO DE ELEMENTOS PARA LA OBTENCION DE LA LONGITUD DE OBRA

CALCULO DEL VALOR (M)

M = Altura que hay entre la elevación del desplante (D) y la directriz (b).

Si la pendiente de la obra S = 0.0 %, los valores de (M) serán:

En tubo	$M = \emptyset + b$
En Losa	$M = H + e + b$
En Bóveda	$M = H + r + e + b$

En donde:

H = Altura libre de la obra
e = Espesor de la superestructura
b = Altura de la directriz
$\emptyset$ = Diámetro del tubo
r = Radio del medio punto

Pero como la pendiente de la obra en ningún caso podrá ser cero, en tubos el valor de (M) se verá afectado por un incremento (Q'.S), en donde:

Q = Ancho del cabezote a la altura de la directriz
S = Pendiente de la obra

(ver Figura 20)

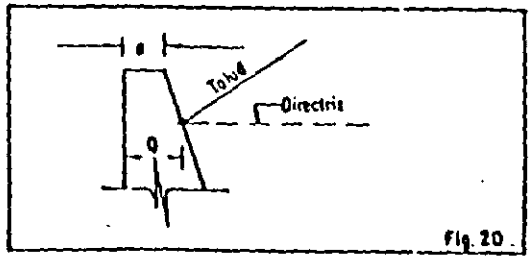


Fig. 20

Muros de concreto para tubos :
a = 0.25 m
Q = 0.28 m

Muros de Mampostería
a = 0.30 m
Q = 0.34 m

Quedaría la fórmula para M_1 y M_2 de la siguiente forma:

$$M_1 = \emptyset + b \pm (Q'.S) \qquad M_2 = \emptyset + b \pm (Q'.S)$$

Considerando signo (+) para la entrada y (-) para la salida. En los casos de losa y bóveda los valores de (M_1 y M_2) no se incrementan, por lo tanto las fórmulas respectivas serán:

EN LOSAS

$$M_1 = H + e + b \qquad M_2 = M_1$$

EN BOVEDAS

$$M_1 = H + r + e + b \qquad M_2 = M_1$$

CALCULO DE LAS ELEVACIONES DE (P_1' y P_2')

Estas elevaciones se obtienen sumando a la del desplante (D), el valor de (M_1 y M_2) respectivamente, o sea:

$$P_1' = D + M_1 \qquad P_2' = D + M_2$$

La elevación de los puntos P_1 y P_2, es la elevación que hay sobre la línea de la directriz correspondiente a la distancia de (C_1 y C_2) del eje, respectivamente, (+) o (-) un incremento en elevación por pendiente de la obra, igual a (C_1.S) y (C_2.S), con lo cual la fórmula será:

$$P_1 = P_1' \pm (C_1.S) \qquad P_2 = P_2' \pm (C_2.S)$$

Una vez conocidos estos valores, se procede a el cálculo de los desniveles (h_1 y h_2) que hay entre las elevaciones de (H_1) y (P_1), así como (H_2) y (P_2) respecti[illegible]nte

$$h_1 = H_1 - P_1 \qquad h_2 = H_2 - P_2$$

(ver Figura 10)

CALCULO DE (d_1 y d_2)

Para el cálculo de los valores de (d_1 y d_2), - se toma la altura (h_1 y h_2), dividiéndola entre el recíproco del talud, afectándolo en (+) y (-) la pendiente, así tendremos:

$$d_1 = \frac{h_1}{\frac{1}{T_1} \pm S} \qquad d_2 = \frac{h_2}{\frac{1}{T_2} \pm S}$$

Considerándose signo (+) para la entrada de la obra y (-) para la salida.

CALCULO DE (L_1 y L_2)

Conocidos todos los valores anteriores estamos en posibilidad de poder calcular las longitudes parciales (L_1) y (L_2), de acuerdo con las fórmulas siguientes:

$$L_1 = C_1 + d_1 + Q' \qquad L_2 = C_2 + d_2 + Q'$$

Sustituyendo en la fórmula correspondiente los datos conocidos, obtendremos el valor real de (L_1 y L_2)

El valor de la longitud total será la suma de las dos anteriores

$$L = L_1 + L_2$$

La longitud (L) se refiere a la distancia que hay de la entrada de la obra a la salida de la misma, medida en forma horizontal, pero como dicha obra tiene una pendiente, esta longitud sufre un incremento, solamente cuando se trata de tubos, además de la corrección que se hace para evitar que salga el tubo del cabezote por efecto de la misma pendiente, por lo que dichas correcciones están en función directa al ángulo cuya tangente es la pendiente (S), siendo estas (α y β)

α = Secante del ángulo cuya tangente es la pendiente de la obra.

$$\alpha = \sqrt{1 + S^2}$$

β = Valor que resulta de multiplicar el diámetro (ϕ), más el espesor del mismo (e), por la pendiente de la obra (S)

$$\beta = (\phi + e)S$$

Por lo que la longitud corregida (L') será:

$$L' = L.\alpha + \beta$$

El cálculo se hace de la misma forma para losas bóvedas y tubos, la corrección es aplicable únicamente cuando se trata de estos últimos.

Los valores de (α y β) se encuentran tabulados en (cms) para diferentes pendientes y diámetros de tubo, (Tablas IV y V) de esta guía.

IV.7 - CORRECCION PARA OBTENER UN NUMERO CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

Como generalmente los tubos de concreto se fabrican de una longitud de 1.25 m., la longitud de la obra (L') tendrá que corregirse nuevamente para que nos de un número cerrado de tramos de tubo, o sea que (L') deberá ser múltiplo - de 1.25 m., evitando así que se tenga que cortar un tramo de tubo.

Los tubos de lámina son fabricados en tramos de 0.61 m., y también deben hacerse las correcciones correspondientes.

Existen tres formas de realizar ésta corrección

a).- POR DESPLANTE

Esta consiste en bajar o subir la elevación del desplante (D) con objeto de aumentar o disminuir la longitud (L') y ajustar a un número cerrado de tramos

La corrección por desplante será (+) o (-) según que (L') tenga que ser menor o mayor, o sea:

Si $L_T > L'$

La corrección por desplante será (+)

Si $L_T < L'$

La corrección por desplante será (-)

Si la pendiente de la obra es igual o mayor de 4.0 %, la fórmula empleada para la corrección será:

Si $S \geq 4.0\ \%$

$$C_d = \frac{L_T - L'}{\left[\frac{1}{T_1} \pm S\right] + \left[\frac{1}{T_2} \pm S\right]}$$

Si la pendiente de la obra es menor del 4.0 %, la fórmula será:

Si $S < 4.0\ \%$

$$C_d = \frac{L_T - L'}{T_1 + T_2}$$

Esta corrección nos da el resultado en cms. -- que sumado o restado, según el caso, a (h_1 y h_2) nos da el valor de (h_1' y h_2'); con estos nuevos valores se procede a - calcular como se hizo inicialmente, encontrándose una nueva - longitud (L"), que será igual al número exacto de tramos de - tubo.

$$h_1' = h_1 \pm C_d \qquad h_2' = h_1 \pm C_d$$

b).- CORRECCION POR TALUD

Esta se usa en general como la anterior y se aplica también cuando se trata de alcantarillas con caja de entrada, ya que el desplante de este tipo de obras no puede ser cambiado sin variar la pendiente, por lo tanto, el talud de aguas abajo es el que se corrige, ya sea aumentándolo o disminuyéndolo.

La fórmula para esta corrección es la siguiente.

$$C_t = \frac{d_1 + d_2 \pm (L_T - L')}{d_1 + d_2} \quad Tn \geq 1.15$$

C_t = Nuevo talud normal

El valor de este nuevo talud se sustituye por el valor del talud (Tn) en la hoja de cálculo y se vuelve a efectuar todo el proceso hasta obtener la longitud de la obra.

(d_1 y d_2); son los valores encontrados en la - hoja de cálculo de longitud de obra.

c).- CORRECCION POR PENDIENTE

Esta corrección también solamente [illegible] licable

en forma práctica, a las alcantarillas con caja de entrada.

La fórmula empleada para su cálculo es:

$$S' = \frac{L_T.S \pm (L_T - L') \frac{1}{T} \pm S}{L_T}$$

En donde:

S' = Nueva pendiente resultante
L_T = Longitud por número de tramos
S = Pendiente propuesta para el cálculo inicial

Si $L_T > L'$

El segundo término de la fórmula será (+)

Si $L_T < L'$

El segundo término será (-)

Una vez conocida la nueva pendiente se procede a calcular nuevamente la longitud de la obra como en los casos anteriores.

No necesariamente tendrá que hacerse la corrección ya que puede quedar el tubo salido del cabezote sin que esto provoque algún problema en el funcionamiento de la obra.

V - ALCANTARILLAS CON CAJA DE ENTRADA

Para la solución de este tipo de obras, (ver Tabla XII), ahí se encuentran las dimensiones de las "Cajas" para el tipo de alcantarilla elegida.

Estas obras se calculan solamente del lado de la salida, tomando del lado de la caja la distancia del (℄) a la línea que se proyecta del centro de la carretera, por lo tanto, la corrección por talud solo se aplicará a la salida de la obra, pudiéndose ajustar por pendiente, pués ya no es necesario hacer el ajuste a número cerrado de tramos de tubo en toda la longitud.

Una vez deducidas todas las fórmulas que intervienen en el "Cálculo de la Longitud de Obra", realizamos el siguiente Formulario.

FORMULAS PARA EL CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

SECCION DE TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

$X_1 = \pm(Y_1 \text{ Tan } e)$	Tan e = _____	$X_2 = \pm(Y_2 \text{ Tan } e)$ — Signo(-) del lado del corte.
$C_1 = \frac{Y_1}{\text{Cos } e}$	Cos e = _____	$C_2 = \frac{Y_2}{\text{Cos } e}$
$R_1 = R \pm X_1 p$	Sen e = _____	$R_2 = R \pm X_2 p$ — Conservar el signo algebraico de (p)
$H_1 = R_1 \pm Y_1 W_1$		$H_2 = R_2 \pm Y_2 W_2$ — Conservar signo algebraico de (w)
Cos e ± K =	Tn = _____	Cos e ± K =
$T_1 = \frac{T_1}{\text{Cos } e \pm K}$	K = p. In. Sen e.	$T_2 = \frac{Tn}{\text{Cos } e \pm K}$ — Conservar el signo de (p) del lado de ataque

LONGITUD DE OBRA

$\frac{1}{T_1} =$			$\frac{1}{T_2} =$
$\frac{1}{T_1} \pm S =$	M = B + b	Q = Ancho	$\frac{1}{T_2} \pm S =$ (+) para entrada
$F_1 = F' \times (C_1 \cdot S)$	$M_1 = B + b \pm (Q' \cdot S)$	$M_2 = -(Q' \cdot S)$ en salida	$F_2 =$ Signo (+) para la entrada
$h_1 = H_1 - F_1$	$F_1' = D + M_1$	$F_2' = D + M_2$	$h_2 = H_2 - F_2$
$d_1 = \frac{h_1}{\frac{1}{T_1} \pm S}$	$Q' = \frac{Q}{\text{Cos } e}$	$Q' \cdot S =$	$d_2 = \frac{h_2}{\frac{1}{T_2} \pm S}$ (+) en entrada
$L_1 = C_1 + d_1 + Q$	$L = L_1 + L_2$		$L_2 = C_2 + d_2 + Q$
$\alpha =$ Sec ∢ cuya Tan es S°	$L' = L \cdot \alpha + \beta$		$\beta = [\beta +$ esp.]S

β se agrega a la entrada

_____ Tramos de 12.5 m. L_T = _____ m. Dif. = _____ m. Corrección = $\frac{Dif.}{\#R}$ _____

AJUSTE A NUMERO CERRADO DE TRAMOS

h_1' = _____ m.	$\#R = (\frac{1}{\frac{1}{T_1} \pm S}) + (\frac{1}{\frac{1}{T_2} \pm S})$	h_2' = _____ m.
d_1' = _____ m.	T + T = _____	d_2' = _____ m.
L_1' = _____ m.	L" = _____ m.	L_2' = _____ m.
L_1 = _____ m.	L = _____ m.	L_2 = _____ m.

VI - CALCULO DE VOLUMENES DE EXCAVACION EN LAS ALCANTARILLAS DE TUBO

En el perfil del terreno según el eje de la obra, se deberá trazar una línea compensadora con objeto de obtener la altura promedio (h_T) de excavación de la plantilla del cauce, (ver Figura 21), la cual se acotará en dicho perfil. También se acotarán las alturas promedio de excavación correspondiente a los muros de cabeza (hm_1 y hm_2) respectivamente, contados a partir del desplante del cimiento del muro al terreno natural, para después encontrar la altura promedio de ambas (hm).

$$hm = \frac{hm_1 + hm_2}{2}$$

Las alturas (h_T y hm) se anotarán en las hojas de cálculo de la longitud de obra, de la siguiente forma:

Altura promedio de excavación en tubo

h_T = _____ m.

Altura promedio de excavación en muros

hm = _____ m.

El cálculo del volumen de excavación de la alcantarilla de tubo se hará de la siguiente forma:

Se considera una sección trapecial con taludes de (1/2 x 1), dejando un espacio libre para que una persona pueda trabajar, de 0.25 m. aproximadamente, a cada lado en la base, (ver Figura 22)

VI.1 - EXCAVACION DE LA PLANTILLA

NOMENCLATURA

ϕ = Diámetro del tubo
d = Distancia de centro a centro de tubos cuando son dos o más tubos
L = Longitud de la obra
Le = Longitud de excavación en el tubo
b = Base intermedia del muro
V = Volado del cimiento del muro
Vt = Volumen de excavación en el cuerpo del tubo

BASE PROMEDIO (b_T)

Para un tubo

$$b_T = \phi + 0.50 + 0.5\ h_T$$

Para dos tubos

$$b_T = \phi + 0.50 + d + 0.5\ h_T$$

LONGITUD DE EXCAVACION (Le)

$$Le = L - 2(b + l + 0.25)$$

VOLUMEN DE EXCAVACION EN EL TUBO (Vt)

$$Vt = Le \times b_T \times h_T$$

VI.2 - EXCAVACION EN EL MURO DE CABEZA

B = Base del cimiento del muro
l = Longitud del muro de cabeza

(ver figuras 23 y 24)

BASE PROMEDIO (Bm)

$$Bm = B + 0.50 + 0.5\ hm$$

LONGITUD DE EXCAVACION (Lm)

$$Lm = 2(l + 0.50)$$

VOLUMEN DE EXCAVACION EN LOS MUROS

$$Vm = Lm \times Bm \times hm$$

VOLUMEN TOTAL DE EXCAVACION EN LA OBRA

$$\boxed{V_T = Vt + Vm}$$

EJEMPLO:

Calcular el volumen total de excavación en una obra de tubo sencillo, con un diámetro ϕ 0.90 m. y L = 13,71m

Los valores de (b, B, V y l), se encuentran tabulados en la Tabla XII; "Dimensiones y volúmenes de muros de cabeza para alcantarillas de tubos"

DATOS

L = 13.71 m.
ϕ = 0.90 m.
b = 0.70 m.
B = 1.00 m.
V = 0.15 m.
l = 3.90 m.

Si h_T = 0.50 m.
hm = 1.45 m.

$$b_T = 0.90 + 0.50 + 0.5 \times 0.50 = 1.65\ m.$$

Lc = 13.71 -2(0.70+0.15+0.25) = 11.51 m.

Bm = 1.00+0.50+0.5x1.15 = 2.23 m.

Lm = 2(3.90+0.50) = 8.80 m.

VOLUMENES

Tubo

Vt = 11.51x 1.65x 0.50 = 9.50 m³

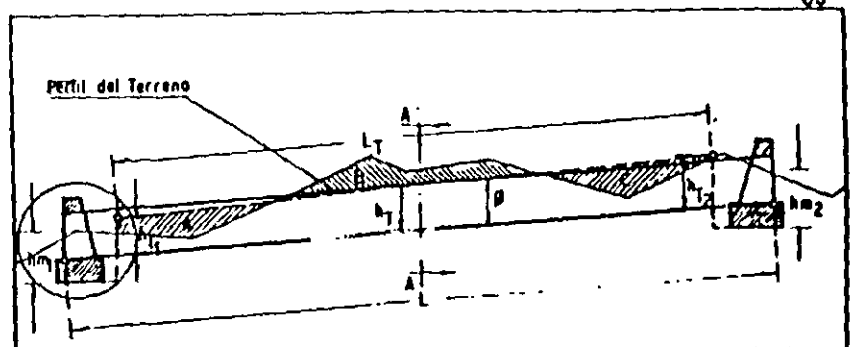
Muros

Vm = 8.80x 2.23x 1.45 = 28.45 m³

VOLUMEN TOTAL DE EXCAVACION

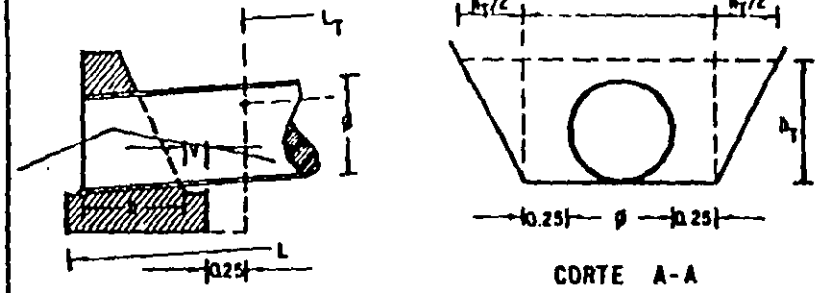
V_T = 9.50 + 28.45 = 37.95 m³

V_T = 37.95 m³



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OBRA

Fig 21



CORTE A-A

Fig. 22

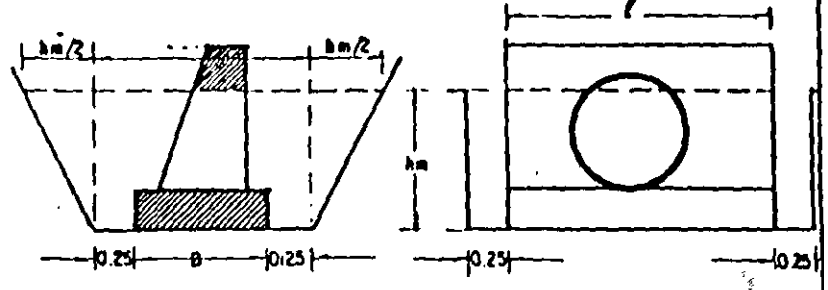


Fig. 23

EJEMPLO DEL CALCULO DE UNA OBRA DE TUBO DE
Ø 0.90 m. ESVIAJADA 31°00' IZQ. EN TANGENTE

CARRETERA MONARCA - EL ENCINO
TRAMO TONICHI - TEPACHE
SUBTRAMO TONICHI - MATOSA
DE KM. 295 + 000 A KM. 300 + 000

Estación 299+783.64 | Obra Tubo Ø 0.90 m

Esviaje 31°00' Izquierda en tangente

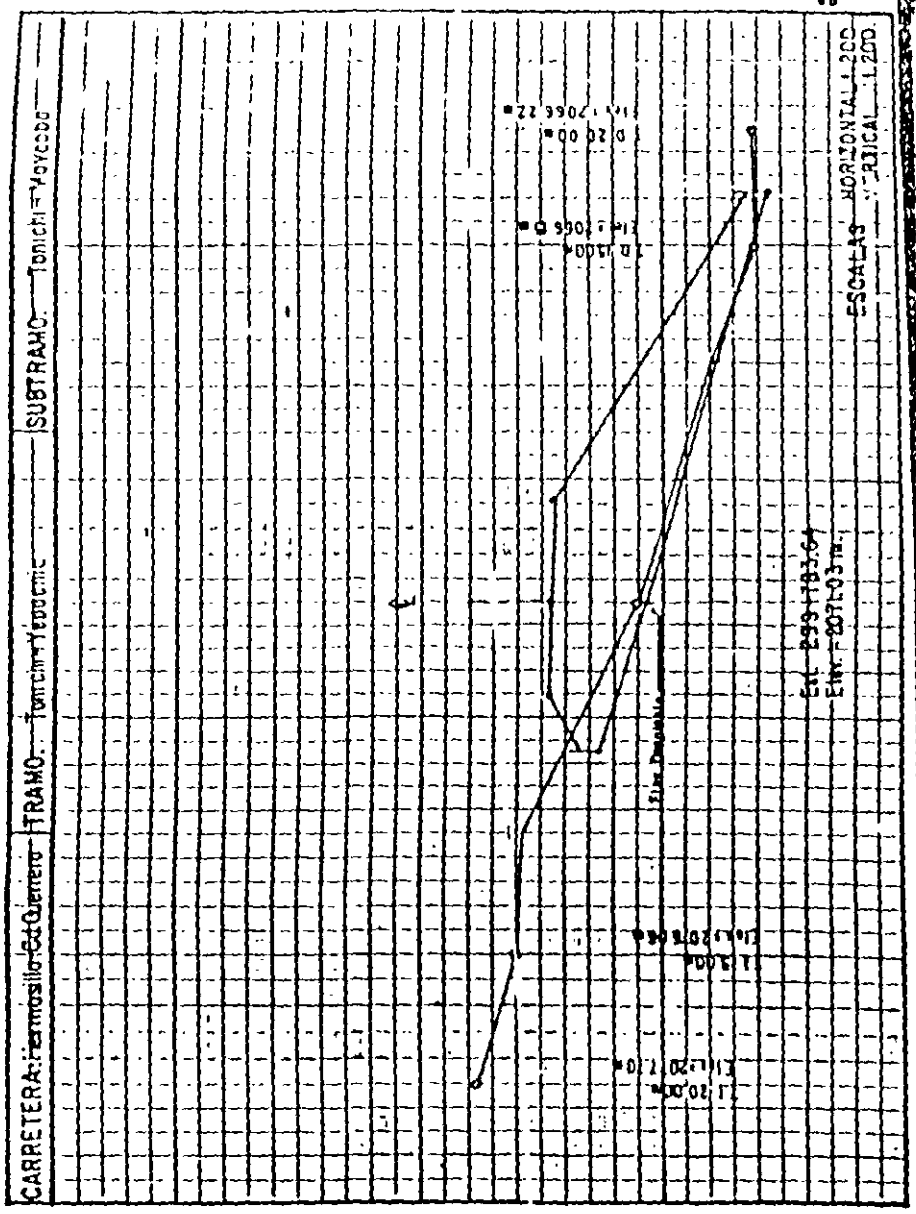
Cauce Montañoso
Suelo Arcilla - Limoso
Cubre Pastizal
Material de arrastre Gravas
Coef de escurrimiento C= 0.8
Fatiga del terreno Ft= 1.5 kg/cm²
Area por drenar Ha= 3.5
Drena a la Derecha

CROQUIS DE LA OBRA

REGISTRO DE DRENAJE

Estación	(+)	Ft	(-)	Incremental	Escurrimiento
299+780	3.41	2074.86			2071.42
	3.45	2078.04	0.27		2074.55
T.I.-10.00 m				0.34	77.70
T.I.-15.00 m				1.98	76.06
10.00				3.13	74.91
	0.181	2074.71	3.51		2074.53
5.00				2.46	72.25
299+783.64 S	0.051	2070.36	3.50	3.68	71.03
5.00				0.89	70.07
10.00				3.02	67.94
	0.20	2067.16	4.00		2066.96
T.D.-15.00 m				1.01	66.15
T.D.-20.00 m				0.84	65.72
	3.341	2070.78	0.36		2066.80
	2.231	2072.45	0.34		2070.40
299+760				1.20	2071.45
299+760	Cabo de carro				2071.47

NOTAS: Escurrir entrada y salida asegurar cauces



CARRETERA: HERMOSILLO - CD. GUERRERO
TRAMO: TONICHI - YECORA
SUBTRAMO: TONICHI - MAYCOBA
De Km 295+000 a Km. 300+000
Origen:-

ESTACION 2921.183.64
ALCANTARILLA DE Tubo msnc. 0.90m Ø
DE ____ m. a ____ m.

CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

LOCALIZACION

Cruce - Est. 31°00' izquierda en tangente ____ Sentido del escurrimiento ____

DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE

SECCION NORMAL

Sobreancho Elev. 2074.93 m. Espesor de revest 0.30 m. Espesor de carpeta 0.00 m.
Rasante de cálculo 2074.73 m. Rasante del camino 2074.73 m. Pend long del camino - 6.05 %
SEMI-CORONAS Y_1 (Izq) 3.50 m. SOBRE-ELEVACIONES W_2 (Izq) - 3.00 %
Y_1 (Der) 3.50 m. W_2 (Der) - 3.00 %

SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

X_1 = 2.10 m.
C_1 = 9.08 m.
R_1 = 2074.86 m.
H_1 = 2074.73 m.
Cos α - K = 0.81043 (0.810.89)
T_1 = 1.85 ± (1.83 ± 1)

Tang α = 0.60086
Cos. α = 0.85717
Sen. α = 0.51501
Ts = 1.31 ± (1.48 ± 1)
K = 0.04674 (0.04628)

X_2 = 2.10 m.
C_2 = 9.08 m.
R_2 = 2075.60 m.
H_2 = 2074.93 m.
Cos. α + K = 0.90391 (0.903454)
T_2 = 1.65 ± (1.64 ± 1)

LONGITUD DE OBRA

PLANTILLA DEL CAUCE
Pendiente S = 2.93 %
Elev. ℄ D = 2070.73 m.
Espesor de la superestructura 0.10 m.
Altura de la directriz b' = 0.15 m.

$\frac{1}{T_1}$ = 0.54054 (0.54595)
$\frac{1}{T_1}$ + S = 0.83354
$\frac{1}{T_2}$ = 0.60240 (0.60824)
$\frac{1}{T_2}$ - S = 0.30760 (0.30328)

M = 1.03 m. Q = 0.34 m.
M_1 = 1.17 m. M_2 = 0.93 m.
F_1 = 2073.12 m. F_1' = 2071.92 m. F_2' = 2071.58 m. F_2 = 2070.56 m.
b_1 = 1.63 m. Q = 0.40 m. 0.5 = 0.12 m. b_2 = 1.01 m.
d_1 = 1.93 m. d_2 = 12.09 m.

L_1 = 6.42 m. L = 23.92 m. L_2 = 17.88 m.
℄ = 1.04260 ℄ = 23.27 m. β = 0.30
20 Tramos de 1.25 m. L_T = 25.00 m. Dif = + 0.27 m. Correccion por taludes ____ m.

AJUSTE A NUM. CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

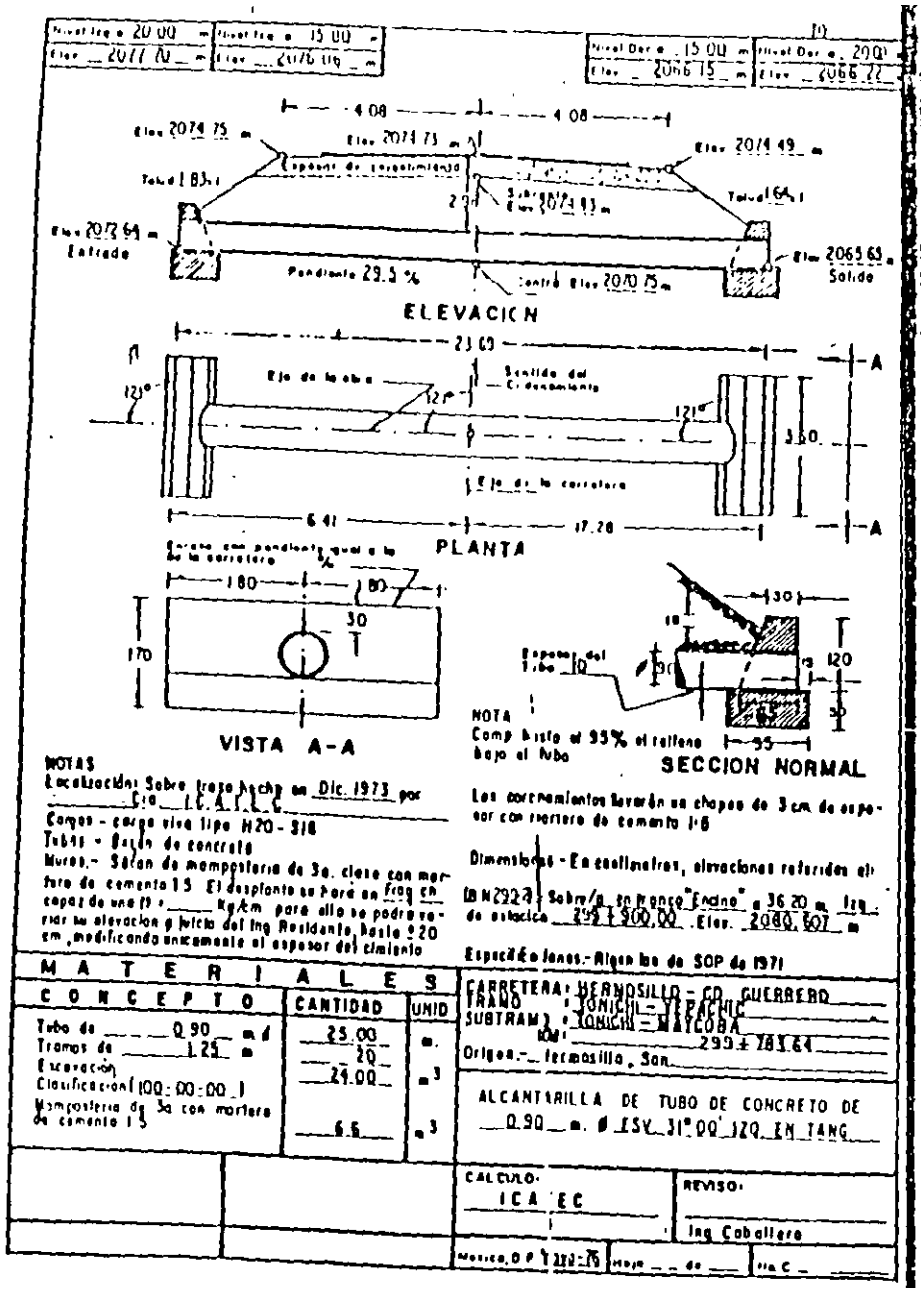
b_1' = 1.63 m. R = ____ b_2' = 1.01 m.
d_1' = 1.93 m. ℄ + T = ____ d_2' = 12.09 m.
L_1' = 6.41 m. L = 23.92 m. L_2' = 17.88 m.
L_{T_1}' = ____ m. L_T = 25.00 m. L_T ℄ ____ m.
Estudio Elev. 2073.69 m. Centro Elev. 2070.73 m. Salida Elev. 2069.83 m.

DATOS COMPLEMENTARIOS

Colchón en el ℄ = 2.96 m. Clasificación terreno ____ Altura promedio ____ m.

NOTAS:-

FORMA - 5



DATOS

CALCULO DE LA EXCAVACION

Obra en est. 299 + 783.64
Esv. 31°00' Izq. en tangente

ϕ = 0.90 m.	V = 0.15 m.
L = 23.69 m.	l = 3.90 m.
b = 0.70 m.	h_T = 0.30 m.
B = 1.00 m.	hm = 0.90 m.

$b_T = \phi + 0.50 + 0.5\ h_T = 0.90 + 0.50 + 0.15 =$
$b_T = 1.55$ m.

$Le = L - 2(b + V + 0.25) = 23.69 - 2(0.70 + 0.15 + 0.25)$
$Le = 21.49$ m.

$Vt = Le \times b_T \times h_T = 21.49 \times 1.55 \times 0.30 =$
$Vt = 9.992$ m³

$Bm = B + 0.50 + 0.5\ hm = 1.00 + 0.50 + 0.45 =$
$Bm = 1.95$ m.

$Lm = 2(l + 0.50) = 2(3.90 + 0.50) =$
$Lm = 8.80$ m.

$Vm = Lm \times Bm \times hm = 8.80 \times 1.95 \times 0.90 =$
$Vm = 15.444$ m³

$V_T = Vt + Vm = 9.992 + 15.444 =$

$V_T = 25.436$ m³

VII - ALCANTARILLAS DE LOSA

Para las alcantarillas de losa, procedemos a efectuar el cálculo de longitud de obra en las mismas hojas -- (forma-5); comprendiendo la secuela de cálculo, los datos de terracerías tanto en el cruce, como según el eje de la obra, pero en la segunda parte, o sea propiamente la longitud de la obra, se efectúan algunos cambios.

a) - Espesor de la superestructura (e).- Es el espesor de la losa, este valor se encuentra tabulado en los - "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje para Carreteras", en sus páginas de L-6 a L-15.

b) - Altura de a Directriz (b).- Estos valo-- res también estan consignados en la hoja L-15 de los mismos - proyectos tipo.

Como ya se indicó anteriormente, en este caso no intervienen en el cálculo (C'S), por lo que:

$$M = M_1 = M_2$$

A la longitud (l) no se le hace ninguna corrección, pués esa distancia es la longitud definitiva, tampoco - se corrige por desplante o por talud.

Para la solución de problemas de losas, es necesario determinar, antes de comenzar el cálculo, el espesor del colchón y con el entramos a los proyectos tipo, en donde podemos conocer las característ..cas de la losa para su adaptación a la obra.

En estas hojas se encuentran ya tabulados los valores que están en función del: f'c del concreto, el claro y el colchón, siendo estos:

e = Espesor de la losa

$\frac{c}{2}$ = 1/2 claro más el ancho del apoyo en sección normal

Vol. $m^3/m.$ = Volumen de concreto, en m^3 por m. de longitud en el sentido transversal de la carretera.

También se encuentran tabulados, número, separación, diámetro y tipo de varilla, indicando las longitudes de sus diferentes tramos en la forma requerida, así como el - número de parrillas que debe llevar la losa.

VII.1 - ESTRIBOS

Cuando se proyecta una losa se requiere el uso de "Estribos" para apoyar ésta, no juzgándose conveniente indicar la secuela de cálculo de los mismos, ya que en los "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje".- SOP, en las hojas marcadas E-1 a E-13, está descrita al detalle dicha secuela. y de las hojas E-14 a E-30, se encuentran tabuladas las dimensiones -- geométricas de los estribos para cada caso.

Los estribos pueden ser de mampostería o mixtos, esto quiere decir mampostería con concreto ciclópeo

Para dimensionar el estribo es necesario conocer el coronamiento del mismo, altura del colchón que va a soportar la losa, así como la fatiga del terreno en que se va a cimentar la obra, una vez conocidos estos datos y el valor de la altura libre de la obra (h), se entra a la tabla correspondiente de los Proyectos Tipo, donde podremos conocer los valores con los que dimensionaremos el Estribo.

En caso de no encontrarse los valores requeridos, entonces se hará una interpolación de las dimensiones de

dos cauces extremos entre los cuales se encuentre el que nosotros deseamos, los valores encontrados se verán en la (forma - 6) "Cálculo Dimensional de los Aleros", que es el capítulo que trataremos a continuación. (ver figura 25)

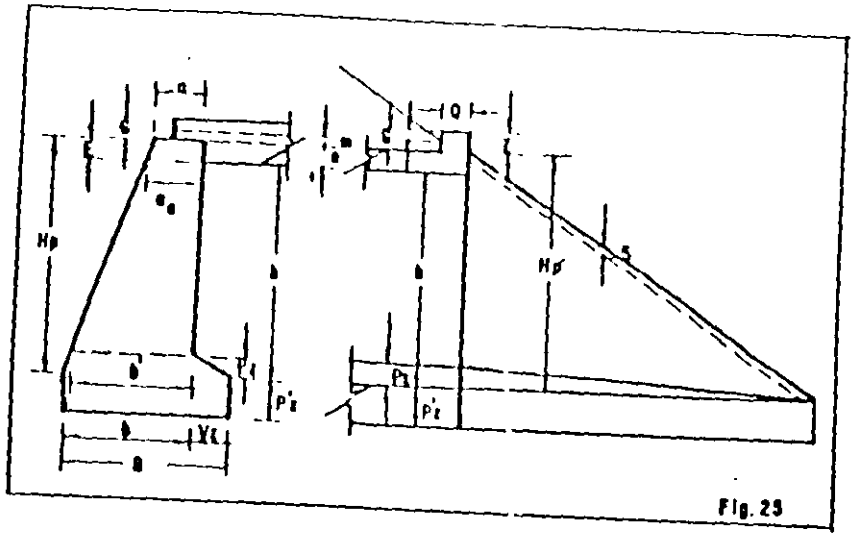


Fig. 25

VII.2 - ALEROS

Los aleros son las estructuras (muros) que se construyen a la entrada y salida de las alcantarillas con el objeto de impedir que el derrame de las terracerías invada el cauce, para esto el coronamiento del alero deberá estar como mínimo, 5 cm. arriba del talud de dichas terracerías y en el arranque a un desnivel (Z) del coronamiento de la guarnición.

Este valor de (Z) será como sigue:

Para losas y cajones

$$Z = G - m + \frac{2}{fn} - 5$$

Para bóvedas (talud 1.5 x 1)

$$Z = 30 \text{ cm.}$$

La sección "Real" del alero en el arranque es la contenida en el plano vertical de la boquilla de la obra, la sección "Normal" es la proyección de la sección real sobre un plano vertical normal al eje de la obra.

Generalmente la sección normal del alero, es - distinto a la del estribo.

La nomenclatura empleada en la Sección Normal del alero en el arranque, es la que se anota a continuación:

NOMENCLATURA

- G = Altura de la guarnición
- Q = Ancho normal de la guarnición
- Z = Distancia vertical entre el coronamiento de la guarnición y el del alero en el a-- rranque
- a = Ancho de coronamiento del alero
- a_e = Ancho de coronamiento del estribo en al-- cantarillas de losa
- b = Ancho de la base del cuerpo
- b' = Ancho del cuerpo a la altura del escarpio
- B = Ancho de la base de cimentación
- V = Ancho del volado de la zapata
- Hp = Altura promedio del alero
- h = Altura libre de la obra
- E = Dimensión auxiliar
- P_z = Altura del escarpio
- P'_z = Espesor de la zapata
- m = Altura de la parte superior de la losa a la línea de intersección del talud con la guarnición

Con éste podemos establecer algunos de los valores que intervienen en el "Cálculo Dimensional de los Aleros", como son:

Hp = Altura promedio del alero sin considerar el cimiento.

$\frac{L}{2}$ = Claro normal de la obra dividido entre 2

β $\qquad Y = \frac{l}{2} \times Tan.e$

El ancho normal (a_n) del coronamiento en el cuerpo del alero, por efecto del giro del mismo, es menor al ancho (a) del coronamiento de la sección normal en el arranque. En aleros de mampostería se acepta el ancho (a_n) de 25 cm. como mínimo.

Las fórmulas para calcular estos anchos (a_n), (a) y (a_e), quedan de la siguiente forma: (ver figura 26)

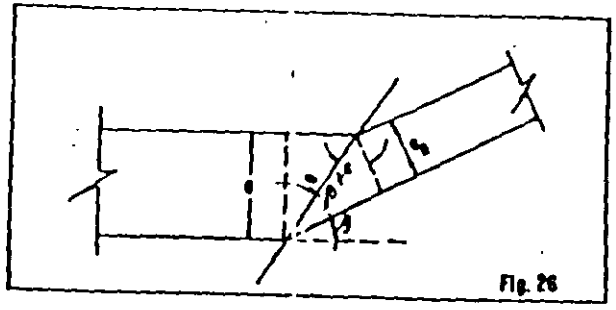


Fig. 26

$$a_n = \frac{a}{Cos.e} \times Cos(\beta + e) \geq 25 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{a_n\ Cos.e}{Cos(\beta + e)}$$

$$a = \frac{1}{n}(b - a)E + a$$

$$K = \frac{Hr}{Hp}$$

El ancho del coronamiento en la sección normal en el arranque, es mayor a medida que aumenta la altura promedio del alero (Hp).

En la tabla siguiente se dan los valores de los anchos de los coronamientos en los aleros según la altura (Hp) y su esviaje (e).

ANCHO DEL CORONAMIENTO NORMAL EN LOS ALEROS DE MAMPOSTERIA			
Hp(cm.)	a(cm.)	E S V I A J E	a(cm.)
Hasta 150	30	De $0^0 00' - 7^0 30'$	30
De 151 - 300	35	De $8^0 00' - 42^0 30'$	35
De 301 - Adte.	40	De $43^0 00'$ - Adte.	40
Se diseñará con el valor mayor de los dos			

En las alcantarillas de losa, cuando la sección del alero es una prolongación de la sección del estribo, el ancho del coronamiento de éste y el ancho del cuerpo a la altura del escarpio se calculan de la forma siguiente:

$$E = Hp - h = e + Q - Z \quad \text{----------(1)}$$

$$\frac{b + 0.1Pz - a}{Hp} = \frac{a_e - a}{E} = \frac{b' - a}{Hp - Pz} \quad \text{--(2)}$$

Despejando a (a_e) de la ecuación (2), tendremos:

$$a_e = a + \frac{E(b + 0.1Pz - a)}{Hp}$$

Así mismo:

$$b' = a + \frac{(Hp - Pz)(b + 0.1Pz - a)}{Hp}$$

La dimensión (Y) auxiliar en el cálculo de elevaciones será:

Y = (0.5L + 0.1E)Tan.e (En losas)

Y = 0.5L x Tan.e (En cajones)

Y = r x Tan.e (En bóvedas)

La altura promedio (Hp) en el arranque del alero será: (ver figura 27)

En losas y cajones

Hp = h + e + Q - Z

En bóvedas

Hp = h + r + e

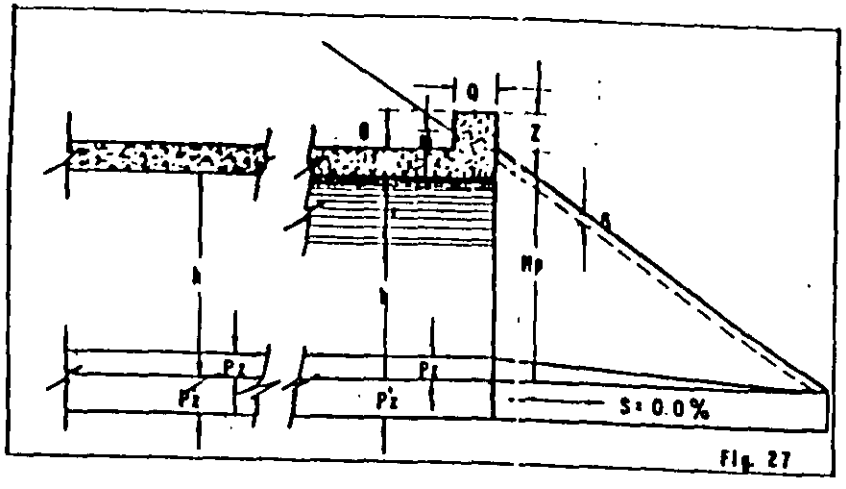


Fig. 27

Una vez obtenido el valor de (Hp), podemos calcular los valores de (h_1 y h_2), sumándole o restándole el valor de (Q'S) a (Hp), ya que por efecto de la pendiente se va incrementado en (+ o -) este valor, siendo (-) para la entrada de la obra y (+) para la salida; así tendremos que:

$h_1 = Hp \pm Q'S$ $\qquad$ $h_2 = Hp \pm Q'S$

También es necesario calcular la altura del recorte (Hr), ya que en algunos casos será conveniente recortar el alero. Las fórmulas para ésta condición se verán más adelante.

a) - FORMULAS GENERALES PARA EL CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS

Para poder explicar mejor el cálculo Dimensional de los Aleros, nos apoyaremos en la (Figura - 28)

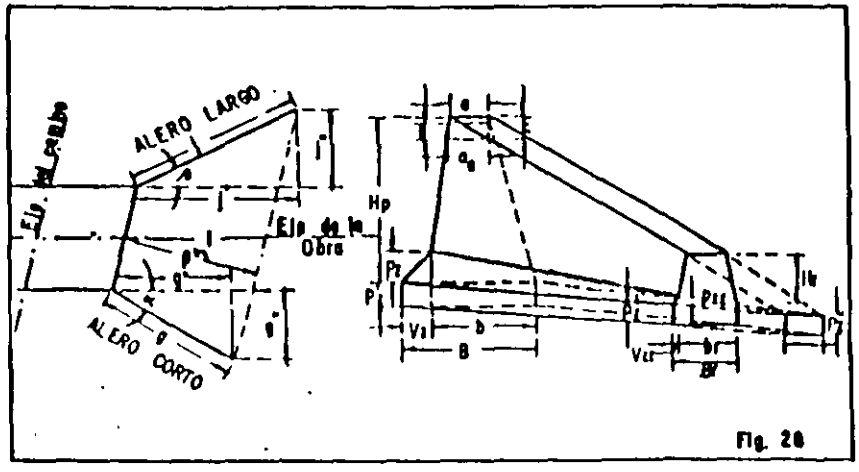


Fig. 28

a).- FORMULAS ESPECIALES PARA EL CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS

En el cálculo dimensional de los aleros se establece una condición que deberá cumplirse en todos los casos, y que es:

$$j'' = g''$$

Esto se logra mediante otra condición

$$\text{Cot} = 1.73205 + 2(\text{Tan.e})$$

Con esto podemos conocer los siguientes valores que intervienen en el cálculo que nos ocupa.

ANGULOS	FUNCIONES
e =	tan e =
	Cos e =
β + e =	Cos β + e =
=	Cos =
	Sen =
α - e =	Cos α - e =
α = 30°00'	Cos =
	Sen =

(figura 28)

$$l = \frac{H - Hr}{\frac{1}{T} \pm S}$$

Como se vió anteriormente se considera signo - (-) a la salida de la obra y (+) para la entrada

$$n = l.\cos e$$

En donde:

S = Pendiente de la obra
T = Talud de la terracería según el eje de la obra.

ALERO LARGO	ALERO CORTO
$j = \frac{n}{\text{Cos}(\beta + e)}$	$g = \frac{n}{\text{Cos}(\alpha - e)}$
$j' = j.\text{Cos}\beta$	$g' = g.\text{Cos}\,\alpha$
$j'' = j.\text{Sen}\beta$	$g'' = g.\text{Sen}\,\alpha$

Como se dijo, debe existir una condición y esta es, que los extremos de los aleros largo y corto deberán estar equidistantes del eje de la obra.

$$j'' = g''$$

De lo anterior resulta que:

$$g.\text{Sen}\,\alpha = j.\text{Sen}\beta$$

$$\frac{1}{\text{Cos}(\alpha - e)}\,\text{Sen}\,\alpha = \frac{1}{\text{Cos}(\beta + e)}\,\text{Sen}\beta$$

$$\frac{\text{Sen}\,\alpha}{\text{Cos}(\alpha - e)} = \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Cos}(\beta + e)}$$

$$\frac{\text{Sen}\,\alpha}{\text{Cos}\alpha\,\text{Cos}\,e + \text{Sen}\,\alpha\,\text{Sen}\,e} = \frac{\text{Sen}\beta}{\text{Cos}\beta\,\text{Cos}\,e - \text{Sen}\beta\,\text{Sen}\,e}$$

$$\frac{1}{\text{Cot}\alpha\,\text{Cos}\,e + \text{Sen}\,e} = \frac{1}{\text{Cot}\beta\,\text{Cos}\,e - \text{Sen}\,e}$$

$$\text{Cot}\beta \cos\theta - \text{Sen}\,\theta = \text{Cot}\,\alpha \cos\theta + \text{Sen}\,\theta$$

$$\text{Cot}\beta = \text{Cot}\,\alpha + 2\,\text{Tan}\,\theta$$

Si $\alpha = 30^{\circ}\,00'$

Tendremos:

$$\text{Cot}\beta = 1.73205 + 2\,\text{Tan}\,\theta$$

Con lo cual se cumple la condición.

b).- RECORTE EN LOS ALEROS

Cuando por necesidades de construcción de la obra, ésta se desplante muy por abajo del nivel del terreno natural, no es necesario rematar el alero en (cero), ya que puede recortarse hasta donde el coronamiento del alero intercepte el terreno natural o el talud de corte formado por el cauce.

Como este recorte no es uniforme en los cuatro aleros por las condiciones naturales del propio cauce, se ha optado por considerar el punto más desfavorable y calcular dicho recorte según un plano vertical paralelo al eje de la carretera.

La altura del recorte (Hr) puede calcularse gráficamente como se muestra en la (figura 29).

El cálculo de las longitudes y proyecciones se realiza como se hizo sin considerar el recorte, por lo tanto para dimensionar el alero recortado se hará como se indica a continuación, para mayor entendimiento nos apoyaremos en la (figura 30).

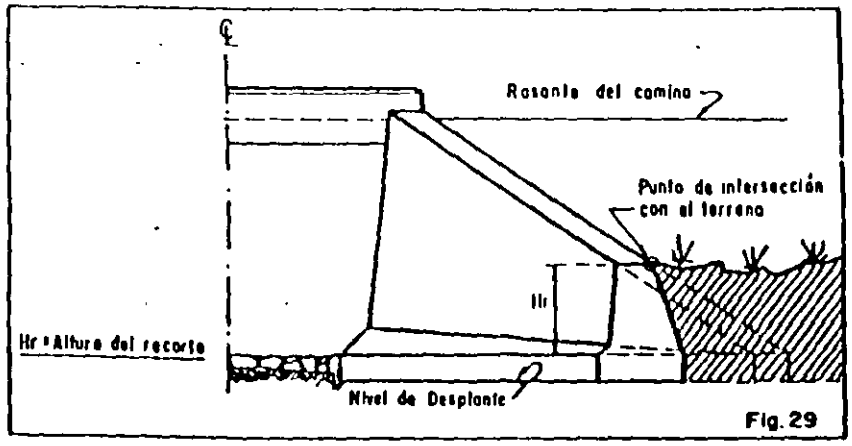


Fig. 29

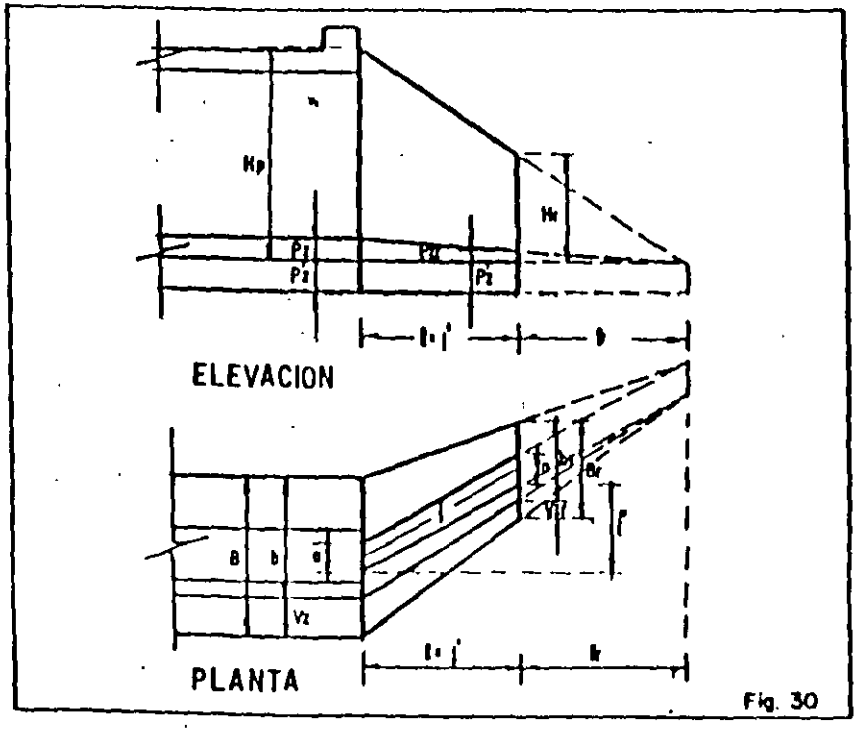


Fig. 30

c).- FORMULAS PARA EL CALCULO DE LAS DIMENSIONES EN EL RECORTE

Tanto el cororamiento del alero (a), como el espesor del ciaiento (P'_z) permanecerán constanteo.

Considerando el caso de una alcantarilla normal (fig.030), tendremos que:

Para aleros recortados

En obras normales

$$1 = \frac{Hp - Hr}{\frac{1}{Io} + g} = \frac{Hp - Hr}{\not{z}}$$

Por lo tanto:

$$\frac{B - a}{1 + Ir} = \frac{Br - a}{Ir}$$

$$Br - a = \left(\frac{B - a}{1 + Ir}\right) Ir$$

$$Br = \left(\frac{B - a}{1 + Ir}\right) Ir + a \quad \text{---------- (1)}$$

Si $Ir = \frac{Hr}{\not{z}}$, y $1 + Ir = \frac{Hp}{\not{z}}$

Sustituyendo en (1), tendremos:

$$Br = a + \frac{\frac{Hr}{\not{z}}(B - a)}{\frac{Hp}{\not{z}}} \quad \frac{Hr\,(B - a)}{Hp}$$

$$Br = a + \frac{Hr\,(B - a)}{Hp}$$

Si $\frac{Hr}{Hp} = K$ se tendrá:

$$Br = a + K\,(B - a)$$

De la misma forma se podrán obtener las demás dimensiones en el recorte, así tendremos que:

$$Br = (B - a)K + a$$

$$br = (b - a)K + a$$

$$V_{zr} = V_z.K$$

$$P_{ar} = P_a.K$$

$$P'_{zr} = P'_z$$

$$a_r = a$$

$$b'_r = (b' - a)K + a$$

$$b_r = (b - a)K + a$$

Cuando se trata de obras esviajadas, primero se calculan las dimensiones normales utilizando las fórmulas anteriores, dividiendo éstas entre el coseno del esviaje, obtendremos las dimensiones reales respecto al esviaje.

Las fórmulas correspondientes serán:

$$Br = \frac{(B - a)K + a}{\cos \theta}$$

$$b_r = \frac{(b - a)K + a}{\cos \theta}$$

$$V_{zr} = \frac{V_z \cdot K}{\cos \theta}$$

$$P_{zr} = \frac{P_z \cdot K}{\cos \theta}$$

$$P'_{zr} = \frac{P'_z}{\cos \theta}$$

$$a_r = \frac{a}{\cos \theta}$$

$$b'_r = \frac{(b' - a)K + a}{\cos \theta}$$

$$br = \frac{(b - a)K + a}{\cos \theta}$$

Las dimensiones verticales serán las mismas para los dos casos.

d).- FORMULAS PARA CALCULAR EL CORONAMIENTO DEL ESTRIBO Y EL ALERO.

$$a_e = \frac{(b' - a)e'}{H'} + a$$

Generalmente sucede que:

$$e' = e$$

Y que el cimiento del lado del escalón no tenga escarpio, es decir:

$$P_z = 0$$

Esto da por resultado

$$H' = H$$

Como consecuencia

$$a'_1 = b$$

Por lo que la fórmula del coronamiento del estribo quedará:

$$a_e = \frac{(b - a)e}{H} + a$$

Por otro lado la diferencia que hay entre (e) y (e') es muy pequeña por lo que no influye en los cálculos - el tomar una por la otra, algo semejante pasa al tomar (H) o (H'), por lo que la fórmula que emplearemos será esta última.

Para facilitar el cálculo del volumen de los - aleros, cuando la altura de los mismos a la entrada y a la salida es diferente, simplemente se tomará el promedio de las - mismas y se aplica la fórmula correspondiente.

$$\text{Altura Prom.} \quad Hp = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

El ancho mínimo normal del coronamiento del alero largo será de 0.25 m. que es el mínimo espesor supuesto construible en mampostería, por lo tanto, se tendrán que verificar sus dimensiones de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$a_n = \frac{a.\mathrm{Cos}(\beta + \alpha)}{\mathrm{Cos}\ \alpha} \geq 25\ \mathrm{cm.}$$

Como en la entrada y en la salida de las obras las elevaciones anotadas en los proyectos constructivos, corresponden a los de los aleros o estribos, éstas se calcularán en función de la luz y de la pendiente de la obra.

$$Y = \frac{\text{Luz Normal}}{2} \mathrm{Tan}\ \alpha$$

ELEVACION DE ENTRADA

$$E_e = E_{\mathcal{C}} + L_e.S \pm Y.S$$

$$E_e = E_{\mathcal{C}} + (L_e \pm Y)S$$

ELEVACION DE SALIDA

$$E_s = E_{\mathcal{C}} - L_s.S \pm Y.S$$

$$E_s = E_{\mathcal{C}} + (-L_s \pm Y)S$$

En obras normales el valor de (Y = 0), consecuentemente la elevación (E = 0); quedando las fórmulas finales como sigue:

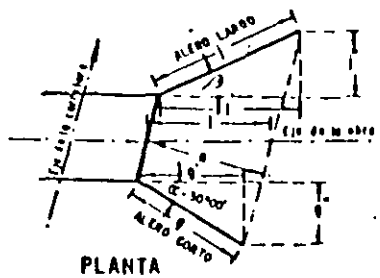
$$\boxed{Z_e = E_{\mathcal{C}} + L_e.S}$$

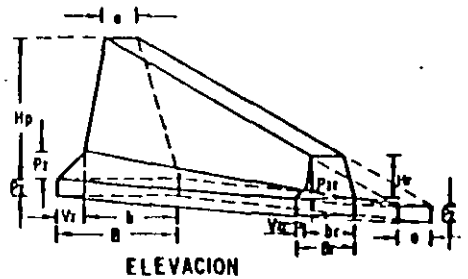
$$\boxed{E_s = E_{\mathcal{C}} - L_s.S}$$

CARRETERA: _____
TRAMO: _____
SUBTRAMO: _____
DE Km. _____ A Km. _____
Origen:-

ESTACION _____
ALCANTARILLA DE _____
DE _____ m. a _____ m.

CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS





CONDICION (β ≠ α) — $\mathrm{Col}\beta = 1.73205 + 2\ \mathrm{Tg}\ \alpha$

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
Hi=	Hri=	Hd=	Hrd=

Hi - Hri = _____
Ti - S = _____
hi = _____
ai = _____
Ii = _____
fi = _____
f'i = _____
gi = _____
g'i = _____
g''i = _____

LONGITUDES Y PROYECCIONES

Angulos	Funciones
α = _____	Tan. = _____ Cos. = _____
$\beta + \alpha$ = _____	Cos. = _____
β = _____	Cos. = _____ Sen. = _____
$(\infty - \alpha)$ = _____	Cos = _____
$\infty = 30°\ 00'$	Cos = 0.86603 Sen. = 0.50000

Hd - Hrd = _____
Td - S = _____
hd = _____
ad = _____
Id = _____
fd = _____
f'd = _____
gd = _____
g'd = _____
g''d = _____

DIMENSIONES

EN EL ARRANQUE	EN EL RETORNO		AUXILIARES
NORMALES	NORMALES	ESVIAJADAS	
α =	α =	α' =	Hp =
B =	Br =		Pi =
b =	br =		Y =
Vs =	Vs' =		b =
Ps =	Ps' =		Br =
Pi =	Pi' =		K =
	Pi' =		e =

DATOS DEL TERRENO

Profundidad del cimiento _____ m Fatiga _____ Kg/cm Clasificación (_____)

NOTAS:- _____

FORMA-

FORMULAS PARA EL CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS

CONDICION

	Co = 1.73205 + 2 Tan θ

LADO IZQUIERDO	LADO DERECHO
H_1 = h ± (OS)	Hr_1 =
	H_2 = h ± (OS)
	Hr_2 =

LONGITUD Y PROYECCIONES

$H_1 - Hr_1$ =	ANGULOS	FUNCIONES	$H_2 - Hr_2$ =
$\frac{1}{T_1} \pm S$ =	θ° =	Tang θ =	$\frac{1}{T_2} \pm S$ =
$l_1 = \frac{H_1 - Hr_1}{\frac{1}{T_1} \pm S}$	(β ± θ) =	Cos θ =	$l_2 = \frac{H_2 - Hr_2}{\frac{1}{T_1} \pm S}$
$n_1 = l_1 \times \cos\theta$		Cos β =	$n_2 = l_2 \times \cos\theta$
$l_1 = \frac{n_1}{\cos(\beta \pm \theta)}$	β° =	Sen β =	$l_2 = \frac{n_2}{\cos(\beta \pm \theta)}$
$l'_1 = l_1 \times \cos\beta$	(α − θ) =	Cos α =	$l'_2 = l_2 \times \cos\beta$
$l''_1 = l_1 \times \operatorname{Sen}\beta$	α = 30°00'	Cos = 0.86603	$l''_2 = l_2 \times \operatorname{Sen}\beta$
$g_1 = \frac{n_1}{\cos(\alpha - \theta)}$		Sen = 0.50000	$g_2 = \frac{n_2}{\cos(\alpha - \theta)}$
$g'_1 = g_1 \times \cos\alpha$			$g'_2 = g_2 \times \cos\alpha$
$g''_1 = g_1 \times \operatorname{Sen}\alpha$			$g''_2 = g_2 \times \operatorname{Sen}\alpha$

DIMENSIONES

EN EL ARRANQUE	EN EL RECORTE		
NORMALES	NORMALES	ESVIAJADAS	AUXILIARES
a =	$a_r = a$	a' =	Hp = b + e + G − Z (L y C)
B =	$Br = a + K(B - a)$		Hp' = b + r + e + m(B
b =	$br = a + K(b - a)$		$Y = \frac{Lal}{2} \times \operatorname{Tang}\theta$
Vs =	$Vrr = Vs \times K$		h =
Pi =	$Prr = Pr \times K$		$a_0 = a + \frac{K(b+Q)(Pr-a)}{Hg}$
Pr =	$Plg = Pi$		$X = \frac{Hr}{Hg}$
Pi' =	Pir =		$a_n = \frac{a}{\cos\theta} \times \operatorname{Cos}\beta + e$

f).- CUBICACION DE LOS ALEROS EN ALCANTARILLAS

El cálculo del volumen de mampostería de un alero, se hará utilizando la siguiente expresión general:

$$V = \frac{1}{2}(A_1 + A_2)\,L$$

En donde:

V = Volumen de un alero, en m^3.
A_1 = Area de la sección en el arranque, en m^2.
A_2 = Area de la sección en la fuga o en el recorte, en m^2.
L = Proyección sobre el eje de la obra, de la perpendicular entre ambas secciones, en m.

El procedimiento anterior es válido en los aleros recortados, únicamente cuando el recorte está efectuado en un plano vertical puralelo al plano que contiene la sección en el arranque.

Las dimensiones horizontales de las secciones en el arranque, fuga o recorte, para calcular las áreas (A_1 - A_2), siempre se medirán perpendicularmente al eje de la obra.

En el caso que a continuación se muestra en la (figura 31), se puede emplear la expresión general o bién la fórmula:

$$V = \frac{1}{2}\left[(a + b)Hp + (a + b_r)Hr\right] + (B + B_r)P'_1$$

Esta fórmula se dedujo de la expresión general.

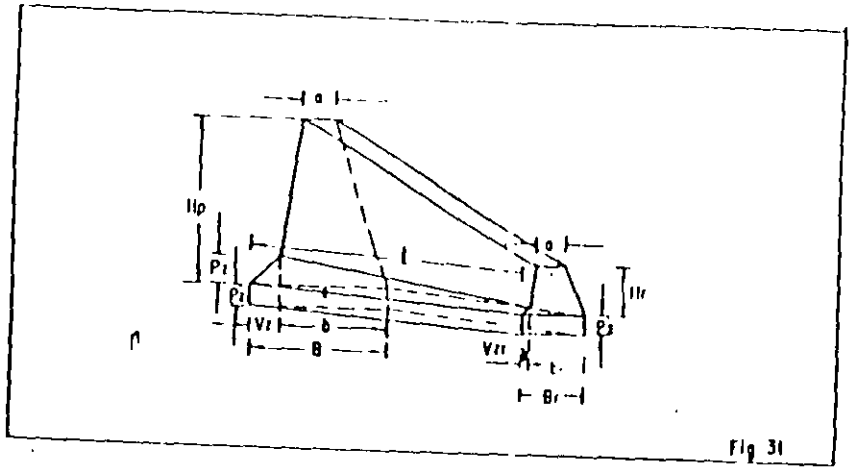


Fig 31

Si el alero se remata hasta el cimiento, se -- tiene en esta sección; (Hr = 0) y (B_r = a), quedando por lo tanto la fórmula de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{2}(a + b)Hp + (B + a)P_2'$$

VII.3 - CALCULO DE CANTIDADES DE OBRA

a).- CONCRETO

f_c' = 150 Kg/cm^2

Losa Normal

Vn = m^3/m.l x L

Losa Esviajada

Ve = m^3/m.l x L x Cos e

CUANTICIONES

En losa normal

Vn = m^3/m.l x L

En losa esviajada

$$Ve = \frac{m^3/m.l \times L}{\cos e}$$

f_c' = 100 Kg/cm^2

CLAVE

Vc = m^3/m.l x L

b).- MAMPOSTERIA

Cuerpo de la Bóveda

Vcb = Vol./m.l x L

Aleros sin recorte

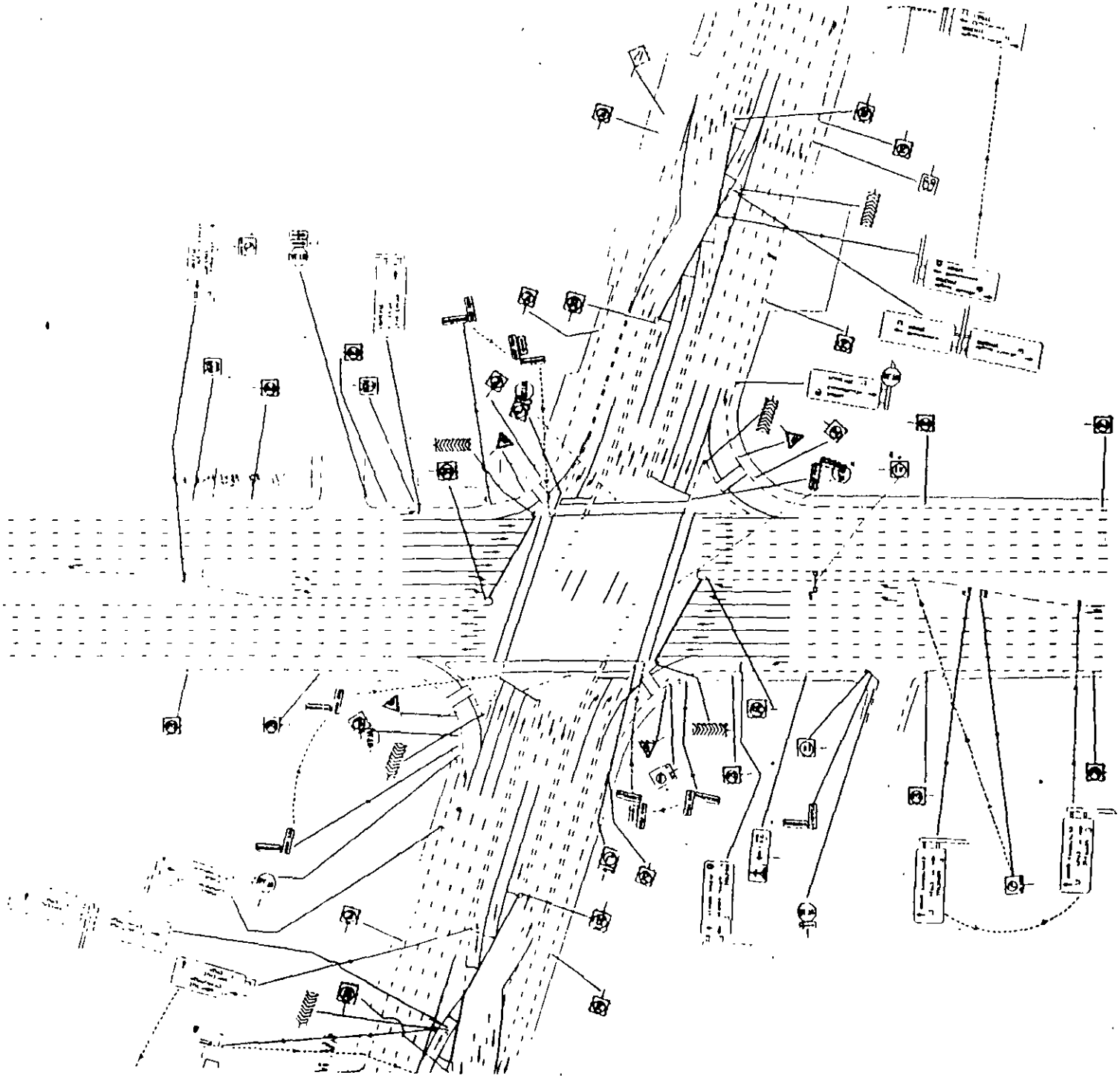
$$Va = \frac{1}{2}\left[\frac{(a + b)Hp}{2} + (B + a)P_2'\right]$$

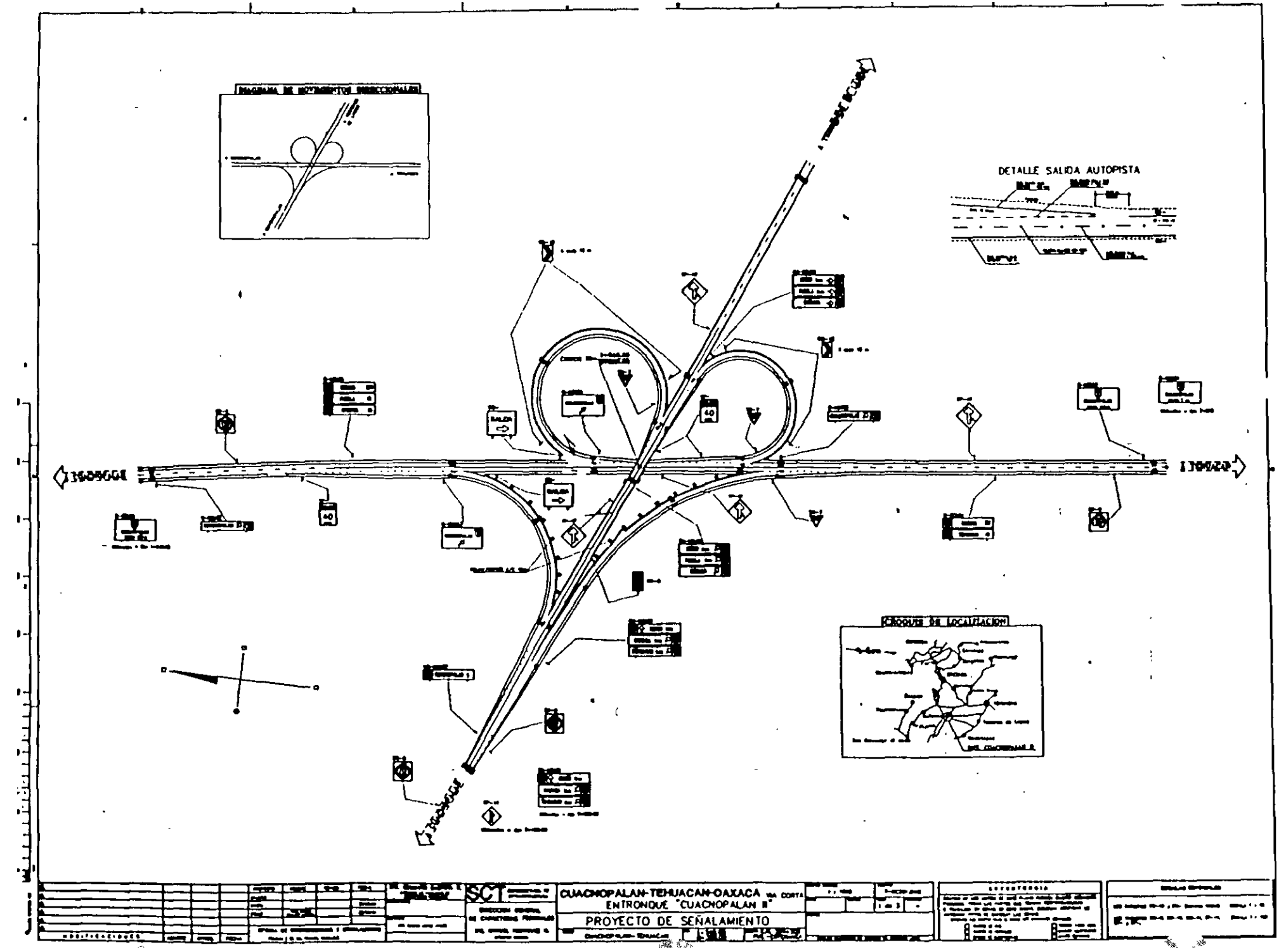
Aleros con recorte

$$Var = \frac{1}{2}\left[\frac{(a + b)Hp + (B + B_r)Hr}{2} + (B+Br)P_2'\right]$$

Estribos

$$V_E = L\left[\left[\frac{(b + a_0)h}{2}\right]2 + (3.P_2')2\right]$$

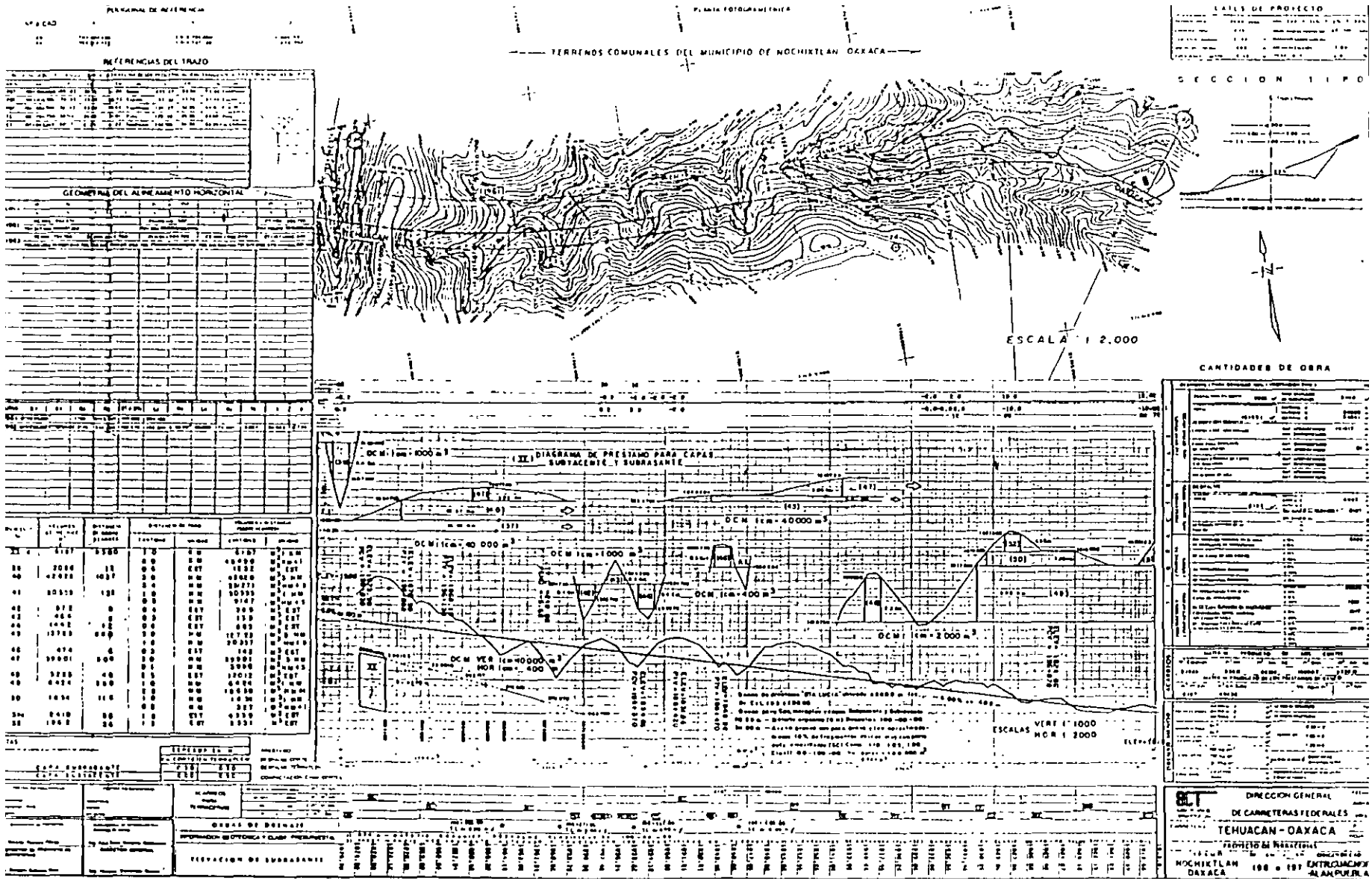


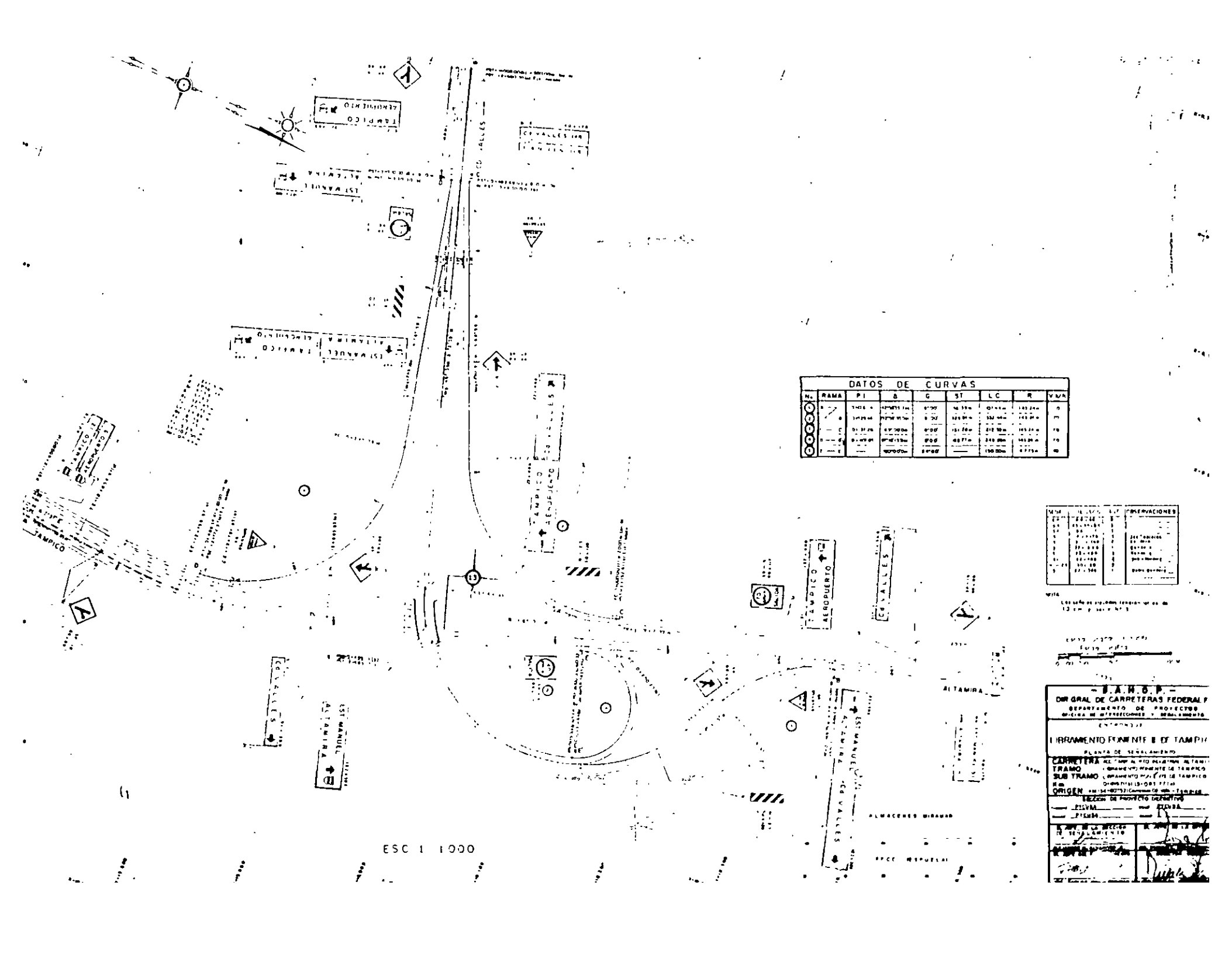


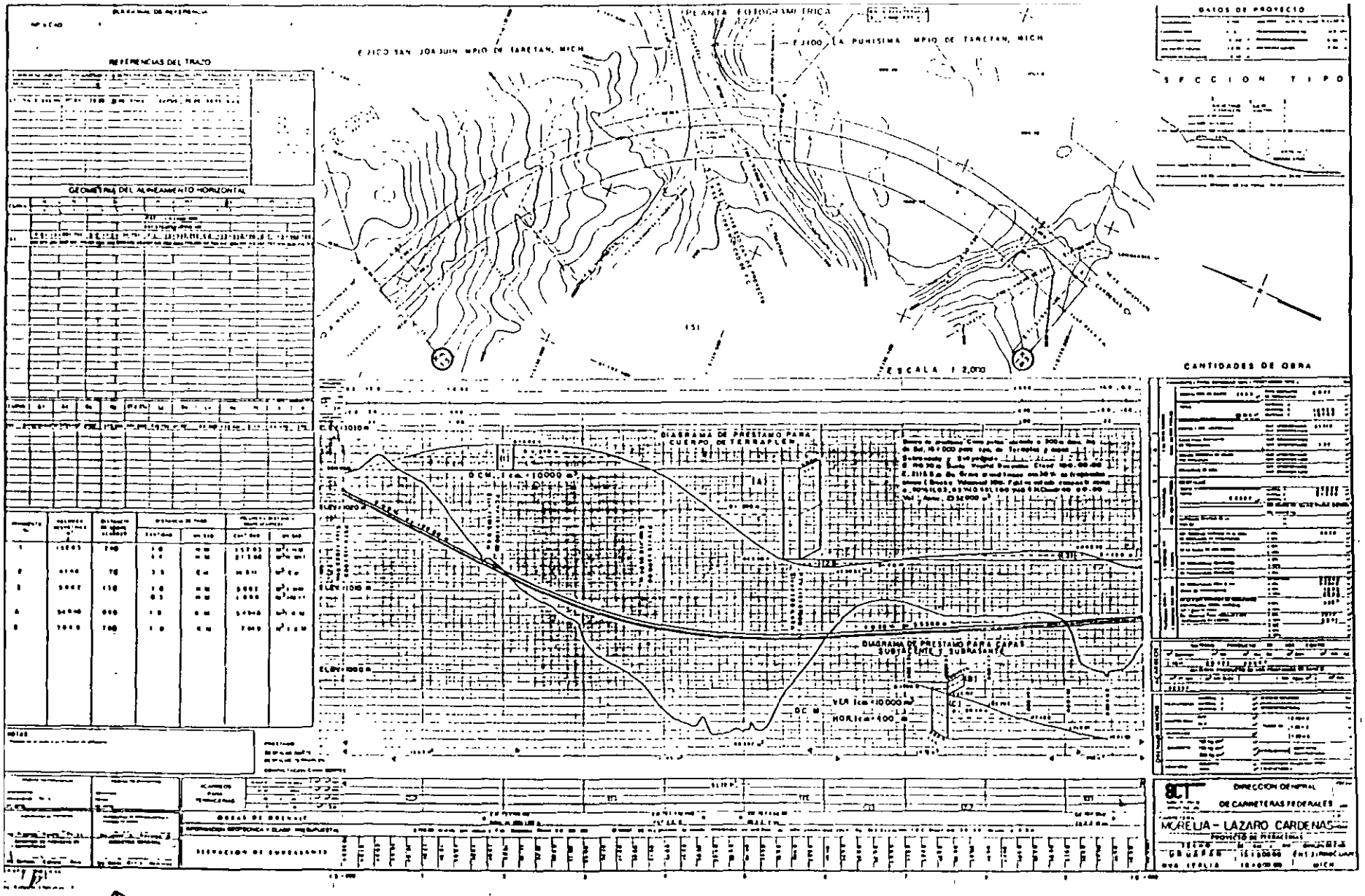
SCT

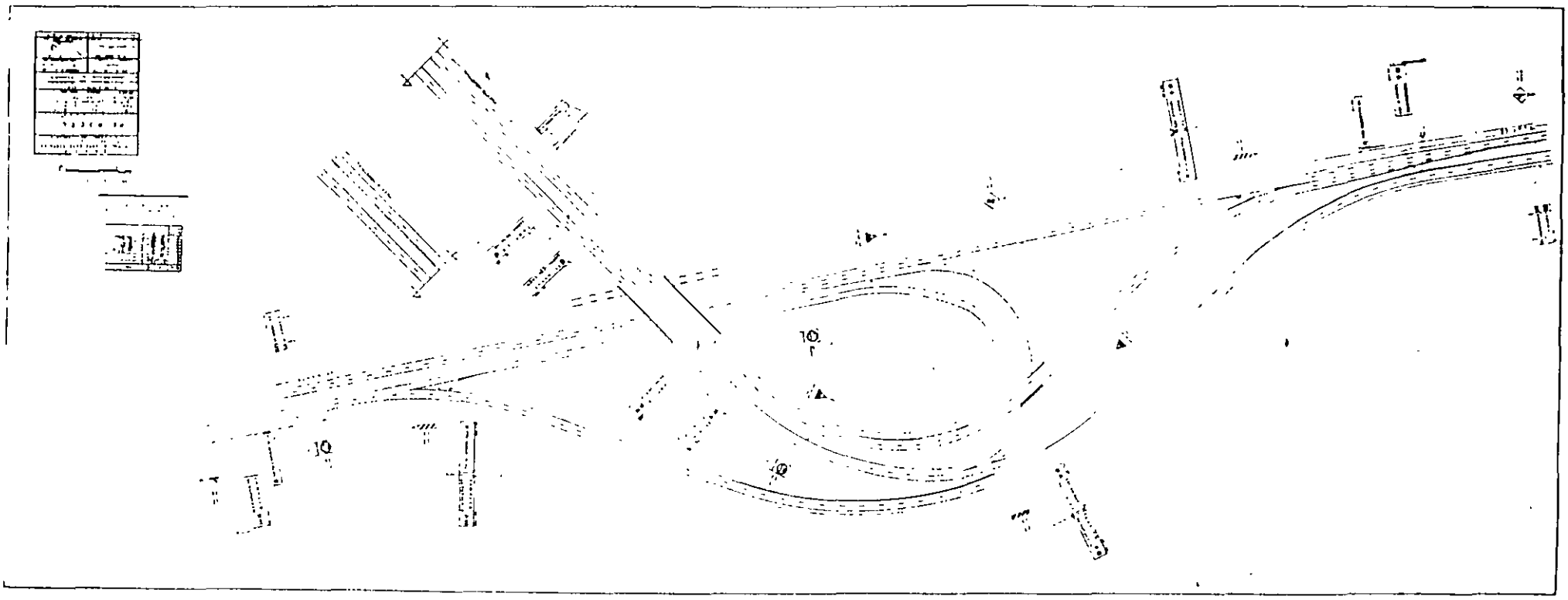
CUACNOPALAN-TEHUACAN-OAXACA VIA CORTA
ENTRONQUE "CUACNOPALAN II"
PROYECTO DE SEÑALAMIENTO

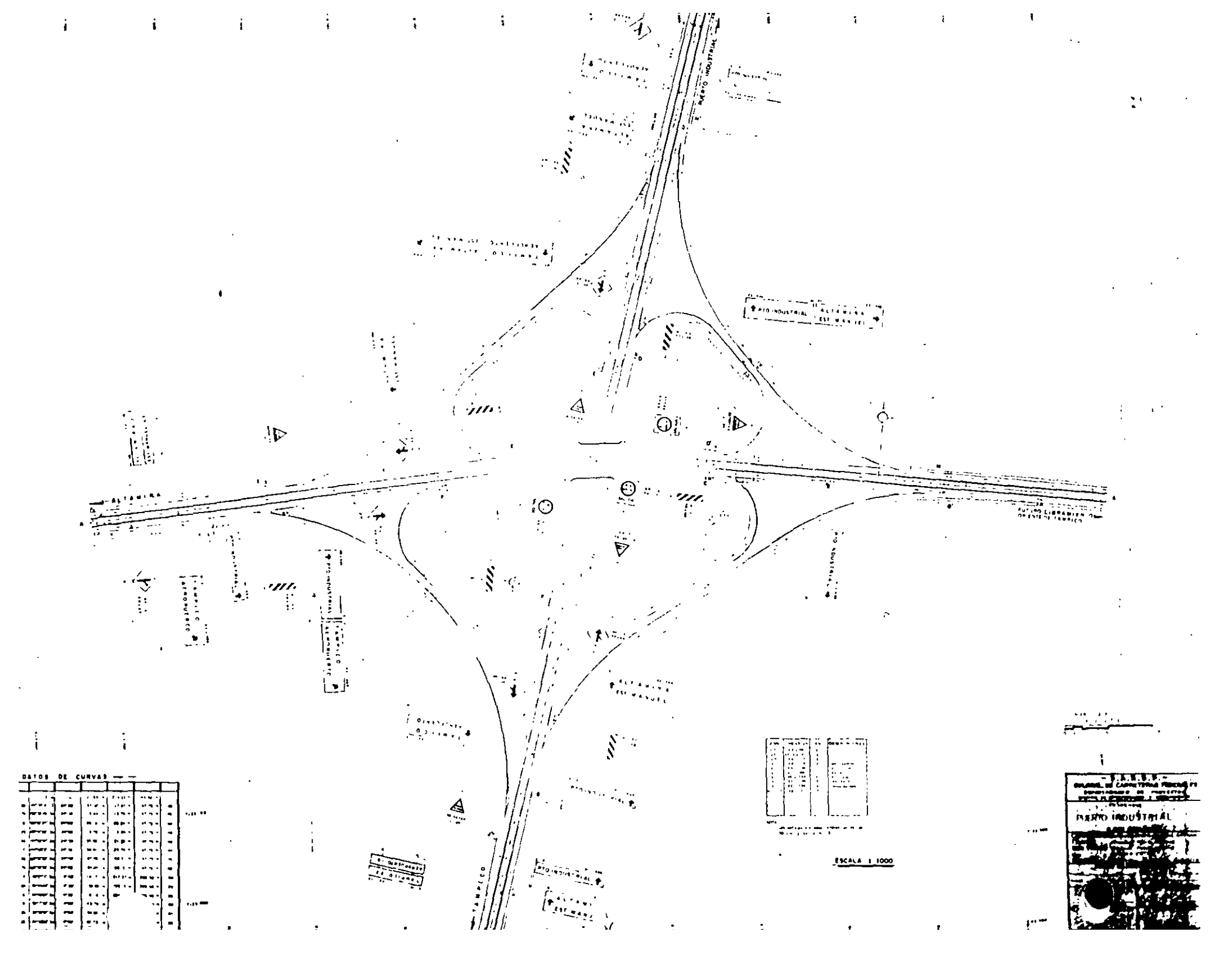
ORTOFOTO

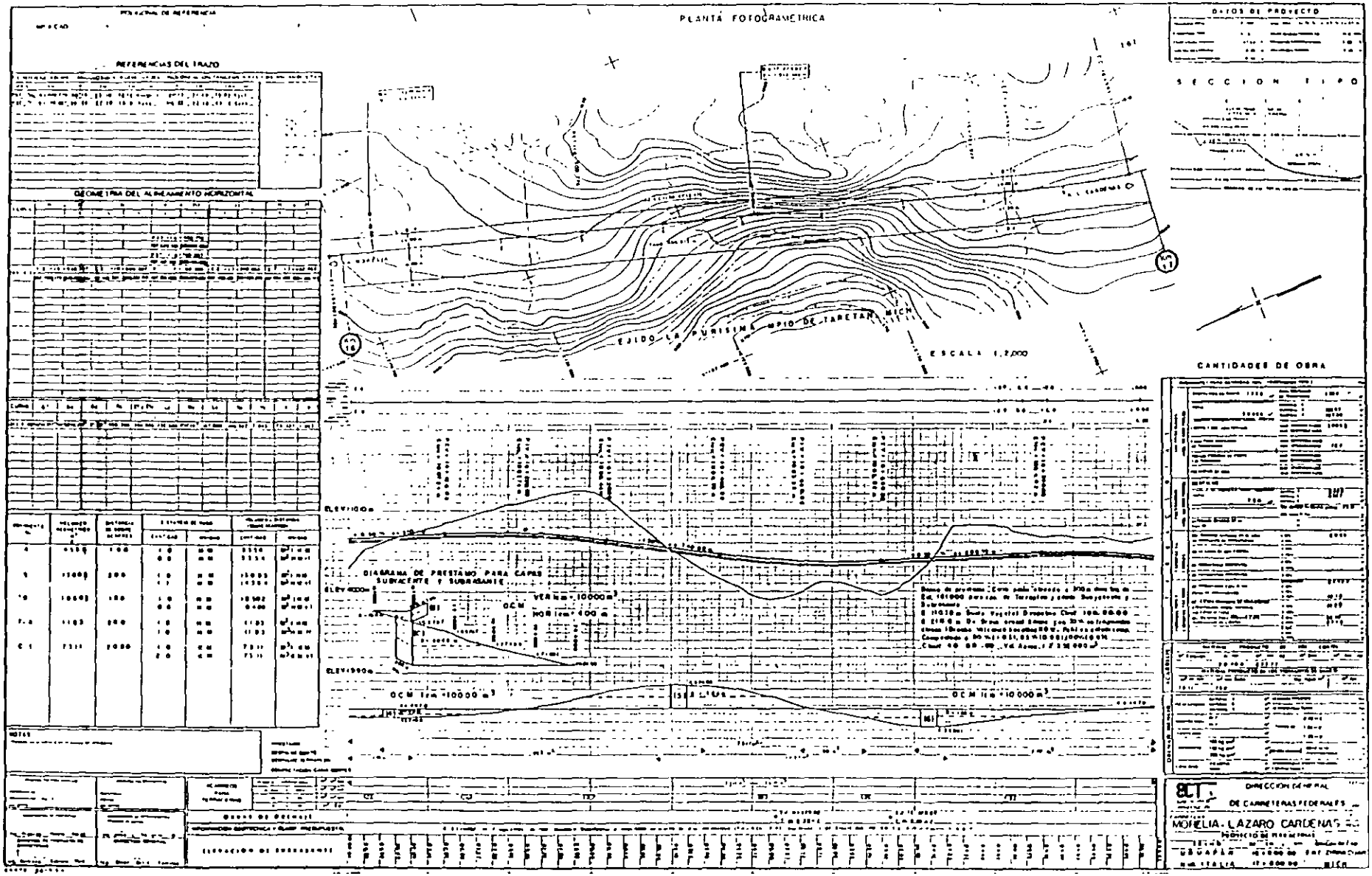

TERRENOS COMUNALES DEL MUNICIPIO DE NOCHIXTLAN OAXACA
ESCALA 1:2,000
SECCION TIPO
CANTIDADES DE OBRA
DIAGRAMA DE PRESTAMO PARA CAPAS SUBYACENTE Y SUBRASANTE
SCT
DIRECCION GENERAL
DE CARRETERAS FEDERALES
TEHUACAN - OAXACA
NOCHIXTLAN OAXACA

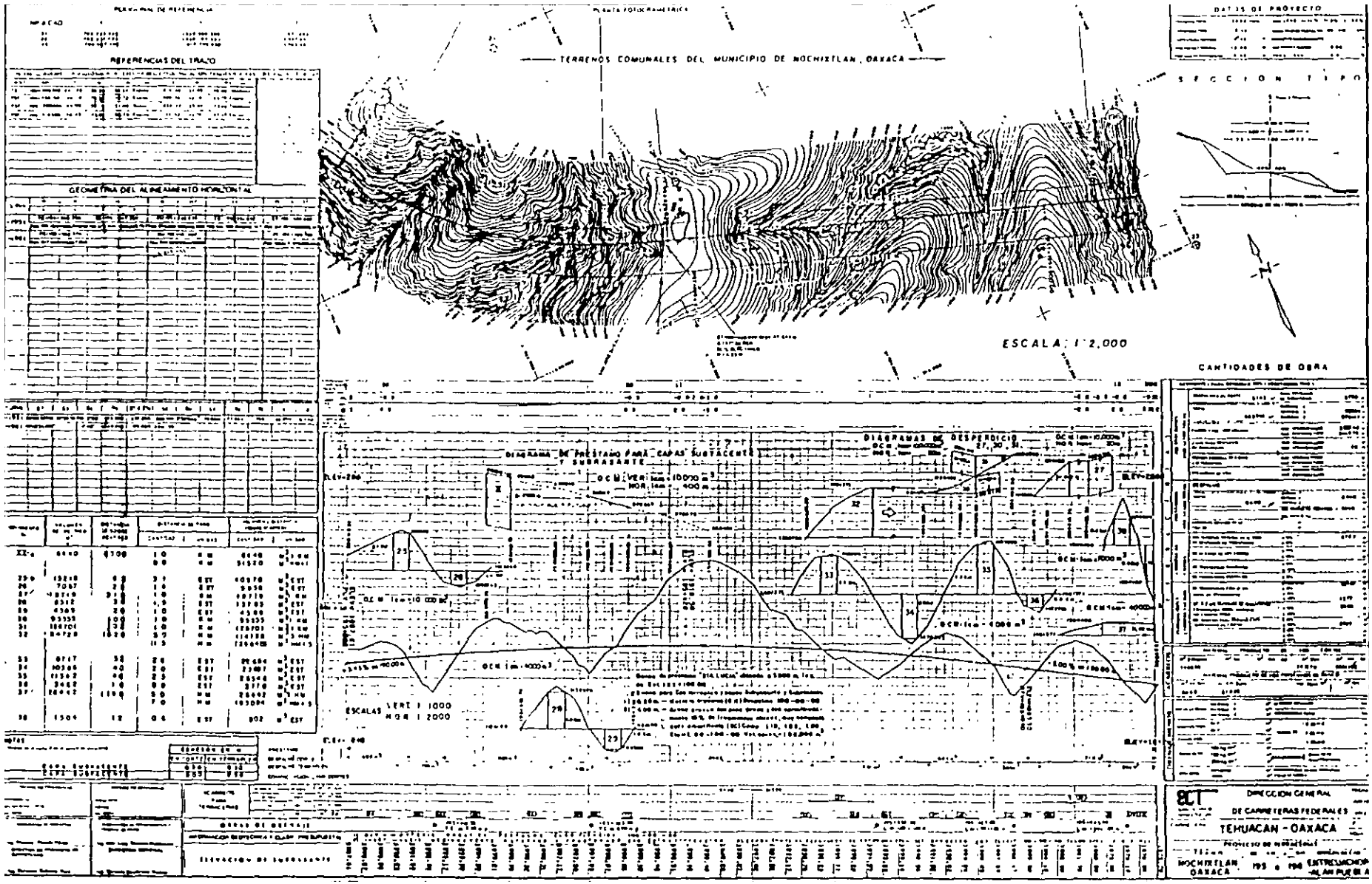

DATOS DE CURVAS
N.
RAMA
P.I.
Δ
G
ST
L.C.
R
V.M.R.
OBSERVACIONES
ESC 1 1000
- S.A.H.O.P. -
DIR. GRAL. DE CARRETERAS FEDERALES
DEPARTAMENTO DE PROYECTOS
LIBRAMIENTO PONIENTE DE TAMPICO
PLANTA DE TRAZO Y ALINEAMIENTO
CARRETERA
TRAMO
SUB TRAMO
ORIGEN
SECCION DE PROYECTO ALTERNATIVO
TAMPICO
ALTAMIRA
EST. MANUEL
CD. VALLES
AEROPUERTO
ALMACENES NACIONALES DE DEPOSITO


REFERENCIAS DEL TRAZO
GEOMETRIA DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL
PLANTA FOTOGRAMETRICA
EJIDO SAN JOAQUIN MPIO DE TARETAN, MICH
EJIDO LA PUNISIMA MPIO DE TARETAN, MICH
ESCALA 1:2,000
DATOS DE PROYECTO
SECCION TIPO
CANTIDADES DE OBRA
DIAGRAMA DE PRESTAMO PARA CUERPO DE TERRAPLEN
DIAGRAMA DE PRESTAMO PARA CAPAS SUBYACENTES
SUBRASANTE
SCT
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
MORELIA - LAZARO CARDENAS
PROYECTO DE PRESTAMOS




DATOS DE CURVAS
PUERTO INDUSTRIAL
ESCALA 1:1000


PLANTA FOTOGRAMETRICA
REFERENCIAS DEL TRAZO
GEOMETRIA DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL
DATOS DE PROYECTO
SECCION TIPO
EJIDO LA PURISIMA
ESCALA 1:2,000
CANTIDADES DE OBRA
DIAGRAMA DE PRESTAMO PARA CAPAS SUBYACENTE Y SUBRASANTE
ELEV 1100 m
ELEV 1000 m
ELEV 900 m
OCM
VERTICAL 1:10000
HORIZONTAL 1:400
OCM 1:10000
OCM 1:10000
ELEVACION DE TERRACERIAS
MORELIA - LAZARO CARDENAS


TERRENOS COMUNALES DEL MUNICIPIO DE NOCHIXTLAN, OAXACA
ESCALA 1:2,000
SECCION TIPO
DATOS DE PROYECTO
REFERENCIAS DEL TRAZO
GEOMETRIA DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL
CANTIDADES DE OBRA
DIAGRAMA DE PRESTAMO PARA CAPAS SUBYACENTES Y SUBRASANTE
DIAGRAMAS DE DESPERDICIO
ESCALAS VERT 1:1000
HOR 1:2000
SCT
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
TEHUACAN - OAXACA
NOCHIXTLAN OAXACA

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

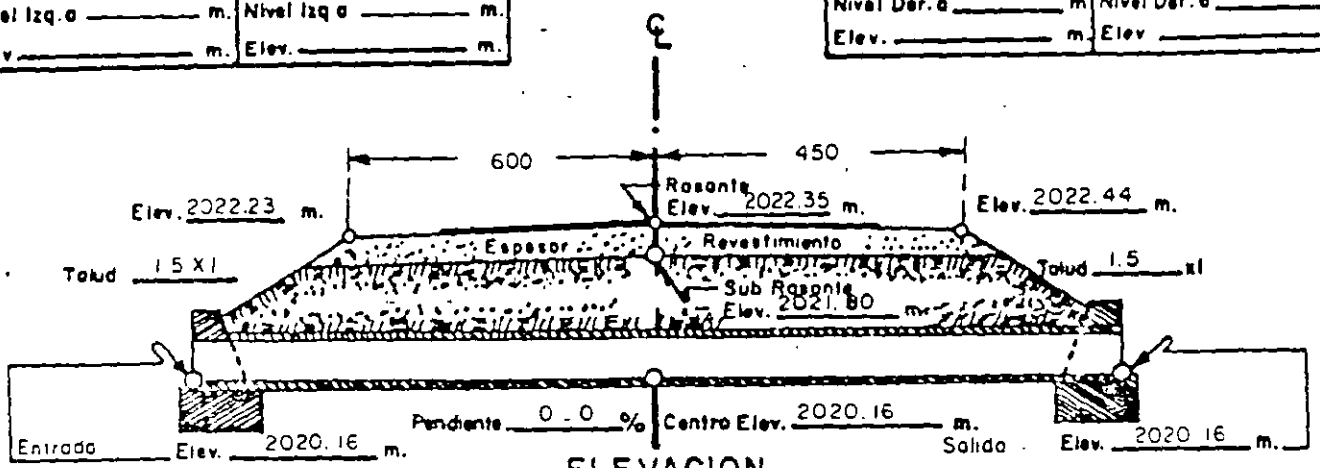
MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

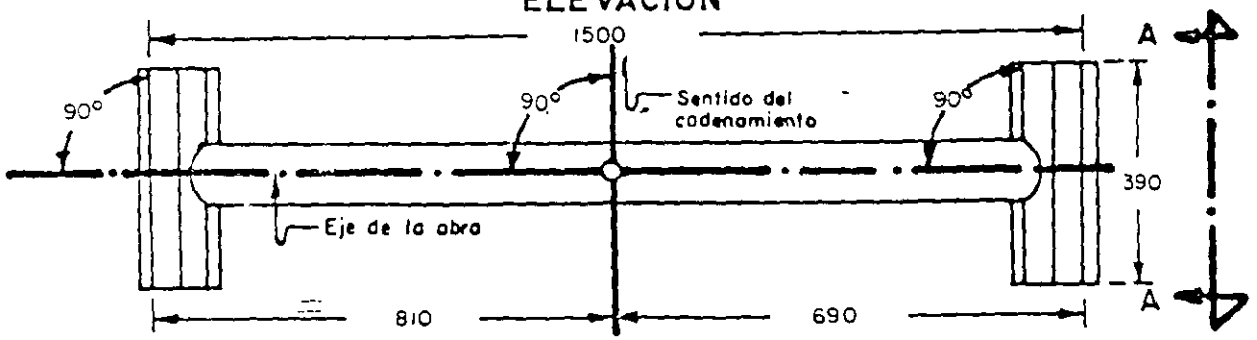
ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMETRICOS

EXPOSITOR: ING. JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

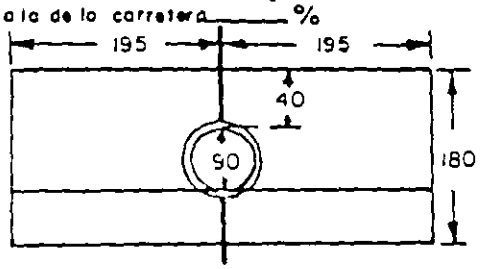
Nivel Izq.a ____ m.	Nivel Izq a ____ m.	Nivel Der.a ____ m	Nivel Der.a ____ m.
Elev. ____ m.	Elev. ____ m.	Elev. ____ m.	Elev ____ m.



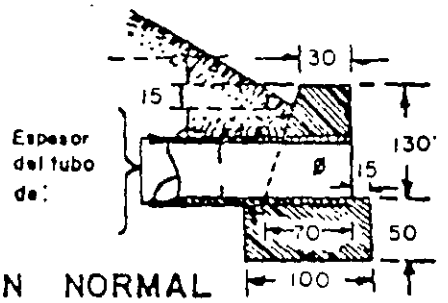
ELEVACION



PLANTA



VISTA A-A



SECCION NORMAL

NOTAS

Localización

Sobre trazo hecho en ____ por ____

Cargas:

Carga Viva tipo H20-

Tubos:

Serán de concreto

Muros

Serán de mampostería de 3a El desplante se hara en ____ capaz de una fatiga de trabajo de ____ Kg/cm² para ello se podrá variar su elevación a juicio del Ing Residente hasta en ± 20cm modificando unicamente el espesor del cimiento Los correspondientes llevaran un chaflan de 3 de espesor con mortero de cemento 1:5

Dimensiones

En centimetros. Elevaciones en metros referido al B.M. ____ sobre ____ a ____ m. ____ de

Estacion ____ Elevación ____ m.

Especificaciones:

Rigen las de la S.O.P. de 1971.

Especiales ____

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	
Tubo de 0.9 m Diam	15.00	m.
Tramos de 1.25 m.	12	
Excavación Clasif. (____)		m³
Mamposteria de 3a clase con mortero de cemento 1:5	7.9	m³

MODIFICACIONES AL PROYECTO

MODIFICACIONES EN LA CONSTRUCCION

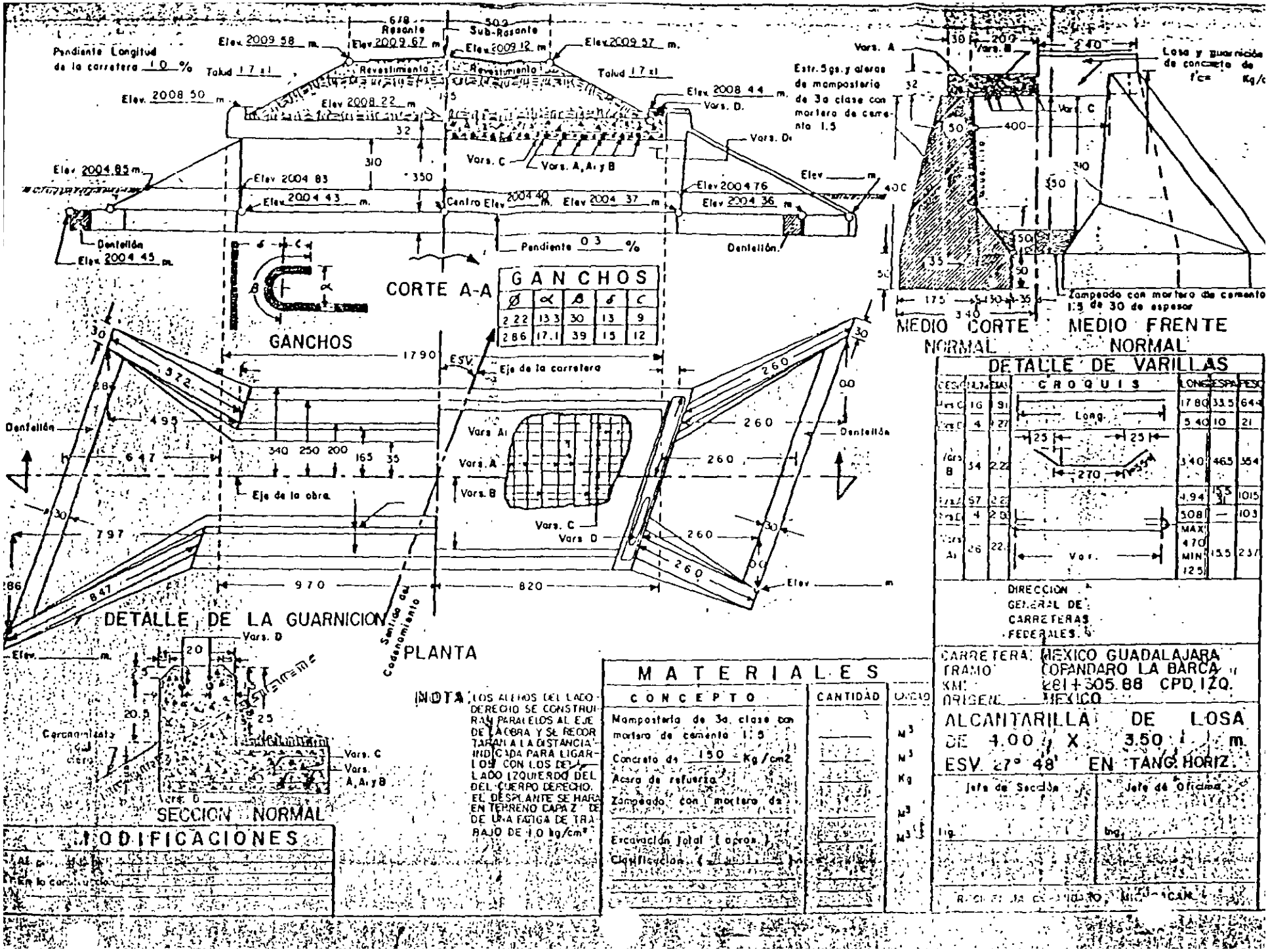
S. C. T.

DIR. GRAL. DE CARRETERAS FEDERALES

ALCANTARILLA DE TUBO DE CONCRETO DE 0.90 m.Ø

NORMAL EN TANGENTE HORIZ.

CARRETERA	TRAMO	Km 295+460
MEXICO-GUADALA.	COPANDARO-LA BCA.	Origen. MEXICO D.F.
	Jefe de Oficina	CUERPO IZQUIERDO
Mexico D.F. ____	Nº de Planos:	Nº C-



GANCHOS				
Ø	α	β	δ	C
2.22	133	30	13	9
2.86	17.1	39	15	12

DETALLE DE VARILLAS

DES.	No.	Ø	CANT.	CROQUIS	LONG.	ESP.	PESO
Vars C	16		91	Long.	1.80	33.5	64.4
Vars D	4		27		5.40	10	21
Vars B	54	2.22		25 25 270	3.40	46.5	36.4
Vars A1	57	2.22			4.94	15.5	101.5
Vars D	4	2.86			5.08	—	10.3
Vars A1	26	2.22		Var.	MAX. 4.70 MIN. 1.25	15.5	23.1

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
Mamposteria de 3a. clase con mortero de cemento 1:5		M³
Concreto de 150 Kg/cm2		M³
Acero de refuerzo		Kg
Zampeado con mortero de		M³
Excavación Total (Aprox.)		M³
Clasificación (		

NOTA: LOS ALEROS DEL LADO DERECHO SE CONSTRUIRAN PARALELOS AL EJE DE LA OBRA Y SE RECORTARAN A LA DISTANCIA INDICADA PARA LIGARLOS CON LOS DEL LADO IZQUIERDO DEL CUERPO DERECHO. EL DESPLANTE SE HARA EN TERRENO CAPAZ DE UNA FATIGA DE TRABAJO DE 1.0 kg/cm².

MODIFICACIONES

CARRETERA: MEXICO GUADALAJARA
TRAMO: COPANDARO LA BARCA
KM: 281+305.88 CPD. IZQ.
ORIGEN: MEXICO

ALCANTARILLA DE LOSA
DE 4.00 X 3.50 m.
ESV. 27° 48' EN TANG. HORIZ.

Jefe de Sección	Jefe de Oficina
Ing.	Ing.

CRUCE: *CHILIBRE*
CAMINO: *PANAMA -COLON*
TRAMO: *RAMAL ALCALDE DIAZ*
KM: ORIGEN : *INTERCAMBIO ALCALDE DIAZ*
ESTACION PLUVIOGRAFICA: *ISOYETAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA*

METODO RACIONAL

CONSTANTES DE CALCULO	NOMECLATURA	DATOS
AREA DE LA CUENCA (km²)	A	4
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (km)	L	3.75
PENDIENTE DEL CAUCE (decimales)	S	2.065
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (adimensional)	C	0.35
TIEMPO DE CONCENTRACION (min)	tc	8.31
INTENSIDAD DE LLUVIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS (mm/hr)	I	190

Tr : *50* años tc = 0.0662(L^0.77/S^.385) = 0.14 hrs

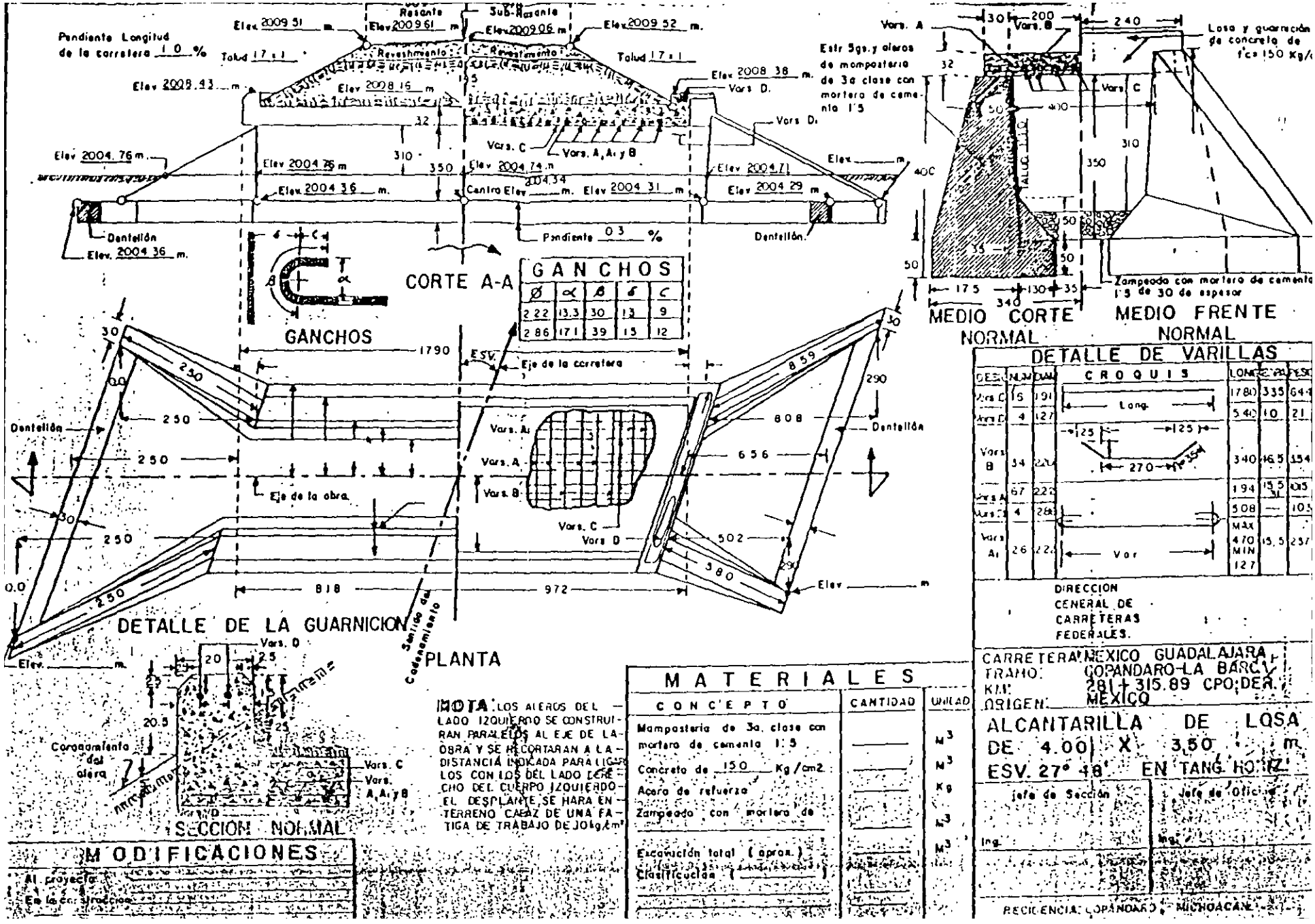
Q = 0.278(C)(I)(A)

C	I	A	Q
0.35	*190*	*4.3*	79.4941 m3/s

Tr : años

Q = 0.278(C)(I)(A)

C	I	A	Q
			m3/s



DETALLE DE VARILLAS

DES.	NUM.	DIAM.	CROQUIS	LONG.	PESO	PESO
Vars C	15	1.91	Long.	1780	335	64.9
Vars D	4	1.27		540	10	2.1
Vars B	34	2.22	125 125 270	340	46.5	15.4
Vars A	67	2.22		194	15.5	0.5
Vars Ai	4	2.86		508	—	10.5
Vars Ai	26	2.22	Var	MAX 470 MIN 127	15.5	2.57

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES.

CARRETERA: MEXICO GUADALAJARA
TRAMO: COPANDARO-LA BARCA
KM: 281+315.89 CPO; DER.
ORIGEN: MEXICO

ALCANTARILLA DE LOSA
DE 4.00 X 3.50 m.
ESV. 27° 48' EN TANG. HOR.

Jefe de Sección | Jefe de Oficina
Ing. | Ing.

RESIDENCIA: COPANDARO, MICHOACAN.

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
Mamposteria de 3a. clase con mortero de cemento 1:5		M³
Concreto de 150 Kg/cm2		M³
Acero de refuerzo		Kg
Zampeado con mortero de		M³
Excavación total (aprox.)		M³
Clasificación ( )		

NOTA: LOS ALEROS DEL LADO IZQUIERDO SE CONSTRUIRAN PARALELOS AL EJE DE LA OBRA Y SE RECORTARAN A LA DISTANCIA INDICADA PARA LIGARLOS CON LOS DEL LADO DERECHO DEL CUERPO IZQUIERDO. EL DESPLANTE SE HARA EN TERRENO CAPAZ DE UNA FATIGA DE TRABAJO DE 30 kg/cm².

MODIFICACIONES

Al proyecto
En la construcción

a) La ecuación de Manning se estudio para canales y el ingeniero de puentes la utiliza para corrientes naturales ya sea ríos o arroyos.

b) El régimen de la corriente no es uniforme

c) Incertidumbre en los datos del NAME y de la frcuencia de la avenida.

d) Dificultad para fijar los valores del coeficiente de rugosidad "n".

El coeficiente "n" varia de acuerdo a los siguientes factores.

1.- Rugosidad de la superficie

2.- Vegetación existente en fondo y márgenes

3.- Irregularidad del fondo

4.- Alineamiento del canal

5.- Dépositos y socavaciones

6.- Obstrucción (por obras de drenaje existentes como puentes vados, cunetas, etc.

Cuando se realiza este tipo de estudios se conplementan con el estudio hidrológico, para comparar ambos resultados y elegir el gaso de diseño más adecuado, de acuerdo a los análisis y características de cada estudio.

PIYCSA PANAMA (CONSTRUCTORA VIAL)

BORO: ING. LEONEL GALINDO GONZA

CRUCE : ***RIO CHILIBRE***
CAMINO : ***AUTOPISTA PANAMA-COLON***
TRAMO : ***RAMAL ALCALDE DIAZ***
KM ORIGEN : ***INTERCAMBIO ALCALDE DIAZ***
ESTACION PLUVIOGRAFICA. ***ISOYETAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA***

METODO DE VEN TE CHOW

CONSTANTES DE CALCULO	NOMENCLATUR	DATOS
AREA DE LA CUENCA (km²)	*A*	*4.3*
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (m)	*L*	*3750*
PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (%)	*S*	*0.021*
NUMERO DE ESCURRIMIENTO DE CHOW (adimensional)	*N*	*77*
PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA ESTACION BASE (cm)	*Pb*	*1*
PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA (cm)	*P*	*1*
FACTOR CLIMATICO Y = 2.78 P/Pb	*Y*	*2.78*
TIEMPO DE RETRASO (hr) tp=0.00505 (L/(S)^1/2)^0.64	*tp*	*3.3695*

Tr ***50*** años

d(min)	d(hr)	I	Pb*	Peb*	X	d/tp	Z	Q
5	*0.083*	*24.00*	*2.00*	*0.03*	*0.35*	*0.025*	*0.0202*	*0.1*
10	*0.250*	*19.00*	*4.75*	*0.97*	*3.86*	*0.074*	*0.0588*	*2.7*
20	*0.500*	*15.90*	*7.95*	*2.95*	*5.9*	*0.148*	*0.1154*	*8.1*
30	*0.750*	*13.20*	*9.90*	*4.4*	*5.87*	*0.223*	*0.1713*	*12.0*
60	*1.000*	*10.10*	*10.10*	*4.56*	*4.56*	*0.297*	*0.2267*	*12.3*
120	*1.330*	*6.20*	*8.25*	*3.16*	*2.38*	*0.395*	*0.2993*	*8.5*
180	*2.000*	*4.90*	*9.80*	*4.32*	*2.16*	*0.594*	*0.4453*	*11.5*
240	*4.000*	*3.82*	*15.28*	*8.87*	*2.22*	*1.187*	*0.7076*	*18.8*
300	*4.000*	*2.74*	*10.96*	*5.24*	*1.31*	*1.187*	*0.0000*	*0.0*

d = Duración de lluvia (hr)

I = Intensidad de lluvia (cm/hr)

Pb* = Id (cm)

$$Peb^* = \frac{(Pb^*-508/N+5.08)^2}{(Pb^*+2032/N-20.32)} \text{ (cm)}$$

X = Peb*/d Factor de escurrimiento

Z = Factor de reducción de pico

Si d/tp >= 2, Z=1
Si d/tp >= 0 6, Z=0 6315(d/tp)^0 66
Si d/tp < 0 6, Z=0 7401 (d/tp)^0.97

Q = A X Y Z (m3/s)

Las escalas más comunes son 1:500 se podrá dibujar también 1:1000 ó 1:2000 - equidistancia entre curvas de nivel a cada metro.

Se procurará que el largo del plano no exceda de 1.25 m.

No en todos los casos se necesita la realización de esta planta.

Planta Detallada.- Esta topografía debe permitir la ubicación de la obra de drenaje, así como la orientación de los apoyos. Se dibuja con curvas de nivel a cada 50 cm y contiene también todos los conceptos indicados para la planta general.

Comunmente se dibuja a escala 1:200 y también puede ser a 1:500; 1:1000, procurando también que el largo no exceda 1.25 m.

Perfil de Construcción.- En este plano se dibuja el perfil del terreno natural sobre el eje de proyecto, cubriendo en 100 m, por lo menos en cada margen - a partir de la intersección de la subrasante de proyecto. Este perfil es útil para definir la localización de las obras auxiliares cuando se tienen llanuras de inundación amplias; también contiene datos de trazo como la existencia de curvas, la longitud de tangentes, el nivel de subrasante, los bancos de nivel, la ubicación de los monumentos de concreto, el - NAME de diseño, el NAMO, el NAMIN, estaciones y cotas del terreno.

Es muy usual utilizar una escala 1:2000 en el sentido horizontal y 1:200- en el vertical. La longitud de este plano no debe exceder 1.25 m.

Perfil Detallado.- representa el perfil del T.N. sobre el eje de proyecto; su longitud deberá cubrir la obra de drenaje a proyectarse. Este plano es utilizado también en el estudio de cimentación para ubicar los sondeos efectuados - en campo. Deberá dibujarse a la misma escala horizontal y vertical, siendo muy usual 1:100 ó 1:200.

PLANO DE PENDIENTE Y SECCIONES HIDRAULICAS

ESTUDIO HIDRAULICO

Es la etapa más importante del estudio topohidraulico, ya que nos permite obtener el caudal máximo que ha circulado por el río o arroyo y depende básicamente de datos obtenidos en campo, recabados por huellas dejadas por el agua en las márgenes o por información proporcionada por vecinos del lugar. En este plano se dibujan entre otras cosas el perfil del fondo del cruce de la corriente y las secciones hidráulicas.

Este estudio, se fundamenta en la fórmula de Manning (método conocido como de sección y pendiente) que es aplicable a flujo uniforme.

Lo más conveniente será levantar 3 secciones hidráulicas ubicadas en el cruce, una aguas arriba y otra aguas abajo; la distancia entre secciones podrá ser como mínimo 300 m y deberán ubicarse en un tramo lo más recto posible y con pendiente de preferencia uniforme.

Para aplicar la fórmula de Manning es necesario obtener los siguientes paramétros de cálculo.

A Area hidráulica de la sección m^2

P Perímetro mojado m^2

r radio hidráulico m ($\frac{A}{P}$)

S Pendiente hidráulica Sh

n coeficiente de rugosidad

$$V = \frac{1}{n} \quad r^{2/3} \quad S^{1/2}$$

obteniendo la velocidad aplicamos el principio de continuidad.

$$Q = AV$$

Desventajas del método:

Dentro de las recomendaciones que se proporcionen se debe considerar también - las diversas causas de tipo hidraúlico que provocan las fallas de los puentes. las más importantes son:

Socavación.- aproximadamente el 90 % de los puentes fallados en México son - Por este fenómeno.

Area hidráulica insuficiente bajo el puente.- esta área debe ser de acuerdo- al gasto de diseño y su correspondiente velocidad.

Atoramiento de cuerpos flotantes

Mala ubicación del puente

En términos generales los estudios que se realizan para el diseño de las obras mayores de drenaje, desde el punto de vista hidráulico son:

ESTUDIOS { **TOPOHIDRAULICOS**, **HIDROLOGICOS**

II.- ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

Es un estudio de campo que sirve de apoyo para proyectar la estructura de drenaje, así como las obras auxiliares que aseguren el buen funcionamiento hidráulico de la obra, de este estudio obtenemos el gasto máximo que se ha presentado en el escurrimiento, partiendo de la información recabada en la zona en estudio. Para realizar el estudio en campo, es necesario apoyarlo en una configuración topográfica del sitio de cruce, la cual deberá cubrir el área necesaria para establecer el funcionamiento hidráulico del escurrimiento y conocer - las características topográficas de la zona, por lo que su amplitud variara en cada caso, para lo cual se deberá realizar una programación de los trabajos - de campo; este es un aspecto muy importante en la elaboración de los estudios-

topohidráulico, ya que de la programación depende de que en los planos se puede definir el funcionamiento hidráulico de la corriente y observar algunos detalles importantes. Esta programación la debe realizar el ingeniero que finalmente va a proporcionar las recomendaciones para el proyecto de la obra de drenaje. la información que debe contener un estudio topohidráulico es la siguiente:

Planta General

Planta Detallada

Perfil de Construcción

Perfil Detallado

Plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas

Croquis de Puentes Cercanos

Croquis de Localización

Informe Fotográfico

Informe General

Planta General.- Debe contener la topografía de una superficie lo suficientemente amplia para definir el funcionamiento hidráulico de la corriente, por lo que su extensión en el sentido del escurrimiento será muy diferente para cada caso particular. en este plano debe estar contenida la siguiente información:

PLANTA GENERAL

Eje de trazo

Nivel de aguas máximas (NAME)

Ubicación de los Monumentos de Concreto

Sentido de la corriente

Longitud de tangentes, rumbos, datos de curva

Construcciones aledañas, líneas telegráficas de energía

Electrica, telefonicas, etc.

"CONSIDERACIONES HIDROLOGICAS E HDIRAULICAS APLICABLES AL ESTUDIO DEL DRENAJE EN LAS VIAS TERRESTRES".

ING. LEONEL GALINDO GONZALEZ

I.- GENERALIDADES.

En toda obra vial, el drenaje constituye un sistema para desalojar el agua que le llega ya sea por precipitación, escurrimiento e infiltración, por lo que las obras de drenaje deben desalojar un caudal determinado en forma rápida y eficientemente. Debido a lo anterior, los caminos adquieren una importancia preponderante, requiriendo la atención de personal técnico con mucho criterio y experiencia. En nuestro caso es importante mencionar que el Ingeniero Supervisor esté plenamente identificado con el comportamiento de las obras de drenaje y el funcionamiento de los ríos y arroyos de su zona.

Como todos sabemos, año con año se presentan en algunos estados de la República Mexicana, precipitaciones muy intensas, las cuales provocan cuantiosos daños a las obras de drenaje de su red carretera; esto se comprende en toda su magnitud, cuando se llegan a observar los efectos destructivos del agua en un camino en el cual su drenaje sea deficiente. Sí la observación se efectúa inmediatamente después de un intenso período de lluvias, el panorama que a nuestros ojos se ofrece [generalmente desbalador] bastará para convencernos plenamente de la tremenda utilidad de diseñar un buen sistema de drenaje. Es por eso que debemos estar concientes de la importancia de realizar estudios básicos para el diseño de las obras de drenaje. En la Dirección General elaboramos el Estudio Topohidráulico e Hidrológico, el cual contiene Conclusiones y Recomendaciones.

El objetivo del estudio de drenaje es obtener un caudal de diseño, asociado a una velocidad también de diseño, que debe estar relacionado a un período de retorno previamente establecido, el cual normalmente es de 25 años para caminos secundarios y de 50 años para caminos importantes.

Tipo de camino	Tamaño de la estructura	Período de retorno (años)
Secundario	pequeña	25 a 50
	grande	50 a 100
Principal	pequeña	100
	grande	100
Interestatal	pequeña	100
	grande	200

En dicha referencia se dan las dimensiones mínimas para considerar un puente como "grande". Así, para caminos secundarios, se da una longitud de 18 a 24m. Para caminos principales, 30m. y para caminos interestatales, 36m.

Las referencias 2 y 3 no reportan nada acerca de obras de drenaje para vías férreas; sin embargo, los períodos de retorno de diseño en este tipo de obras deben ser más altos que en carreteras, ya que en caso de accidentes provocados por fallas de las estructuras los daños son en general de mayor cuantía que en carreteras.

II.- INTENCION PRINCIPAL DE ESTE TRABAJO.

Cuando un puente falla existe la tendencia a construir una estructura más grande o ampliar la existente. Si la falla fue provocada por insuficiencia hidráulica del puente, conviene determinar la frecuencia de la avenida que la provocó; si ésta es mayor que la de diseño no tiene porqué llevarse a efecto la ampliación del puente existente o la construcción de un puente más grande que el fallado. Simplemente, y ésta es la intención principal de este trabajo, debe considerarse que el puente cumplió su función, y reconstruirse con las mismas dimensiones. -

Aún en el caso de que tempranamente se presente una avenida mayor que la de diseño que haga fallar la estructura, no hay ninguna justificación para construir un puente más grande (y por ende más costoso), a menos, por supuesto, que se determine que los estudios previos al diseño fueron realizados erróneamente.

IV.- CONCLUSIONES.

Cuando ocurre la falla de un puente por razones hidráulicas deben revisarse cuidadosamente, entre otros, los estudios hidrológico e hidráulico que fueron realizados para diseñar la obra. Si se determina que son correctos y que la avenida que provocó la falla tiene una frecuencia mayor que la de diseño, deberá reconstruirse la obra con las mismas características que tenía originalmente, y de ninguna manera hacerla de mayores dimensiones que conlleven un costo mayor.

R E F E R E N C I A S

1.- "Métodos hidrológicos para previsión de escurrimientos". Seminario de Drenaje de la extinta SAHOP, en 1980. Autores: Ingenieros. Osaín Dabián Rojas, Ramón Dominguez M. y Francisco Jiménez Z. Editado por la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT en 1984.

2.-"Hydrology for engineers and planners". Allen T. Hjelmfelt y John Cassidy. Iowa State University Press, 1975.

3.-"Guide to bridge hydraulics". Editor C. R. Neill. University of Toronto Press, 1973.

Riesgo de falla	Vida útil. en años (n)				
(R, en %)	5	30	50	70	100
	Período de retorno, en años (Tr)				
40	10	59	98	138	196
50	8	44	73	101	145
60	6	33	55	77	110
80	4	19	32	44	63
99	1.7	7	11	16	22

La vida útil de los puentes, aunque no puede hablarse de cifras precisas, debe variar de unos cuantos años, si se trata de una obra provisional, a un límite superior difícil de fijar aunque, digamos, sea de 100 años, dependiendo de la importancia del camino, de la magnitud del puente, de las posibilidades de desarrollo de la región beneficiada con la vía terrestre, y de la evolución de la tecnología del autotransporte por lo que se refiere a dimensiones y peso de los vehículos.

El riesgo o probabilidad de falla de la obra durante su vida útil tiene que determinarse en forma relativamente arbitraria, aunque debe relacionarse con la importancia de la obra principalmente.

Otra forma de elegir el gasto de diseño y por consiguiente su período de retorno (también el riesgo correspondiente si se ha fijado la vida útil) consiste en analizar los costos inicial, de mantenimiento y de daños en caso de que falle la obra, para diferentes caudales eligiendo los valores de diseño para el menor costo (ref. 2). Sin embargo, resultaría muy difícil realizar un análisis como el anterior para cada una de las obras de drenaje --

transversal que se construyen en el país.

Wycoff y Harbaugh (ref. 2) realizaron el análisis anterior en diversas estructuras de drenaje de carreteras en Estados Unidos, y encontraron la relación que se muestra en seguida:

Tipo de Camino	Tamaño de la Estructura	Frecuencia promedio de diseño, en años.
Secundario	pequeña	24
	grande	35
Principal	pequeña	37
	grande	47
Interestatal	pequeña	47
	grande	50

La clasificación anterior puede relacionarse de la siguiente manera con las carreteras del país, para fines prácticos:

secundario = camino estatal (comúnmente construido por el sistema de "Cooperación") y vecinal

principal = camino federal (troncal)

interestatal = autopista (de cuota).

Sin embargo, no se establecen las fronteras entre estructuras pequeñas y grandes.

En la ref. 3 se presenta una tabla en la que se sugiere adoptar para el diseño los siguientes períodos de retorno dependiendo del tipo de camino y del tamaño de la estructura:

vez que el agua sobrepase el nivel de rasante, erosione y destruya los terraplenes de acceso aunque el puente no sea dañado.

c) atoramiento de cuerpos flotantes.

Si los cuerpos flotantes se atoran en los apoyos, pueden propiciar la acumulación de más de ellos al grado de que constituyan una verdadera "represa", aumenten el tirante sobrepasando la superestructura, y hagan fallar el puente por empuje hidrodinámico.

d) mala ubicación.

Cuando un puente está mal ubicado respecto al alineamiento natural de la corriente, el agua golpea directamente sobre los terraplenes de acceso, lo que puede provocar la falla de éstos e incluso la del puente.

e) divagación de la corriente.

El cauce de la corriente puede cambiar su curso en la zona de cruce, ocasionando que el puente quede mal ubicado y suceda lo que se menciona en el inciso d).

f) degradación del fondo.

Si el fondo del cauce está siendo erosionado y no recupera su elevación media después de las avenidas, fenómeno que se conoce como degradación del fondo, puede llegar a fallar la cimentación de la estructura si no se detecta a tiempo tal fenómeno.

g) depósito de sedimentos.

Si contrariamente a lo mencionado en el inciso f) ocurre depósito excesivo de azolves en el sitio de cruce, el área bajo la obra llega a ser insuficiente, ocurriendo los efectos citados en el inciso b).

II.- CRITERIOS HIDROLOGICOS EN EL DISEÑO DE PUENTES.

En la ref. (1) se presenta un trabajo muy completo acerca de los criterios hidrológicos en los estudios para el diseño de puentes. Aquí sólo nos ocuparemos muy brevemente del período de retorno de las avenidas máximas. Como es sabido, el período de retorno que debe elegirse para el diseño de un puente se obtiene con la siguiente expresión:

$$Tr = \frac{1}{1 - (1-R)^{1/n}}$$

donde Tr = período de retorno, en años

n = vida útil de la obra, en años

R = riesgo o probabilidad de que el gasto de diseño sea igualado o excedido por lo menos 1 vez durante la vida útil, en decimales.

A continuación se presenta una tabla que muestra algunos valores del período de retorno en función del riesgo y de la vida útil:

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS

" ARTICULO DEL MES "

"CRITERIOS HIDROLOGICOS PREVIOS A LA RECONSTRUCCION DE PUENTES".

POR LOS C.C. INGS. ARTURO M. MONFORTE-OCAMPO Y LEONEL GALINDO GONZALEZ, JEFE DEL DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA Y JEFE DE LA OFICINA DE ANALISIS, DE ESTA DIRECCION GENERAL.

SECRETARIADO TECNICO
DE DOCUMENTACION

CENTRO DE DOCUMENTACION
TECNICA

MÉXICO, D.F., AGOSTO DE 1987.

RESUMEN: Después de mencionarse en este trabajo las causas de tipo hidráulico más comunes de falla de puentes, y de comentarse brevemente los criterios hidrológicos que se emplean para el diseño de dichas estructuras, se propone que cuando un puente falle por insuficiencia hidráulica, se determine la frecuencia de la avenida que la provocó, y que si ésta es mayor que la de diseño, la estructura sea reconstruida con sus dimensiones originales, y no mayores como a lo que se tiende en estos casos. Ello, después de realizarse una revisión cuidadosa de los estudios previos al diseño, y de concluir que fueron correctos.

I.- CAUSAS DE FALLA

Existen diferentes causas de tipo hidráulico que llegan a provocar la falla de los puentes. Algunas de ellas son las siguientes:

a) socavación

Quizá la causa más común sea la socavación en los apoyos de la estructura: puede provocar la falla total a la dislocación de los elementos estructurales de la obra. La falla por socavación puede deberse a un diseño deficiente de la cimentación, a un esviajamiento no considerado en el diseño, al atoramiento de cuerpos flotantes en los apoyos, etc., o bien, a que sea excedida la avenida de diseño.

b) área insuficiente bajo el puente.

Cuando el área bajo la obra resulta insuficiente puede fallar ésta por ser arrastrada la superestructura debido al empuje hidrodinámico, condición que puede verse empeorada si existen cuerpos flotantes que la golpean. También es factible que una-

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

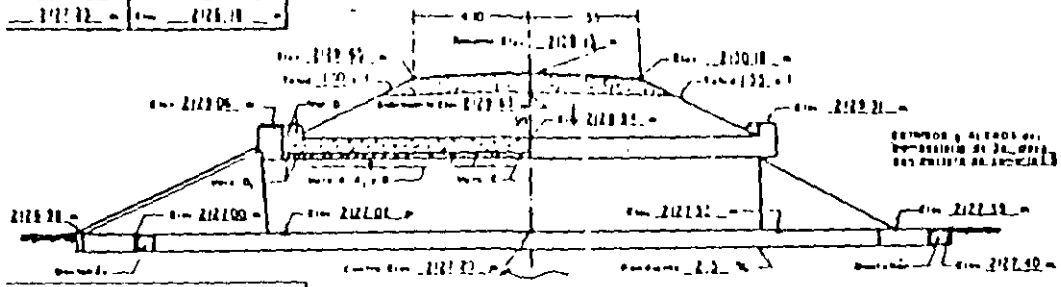
DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

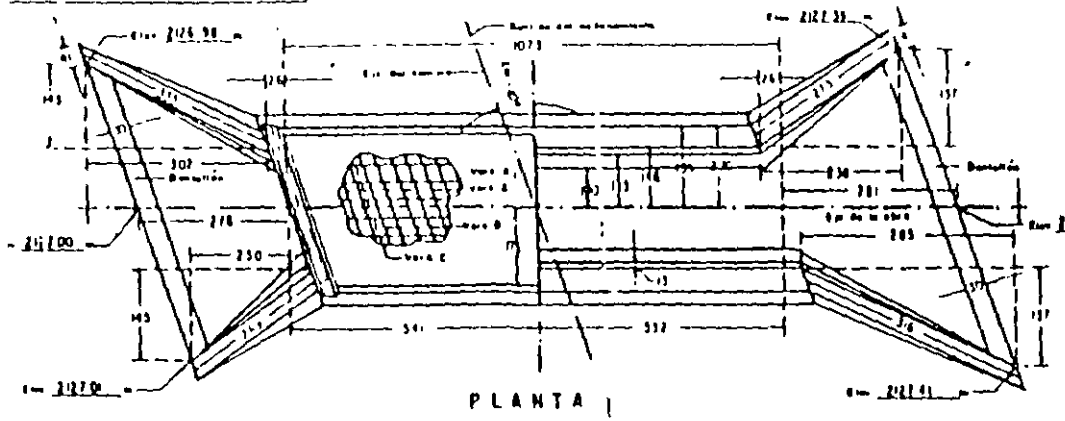
TEMA

ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMETRICOS

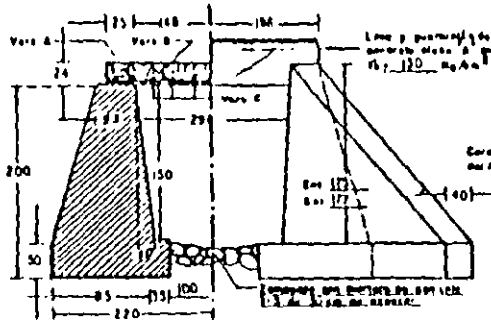
EXPOSITOR: ING. LEONEL GALINDO GONZÁLEZ
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000



ELEVACION SEGUN CORTE A-A

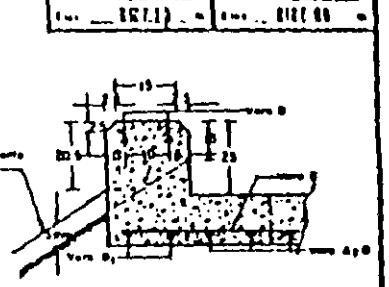


PLANTA



MEDIO CORTE NORMAL

MEDIO FRENTE NORMAL



DETALLE DE LA GUARNICION SECCION NORMAL

DETALLE DE GANCHOS

1.91	11.4	2.6	1.2	0
—	—	—	—	—

DETALLE DE VARILLAS

DESIGN.	NUM.	DIAM.	CROQUIS	LONG.	ESP.	PESO
Var C	13	1.59			37.5	216
Var D	4	0.95		388	-	8
Var B	23	1.91		864	46.5	137
Var A	46	1.91		376	23.5	395
Var D	—	—		—	—	—
Var A	—	—		—	—	—

MODIFICACIONES

PROYECTO	EN LA CONSTRUCCION

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	UNID
Mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:5	47.2	m³
Concreto de f'c = 175 kg/cm²	9.5	m³
Acero de refuerzo	1330	kg
Empedrado con concreto de cemento 1:5	11.8	m³
Excavación local (común)	74.0	m³
Cimbracción (30 70.00)		

CARRETERA: [illegible]
TRAMO: [illegible]
SUBTRAMO: [illegible]
Estación: [illegible]
Origen: [illegible]

ALCANTARILLA DE LOSA DE 3.00 m. a 1.30 m
ESVIAJADA 10° 00' DER. EN CURVA CIRCULAR

México, D.F., Abril 1975 | No. C | Hoja No. de

CARRETERA: HERRADURA - CD GUERRERO
TRAMO: TONICHI - ZEPACHIC
SUBTRAMO: TONICHI - MATCOBA
DE Km. 255+000 a Km 300+000
Origen:

ESTACION 256 + 650.00
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 3.00 m x 1.50 m

CALCULO DE CANTIDADES DE OBRA

MAMPOSTERIA DE 3a. CLASE — CONCRETO DE f'c=150 Kg/cm²

Losa

$V_1 = 3.46 \times 0.24 \times 10.73$

$V_1 = 8.910\ m^3$

Guarniciones

$V_2 = 0.20 \times 0.25 \times 1.22 \times 4$

$V_2 = 0.390\ m^3$

$V_c = 9.300\ m^3$

Estribos

$V_3 = \left[\left(\frac{0.82+0.42}{2}\right)1.30 - \left(\frac{1.20+0.82}{2}\right)0.20 - (1.20 \times 0.50)\right] 10.73 \times 2$

$V_3 = 35.205\ m^3$

Aletas

$V_4 = (2.76+2.61)\left[\frac{(0.40+0.85)}{2}1.76 + (0.40+1.20)0.50 \cdot \left(\frac{0.35+0.20}{3}\right)\right]$

$V_4 = 10.320\ m^3$

Detalles

$V_5 = (0.30+0.50)\left[\frac{2(1.45+1.37+2.96)}{0.98481} - 0.30 \times 1.08078\right]$

$V_5 = 1.212\ m^3$

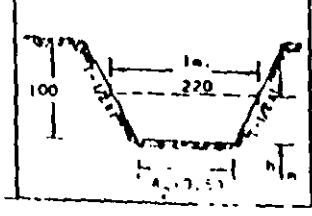
$V_m = 47.245\ m^3$

ZAMPEADO

$V_6 = 0.30\left[\left(\frac{1.45+1.37+2.96+2.0}{0.98481} - 0.32423\right)\left(\frac{2.7+2.57}{2} - 0.30\right)\right](10.73 \times 2.00)$

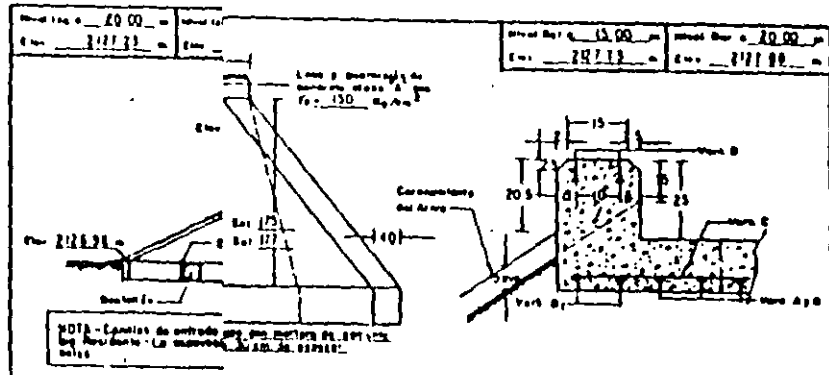
$V_z = 11.768\ m^3$

EXCAVACION



Long = 0.25+2.76+10.73+2.81+0.26
Long = 16.80 m.
Vol. = (2.20+1.00+16.6012

$V_e = 74.00\ m^3$



MEDIO FRENTE NORMAL

DETALLE DE LA GUARNICION SECCION NORMAL

DETALLE DE VARILLAS

DE DIB	NUM	DIAM	CROQUIS	LONG	DOB	PESO
Var C	15	1.59		m/m	32.5	218
Var D	4	0.95		305	-	9
Var B	23	1.91		264	46.5	197
Var A	46	1.91		370	93	393
Var C	—	—		—	—	—
Var A	—	—		—	—	—

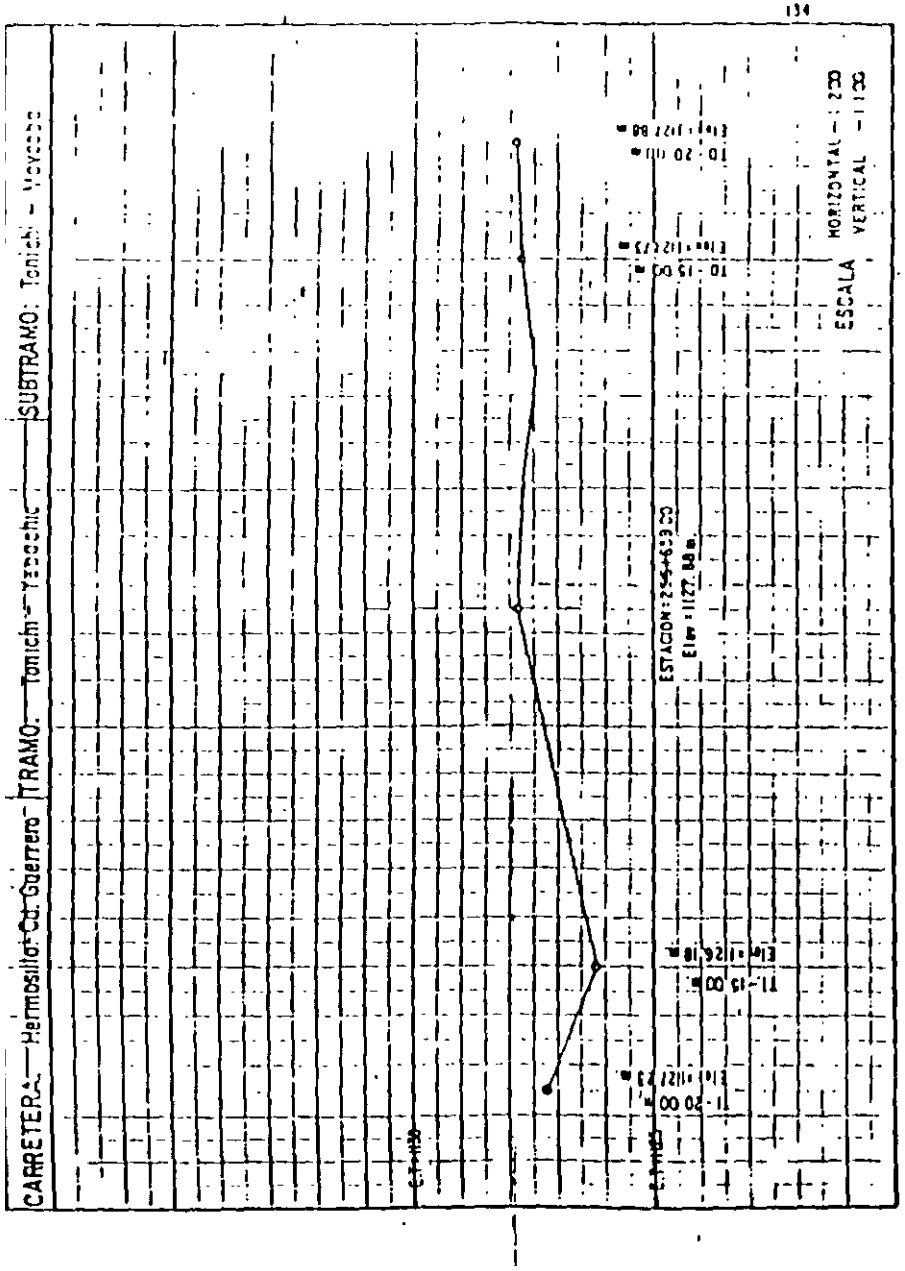
M O	CD	UNID.
AL PROYECTO	3	m³
	1	m³
	0	kg
	1	m³
	0	m³

NOTAS:
LOCALIZACION:
CARGAS:
OTRAS:

CARRETERA: HERRADURA-CD GUERRERO
TRAMO: TONICHI-ZEPACHIC
SUBTRAMO: TONICHI-MATCOBA
Estación 256 + 650.00
Origen: Herradura, Son.

ALCANTARILLA DE LOSA DE 3.00 m x 1.50 m
ESVIAJADA 90° 00' DER. EN CURVA CIRCULAR

México, D.F. Abril 1975 No. C Hoja No. 46



CARRETERA: HERMOSILLO-CD. GUERRERO
TRAMO: TONICHI-YECORA
SUBTRAMO: TONICHI-YECORA
DE Km ____ A Km ____
Origen: ____

ESTACION 254+413.00
ALCANTARILLA DE ____
DE LOSA ____ m x 1.00=1.2m.

CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

LOCALIZACION

Cruce - Entronque 10°00' Der. en curva circular ____ Sentido del escurrimiento ____

DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE

SECCION NORMAL

Subrasante Elev 29.63 m. Espesor de revest. 0.30 m. Espesor de carpeta 0.00 m
Rasante de cálculo 29.93 m. Rasante del camino 29.93 m. Pend. long del camino -0.00 %

SEMI-CORONAS: Y_1 (Izq) 4.04 m; Y_1 (Der) 3.50 m. SOBRE-ELEVACIONES: W_2(Izq) -6.0 %; W_2(Der) +6.0 %

SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

X_1 = + 0.71	Tang θ = 0.17633	X_2 = 0.62
C_1 = 4.10	Cos. θ = 0.98481	C_2 = 3.55
R_1 = 29.80	Sen θ = 0.17365	R_2 = 29.97
H_1 = 29.65	Ta = 1.00 x 1	H_2 = 30.18
Cos θ x K = 1.000044	K = 0.01585	Cos θ - K = 0.999918
T_1 = 1.50 x 1		T_2 = 1.52 x 1

LONGITUD DE OBRA

PLANTILLA DEL CAUCE — Pendiente S = 2.5 %; Elev ℄ D = 27.20 m; Espesor de superestructura 0.24 m; Altura de la diafragma, b = 0.10 m

$\frac{1}{T_1}$ = 0.66667					$\frac{1}{T_2}$ = 0.64516
$\frac{1}{T_1}$ - S = 0.64167	M = 1.84 m.	Q = 0.20 m.			$\frac{1}{T_2}$ + S = 0.67016
F_1 = 29.89 m.	M_1 = 1.84 m.	M_2 = 1.84 m.			F_2 = 29.97 m.
b_1 = 0.71 m.	F_1' = 29.04 m.	F_2' = 29.04 m.			b_2 = 1.05 m.
d_1 = 1.11 m.	Q' = 0.20 m.	QS = 0.01 m.			d_2 = 1.57 m.

L_1 = 5.41 m; L = ____ m; L_2 = 5.33 m.
℄ = ____; L' = 10.73 m.; β = ____

Elev. ____ m. Centro Elev. ____ m. Elev ____ m.

AJUSTE A NUM. CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

h_1' = ____ m.	R = ____	b_2' = ____ m.	
d_1' = ____ m.	T + T = ____	d_2' = ____ m.	
L_1 = 5.41 m.	L' = 10.73 m.	L_2 = 5.33 m.	
L_T = ____ m.	L_T = ____ m.	L_T = ____ m.	

Salida Elev. 27.06 m. Centro Elev. 27.20 m. Entrada Elev 27.33 m.

DATOS COMPLEMENTARIOS

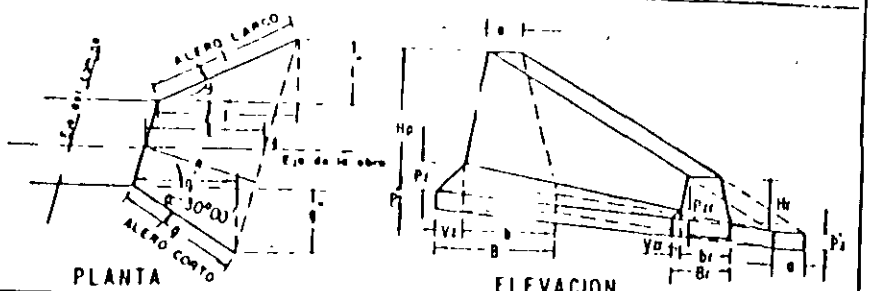
Colchón en el ℄ = 0.99 m. Clasificación terreno T1-100-00 Altura promedio 1.20 m.

NOTAS: ____

CARRETERA: HER. ISLETA-CD. GUERRERO
TRAMO: TONICHI-YERA RIC
SUBTRAMO: TONICHI-NAYCOBA
DE Km ___ A Km ___
Origen: ___

ESTACION 2 [illegible] 050.00
ALCANTARILLA DE losa
DE 3.00 m x 1.50 m

CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS



PLANTA ELEVACION

CONDICION ( ) ( )

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO	
Hr = 1.77	Hr' = 0.00	Hr = 1.75	Hr' = 0.00
Hr - Hr' = 1.77		Hr - Hr' = 1.75	
S = 0.64167	S	S = 0.67016	E
L = 2.76	A	L = 2.61	M
n = 2.72	L	n = 2.57	
l' = 3.15	I	l' = 3.18	T
l = 3.02		l = 2.85	R
l'' = 1.45	D	l'' = 1.37	A
q = 2.89	A	q = 2.73	D
q' = 2.50		q' = 2.36	
q'' = 1.45		q'' = 1.37	A

LONGITUDES Y PROYECCIONES

Angulos	Funciones
α = 30° 00'	Tan = 5.17633
	Cos = 0.98481
(90 + α) = 120° 00'	Cos = 0.81278
β = 25°36'	Cos = 0.90158
	Sen = 0.43261
(α - α) = 20°00'	Cos = 0.93969
α = 30° 00'	Cos = 0.86603
	Sen = 0.50000

DIMENSIONES

EN EL ARRANQUE	EN EL RECORTE		AUXILIARES
NORMALES	NORMALES	ENVIAJADAS	
α = 40	αr = 40	α' = 41	Hp = 1.76
B = 120	Br = 40	41	Y = 0.26
b = 85	br = 40	41	h = 1.30
Vz = 35	Vzr = 0	0	θ_0 = 0.47
P2 = 20	P'zr = 0	0	K = -
P1 = 50	P'1r = 50	50	θ_0 = 0.33
P'1 = 50	P''1r = 50	50	

DATOS DEL TERRENO

Tulupulidad del emisario 1.00 m Taliud 1:1.00 Kg/cm² Clasificación (00-100-00)

NOTAS:

CARRETERA: HERMOSILLO-CD GUERRERO
TRAMO: TONICHI-TEPACHIC
SUBTRAMO: TONICHI-NAYCOBA
DE Km 295 + 000 a Km. 300 + 000
Origen: Hermosillo, Son.

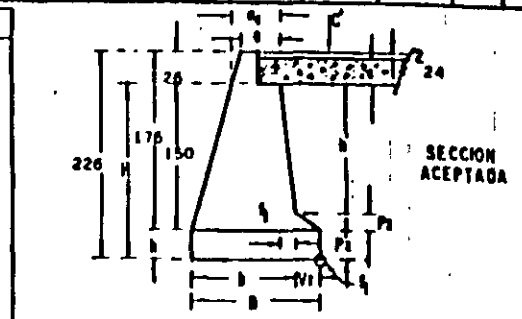
ESTACION 29[illegible] + 0[illegible] (a)
ALCANTARILLA DE losa
DE 3.00 m x 1.50 m

CALCULO DE LA SECCION NORMAL DEL ESTRIBO EN EL ARRANQUE DEL ALERO, POR INTERPOLACION LINEAL

	Luz cm	H cm	C' cm	B cm	b cm	Vz cm	a₀ cm	e cm	h cm	h' cm	P1 cm	P'1 cm	θ_0 Kg/cm²
E-15	300	200	100	120	70	50	37	30	50	112	38	50	1.00
E-15	300	200	150	125	67	58	37	30	50	100	50	50	1.00
Prom	300	200	125	122.5	68.5	54	37	30	50	106	44	50	1.00
E-20	300	150	100	85	70	15	37	30	50	100	0	50	1.80
E-20	300	150	150	90	75	15	38	30	50	100	0	50	1.80
Prom	300	150	125	87.5	72.5	15	37.5	30	50	100	0	50	1.80
E-20	300	250	100	136	113	23	45	35	52	196	2	50	1.80
E-20	300	250	150	150	126	24	46	35	55	195	5	50	1.80
Prom	300	250	125	143	119.5	23.5	45.5	35	53.5	196.5	3.5	50	1.80
Prom2	300	150	125	87.5	72.5	15	37.5	30	50	100	0	50	1.80
Prom3	300	250	125	143	119.5	23.5	45.5	35	53.5	196.5	3.5	50	1.80
Prom.	300	200	125	115.2	96	19.2	41.5	32.5	51.8	148.3	1.8	50	1.80
Prom1	100	200	125	123.8	99.9	24	37	30	50	106	44	50	1.00
Prom	300	200	125	120	85	35	40	30	50	127	23	50	1.40
SECCION ACEPTADA													

D A T O S

Luz = 3.00 cm.
H = 2.00 cm
C = 1.25 cm.
M = 1.5 Kg/cm²



NOTA.— Cuando por condiciones especiales como lo son la fatiga del terreno (ft), el colchón (C'), etc., valores no tabulados en los "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje" S.O.P.— Los valores de la Sección de Proyecto en este caso, se calcularán por interpolación directa entre los valores inmediato superior e inferior respecto a los datos del problema, apoyándose en los valores dados en las tablas (E) de dichos Proyectos.

REGISTRO DE DRENAJE

Estacion	(+)	⛩	(-)	Lat. material	Elevaciones
296+553.56	5.50	2128.836			2138.336
T.I. a 20				1.60	127.23
T.I. a 15				2.65	126.18
10.00				2.05	126.78
5.00				1.50	127.33
C 296+659				0.95	127.88
P.L.	1.75	2129.086	1.50		2137.336
5.00				1.35	127.73
10.00				1.60	127.48
T.D. a 15				1.35	127.73
T.D. a 20				1.20	127.88
296+553.56			0.75		2128.336

NOTAS:

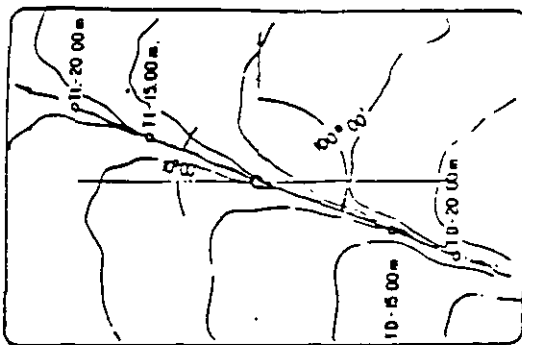
CARRETERA HERMOSILLO - CD. OBREGON
TRAMO TONICHI - TEPACHIC
SUBTRAMO TONICHI - MAYCOBA
DE KM. 295 + 000 A KM. 320 + 000

Estacion 296 + 659.00 | Cuerpo C-300 x 1.50 m

ESV. TOPOC DER. EN C. CIRCULAR

Cuenca
Suelo
Cauce
Material de arrastre
Coef. de escurrimiento C:
Fatiga del terreno m:
Area por drenar Ha:
Drena a la

CROQUIS DE LA OBRA



CARRETERA: MIRATITLAN - COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MIRATITLAN
SUBTRAMO
DE Km 10+000 a Km 15+000
Origen -

ESTACION
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 2.50 m x 1.50 m

CALCULO DE CANTIDADES DE OBRA

MAMPOSTERIA DE 3a CLASE

Losa

$V_l = L \times E \times L' \times$

$3.00 \times 0.24 \times 25.46 \times 18.331 \text{ m}^3$ $\qquad V_l = 18.331 \text{ m}^3$

Guarniciones

$V_g = 0 \left(c + b\right) \times \frac{1.22}{\cos \theta} \times 4 \times$

$0.20 \times 0.35 \times \frac{1.22}{0.81915} \times 4 = 0.420 \text{ m}^3$ $\qquad V_g = 0.420 \text{ m}^3$

$V_c = 18.75 \text{ m}^3$

Estribos

$V_e = \left[\left(\frac{b}{2} \times ee\right) h + \left(\frac{B}{2} \times b\right) P_z + \left(B \times P_z\right)\right] 2 \times 25.46 \times$

$\times \left[\left(\frac{1.30}{2} \times \frac{1.50}{2}\right) 0.88 + \left(\frac{1.90}{2} \times 1.30\right) 0.50 + \left(1.90 \times 0.50\right)\right] 2 \times 25.46$ $V_e = 131.24 \text{ m}^3$

Aletas

$V_a = \left(l_1 + l_2\right)\left[\left(b \times Hp\right) + \left(B \times P_z\right) + \left(\frac{V_t \times P_z}{3}\right)\right]$

$= \left(3.38 + 3.09\right)\left[\left(1.30 \times 1.76\right) + \left(1.90 \times 0.50\right) + \left(\frac{0.60 \times 0.50}{3}\right)\right]$ $\qquad V_a = 21.61 \text{ m}^3$

Dentellón

$V_d = \left(b \times h\right)\left[2\left(\frac{g_1'' + g_2'' + Lu2}{\cos \theta}\right) - b\left(\text{Tan } A + \text{Tan } B\right)\right] \times$

$= \left(0.30 \times 0.50\right)\left[2\left(\frac{1.39 + 1.26 + 2.50}{0.81915}\right) - \left(0.30 \times 1.40019\right)\right]$ $\qquad V_d = 1.82 \text{ m}^3$

$V_m = 183.82 \text{ m}^3$

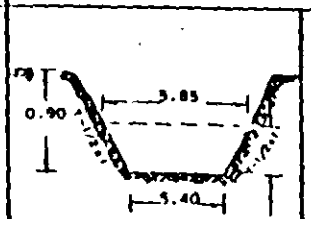
ZAMPEADO

$V_z = P_z\left[\left(\frac{g_1'' + g_2'' + L \times m}{2}\right) - bd\left(\text{Tan } A + \text{Tan } B\right)\left(\frac{n_1 + n_2}{2} - bd\right) + \left(L' \times m\right)\right] \times$

$= 0.30\left[\left(\frac{1.39 + 1.26 + 2.50 + 1.10}{2}\right) - 0.10 \times 14001\right]\left(\frac{2.77 + 2.51}{2}\right) - 0.30 + \left(25.46 \times 1.10\right)\Big] \times$

$V_z = 10.31 \text{ m}^3$

EXCAVACION

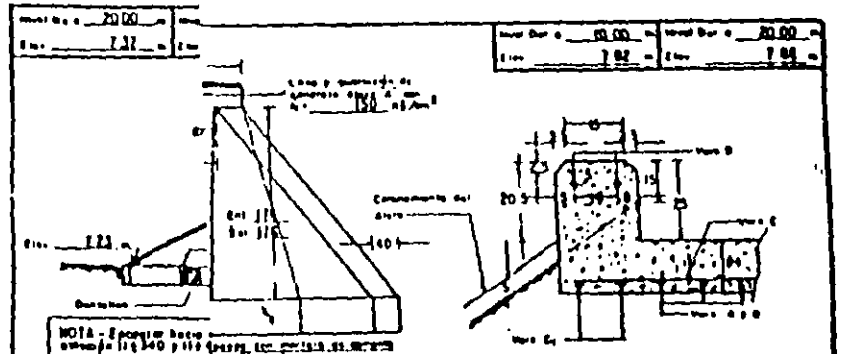


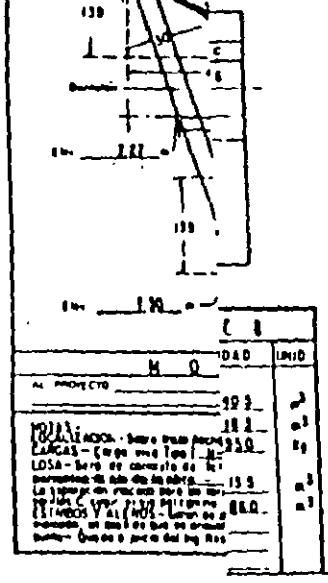
$\text{Long.} = 0.25 + l_1 + L'' + l_2 + 0.25 =$

$\text{Long.} = 0.25 + 3.38 + 25.46 + 3.09 + 0.25 =$

$\text{Long.} = 32.43 \text{ m.}$

$\text{Vol.} = 5.85 \times 0.90 \times 32.43 = 170.74 \text{ m}^3$





DETALLE DE VARILLAS

Var C	13	1.59	2536	84
Var D	4	0.11	440	—
Var B	81	1.91	225	34
Var A	162	1.51	320	312
Var D	4	1.51	610	—
Var A	15	1.36	203	103

CARRETERA: MIRATITLAN - COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MIRATITLAN
SUBTRAMO: ACCESO AEROPUERTO MIRATITLAN
ESTACION: 11 + 332.00
Origen: Mirattitlan, Ver.

ALCANTARILLA DE LOSA DE 2.50 m X 1.50 m
ESV. 35° 02' DER EN Terminal

Mexico, D.F. Abril 1973

CARRETERA: MINATITLAN - COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO:
Origen - DE Km 10 +000 a Km 15 +000
Minatitlán, Ver.

ESTACION 11 + 390.00
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 2.50 m a 1.80 m.
Esviaje 35°00' Der. en tangente

CALCULO DE LA ESTRUCTURA EXTREMA EN LOSAS ESVIAJADAS CON ARMADO NORMAL

Long. Max. Var. $A_1 = \left(\frac{B}{\tan \alpha} + 1\right) + (2.0\ 2a)$

Long. Max. Var. $A_1 = \left(\frac{2.00}{0.700}\right) + 2(a\ 2.11 \times 2) = 3.08$ m.

Long. Min. Var. $A_1 = \left(\frac{E}{\tan \alpha} - 1\right) + (2.0\ 2a)$.

Long. Min. Var. $A_1 = \left(\frac{0.445}{0.700}\right) + (42.22) = 0.93$ m

Long. Prom. Var. $A_1 = \frac{3.08 + 0.81}{2} = 1.96$ m

Long. Var. $B_1 = \left(\frac{L}{\tan \alpha} - 1\right) + (2.0 - 2\alpha)$.

Long. Var. $B_1 = \left(\frac{1.00}{0.700}\right) + (42.22) = 4.48$ m.

Los diámetros de los varillas, están anotados en los "Proyectos tipo de Drenaje" (Tablas-I) y en las (Tablas -II) de este instructivo.

CARRETERA: MINATITLAN - COATZACOALCOS
SUBTRAMO:
Origen:- Minatitlán, Ver.

TRAMO: ACCESO AEROPUERTO VINATITLAN
DE Km. 10 +000 a Km. 15 +000

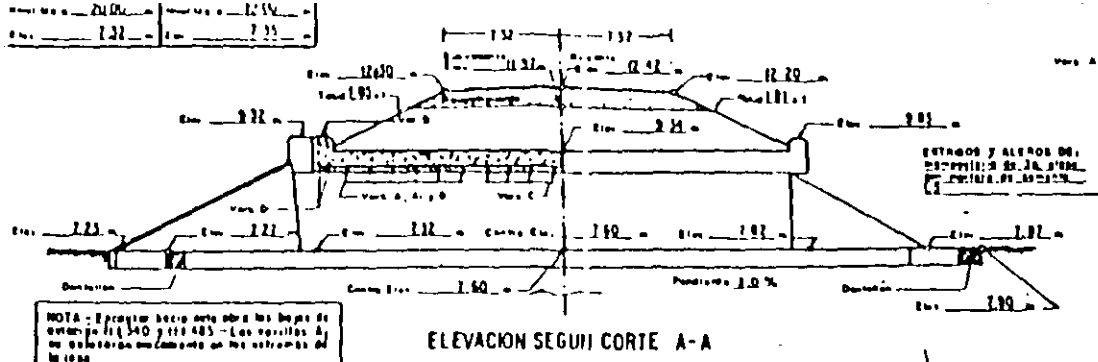
ESTACION 11 + 390.00
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 2.50 m a 1.50 m.

ESTRURA EXTREMA DE LAS LOSAS ESVIAJADAS CON ARMADO NORMAL

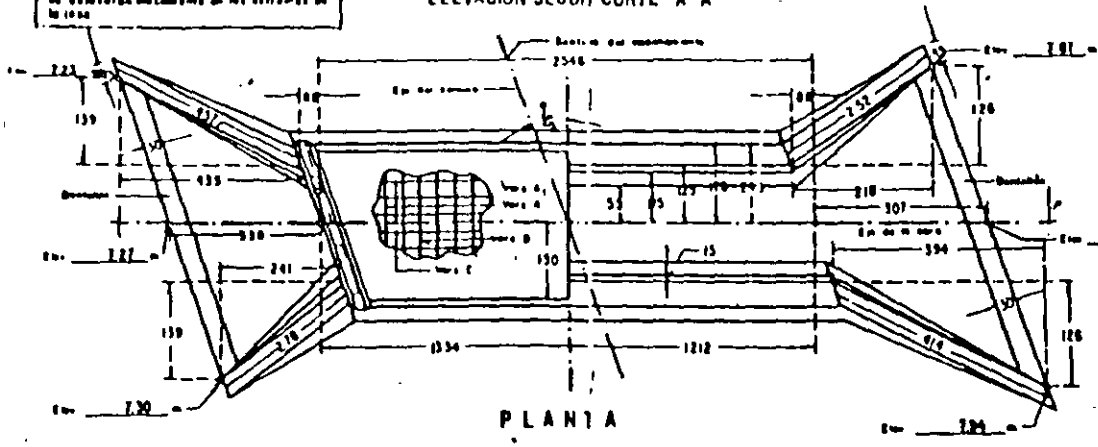
ESV: 35° 00'
Cos. α = 0.8915
Tan. α = 0.7002

CUANTIAS DEFECTIVA (Var. @ 11.50 cm a 2 cm)

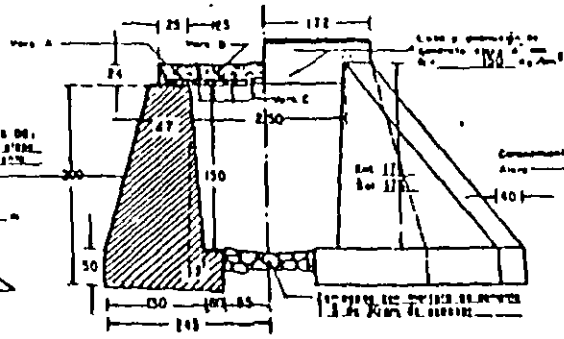
NOTA:- La carga viva de 32 toneladas se adopta en caso de que se presenten (Tabla-I)



ELEVACION SEGUN CORTE A-A

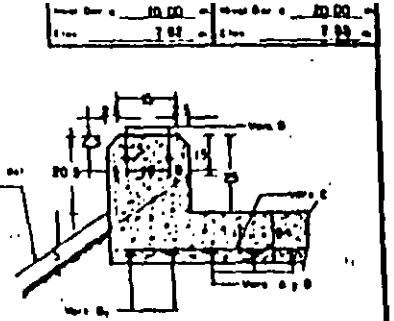


PLANTA



MEDIO CORTE NORMAL

MEDIO FRENTE NORMAL



DETALLE DE GUARNICION SECCION NORMAL

DETALLE DE GANCHOS

ℓ	α	d	r	C
159	90	21	11	6

DETALLE DE VARILLAS

DESC.	NUM.	DIAM.	CROQUIS	LONG.	ESP.	PESO
Ver C	13	1.59		2536	34	516
Ver D	4	0.32		410	—	0
Ver B	81	1.59		826	34	2107
Ver A	162	1.59		370	10	602
Ver E	4	1.59		410	—	25
Ver A	16	1.59		287	10.0	45

MODIFICACIONES

AL PROYECTO

EN LA CONSTRUCCION

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	UNID.
Mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:6	190.8	m³
Concreto de f'c = 150 Kg/cm²	18.1	m³
Acero de refuerzo	1895.0	Kg
Zampeado con mortero de cemento 1:5	13.6	m³
Excavación total (aprox.)	86.0	m³
Cimentación (00-20-00)		

CARRETERA: MINATITLAN - COATZACOALCOS

TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN

SUBTRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN

ESTACION: M.A 385.00

Origen: Minatitlán, Ver.

ALCANTARILLA DE LOSA DE 3.90 m. X 1.80 m.

EST. 347 00 DER. EN Tangente

Marzo, 01 Abril 1975 | No C | Hoja No. de

CARRETERA: MINATITLAN-COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO-MINATITLAN
SUBTRAMO:
De Km. a Km.
Origen:

ESTACION 11+320.00
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 2.50 m. x 1.50 m

CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

LOCALIZACION

Cruce - EST. 35+00 Der. en Tang. — Sentido del escurrimiento

DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE

SECCION NORMAL

Subrasante Elev. 11.97 m. | Espesor de revest. 0.4 m. | Espesor de carpeta 0.05 m.
Rasante de cálculo 12.37 m. | Rasante del camino 12.42 m. | Pend. long. del camino +1.15 %

SEMI-CORONAS: Y_1 (Izq.) 6.00 m; Y_1 (Der.) 6.00 m
SOBRE ELEVACIONES: W_2 (Izq.) -2.0 %; W_2 (Der.) -2.0 %

SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

X_1: 4.20 m	Tang α: 0.70021	X_2: 4.20 m
C_1: 7.32 m	Cos α: 0.81915	C_2: 7.32 m
R_1: 12.42 m	Sen α: 0.57358	R_2: 12.32 m
H_1: 12.30 m	Ta: 1.5+1	H_2: 12.20 m
Cos α - K: 0.80926	K: 0.00369	Cos α + K: 0.82904
T_1: 1.85 x 1		T_2: 1.81 x 1

LONGITUD DE OBRA

PLANTILLA DEL CAUCE — Pendiente S: 2.0 % — Elevación ℄ D: 7.60 m — Espesor de superestructura 0.24 m. — Altura de la directriz, b: 0.10 m.

$\frac{1}{T_1}$ = 0.54054 — $\frac{1}{T_2}$ = 0.55249
$\frac{1}{T_1}$ - S: 0.52052 — $\frac{1}{T_2}$ + S: 0.57249

M: 1.84 m	Q: 0.20 m				
F_1: 9.29 m	M_1: m	M_2: m	F_2: 9.59 m		
b_1: 3.01 m	f_1: 9.44 m	F_2: 9.44 m	b_2: 2.81 m		
d_1: 5.78 m	Q': 0.24 m	Q'S: 0.0 m	d_2: 4.56 m		

L_1: 13.34 m — L: 25.46 m — L_2: 12.12 m
α: — L': m — β:

SALIDA Elev. 7.33 m — Centro Elev. 7.60 m — ENTRADA Elev. 7.84 m

AJUSTE A NUM. CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

b'_1: m	R:		b'_2: m		
d'_1: m	T + t:		d'_2: m		
L'_1: 13.34 m	L': 25.46 m		L'_2: 12.12 m		
L_1: m	L_1: m		L_2: m		

Salida Elev. 7.33 m — Centro Elev. 7.60 m — Entrada Elev. 7.84 m

DATOS COMPLEMENTARIOS

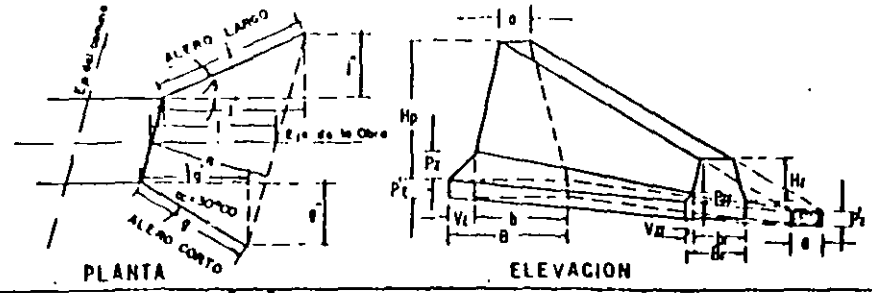
Colchón en el ℄: 3.00 m. — Clasificación terreno (60-40-00) — Altura promedio 0.00 m.

NOTAS:

CARRETERA: MINATITLAN-COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO-MINATITLAN
SUBTRAMO:
DE Km. A Km.
Origen:

ESTACION 11+390.00
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 2.50 m. x 1.50 m

CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS



CONDICION ( ) ( ) — SOLUCION ( ) ( )
LADO IZQUIERDO — LADO DERECHO
H_1: 1.70 — Hr_1: — H_2: 1.70 — Hr_2: 1.70

$H_1 - Hr_1$: 1.70 — $H_2 - Hr_2$: 1.70
$\frac{1}{T_1} - S$: 0.52054 — $\frac{1}{T_2} + S$: 0.57249

LONGITUDES Y PROYECCIONES

	Angulos	Funciones		
l_1: 3.36	α: 33°00'	Tan.: 0.70021	l_2: 3.09	
n_1: 2.77		Cos: 0.81915	n_2: 2.51	
l_1: 4.57	(α + α): 52°42'	Cos: 0.60599	l_2: 4.14	
l'_1: 4.35	β: 17°42'	Cos: 0.95288	l'_2: 3.84	
l_1: 1.39		Sen: 0.30403	l_2: 1.26	
q_1: 2.78	(α - α): 5°00'	Cos: 0.99619	q_2: 2.52	
q_1: 2.41	α: 30°00'	Cos: 0.86603	q_2: 2.18	
q_1: 1.39		Sen: 0.50000	q_2: 1.26	

D I M E N S I O N E S

EN EL ARRANQUE	EN EL RECORTE		AUXILIARES
NORMALES	NORMALES	ESVIAJADAS	
a: 0.40	ar: 0.49	a: 0.49	Hp: 1.76
B: 1.90	Br:		Y: 1.25
b: 1.30	br:		b: 0.00
Vs: 0.60	Vsr:		a_0: 1.50
Ps: 0.50	Psr:		K: 0.53
P's: 0.50	P'sr:		a_0:
P''s: 0.50	P''sr:		

DATOS DEL TERRENO

Profundidad del cimiento 0.50 m. — Fatiga 10 Kg/cm² — Clasificación (60-40-00)

NOTAS:

CARRETERA: MINATITLAN-COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO:
DE Km. 10+000 a Km. 15+000
Origen - MINATITLAN, VER.

ESTACION 11+120.00
ALCANTARILLA DE losa
DE 2.50 m x 1.50 m.
Esviaje 35°00' Der. en tan.

CALCULO DE LA GUARNICION EN LOSAS ESVIAJADAS CON ARMADO NORMAL

D A T O S

h = 2.61 m.	Q = 0.20 m	C' = 2.72 m
b = 0.10 m	w = 2.00 %	L' = 2.50 m
d = 4.56 m	L = 3.00 m.	

PROCESO DE CALCULO:

$Y = \frac{2}{3} w = 0.30 = 0.02 \times 0.30 = 0.01$ m.

$Cm = b \cdot h \cdot \gamma = 0.10 \cdot 2.61 \cdot 0.01 = 2.72$ m. > 0.60 m.

Por lo tanto, la carga actúa como uniformemente repartida

$X' = F \times Cm$. F= Factor de ajuste = 1.75 m.

$X' = 1.75 \times 2.72 = 4.76$ m

$\frac{X'}{2} = \frac{4.76}{2} = 2.38$ m.

$DCV = \frac{Q}{2} + d \cdot \cos \alpha = 0.30 - \frac{X'}{2}$

$DCV. = \frac{0.20}{2} + 4.56 \times 0.81915 \cdot 0.30 - \frac{4.76}{2} = 1.76$ m.

$Lcm = B \tan. \alpha - \frac{Q}{2}$ B=L x Tan. α

$X = \frac{90° - \alpha}{2}$; SUBSTITUYENDO VALORES TENEMOS

B= 3.00 = 0.70021 = 2.10 m.

$X = \frac{90° - 35°}{2} = 27° 30'$ Tan. α = 0.52057

$Lcm. = 2.10 \times 0.52057 - \frac{0.20}{2} = 0.99$ m.

Lcm. < Dcv ; 0.99 m < 1.76 m.

Por lo tanto, no influye la carga viva en la guarnición, adaptándose a este ejemplo el caso número 25 de la tabla X de este instructivo.

CARRETERA: MINATITLAN-COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO:
DE Km. 10+000 a Km. 15+000
Origen - MINATITLAN, VER.

ESTACION 11+120.00
ALCANTARILLA DE losa
DE 2.50 m x 1.50 m.
Esviaje 35°00' Der. en tan.

CALCULO DE LA ESTRUCTURA EXTREMA EN LOSAS ESVIAJADAS CON ARMADO NORMAL

CALCULO DE LAS VARILLAS A, A_1 y B.

S= Separación Var. A S= 10.5 cm.

N°. de espacios = $\frac{L'' - B}{S} = \frac{25.46 - 2.10}{10.5} = 222$ esp.

N°. Var. A y B = 222 + 1 = 223 Var.

Var. A = $\frac{223 \times 2}{3} = 149$ Var.

Var. B = $\frac{223}{3} = 74$ Var.

Long. ocupada = N°. esp. x S= 222 x 0.105 = 23.31 m.

$X = \frac{(L'' - B) - Long. Ocup.}{2} = \frac{25.46 - 2.10 - 23.31}{2} = 0.025$ m.

$X_1 = S - X = 0.105 - 0.025 = 0.08$ m.

$Q' = \frac{Q}{Cos. \alpha} = \frac{0.20}{0.81915} = 0.24$ m.

$a = \frac{1}{2} a \times Tan. \alpha = 0.25 \times 0.70021 = 0.18$ m.

$Q' + a = 0.24 + 0.18 = 0.42$ m.

$B - (Q' + a) = 2.10 - 0.42 = 1.68$ m.

$R' = [B - (Q' + a)] - X_1 = 1.68 - 0.08 = 1.60$ m.

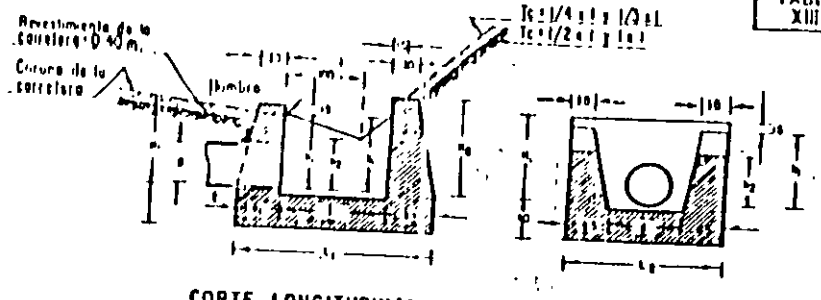
N°. Var. $A_1 = (\frac{R'}{S} + 1) 2 = \frac{1.00}{0.105} + 1 = 18$ Var. (para un extremo)

Long. ocupada por Var. $A_1 = 0.18 \times 10.5 = 1.875$ m.
r' = R'- Long ocupada por Var $A_1 = 1.60 - 1.875 = 0.025$ m
r = (Q' + a) + r' = 0.42 + 0.025 = 0.445 m.

$R = B - X_1 = 2.10 - 0.08 = 2.02$ m.

CAJAS DE MAMPOSTERIA PARA ALCANTARILLAS DE TUBO

TABLA XIII



CORTE LONGITUDINAL CORTE TRANSVERSAL

TUBO ϕ cm	TALUD DE CORTE Tc	MURO ADYACENTE A LA CORONA DE LA CARRET			MURO ADYACENTE AL CORTE		CORTE LONGITUDINAL		CORTE TRANSVERSAL			VOLUMEN
		h_1 cm	H_1 cm	b_1 cm	H_2 cm	b_2 cm	l cm	L_1 cm	L_2 cm	d cm	b_3 cm	V m^3
75	1 a 1	175	190	90	205	95	135	320	210	120	140	8.64
	1/2 a 1	175	190	90	235	105	115	310	230	120	140	9.99
	1/3 a 1	175	190	90	220	100	110	300	210	120	140	8.52
	1/4 a 1	175	190	90	235	105	110	305	210	120	140	8.90
90	1 a 1	190	205	95	220	100	135	330	230	140	155	10.02
	1/2 a 1	190	205	95	250	105	115	315	230	140	155	10.28
	1/3 a 1	190	205	95	235	105	110	310	230	140	155	9.92
	1/4 a 1	190	205	95	250	105	110	310	230	140	155	10.15
105	1 a 1	205	220	100	235	105	135	340	245	155	170	11.32
	1/2 a 1	205	220	100	265	110	115	325	245	155	170	11.59
	1/3 a 1	205	220	100	250	105	110	315	245	155	170	11.01
	1/4 a 1	205	220	100	265	110	110	320	245	155	170	11.48
120	1 a 1	220	235	105	250	105	135	345	265	175	185	12.74
	1/2 a 1	220	235	105	280	115	115	335	265	175	185	13.27
	1/3 a 1	220	235	105	265	110	110	325	265	175	185	12.66
	1/4 a 1	220	235	105	280	115	110	330	265	175	185	13.16

NOTAS.- El diseño de las cajas se hizo para las siguientes condiciones: Longitud de cuneta = 1.00 m., Talud cuneta = 3 a 1, profundidad del cimiento = 0.40 m y coronamiento de muros = 0.30 m

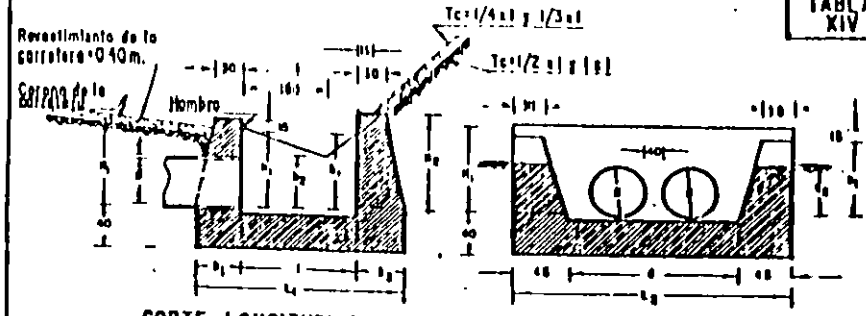
MATERIALES - Mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:5

El vertedor de la caja se deberá construir unicamente del lado aguas arriba, salvo en el caso de que se encuentre en columpio.

Si a la carretera no le construyen el revestimiento, las cajas deberán construirse hasta ese nivel y se terminará en conjunto con la carretera.

CAJAS DE MAMPOSTERIA PARA ALCANTARILLAS CON DOS TUBOS

TABLA XIV



CORTE LONGITUDINAL CORTE TRANSVERSAL

TUBO ϕ cm	TALUD CORTE Tc	MURO ADYACENTE A LA CORONA DE LA CARRETERA			MURO ADYACENTE AL CORTE		CORTE LONGITUDINAL		CORTE TRANSVERSAL			VOLUMEN
		h_1 cm	H_1 cm	b_1 cm	H_2 cm	b_2 cm	l cm	L_1 cm	L_2 cm	d cm	b_3 cm	V m^3
75	1 a 1	175	190	90	205	95	135	320	340	250	140	12.66
	1/2 a 1	175	190	90	235	105	115	310	340	250	140	13.43
	1/3 a 1	175	190	90	220	100	110	300	340	250	140	12.20
	1/4 a 1	175	190	90	235	105	110	305	340	250	140	12.52
90	1 a 1	190	205	95	220	100	135	330	375	285	155	14.02
	1/2 a 1	190	205	95	250	105	115	315	375	285	155	15.41
	1/3 a 1	190	205	95	235	105	110	310	375	285	155	14.90
	1/4 a 1	190	205	95	250	105	110	310	375	285	155	15.28
105	1 a 1	205	220	100	235	105	135	340	410	320	170	17.10
	1/2 a 1	205	220	100	265	110	115	328	410	320	170	17.08
	1/3 a 1	205	220	100	250	105	110	315	410	320	170	16.94
	1/4 a 1	205	220	100	265	110	110	320	410	320	170	17.72
120	1 a 1	220	235	105	250	105	135	345	450	360	185	19.64
	1/2 a 1	220	235	105	280	115	115	335	450	360	185	20.79
	1/3 a 1	220	235	105	265	110	110	325	450	360	185	19.80
	1/4 a 1	220	235	105	280	115	110	330	450	360	185	20.66

NOTAS.- El diseño de las cajas se hizo para las siguientes condiciones: Longitud de cuneta = 1.00 m., Talud cuneta = 3 a 1, profundidad del cimiento = 0.40 m y coronamiento de muros = 0.30 m

MATERIALES - Mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:5

El vertedor de la caja se deberá construir unicamente del lado aguas arriba, salvo en el caso de que se encuentre en columpio.

Si a la carretera no le construyen el revestimiento, las cajas deberán construirse hasta ese nivel y se terminará en conjunto con la carretera

REGISTRO DE DRENAJE

CARRETERA MINATITLAN - COATZACOALCOS
TRAMO ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO
DE KM. 10 + 000 A KM. 15 + 000

Estacion	(+)	ΔH	(-)	Ast. Interm.	Elevaciones
11 + 360	0.78	9.44			8.66
T.D. a 20				1.61	7.83
14.00				1.55	7.89
T.D. a 10				1.62	7.82
℄ 11+390				1.69	7.75
8.00				1.92	7.52
T.I. a 10				2.09	7.35
15.00				2.02	7.42
T.I. a 20				2.12	7.32
11 + 420			0.55		8.89
					8.87

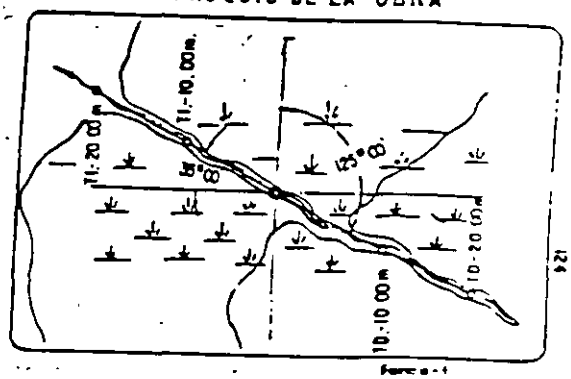
Estacion 11 + 390.00 | Obra 1- 2.50 x 1.50 m

ESV. 35°00' DER. EN TANGENTE

Cuenca
Subcuenca
Zona ZONA PANTANOSA
Material de arrastre
Coef. de escurrimiento C:
Tirante del terreno n:
Area por drenar Ha:
Drena a la

NOTAS:

CROQUIS DE LA OBRA



CARRETERA: Minatitlán - Coatzacoalcos | TRAMO: Acceso Aeropuerto Minatitlán | SUBTRAMO:

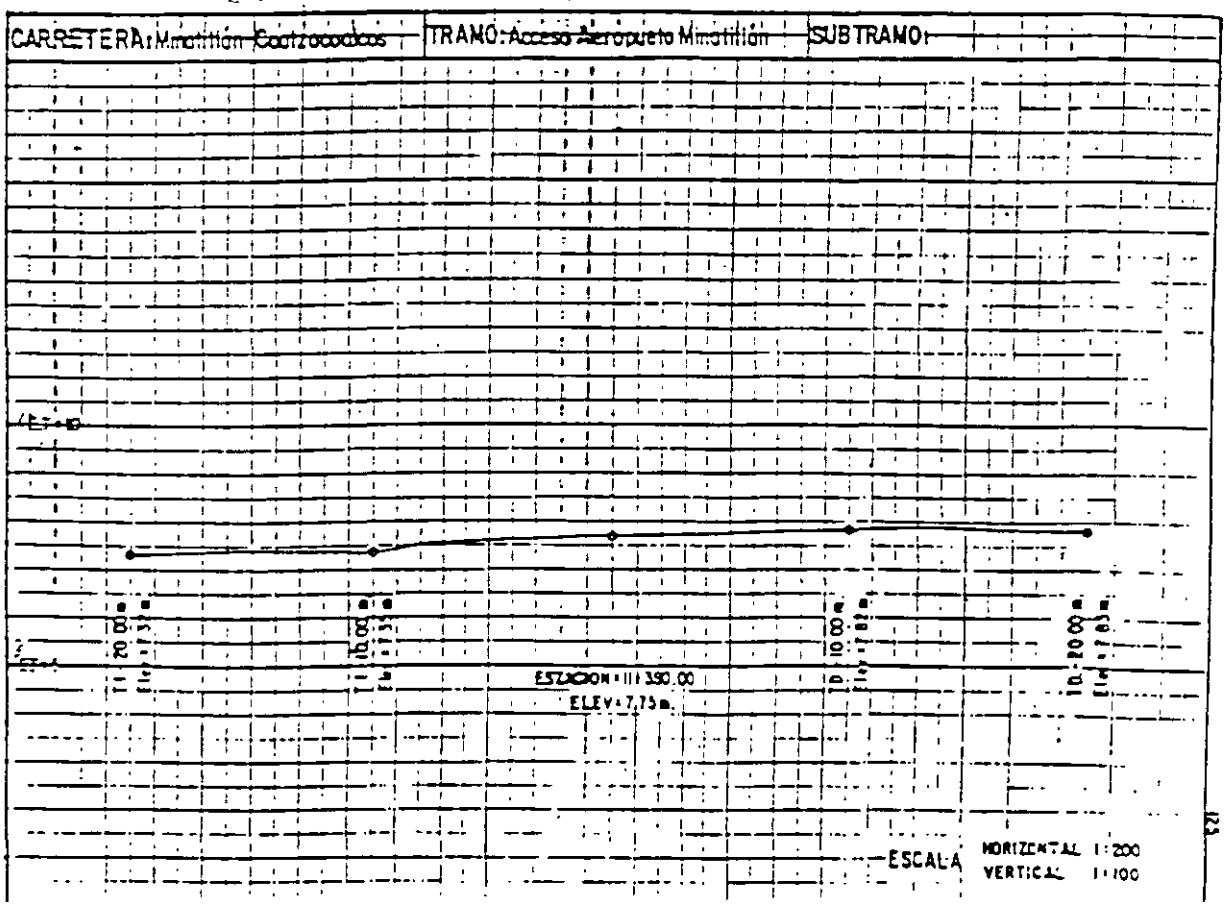
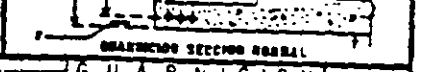


TABLA X

GUARNICIONES PARA LOSAS ESVIAJADAS CON REFUERZO NORMAL AL EJE DE LA OBRA

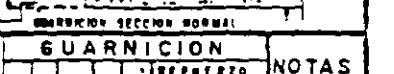


Nº	CAMINO	TRAMO	ESTACION	ESVIAJE	LEZ	CLASIFICACION DE CALCULO	DISTANCIA DE IMPULSIONES		COLOCACION DE CALCULO	VOLUMEN DE CONCRETO	GUARNICION					REFUERZO		NOTAS
											h	b	d	r	e	197	569	
1	México-Cd Acuña	Entronque "Lecheria"	0+338.50	88°30'00"	I	200	382	88	99	53	2.01	150	38	20	34.5	3.5	23	2	3.98	2 0.95
2	México-Laredo	Matehuala-Vallecillo	308+063.22	40°00'00"	I	100	150	33	45	20	—	150	48	35	43.5	3.5	18	2	3.27	2 3.27
3	Coatz.-Pto. Juárez	Encarnación-R. Candelaria	69+880.00	4°00'00"	I	180	232	86	69	33	2.01	150	35	20	34.5	3.5	20	2	3.98	2 0.95
4	México-Laredo	Matehuala-Vallecillo	307+342.44	25°00'00"	I	250	304	48	82	20	—	150	35	35	34.5	3.5	25	3	2.99	2 3.27
5	México-Laredo	Monterrey-Laredo	308+780.00	37°00'00"	I	200	282	70	84	12	3.01	150	46	20	42.5	3.5	23	2	3.98	2 0.95
6	México-Laredo	Monterrey-Laredo	308+780.00	37°00'00"	I	200	282	48	84	20	2.01	150	33	35	42.5	3.5	23	3	3.98	2 3.27
7	México-Laredo	Matehuala-Vallecillo	307+780.00	40°00'00"	I	300	431	114	129	56	3.01	150	60	20	56.5	3.5	27	2	3.81	2
8	México-Laredo	Matehuala-Vallecillo	307+320.00	25°00'00"	I	400	478	48	128	20	3.01	150	62	35	56.5	3.5	32	3	3.81	2 3.27
9	México-Laredo	Matehuala-Vallecillo	306+680.00	30°00'00"	I	400	490	48	142	20	3.01	150	62	35	56.5	3.5	32	3	3.81	2 3.27
10	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	29+094.00	30°00'00"	I	250	318	110	92	78	2.01	150	38	20	32.5	3.5	21	2	3.59	2 0.95
11	Tuxpan-Tampico	Naranjos-Tampico	238+281.00	37°00'00"	I	150	213	180	64	270	3.01	150	36	20	32.5	3.5	18	2	3.27	2 0.95
12	México-Puebla	Pue./Amoloc.-Puebla	105+646.80	30°00'00"	I	500	612	78	177	84	3.01	200	71	25	57.0	4.0	31	4	2.54	2 0.95
13	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	33+727.00	30°00'00"	I	200	280	297	75	383	3.01	150	60	20	56.5	3.5	30	2	3.98	2 0.95
14	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	34+400.00	25°00'00"	I	300	358	79	97	79	3.01	150	60	20	56.5	3.5	24	2	3.98	2 0.95
15	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	24+805.00	40°00'00"	I	300	431	48	129	80	2.01	150	57	35	53.5	3.5	27	3	3.81	2 3.27
16	S.a Luis Potosí-Huizache	Alternativa Nº2	29+425.00	30°00'00"	I	100	140	126	40	92	2.01	150	37	20	34.0	3.01	12	2	0.95	2 0.95
17	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	37+324.70	19°00'00"	I	200	232	93	84	104	1.5a	150	38	20	34.5	3.5	18	2	3.98	2 0.95
18	Saltillo-Monterrey	Saltillo-Monterrey	28+402.00	20°00'00"	I	450	511	48	122	20	2.01	200	38	35	50.4	0.01	29	3	2.54	2 3.27
19	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	34+714.80	30°00'00"	I	500	618	148	178	198	3.5a	200	55	25	50.4	0.01	34	4	2.54	2 0.95
20	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	13+498.10	20°00'00"	I	500	676	48	182	20	2.5a	200	57	35	52.5	4.5	37	5	2.86	2 3.27
21	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	30+980.30	45°00'00"	I	500	718	48	212	20	2.01	200	66	35	52.0	4.0	31	5	2.54	2 3.27
22	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	21+782.00	35°00'00"	I	600	775	48	232	20	1.5a	200	90	40	60.0	4.01	37	5	2.86	2 3.27
23	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	32+308.00	49°00'00"	I	600	888	48	263	20	3.5a	200	97	45	60.0	4.01	37	7	2.86	2 3.27
24	México-Pachuca	Z.ap. Pte. Emperador	20+732.00	49°00'00"	I	400	608	48	178	20	3.5a	150	69	35	45.5	3.5	32	6	2.81	2 3.27
25	Coatz.-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	44+328.00	29°00'00"	I	300	372	141	108	182	3.5a	150	46	20	32.5	3.5	28	2	3.59	2 0.95
26	México-Puebla	San Martín-Puebla	313+636.00	20°00'00"	I	400	438	229	109	320	2.5a	200	55	20	44.5	4.0	33	2	2.54	2 0.95
27	México-Puebla	San Martín-Puebla	306+660.00	30°00'00"	I	300	378	118	106	148	2.5a	150	45	20	34.5	3.5	25	2	3.81	2 0.95
28	México-Laredo	Monterrey-Laredo	307+440.33	27°00'00"	I	300	374	48	103	20	2.5a	150	57	35	53.5	3.5	27	3	3.81	2 3.27

Los anillos del refuerzo separados de la guarnición deberán ser de preferencia, del diámetro mínimo que se haga usado en el armado de la losa, salvo caso que la separación esté trabajando como viga debidamente armada.

TABLA X

GUARNICIONES PARA LOSAS ESVIAJADAS CON REFUERZO NORMAL AL EJE DE LA OBRA

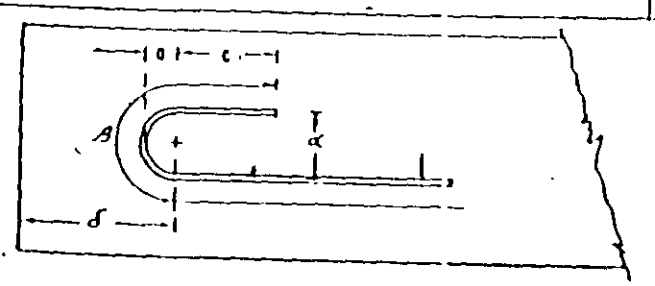


Nº	CAMINO	TRAMO	ESTACION	ESVIAJE	LEZ	CLASIFICACION DE CALCULO	DISTANCIA DE IMPULSIONES		COLOCACION DE CALCULO	VOLUMEN DE CONCRETO	GUARNICION					REFUERZO		NOTAS
											h	b	d	r	e	197	569	
29	México-Oaxaca	Acayucan-Tenosique	121+434.70	15°00'00"	I	400	525	150	137	106	2.01	150	47	20	42.5	3.5	32	4	1.91	2 0.95
30	Coatzacoalcos-Pto. Juárez	Villahermosa-Macuspana	23+740.00	30°00'00"	I	600	734	48	212	20	1.5a	200	88	40	64.0	4.01	37	5	2.86	2 3.27
31	México-Ciudad Juárez	Río Grande-Concepción	102+496.20	40°00'00"	D	550	764	116	229	143	3.5a	200	76	30	71.5	4.5	35	3	5.81	2 0.95
32	México-Ciudad Juárez	Río Grande-Concepción	124+809.54	27°00'00"	D	500	595	48	166	20	2.5a	200	81	35	57.0	4.0	31	5	2.54	2 3.27
33	México-Ciudad Juárez	Querétaro-Apaseo	288+430.90	20°00'00"	I	450	510	78	122	80	2.5a	200	68	20	44.0	4.0	28	2	2.54	2 0.95
34	México-Ciudad Juárez	Río Grande-Concepción	110+334.00	40°00'00"	I	500	698	286	209	229	2.01	200	84	25	60.0	4.0	36	3	3.18	2 0.95
35	Querétaro-Irapuato	R. Blanco-P. Blanco	314+834.00	30°00'00"	I	500	624	223	180	319	1.5a	200	85	20	64.0	4.0	41	3	2.86	2 0.95
36	Querétaro-Irapuato	R. Blanco-P. Blanco	314+414.00	25°00'00"	I	350	748	282	225	408	1.5a	200	89	25	81.0	4.0	47	4	3.18	2 0.95
37	Circuito del Golfo	Acayucan-S. La Merced	119+502.00	27°00'00"	I	600	595	130	165	165	1.5a	200	58	20	52.0	4.0	32	3	2.86	2 0.95
38	Proyecto Tipo	———	———	30°00'00"	I	500	812	48	178	20	3.5a	200	61	35	57.5	3.5	31	5	2.54	2 1.58
39	México-Ciudad Juárez	El Ahuizote-Concepción	115+360.40	25°00'00"	I	450	592	182	177	245	1.5a	200	58	20	54.0	4.0	33	3	2.54	2 0.95
40	San Luis Potosí-Torreón	San Luis Potosí-Tranvías	40+778.23	24°34'21"	I	450	562	207	142	285	3.5a	200	54	20	50.0	4.0	34	2	2.54	2 0.95
41	San Luis Potosí-Torreón	San Luis Potosí-Tranvías	87+925.23	30°00'00"	I	550	670	65	193	80	1.5a	200	60	25	73.0	7.0	34	6	2.54	2 0.95
42	México-Ciudad Juárez	Querétaro-Apaseo	260+450.00	59°30'00"	I	600	823	107	247	128	1.5a	200	80	35	78.0	7.0	37	6	2.86	2 3.27
43	Tijuana-Matamoros	Agua Prieta-Janos	372+618.00	27°30'00"	D	500	570	82	142	76	3.5a	200	57	20	53.0	4.0	32	2	2.54	2 0.95
44	Coatepec-M. Doblado	———	12+091.00	29°00'00"	D	500	585	70	88	72	1.5a	200	60	25	56.0	4.0	31	4	2.54	2 0.95

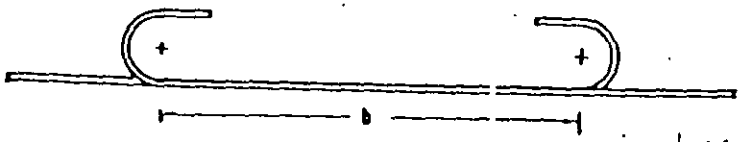
Los anillos del refuerzo separados de la guarnición deberán ser de preferencia, del diámetro mínimo que se haga usado en el armado de la losa, salvo caso que la separación esté trabajando como viga debidamente armada.

TABLA-XI

DETALLE DE GANCHOS Y TRASLAPES



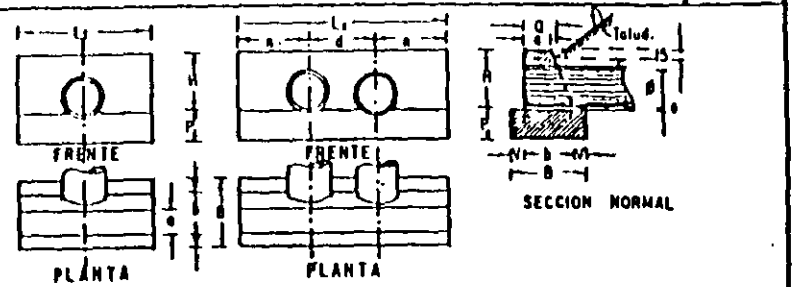
TRASLAPE



DIAMETRO Pulgadas	DIAMETRO cm.	Perimetro (cm)	Area (cm²)	Peso (Kg/m.)	α (cm)	β (cm)	δ (cm)	c (cm)	a (cm)	b (cm)
3/8"	0.952	2.992	0.71	0.566	5.7	13	8	4	2.4	19
1/2"	1.270	3.990	1.22	0.997	26	17	10	5	4.3	25
5/8"	1.587	4.987	1.93	1.566	9.5	21	11	6	5.1	32
3/4"	1.905	5.985	2.84	2.262	11.4	26	12	8	6.0	38
7/8"	2.220	6.982	3.87	3.066	13.3	30	13	9	6.8	45
1-00"	2.540	7.980	5.03	4.003	15.2	34	14	10	7.6	51
1-1/8"	2.857	8.977	6.39	5.075	17.1	39	15	11	8.5	57
1-1/4"	3.175	9.973	7.87	6.265	19.1	43	16	13	9.3	64
1-1/2"	3.810	11.969	11.35	10.018	22.9	51	18	15	11.0	70

DIMENSIONES Y VOLUMENES DE MUROS DE CABEZA PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS DE CONCRETO

TABLA XII



AREA EN HECTAREAS QUE PUEDE DRENAR

C	UN TUBO PLANO			UN TUBO ONDULADO		UN TUBO LOMERIO			UN TUBO MONT.		DOS TUBOS PLANO			DOS TUBOS ONDULADO		DOS TUBOS LOMERIO			DOS TUBOS MONT.	
D	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
75	69.7	27.7	16.1	11.0	8.2	6.4	5.2	4.4	3.7	3.2	139.4	55.4	32.2	22.0	16.4	12.8	10.4	8.8	7.4	6.4
90	113.3	45.0	26.2	17.9	13.3	10.4	8.5	7.1	6.1	5.3	226.6	90.0	52.4	35.8	25.6	20.8	17.0	14.2	12.2	10.6
105	170.9	67.8	39.5	28.9	20.0	15.7	12.8	10.7	9.1	7.9	341.8	135.6	79.0	53.8	40.0	31.4	25.6	21.4	18.2	15.8
120	244.0	96.8	56.4	38.4	28.5	22.4	18.2	15.3	13.0	11.3	488.0	193.6	112.8	76.8	57.0	44.8	36.4	30.6	26.0	22.6
150	442.3	175.6	102.3	69.7	51.7	40.6	33.0	27.6	23.6	20.5	884.6	351.2	204.6	139.4	103.4	81.2	66.0	55.2	47.2	41.0

MUROS DE MAMPOSTERIA

Ø cm.	a cm.	TUBOS AREAS un Tubo m²	TUBOS AREAS 2 Tubos m²	DIMENSIONES COMUNES PARA UNO Y DOS TUBOS c cm.	Q cm.	b cm.	V cm.	B cm.	P cm.	H cm.	UN MURO CON UN TUBO L m.	UN MURO CON UN TUBO Vol m³	UN MURO CON DOS TUBOS a cm.	UN MURO CON DOS TUBOS d cm.	UN MURO CON DOS TUBOS L m.	UN MURO CON DOS TUBOS Vol m³	DIMENSIONES
75	9	0.442	0.884	30	34	65	15	95	80	115	330	3.02	185	140	470	4.05	35
90	10	0.636	1.272	30	34	70	15	100	80	130	390	3.96	195	160	550	5.29	35
105	11.5	0.868	1.732	30	34	75	15	105	80	150	470	5.42	235	180	650	7.04	30
120	12.5	1.131	2.262	30	34	80	15	110	80	165	530	6.73	265	210	740	8.80	30
150	15.0	1.767	3.534	30	34	90	15	120	80	195	650	9.85	325	260	910	12.80	30

MUROS DE CONCRETO

Ø cm.	a cm.	TUBOS AREAS un Tubo m²	TUBOS AREAS 2 Tubos m²	DIMENSIONES COMUNES PARA UNO Y DOS TUBOS c cm.	Q cm.	b cm.	V cm.	B cm.	P cm.	H cm.	UN MURO CON UN TUBO L m.	UN MURO CON UN TUBO Vol m³	UN MURO CON DOS TUBOS a cm.	UN MURO CON DOS TUBOS d cm.	UN MURO CON DOS TUBOS L m.	UN MURO CON DOS TUBOS Vol m³	DIMENSIONES
75	9.0	0.442	0.884	25	28	45	10	55	45	105	300	1.73	150	140	440	2.90	15
90	10.0	0.636	1.272	25	28	50	10	70	45	120	360	2.38	180	160	520	3.23	15
105	11.5	0.866	1.732	25	28	55	10	75	45	135	420	3.16	210	180	600	4.18	15
120	12.5	1.131	2.262	25	28	60	10	80	45	150	480	4.05	240	210	690	5.41	15
150	15.0	1.767	3.534	25	28	70	10	90	45	180	600	6.30	300	260	850	8.32	15

CARGA DE PROYECTO - H20 - S16

MATERIALES PARA LOS MUROS - Concreto simple f'c no menor de 21 - 175 kg/cm² o mampostería de 1ª. clase

NOTAS - Al diseñar una alcantarilla se exigirá la pendiente con la que se obtenga el proyecto más económico. El espesor mínimo del brocal sobre el tubo para los muros de la carretera será de 30cm. en ningún extremo y podrá reducirse a 20 cm. en los muros de mampostería a criterio del residente o la carretera, el cabezal mínimo deberá aumentarse al espesor del tramo inclinado de los muros de mampostería o concreto sobre el tubo será 30cm. - En muros de concreto la altura será el diám. más 30 cm. - Los diámetros dados para el muro de cabeza corresponden a los diámetros de cabeza principales del tubo. - Cuando convenga se podrán aligerar los muros de cabeza prolongando el tubo. - El volumen dado es para un muro - El muro no podrá llenar los tubos sólo calculado para cada uno. Proporcionado basándose en la fórmula de Talbot, $I = 0.1038 \sqrt{A}$, en donde I = lluvia horaria, A = área drenada y C = coeficiente que depende del terreno) para una precipitación de 30cm por periodo suficiente para la precipitación del lugar.

ESPECIFICACIONES - OBP 101L

LONGITUD DE TUBO, POR NUMERO CERRADO DE TRAMOS, DE 1.25 m.

TABLA VII

TRAMOS	LONGITUD	TRAMOS	LONGITUD	Pend (S)	
1	1.28	52	65.00	0.0	1.000000
2	2.50	53	66.25	0.5	1.000031
3	3.78	54	67.50	1.0	1.000005
4	5.00	55	68.75	1.5	1.000111
5	6.25	56	70.00	2.0	1.000200
6	7.50	57	71.25	2.5	1.000311
7	8.75	58	72.50	3.0	1.000455
8	10.00	59	73.78	3.5	1.000631
9	11.25	60	75.00	4.0	1.000801
10	12.50	61	76.25	4.5	1.001011
11	13.78	62	77.50	5.0	1.001255
12	15.00	63	78.78	5.5	1.001511
13	16.25	64	80.00	6.0	1.001801
14	17.50	65	81.25	6.5	1.002111
15	18.78	66	82.50	7.0	1.002465
16	20.00	67	83.78	7.5	1.002811
17	21.28	68	85.00	8.0	1.003191
18	22.50	69	86.25	8.5	1.003641
19	23.75	70	87.50	9.0	1.004041
20	25.00	71	88.78	9.5	1.004501
21	26.26	72	90.00	10.0	1.004997
22	27.50	73	91.25	10.5	1.005001
23	28.75	74	92.50	11.0	1.006031
24	30.00	75	93.78	11.5	1.006499
25	31.28	76	95.00	12.0	1.007177
26	32.50	77	96.28	12.5	1.007789
27	33.78	78	97.50	13.0	1.008411
28	35.00	79	98.78	13.5	1.009077
29	36.25	80	100.00	14.0	1.009785
30	37.50	81	101.28	14.5	1.010466
31	38.75	82	102.50	15.0	1.011189
32	40.00	83	103.78	15.5	1.011941
33	41.25	84	105.00	16.0	1.012722
34	42.50	85	106.25	16.5	1.013382
35	43.78	86	107.50	17.0	1.014385
36	45.00	87	108.78	17.5	1.015201
37	46.39	88	110.00	18.0	1.016027
38	47.50	89	111.28	18.5	1.016877
39	48.75	90	112.50	19.0	1.017899
40	50.00	91	113.78	19.5	1.018841
41	51.25	92	115.00	20.0	1.019801
42	52.50	93	116.28	20.5	1.020803
43	53.78	94	117.50	21.0	1.021831
44	55.00	95	118.75	21.5	1.022855
45	56.25	96	120.00	22.0	1.023911
46	57.20	97	121.25	22.5	1.025001
47	58.75	98	122.50	23.0	1.026111
48	60.00	99	123.75	23.5	1.027241
49	61.25	100	125.00	24.0	1.028401
50	62.50	101	126.25	24.5	1.029581
51	63.75	102	127.50	25.0	1.030781

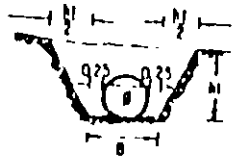
VALORES DEL ANGULO (β) PARA UN ESVIAJE DETERMINADO Y (OC = 30°00')

TABLA VIII

Cot OC = 1.73205 — Cot β = Cot α + 2 tan θ

B = (β + θ) — A = (α − θ)

ESV	B	Cos B	β	Cos β	Sen β	A	Cos A	Tan A + Tan B
1	30 30'	0.86163	29 30'	0.87036	0.49242	29 00'	0.87462	1.14336
2	31 02'	0.85687	29 02'	0.87434	0.48532	28 00'	0.88295	1.13336
3	31 34'	0.85203	28 34'	0.87826	0.47814	27 00'	0.89101	1.12393
4	32 07'	0.84697	28 07'	0.88199	0.47127	26 00'	0.89879	1.11543
5	32 40'	0.84182	27 40'	0.88566	0.46433	25 00'	0.90631	1.10749
6	33 15'	0.83629	27 15'	0.88902	0.45787	24 00'	0.91355	1.10086
7	33 49'	0.83082	26 49'	0.89245	0.45114	23 00'	0.92050	1.09433
8	34 25'	0.82495	25 28'	0.89580	0.44400	22 00'	0.92718	1.08917
9	35 01'	0.81899	26 01'	0.89867	0.43863	21 00'	0.93358	1.08450
10	35 38'	0.81276	25 38'	0.90158	0.43261	20 00'	0.93969	1.08078
11	36 15'	0.80644	25 15'	0.90446	0.42657	19 00'	0.94552	1.07756
12	36 52'	0.80003	24 52'	0.90729	0.42051	18 00'	0.95106	1.07483
13	37 30'	0.79335	24 30'	0.90996	0.41469	17 00'	0.95630	1.07306
14	38 09'	0.78640	24 09'	0.91248	0.40913	16 00'	096126	1.07226
15	38 48'	0.77934	23 48'	0.91496	0.40355	15 00'	0.96593	1.07197
16	39 27'	0.77218	23 27'	0.91741	0.39795	14 00'	0.97030	1.07220
17	40 07'	0.76473	23 07'	0.91971	0.39260	13 00'	0.97437	1.07345
18	40 46'	0.75738	22 46'	0.92209	0.38698	12 00'	0.97815	1.07472
19	41 27'	0.74853	22 27'	0.92421	0.37188	11 00'	0.98163	1.07755
20	42 07'	0.74178	22 07'	0.92642	0.37649	10 00'	0.98481	1.08043
21	42 48'	0.73373	21 48'	0.92849	0.37137	09 00'	0.98769	1.08439
22	43 29'	0.72557	21 29'	0.93052	0.36623	08 00'	0.99027	1.08895
23	44 11'	0.71711	21 11'	0.93243	0.36135	07 00'	0'99255	1.09467
24	44 52'	0.70875	20 52'	093441	0.35619	06 00'	0.99452	1.10046
25	45 34'	0.70008	20 34'	0.93626	0.35130	05 00'	0.99619	1.10749
26	46 16'	0.69130	20 16'	0.93809	0.34639	04 00'	0.99756	1.11515
27	46 59'	0.68221	19 59'	0.93979	0.34175	03 00'	0.99863	1.12411
28	47 41'	0.67323	19 41'	0.94157	0.33682	02 00'	0.99939	1.13322
29	48 24'	0.66393	19 24'	0.94322	0.33218	01 00'	0.99985	1.12633
30	49 06'	0.65474	18 06'	0.94498	0.32722	00 00'	1.00000	1.10440
31	49 49'	0.64524	18 49'	0.94656	0.32254	01 00'	0.99985	1.20146
32	50 32'	0.63563	18 32'	0.94814	0.31786	02 00'	0.99939	1.24946
33	51 16'	0.62570	18 16'	0.94961	0.31344	03 00'	0.99863	1.29911
34	51 59'	0.61589	17 59'	0.95115	0.30874	04 00'	0.99756	1.34913
35	52 42'	0.60599	17 42'	0.95266	0.30403	05 00'	0.99619	1.40019
36	53 26'	0.59576	17 26'	0.95407	0.29960	06 00'	0.99452	1.45324
37	54 09'	0.58567	17 09'	0.95554	0.29487	07 00'	0.99255	1.50878
38	54 35'	0.57524	16 53'	0.95690	0.29042	08 00'	0.99027	1.56754
39	55 37'	0.56473	16 37'	0.95824	0.28597	08 00'	0.98769	1.61978
40	56 21'	0.55412	16 21'	0.95956	0.28150	10 00'	0.98481	1.67863



VOLUMEN DE EXCAVACION EN (m³/m l) EN EL CUERPO DEL TUBO, PARA UN (ht) DETERMINADO

TABLA VIII

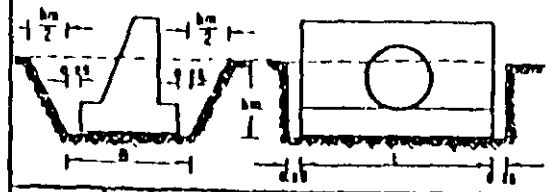
$A = (B + \frac{ht}{2})ht$ $\quad V = AsL$

ht = Altura promedio (figs 17 y 18)

ht (m)	TUBO de 0.75m de ϕ B=1.25 m		TUBO de 0.90m de ϕ B=1.40 m		TUBO de 1.05m de ϕ B=1.55m		TUBO de 1.20m de ϕ B=1.70 m	
	A[m²]	V[m³]	A[m²]	V[m³]	A[m²]	V[m³]	A[m²]	V[m³]
0.10	0.13	0.13	0.14	0.14	0.16	0.16	0.18	0.18
0.20	0.27	0.27	0.30	0.30	0.33	0.33	0.36	0.36
0.30	0.42	0.42	0.47	0.47	0.51	0.51	0.56	0.56
0.40	0.58	0.58	0.64	0.64	0.70	0.70	0.76	0.76
0.50	0.75	0.75	0.82	0.82	0.90	0.90	0.98	0.98
0.60	0.93	0.93	1.02	1.02	1.11	1.11	1.20	1.20
0.70	1.12	1.12	1.23	1.23	1.33	1.33	1.44	1.44
0.80	1.32	1.32	1.44	1.44	1.56	1.56	1.68	1.68
0.90	1.53	1.53	1.67	1.67	1.80	1.80	1.94	1.94
1.00	1.75	1.75	1.90	1.90	2.05	2.05	2.20	2.20
1.10	1.98	1.98	2.15	2.15	2.31	2.31	2.48	2.48
1.20	2.22	2.22	2.40	2.40	2.58	2.58	2.76	2.76
1.30	2.47	2.47	2.67	2.67	2.86	2.86	3.06	3.06
1.40	2.73	2.73	2.94	2.94	3.15	3.15	3.36	3.36
1.50	3.00	3.00	3.23	3.23	3.45	3.45	3.68	3.68
1.60	3.28	3.28	3.53	3.53	3.75	3.76	4.00	4.00
1.70	3.57	3.57	3.82	3.83	4.01	4.08	4.34	4.34
1.80	3.87	3.87	4.14	4.14	4.4	4.41	4.68	4.68
1.90	4.18	4.18	4.47	4.47	4.7	4.75	5.04	5.04
2.00	4.50	4.50	4.80	4.80	5.1	5.10	5.40	5.40
2.10	4.83	4.83	5.15	5.15	5.46	5.46	5.78	5.78

VOLUMEN DE EXCAVACION EN MUROS DE CABEZA PARA UN (hm) DETERMINADO

TABLA IX



$A = (B + \frac{hm}{2})hm$

$V = AsL$

hm. (m)	L=7.00m. B=1.40m TUBO de 0.75m de ϕ		L=8.20m B=1.45m TUBO de 0.90m de ϕ		L=9.40m B=1.50m TUBO de 1.05m de ϕ		L=10.60m B=1.55m TUBO de 1.20m ϕ	
	A[m²]	V[m³]	A[m²]	V[m³]	A[m²]	V[m³]	A[m²]	V[m³]
0.50	0.80	5.81	0.85	6.97	0.87	8.14	0.90	9.54
0.60	1.02	7.14	1.05	8.61	1.08	10.15	1.11	11.77
0.70	1.23	8.61	1.26	10.33	1.30	12.22	1.33	14.10
0.80	1.44	10.08	1.48	12.14	1.52	14.29	1.56	16.54
0.90	1.67	11.69	1.71	14.02	1.76	16.54	1.80	19.08
1.00	1.90	13.30	1.85	15.99	2.00	18.80	2.05	21.73
1.10	2.14	14.98	2.20	18.04	2.26	21.33	2.31	24.49
1.20	2.40	16.80	2.46	20.17	2.52	23.69	2.58	27.35
1.30	2.67	18.69	2.73	22.39	2.80	26.32	2.86	30.32
1.40	2.94	20.58	3.01	24.66	3.08	28.95	3.15	33.39
1.50	3.23	22.61	3.30	27.06	3.38	31.77	3.45	36.57
1.60	3.53	24.64	3.60	29.52	3.68	34.59	3.76	39.86
1.70	3.82	26.74	3.91	32.06	4.00	37.60	4.08	43.26
1.80	4.14	28.98	4.22	34.88	4.32	40.61	4.41	46.78
1.90	4.47	31.29	4.56	37.39	4.66	43.80	4.75	50.35
2.00	4.80	33.60	4.90	40.18	5.00	47.00	5.10	54.06
2.10	5.51	36.05	5.25	43.05	5.36	50.38	5.46	57.87
2.20	5.50	38.50	5.61	46.00	5.72	53.77	5.83	61.80
2.30	5.87	41.09	5.98	49.04	6.10	57.34	6.21	65.83
2.40	6.24	43.68	6.36	52.15	6.48	61.01	6.60	69.96
2.50	6.63	46.41	6.75	55.35	6.88	64.67	7.00	74.20
2.60	7.02	49.14	7.15	58.63	7.28	68.43	7.41	78.55
2.70	7.43	52.01	7.56	61.99	7.70	72.38	7.83	83.00
2.80	7.84	54.88	7.98	65.44	8.12	76.32	8.26	87.56
2.90	8.27	57.89	8.41	68.96	8.56	80.46	8.70	92.22
3.00	8.70	60.90	8.85	72.57	9.00	84.60	9.15	96.99

VALORES DE $(\frac{1}{T})$ PARA UN TALUD DETERMINADO

TABLA-III

T	1/T	T	1/T	T	1/T	T	1/T	T	1/T
1.45	0.68966	1.96	0.51020	2.47	0.40486	2.98	0.33557	3.49	0.28653
1.46	0.68493	1.97	0.50761	2.48	0.40323	2.99	0.33445	3.50	0.28571
1.47	0.68027	1.98	0.50505	2.49	0.40161	3.00	0.33333	3.51	0.28490
1.48	0.67568	1.99	0.50251	2.50	0.40000	3.01	0.33223	3.52	0.28409
1.49	0.67114	2.00	0.50000	2.51	0.39841	3.02	0.33113	3.53	0.28329
1.50	0.66667	2.01	0.49751	2.52	0.39683	3.03	0.33003	3.54	0.28249
1.51	0.66225	2.02	0.49505	2.53	0.39526	3.04	0.32895	3.55	0.28169
1.52	0.65789	2.03	0.49261	2.54	0.39370	3.05	0.32787	3.56	0.28090
1.53	0.65359	2.04	0.49020	2.55	0.39216	3.06	0.32680	3.57	0.28011
1.54	0.64935	2.05	0.48780	2.56	0.39063	3.07	0.32573	3.58	0.27933
1.55	0.64516	2.06	0.48544	2.57	0.38911	3.08	0.32468	3.59	0.27855
1.56	0.64103	2.07	0.48309	2.58	0.38760	3.09	0.32362	3.60	0.27778
1.57	0.63694	2.08	0.48077	2.59	0.38610	3.10	0.32258		
1.58	0.63291	2.09	0.47847	2.60	0.38462	3.11	0.32154		
1.59	0.62893	2.10	0.47619	2.61	0.38314	3.12	0.32051		
1.60	0.62500	2.11	0.47393	2.62	0.38168	3.13	0.31949		
1.61	0.62112	2.12	0.47170	2.63	0.38023	3.14	0.31847		
1.62	0.61728	2.13	0.46948	2.64	0.37879	3.15	0.31746		
1.63	0.61350	2.14	0.46729	2.65	0.37736	3.16	0.31646		
1.64	0.60976	2.15	0.46512	2.66	0.37594	3.17	0.31546		
1.65	0.60606	2.16	0.46296	2.67	0.37453	3.18	0.31447		
1.66	0.60241	2.17	0.46083	2.68	0.37313	3.19	0.31348		
1.67	0.59880	2.18	0.45982	2.69	0.37175	3.20	0.31250		
1.68	0.59524	2.19	0.45662	2.70	0.37037	3.21	0.31153		
1.69	0.59172	2.20	0.45455	2.71	0.36900	3.22	0.31056		
1.70	0.58824	2.21	0.45249	2.72	0.36765	3.23	0.30960		
1.71	0.58480	2.22	0.45045	2.73	0.36630	3.24	0.30864		
1.72	0.58140	2.23	0.44843	2.74	0.36496	3.25	0.30769		
1.73	0.57803	2.24	0.44643	2.75	0.36364	3.26	0.30675		
1.74	0.57471	2.25	0.44444	2.76	0.36232	3.27	0.30581		
1.75	0.57143	2.26	0.44248	2.77	0.36101	3.28	0.30488		
1.76	0.56818	2.27	0.44053	2.78	0.35971	3.29	0.30395		
1.77	0.56497	2.28	0.43860	2.79	0.35842	3.30	0.30303		
1.78	0.56180	2.29	0.43668	2.80	0.35714	3.31	0.30211		
1.79	0.55866	2.30	0.43478	2.81	0.35587	3.32	0.30120		
1.80	0.55556	2.31	0.43290	2.82	0.35461	3.33	0.30030		
1.81	0.55249	2.32	0.43103	2.83	0.35336	3.34	0.29940		
1.82	0.54945	2.33	0.42918	2.84	0.35211	3.35	0.29851		
1.83	0.54645	2.34	0.42735	2.85	0.35088	3.36	0.29762		
1.84	0.54348	2.35	0.42553	2.86	0.34965	3.37	0.29674		
1.85	0.54054	2.36	0.42373	2.87	0.34843	3.38	0.29586		
1.86	0.53763	2.37	0.42194	2.88	0.34722	3.39	0.29499		
1.87	0.53476	2.38	0.42017	2.89	0.34602	3.40	0.29412		
1.88	0.53191	2.39	0.41841	2.90	0.34481	3.41	0.29326		
1.89	0.52910	2.40	0.41667	2.91	0.34361	3.42	0.29240		
1.90	0.52632	2.41	0.41494	2.92	0.34247	3.43	0.29155		
1.91	0.52356	2.42	0.42322	2.93	0.34130	3.44	0.29070		
1.92	0.52083	2.43	0.41152	2.94	0.34014	3.45	0.28986		
1.93	0.51813	2.44	0.40984	2.95	0.33898	3.46	0.28902		
1.94	0.51546	2.45	0.40816	2.96	0.33784	3.47	0.28818		
1.95	0.51282	2.46	0.40650	2.97	0.33670	3.48	0.28736		

VALORES DE(α) PARA UNA PENDIENTE (S) DETERMINADA

TABLA-IV

Pend de la Obra S en %	α : Sec (ang tan es S) $\alpha = \sqrt{1+S^2}$	Pend de la Obra S en %	α : Sec (ang tan es S) $\alpha = \sqrt{1+S^2}$
0.5	1.00001	25.5	1.03200
1.0	1.00005	26.0	1.03325
1.5	1.00011	26.5	1.03452
2.0	1.00020	27.0	1.03581
2.5	1.00031	27.5	1.03712
3.0	1.00045	28.0	1.03846
3.5	1.00061	28.5	1.03982
4.0	1.00080	29.0	1.04120
4.5	1.00101	29.5	1.04260
5.0	1.00125	30.0	1.04403
5.5	1.00151	30.5	1.04548
6.0	1.00180	31.0	1.04695
6.5	1.00211	31.5	1.04844
7.0	1.00245	32.0	1.04995
7.5	1.00281	32.5	1.05149
8.0	1.00319	33.0	1.05304
8.5	1.00361	33.5	1.05462
9.0	1.00404	34.0	1.05622
9.5	1.00450	34.5	1.05784
10.0	1.00499	35.0	1.05948
10.5	1.00550	35.5	1.06114
11.0	1.00603	36.0	1.06283
11.5	1.00659	36.5	1.06453
12.0	1.00717	37.0	1.06626
12.5	1.00778	37.5	1.06800
13.0	1.00841	38.0	1.06977
13.5	1.00907	38.5	1.07155
14.0	1.00975	39.0	1.07336
14.5	1.01046	39.5	1.07519
15.0	1.01119	40.0	1.07703
15.5	1.01194	40.5	1.07890
16.0	1.01272	41.0	1.08078
16.5	1.01352	41.5	1.08269
17.0	1.01435	42.0	1.08462
17.5	1.01520	42.5	1.08657
18.0	1.01607	43.0	1.08853
18.5	1.01697	43.5	1.09052
19.0	1.01789	44.0	1.09252
19.5	1.01884	44.5	1.09454
20.0	1.01980	45.0	1.09659
20.5	1.02080	45.5	1.09865
21.0	1.02181	46.0	1.10073
21.5	1.02285	46.5	1.10283
22.0	1.02391	47.0	1.10494
22.5	1.02500	47.5	1.10708
23.0	1.02611	48.0	1.10923
23.5	1.02724	48.5	1.11141
24.0	1.02840	49.0	1.11360
24.5	1.02958	49.5	1.11581
25.0	1.03078	50.0	1.11803

VALORES DE (β) EN CMS PARA DIAM (Ø) Y PENDIENTE (S) DETERMINADA — TABLA-V

Pend de la obra S en %	Ø = 0.75 m e = 9 cm	Ø = 0.90 m e = 10 cm	Ø = 1.05 m e = 11.5 cm	Ø = 1.20 m e = 12.5 cm	Ø = 1.50 m e = 15 cm
0.5	0	1	1	1	1
1.0	1	1	1	1	2
1.5	1	1	2	2	2
2.0	2	2	2	2	3
2.5	2	2	3	3	4
3.0	3	3	3	4	5
3.5	3	3	4	5	6
4.0	3	4	4	5	7
4.5	4	4	5	6	7
5.0	4	5	5	6	8
5.5	5	5	6	7	9
6.0	5	6	6	7	10
6.5	5	6	7	8	11
7.0	6	7	7	9	12
7.5	6	7	8	9	12
8.0	7	8	8	10	13
8.5	7	8	9	11	14
9.0	8	9	9	11	15
9.5	8	9	10	12	16
10.0	8	10	10	13	17
10.5	9	10	11	13	17
11.0	9	11	11	14	18
11.5	10	11	12	15	19
12.0	10	12	12	15	20
12.5	11	12	13	16	21
13.0	11	13	13	17	21
13.5	11	13	14	17	22
14.0	12	14	14	18	23
14.5	12	14	15	19	24
15.0	13	15	15	19	25
15.5	13	15	16	20	26
16.0	13	16	16	21	26
16.5	14	16	17	21	27
17.0	14	17	17	22	28
17.5	15	17	18	23	29
18.0	15	18	18	23	29
18.5	16	18	19	24	30
19.0	16	19	19	25	31
19.5	16	19	20	25	31
20.0	17	20	20	26	32
20.5	17	20	21	27	33
21.0	18	21	21	27	34
21.5	18	21	22	28	35
22.0	18	22	22	28	35
22.5	19	22	23	29	36
23.0	19	23	23	30	37
23.5	20	23	24	30	38
24.0	20	24	24	31	39
24.5	21	24	25	32	40
25.0	21	25	25	32	40
25.5	21	25	26	33	41
26.0	22	26	26	34	42
			27	34	43
			27		
			28		
			28		
			29		
			29		
			30		
			30		

VALORES DE (β) EN CMS. PARA DIAM. (Ø) Y PENDIENTE (S) DETERMINADA — TABLA-V

Pend de la Obra S en %	Ø = 0.75 m e = 9 cm	Ø = 0.90 m e = 10 cm	Ø = 1.05 m e = 11.5 cm	Ø = 1.20 m e = 12.5 cm	Ø = 1.50 m e = 15 cm
26.0	22	26	30	34	43
26.5	22	27	31	35	44
27.0	23	27	31	36	45
27.5	23	28	32	36	45
28.0	24	28	33	37	46
28.5	24	29	33	38	47
29.0	24	29	34	38	48
29.5	25	30	34	39	49
30.0	25	30	35	40	50
30.5	26	31	36	40	50
31.0	26	31	36	41	51
31.5	26	32	37	42	52
32.0	27	32	37	42	53
32.5	27	33	38	43	54
33.0	28	33	38	44	54
33.5	28	34	39	44	55
34.0	29	34	40	45	56
34.5	29	35	40	46	57
35.0	29	35	41	46	58
35.5	30	36	41	47	59
36.0	30	36	42	48	59
36.5	31	37	43	48	60
37.0	31	37	43	49	61
37.5	32	38	44	50	62
38.0	32	38	44	50	63
38.5	32	39	45	51	64
39.0	33	39	45	52	64
39.5	33	40	46	52	65
40.0	34	40	47	53	66
40.5	34	41	47	54	67
41.0	34	41	48	54	68
41.5	35	42	48	55	68
42.0	35	42	49	56	69
42.5	36	43	50	56	70
43.0	36	43	50	57	71
43.5	37	44	51	58	72
44.0	37	44	51	58	73
44.5	37	45	52	59	73
45.0	38	45	52	60	74
46.0	39	46	54	61	76
46.5	39	47	54	62	77
47.0	39	47	55	62	78
47.5	40	48	55	63	78
48.0	40	48	56	64	79
48.5	41	49	57	64	80
49.0	41	49	57	65	81
49.5	42	50	58	66	82
50.0	42	50	58	66	83

f'_c = Esfuerzo unitario de compresión en el desplante del cimiento, $Kg./cm^2$

P_1, P_2 = Esfuerzos unitarios en el desplante, cuando se eliminan los escalones, $Kg./cm^2$

Vm = Volumen de la mampostería, $m^3/m.l$

El colchón mínimo en bóvedas es de 1.00 m.

Además de las obras menores consistentes en tubos, bóvedas y losas ya mencionadas, se proyectan otras estructuras especiales como son:

a).- Cajones de concreto armado

b).- Vados

a).- CAJONES DE CONCRETO ARMADO

Estos se proyectan en los casos en que por las condiciones especiales del terreno en donde se va a desplantar la obra, no se obtiene la capacidad de carga requerida para una losa o bóveda (1.0 $Kg./cm^2$) mínimo y que además el área hidráulica necesaria no pueda satisfacerse con una alcantarilla de tubo.

b).- VADOS

El vado se proyecta para cruces que normalmente requieren obras mayores de 6.00 m.; pero cuyos cauces son muy extendidos, sin presentar barrotes altos en sus márgenes o porque los espesores del terraplén deban ser bajos y no es conveniente elevar la rasante por economía de las terracerías, como en el caso de un puente además de que el escurrimiento en estos cauces es muy esporádico.

Desde luego que tiene sus limitaciones tanto en longitud como en altura del tirante del agua a su paso por la estructura.

Tanto estas estructuras, como los pasos a desnivel para peatones y ganado así como para vehículos agrícolas; no se mencionan en esta guía debido a que su proyecto no es tan usual como el de las obras de tubos, losas y bóvedas, que están más generalizados.

A continuación se anexan una serie de tablas que serán de gran utilidad al proyectista de Drenaje, ya que se simplificarán sus cálculos.

VALORES DE (Sen α . Tn)

TABLA-I

ESVIAJE	Sen α	Talud 1 Sol	Talud 2 sol	Talud 3 sol
1	0 01745	0 02618	0 03490	0.05235
2	0 01490	0 05235	0 06980	0.10470
3	0.05234	0 07851	0.10468	0.15702
4	0.06976	0 10469	0.13952	0.20920
5	0 08716	0.13074	0.17432	0.26148
6	0.10453	0.15680	0.20906	0.31359
7	0 12187	0 18281	0 24374	0.36561
8	0.13917	0 20876	0 27843	0.41751
9	0 15643	0 23465	0 31286	0.46929
10	0.17365	0 26048	0 34730	0.52095
11	0.19081	0 28622	0.38162	0 57243
12	0 20791	0 31187	0.41582	0 62373
13	0 22495	0.33743	0 44990	0.67485
14	0.24192	0.36288	0.48384	0.72576
15	0.25882	0.38823	0 51764	0.77646
16	0.27564	0.41346	0.55128	0.82692
17	0.29237	0 43856	0.58474	0.87711
18	0 30902	0 46353	0 61804	0.92706
19	0.32557	0.48836	0.65114	0.97671
20	0.34202	0 51303	0 68404	1.02606
21	0.35837	0 53756	0.71674	1.07511
22	0.37461	0 56192	0.74922	1.12383
23	0.39073	0.58610	0.79146	1.17219
24	0.40674	0.61011	0.81348	1.22022
25	0.42262	0.62393	0.84524	1.26786
26	0.43837	0.65756	0.87674	1.31511
27	0.45399	0.69099	0.90798	1.36197
28	0.46947	0.70421	0.93894	1.40841
29	0.48481	0.72722	0.96962	1.45443
30	0.50000	0.75000	1.00000	1.50000
31	0.51504	0.77256	1.03008	1.54512
32	0.52992	0.79488	1.05984	1.58976
33	0.54464	0.81696	1.08928	1.63392
34	0.55919	0.83879	1.11838	1.67757
35	0.57358	0.86037	1.14716	1.72074
36	0.58779	0.88169	1.17558	1.76337
37	0.60182	0.90273	1.20364	1.80546
38	0.61566	0.92349	1.23132	1.84698
39	0.62932	0.94398	1.25864	1.88796
40	0.64279	0.96419	1.28558	1.92837
41	0.65606	0.98409	1.31212	1.96818
42	0.66913	1.00370	1.33826	2.00739
43	0.68200	1.02300	1.36400	2.04600
44	0 69466	1.04199	1.38932	2.08398
45	0.70711	1.06067	1.41422	2.12133

(K = Sen α.Tn.p)

Ta. = Talud normal

p = Pendiente long. de la carretera

VALORES DEL TALUD ESV. (Te) PARA (Cos α ± K) DETERMINADO Y UN TALUD NORMAL Tn. = 1 5x1

TABLA-II

Te	cos α ± K	Te	cos α ± K	Te	cos ± K	Te	cos α ± K
1.50	1.00334	1.73	0 86956	1.96	0.76726	2.19	0.68849
	0.99668		0.86456		0.76336		0.68338
1.51	0.99667	1.74	0.86455	1.97	0.76335	2.20	0.68337
	0 99010		0.85960		0.75950		0.68028
1.52	0.99009	1.75	0 85959	1.98	0.75949	2.21	0.68027
	0.98361		0.85471		0.75567		0.67721
1.83	0.98360	1.76	0.85470	1.99	0.75566	2.22	0.67720
	0.97720		0.84986		0.75188		0.67416
1.54	0.97719	1.77	0.84985	2.00	0.75187	2.23	0.67415
	0.97088		0.84508		0.74813		0.67115
1.55	0.97087	1.78	0.84507	2.01	0.74812	2.24	0.67114
	0.96464		0 84034		0.74442		0.66816
1.56	0.96463	1.79	0.84033	2.02	0.74441	2.25	0.66815
	0.95847		0.83566		0.74075		0.66519
1.57	0.95846	1.80	0.83565	2.03	0.74074	2.26	0.66518
	0.95239		0.83103		0.73711		0.66226
1.58	0.95238	1.81	0.83102	2.04	0.73710	2.27	0.66225
	0.94638		0.82645		0.73350		0.65935
1.59	0.94637	1.82	0.82664	2.05	0.73349	2.28	0.65934
	0.94044		0.82192		0.72993		0.65646
1.60	0.94043	1.83	0.82191	2.06	0.72992	2.29	0.65645
	0.93458		0.81744		0.72640		0.65360
1.61	0.93457	1.84	0.81743	2.07	0.72639	2.30	0.65359
	0.92880		0.81300		0.72290		0.65078
1.62	0.92879	1.85	0.81299	2.08	0.72289	2.31	0.65077
	0.92308		0.80863		0.71943		0.64795
1.63	0.92307	1.86	0.80862	2.09	0.71942	2.32	0.64794
	0.91744		0.80429		0.71600		0.64517
1.64	0.91743	1.87	0.80428	2.10	0.71599	2.33	0.64516
	0.91186		0.80001		0.71259		0.64240
1.65	0.91185	1.88	0.80000	2.11	0.71258	2.34	0.64239
	0.90636		0.79676		0.70922		0.63966
1.66	0.90634	1.89	0.79675	2.12	0.70921	2.35	0.63965
	0.90091		0.79156		0.70589		0.63698
1.67	0.90090	1.90	0.79155	2.13	0.70588	2.36	0.63697
	0.89553		0.78741		0.70258		0.63429
1.68	0.89552	1.91	0.78740	2.14	0.70257	2.37	0.63428
	0.89021		0.78329		0.69931		0.63158
1.69	0.89020	1.92	0.78328	2.15	0.69930	2.38	0.63157
	0.88496		0.77923		0.69606		0.62894
1.70	0.88495	1.93	0.77922	2.16	0.69605	2.39	0.62893
	0.87977		0.77520		0.69285		0.62631
1.71	0.87976	1.94	0.77519	2.17	0.69284	2.40	0.62630
	0.87464		0.77121		0.68966		0.62371
1.72	0.87463	1.95	0.77120	2.18	0.68965	2.41	0.62370
	0.86957		0.76727		0.68650		0.

$$\alpha = \frac{90^{0}00' - e}{2}$$

e).- CALCULO DE LAS VARILLAS A, B y A_1

S = Separación de las varillas, según los Proyectos Tipo

$$\text{No. de Esp.} = \frac{L^{m} - B}{S}$$

No. de Var. (A y B) = No. de Esp. + 1

Como al armar la parrilla se colocan 2 Var. A y 1 Var. B, el número de varillas (A y B), serán:

$$\text{No. Var. A} = \frac{2}{3}(\text{No. de Var. A y B})$$

$$\text{No de Var. B} = \frac{1}{3}(\text{No. de Var. A y B})$$

$$\text{Long. ocupada} = (\text{No. de Esp.})S$$

$$X = \frac{L^{m} - B - \text{Long. ocupada}}{2}$$

$$X_1 = S - X$$

$$Q' = \frac{Q}{\text{Cos } e}$$

$$a = l_a \cdot \text{Tan } e$$

$$R' = \left[B - (Q' + a)\right] - X_1$$

$$\text{No. de Var. } A_1 = \frac{R'}{S} + 1 \quad ; \text{ para un solo extremo}$$

$$\text{Long. ocupada por Var. } A_1 = \left(\frac{R'}{S}\right)S$$

$$r' = R' - \text{Long. ocupada por Var. } A_1$$

$$r = (Q' + a) + r'$$

$$R = B - X_1$$

$$\text{Long. máx. Var. } A_1 = \left(\frac{R}{\text{Tan } e}\right) + (2\beta - 2\delta)$$

$$\text{Long. mín. Var. } A_1 = \left(\frac{r}{\text{Tan } e}\right) + (2\beta - 2\delta)$$

$$\text{Long. Var. } D_1 = \left(\frac{L}{\text{Cos } e}\right) + (2\beta - 2\delta)$$

Con el empleo de las fórmulas anteriores se calcula el armado correspondiente a la guarnición y el área triangular que quedaba sin armar, quedando así concluído el proyecto.

Los diámetros (ϕ) de las varillas no se calculan, ya que estos se encuentran en las tablas de Proyectos

Tipo.- SOP, para la losa correspondiente.

En la Tabla X de este instructivo se da una relación de obras enviajadas donde se tuvieron que calcular las guarniciones para losas con refuerzo normal al eje de la obra, con objeto de que si se tiene un caso parecido a los de dichas tablas, se pueda adiptar a éste sin tener que calcularse nuevamente.

Se anexa un ejemplo completo del cálculo de una losa enviajada con armado normal al eje de la obra y adaptación de la guarnición.

VIII - BOVEDAS

El cálculo de este tipo de obras viene a resultar muy sencillo, ya que tanto su longitud como los aleros se calculan en la misma forma que para tubos y losas; su diseño geométrico ya se encuentra tabulado en las tablas que presentan los "Proyectos Tipo de Obras de Drénaje para Carreteras" SOP. Por lo tanto, conociendo los valores de:

$d = h_{cv} + C$ = Altura de la carga viva más el colchón

f = Fatiga del terreno

Entramos a dichas tablas, lo cual nos permite conocer todas las dimensiones de la bóveda en proyecto, excepto los valores de (E, K, Z, T' y φ)

Estos valores se calculan en la siguiente forma, apoyándonos en la (figura 36), tendremos:

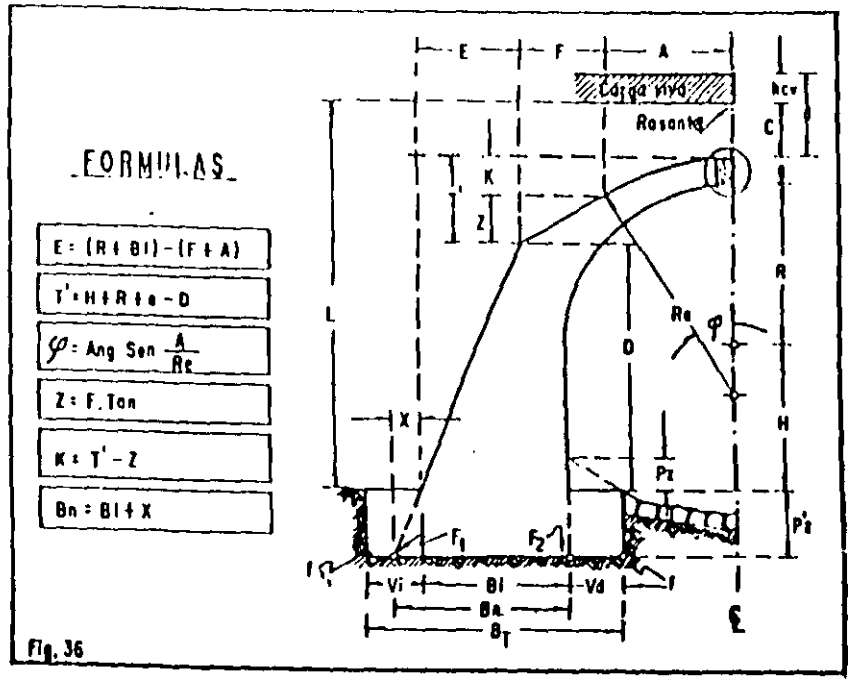


Fig. 36

- d = Espesor del colchón sobre la clave, más la carga viva convertida a (m.)
- C = Espesor real del colchón sobre la clave, en (m.)
- h_{cv} = Carga viva producida por un camión (H15-S12 ó H20 - S16), convertida a espesor de colchón, considerando un peso volumétrico de 1600 Kg./m^3
- R = Radio del intradós, en (m.)
- Re = Radio del extradós, en (m.)
- e = Espesor de la clave, en (cm.)
- B_T = Ancho total del cimiento, en (cm.)
- Vi, Vd = Escalones del cimiento, en (cm.)
- P'_z = Peralte del cimiento, en (cm.)

Se consideran losas con armado normal al eje de la obra, cuando el esviaje es mayor de 25°00'.

En este tipo de losas queda un área triangular sin armar, (figura 34), ejerciendo su influencia sobre la guarnición ya que ésta sirve de apoyo a la losa haciéndola trabajar como trabe, por lo tanto, habrá que calcularla como tal.

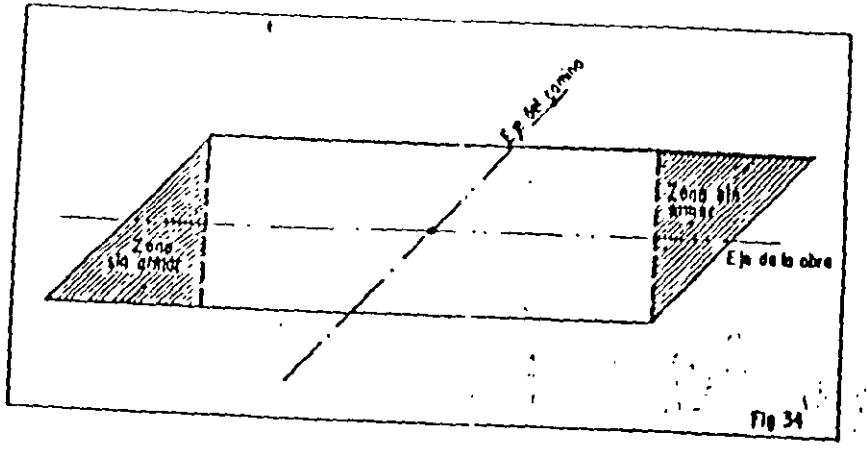


Fig 34

También tendrá que calcularse el armado en esta zona triangular, a cuyas varillas llamaremos (A_1 y D_1)

Con objeto de tener una mayor ilustración a continuación trataremos de explicar el proceso de cálculo de las guarniciones, auxiliándonos con la (figura 35).

NOMENCLATURA

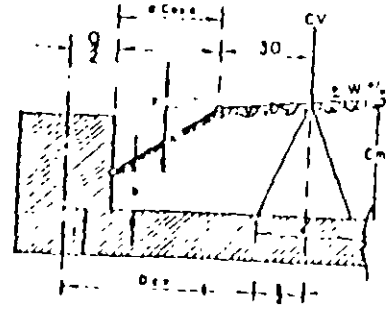
Q = Ancho de la guarnición
Y = Desnivel entre el punto donde actua la carga viva y el hombro de la carretera
Pcv = Carga viva

W = Sobre-elevación de la carpeta
h = Altura entre el hombro y la directriz
b = Altura de la directriz
E = Espesor de la losa
C_m = Colchón mínimo
X' = Zona de influencia de la carga viva
D_{cv} = Límite de influencia de la carga viva
d_{cm} = Límite de influencia de la carga muerta
L' = Claro normal de la obra
C = Claro normal más un apoyo de la losa
L = Claro normal más los dos apoyos de la losa
l_a = Apoyo de la losa sobre el estribo
(d.Cos e) = Distancia del punto de intersección del talud con la guarnición, al hombro de la carretera.

El valor de w(d) se toma de la hoja de cálculo de "Longitud de Obra", siendo éste el menor.

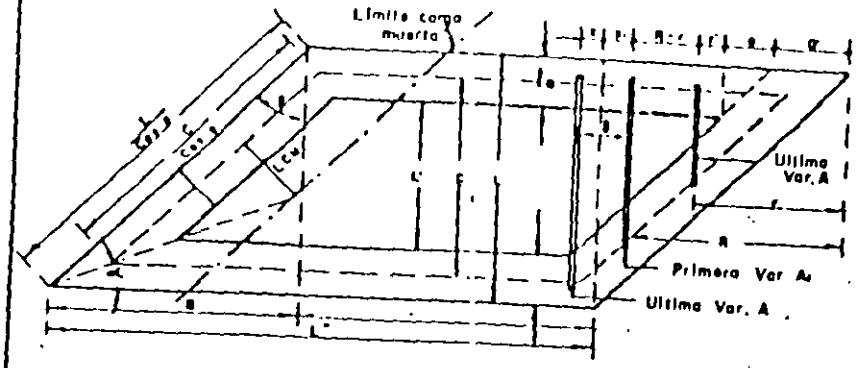
Cuando el colchón mínimo es menor de 0.60 m., se considera la carga viva actuando directamente,

Cuando (C_m) es mayor de 0.60 m., dicha carga se reparte en una franja que tiene un ancho igual al valor de (X'), actuando como carga uniformemente repartida.



Cos = .

Tan = .



$\alpha = \frac{90° - \theta}{2}$

$\text{Tan}\ \alpha =$

$\text{Lam} = B\ \text{Tan}\ \alpha - \frac{Q}{2}$

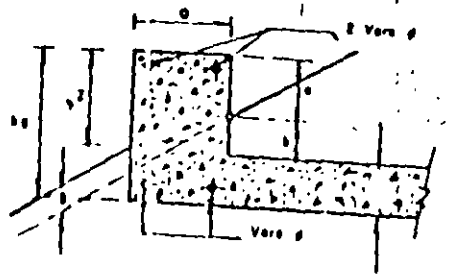


Fig 35

d).- PROCESO DE CALCULO DE LAS GUARNICIONES EN LOSAS ENVIAJADAS

Para poder aplicar las fórmulas para el cálculo de las guarniciones en losas enviajadas con armado normal, partimos de que los valores de (h, b, d, Q, w, L, C y L') son conocidos, con lo cual tenemos:

$Y = \pm\ 0.30W$

$C_m = b + h + Y$

Si $C_m > 0.60$m., se considera carga uniformemente repartida

Si $C_m < 0.60$ m., se considerará carga concentrada con un valor igual al de (P_{cv})

$X' = f.C_m$

f = Factor de ajuste

$\boxed{f = 1.75\ \text{m.}}$

$D_{cv} = \frac{Q}{2} + d.\text{Cos}\ \theta + 0.30 - \frac{X'}{2}$

$L_{cm} = B.\text{Tan}\ \alpha - \frac{Q}{2}$

$\beta = L.\text{Tan}\ \theta$

$$V_2 = 2(\text{Vol./m.l} \times L)$$

En las fórmulas donde aparece $m^3/m.l$ o Vol./m.l, estos valores están tabulados en los Proyectos Tipo para Obras de Drenaje.- SCT, en las tablas correspondientes.

DENTELLON

Para obras esviajadas

$$Vd = bh\left(\frac{2(g_1'' + g_2'' + L)}{\text{Cos } e} - b(\text{Tan A} + \text{Tan B})\right)$$

Para obras Normales

$$Vd = bh\left(2(g_1'' + g_2'' + L) - b(\text{Tan A} + \text{Tan B})\right)$$

$$\boxed{(\text{Tan A} + \text{Tan B}) = 1.1547}$$

b = Ancho del dentellón
h = Altura del dentellón
L = Luz de la obra

ZAMPEADO Para obras esviajadas

$$Vz = e_z\left[\left(\frac{(g_1'' + g_2'' + L + m)}{\text{Cos. } e} - a_d(\text{Tan A} + \text{Tan B})\right)\left(\frac{(n_1 + n_2)}{2} - a_d\right) + \left(L'.m\right)\right]$$

Para obras Normales

$$Vz = e_z\left[\left((g_1'' + g_2'' + L + m - a_d(\text{Tan A} + \text{Tan B})\right)\left(\frac{(l_1 + l_2)}{2} - a_d\right) + L'.m\right]$$

En donde:

e_z = Espesor del zampeado
L = Luz de la obra
L' = Longitud de la obra
m = Ancho de la plantilla

a_d = Ancho del dentellón

VII.4 - ARMADO EN LOSAS ESVIAJADAS

a).- Losas con armado principal esviajado y paralelo al eje de la carretera (fig. 32)

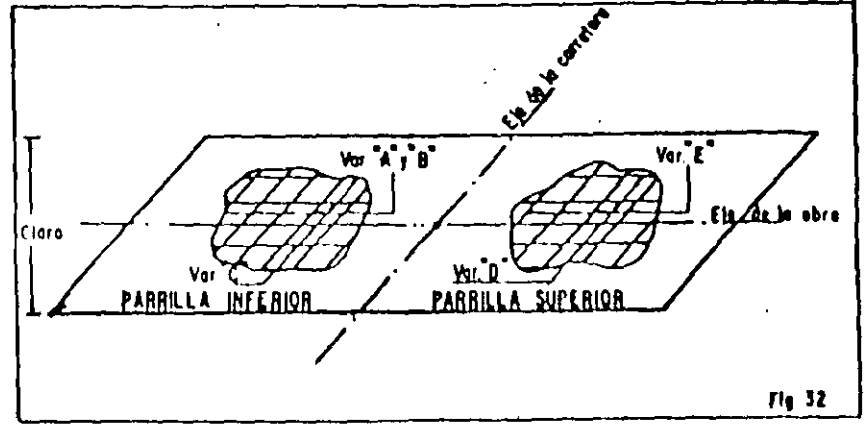


Fig 32

Para el cálculo del armado de la losa no considera el claro esviajado, es decir, el medido según el eje de la carretera.

En estas losas, las varillas "A" y "B" (armado principal) de la parrilla inferior y las varillas "E" de la parrilla superior, se colocan según el eje de la carretera, (paralelas a éste) y la separación como se indica en el "Proyecto Constructivo", se mide según el eje de la obra.

Esta separación será:

$$S_v = \frac{E_p}{\text{Cos } e}$$

En donde:

S_v = Separación de las varillas
E_p = Espaciamiento de los Proyectos Tipo SOP.
Cos e = Coseno del esviaje

Las varillas "C" de la parrilla inferior, y las varillas "D" de la parrilla superior, se colocan paralelas al eje de la obra, la separación de éstas será de acuerdo a los Proyectos Tipo y se medirá según el eje de la carretera.

b).- Losas con armado principal "Normal" al eje de la obra (figura 33).

Para este caso, el claro que se considera es el normal, es decir, el medido según la normal al eje de la obra. Las varillas "A" y "B" del armado principal de la parrilla inferior y las varillas "E" de la parrilla superior, se colocan normales al eje de la obra, midiendo su separación según el eje de la misma y será como lo indican los Proyectos Tipo - SOP.

Las varillas "C" de la parrilla inferior y las varillas "D" de la parrilla superior, se colocan paralelas al eje de la obra y la separación de éstas será la que marcan los Proyectos Tipo - SOP, tantas veces mencionados.

Y medida según una normal al eje de la obra.

Esta separación será:

$$S_v = \frac{E_p}{\text{Cos } e}$$

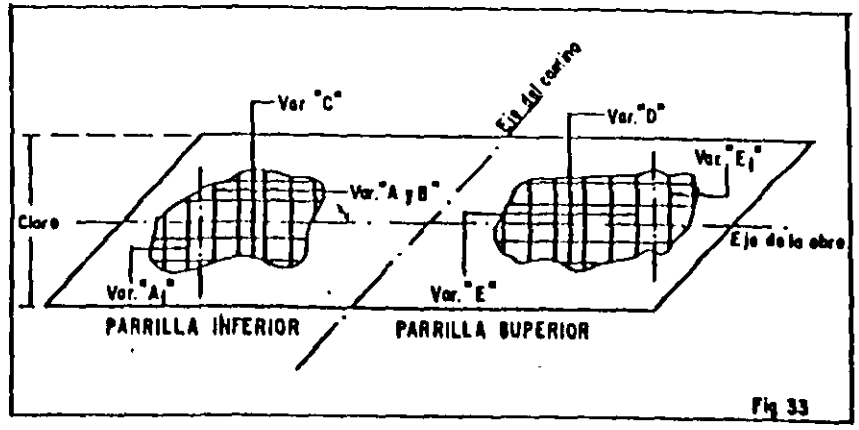


Fig 33

c).- Adaptación de la guarnición en losas esviajadas con armado normal al eje de la obra.

Las guarniciones en losas esviajadas con refuerzo principal normal al eje de la obra, es necesario calcularlas ya que trabajan como trabe al servir de apoyo a parte de losa.

d) Para aeropistas:

1) Profundidad de las depresiones, observadas colocando una regla de cinco (5) metros de longitud paralela y normalmente al eje, máximo.	2.5 cm
2) Pendiente transversal	± 1/2 %

005-G MEDICION

005-G.01 Los conceptos de obra a que se refiere este capítulo se medirán tomando como unidad el metro cúbico. El resultado se considerará redondeado a la unidad.

005-G.02 La compactación del terreno natural en el área de desplante de los terraplenes y de la cama en los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, se medirá cubicando el material compactado, tomando como base el volumen que indique el proyecto para el material ya compacto, haciendo las modificaciones que resulten necesarias para cambios autorizados por la Secretaría.

005-G.03 La recompactación de la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, se medirá cubicando el material compactado, tomando como base el volumen que indique el proyecto para el material ya compacto y verificándolo de acuerdo con la sección en su forma, espesor, anchura y el grado de compactación fijados.

005-G.04 Para la formación y compactación de los terraplenes, en los casos que se indican a continuación, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, correspondiente a cada uno de los grados de compactación señalados en el proyecto y/o que ordene la Secretaría, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la misma:

a) De los terraplenes adicionados con sus cuñas de sobreancho.

b) De la capa subrasante en los terraplenes, formada con material seleccionado.

c) De la capa subrasante, formada con material seleccionado, sobre terraplenes construidos con material no compactable.

d) De la capa subrasante, formada con material seleccionado, en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

005-G.05 Para la formación y compactación de la ampliación de corona, de la elevación de subrasante y del tendido de taludes en terraplenes existentes, adicionados con sus cuñas de sobreancho en cada caso, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compacto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría, de acuerdo con las consideraciones siguientes:

a) Solamente se considera volumen de ampliación de corona al depositado en uno o en ambos lados de la corona existente, siempre que el ancho de la ampliación sea de dos punto cincuenta (2.50) metros o menor, medido al nivel de la subrasante en uno o en cada uno de los lados de la corona, incluyendo las cuñas de sobreancho, como se indica en le figura (4). Si el ancho es mayor, la medición se hará de acuerdo con lo indicado en el párrafo (005-G.04.a) de este capítulo.

b) Solamente se considera volumen de elevación de subrasante, cuando el espesor aumentado sea de treinta (30) centímetros o menor, medido en el centro de línea entre la subrasante existente y la nueva subrasante. Si el espesor es mayor, la medición se hará de acuerdo con lo indicado en el párrafo (005-G.04.a) de este capítulo.

c) Solamente se considera volumen de tendido de taludes al comprendido entre el talud del terraplén existente y el nuevo talud de proyecto, siempre que la distancia entre ambos, medida a la mitad de altura del terraplén en el centro de línea, sea de dos punto cincuenta (2.50) metros o menor, como se indica en la Figura 5. Si la distancia es mayor, la medición se hará de acuerdo con lo indicado en el párrafo (005-G.04.a) de este capítulo.

005-G.06 Para la formación de la parte de los terraplenes y de sus cuñas de sobreancho, que se construyan con material a volteo, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría.

005-G.07 Para la formación de la parte de los terraplenes adicionados con sus cuñas de sobreancho, que se construyan con material no compactable, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría.

005-G.08 Para el mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, en los casos que se indican a continuación, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, de acuerdo con los grados de compactación señalados en el

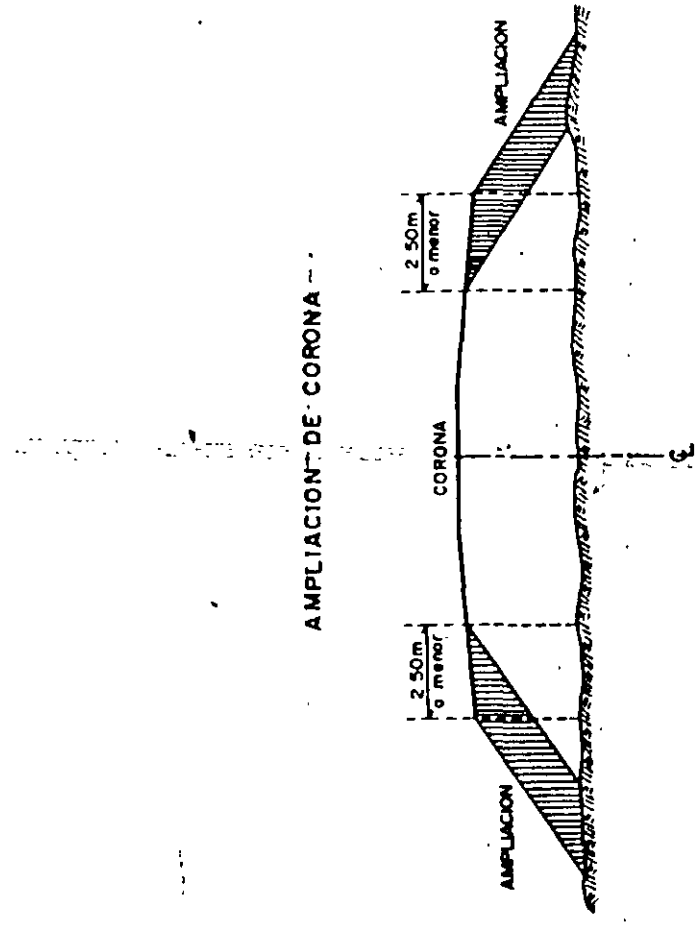


Figura Nº 4

y compacte, de acuerdo con el equipo de compactación que utilice.

005-F.11 Con objeto de lograr que con el equipo de compactación se alcance el grado de compactación fijado en toda la sección del terraplén, lo que no es posible obtener en las orillas, los terraplenes se construirán con una corona más ancha que la teórica del proyecto y con un talud diferente, que se encontrará con el talud teórico del proyecto en la línea de los ceros; se obtendrán así las cuñas laterales de sobreancho, en las cuales la compactación podrá ser menor que la fijada. El proyecto incluirá las dimensiones de las cuñas de sobreancho, las que serán recortadas una vez que se haya terminado la construcción del terraplén, dejando el talud debidamente afinado. El material resultante del recorte de las cuñas de sobreancho, se extenderá uniformemente sobre el talud hasta el pie de los terraplenes, sin obstruir el drenaje.

005-F.12 En los terraplenes que se construyan con material no compactable, al formar las capas, se observará lo que corresponda de lo indicado en el párrafo (005-F.04.b) de este capítulo. Salvo indicación en contrario del proyecto y/o de la Secretaría, en cada capa se hará el acomodo del material mediante dos (2) tránsitos, por cada uno de los puntos que forman la superficie de la capa, de tractor con peso de veinte (20) toneladas, avanzando y retrocediendo la máquina con movimiento ronceado.

005-F.13 Cuando se utilicen materiales no compactables en la construcción de terraplenes, éstos se formarán con dichos materiales hasta una elevación tal, que no queden salientes aisladas a menos de treinta (30) centímetros abajo de la subrasante de proyecto. Los terraplenes se terminarán hasta subrasante, utilizando material adecuado obtenido de los sitios que fije el proyecto y/o los que ordene la Secretaría, colocado y compactado de acuerdo con lo indicado en los incisos

(005-F.04) y (005-F.09) de este capítulo.

005-F.14 En cortes con excavación adicional abajo de la subrasante, ésta se obtendrá construyendo un terraplén de relleno sobre la cama, utilizando para ello material adecuado, obtenido de los sitios que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría, formado y compactado de acuerdo con lo indicado en los incisos (005-F.04) y (005-F.09) de este capítulo.

005-F.15 No deberá iniciarse la construcción de terraplenes antes de terminarse las alcantarillas y muros de sostenimiento ordenados, la construcción de los cuales deberá ir, por lo menos, quinientos (500) metros adelante de las terracerías. El proyecto y/o la Secretaría fijarán una distancia distinta a la indicada en este inciso, en los tramos que la misma considere especiales.

005-F.16 El relleno de las excavaciones para estructuras, muros de sostenimiento y los colchones de protección de las obras de drenaje se ejecutarán previamente a la construcción de terraplenes.

005-F.17 Cuando la construcción de terraplenes en los accesos a los puentes y estructuras de pasos a desnivel, no se lleve hasta los apoyos, la construcción posterior de las cuñas de terraplén contiguas a estos apoyos, incluyendo los derrames cuando proceden, se sujetará a los procedimientos de construcción y de compactación indicados en los incisos (005-F.04) y (005-F.09) de este capítulo. El grado de compactación será el fijado en el proyecto y/o el ordenado por la Secretaría.

005-F.18 Para formar la subrasante, en aquellos cortes en que no se haya ordenado excavación adicional ni relleno, se escarificará la cama y se compactará en el espesor y con el grado de compactación que fije el proyecto y/o el que ordene la Secretaría.

005-F.19 Para recompactar la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, se escarificará y acamellonará por alas la capa superior,

se compactará la superficie descubierta y se procederá a disgregar y eliminar el desperdicio mayor de setenta y seis (76) milímetros (3"), tender y compactar el material acamellonado, todo ello en los espesores y con los grados de compactación que fije el proyecto y/o los que ordene la Secretaría.

005-F.20 Los procedimientos de ejecución para el mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, en la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes; de la capa subrasante sobre terraplenes construidos con material no compactable y de la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, en términos generales, serán los siguientes:

a) Cuando se empleen dos (2) o más materiales, se mezclarán en seco con objeto de obtener un material uniforme.

b) Cuando se empleen motoconformadoras para el mezclado y el tendido, se extenderá parcialmente el material y se procederá a incorporarle agua por medio de riegos y mezclados sucesivos, para alcanzar la humedad que se fije y hasta obtener homogeneidad en granulometría y humedad. A continuación se extenderá en capas sucesivas de materiales sin compactar, cuyo espesor no deberá ser mayor de quince (15) centímetros.

c) Cuando se emplee otro equipo para el mezclado y tendido, tanto el equipo como el procedimiento de construcción deberán ser previamente aprobados por la Secretaría.

d) Cada capa extendida se compactará hasta alcanzar el grado mínimo fijado, sobreponiéndose las capas hasta obtener el espesor y sección fijados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría, la cual podrá ordenar que cualquier capa ya compactada se escarifique superficialmente y se le agregue agua, si es necesario, antes de tender la siguiente capa, a fin de ligarlas debidamente. Podrá efectuarse la compactación en capas de espesores mayores que el indicado en el párrafo b) de este inciso, siempre que se obtenga la compactación fijada en el proyecto y/o ordenada por la Secretaría. Se darán riegos superficiales de agua, durante el tiempo que dure la compactación, únicamente para compensar la pérdida de humedad por evaporación.

e) En las tangentes, la compactación se iniciará de las orillas hacia el centro y en las curvas, de la parte interior de la curva hacia la parte exterior.

005-F.21 Para dar por terminada la construcción de un terraplén, incluyendo su afinamiento, se verificarán el alineamiento, el perfil y la sección en su forma, anchura y acabado, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría dentro de las tolerancias que se indican a continuación:

a) Niveles en subrasante	± 3 cm
b) Ancho de la corona, al nivel de subrasante, del centro línea a la orilla.	+ 10 cm
c) En los taludes o el ancho entre el centro línea y las líneas de los ceros, conservando el plano general de éstos:	
1) En Material A o B	+ 30 cm
2) En Material C	+ 75 cm

grado de compactación fijado y/o el ordenado por la Secretaría.

005-F.04 Siempre que la topografía del terreno lo permita, a juicio de la Secretaría los terraplenes se construirán por capas sensiblemente horizontales en todo el ancho de la sección, de acuerdo con lo indicado en el inciso (005-F.11) de este capítulo y de un espesor aproximadamente uniforme que se ajustará a lo siguiente:

a) En el caso de material compactable, el espesor de las capas sueltas deberá ser tal que se obtenga la compactación fijada y/o la ordenada.

b) En el caso de material no compactable, el espesor de las capas será el mínimo que permite el tamaño mayor del material, salvo lo que en casos especiales fije el proyecto y/o lo que ordene la Secretaría.

005-F.05 En la ampliación de corona de terraplenes existentes y/o en la elevación de subrasante, para obtener una buena liga entre el material que se utilice y el terraplén existente, salvo indicación en contrario del proyecto, en términos generales se procederá como sigue:

a) Se despalmará el sitio del desplante de los terraplenes, de acuerdo con lo indicado en el inciso (005-F.02) de este capítulo, recortando el primer escalón de liga al pie del talud del terraplén.

b) Se rebajará horizontalmente la parte superior del terraplén en todo el ancho de la sección, hasta el nivel fijado en el proyecto. El rebaje se efectuará por capas del espesor que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría.

c) El material producto del rebaje de cada capa se colocará y extenderá al pie del terra

plén a partir del desplante de la ampliación, recortando simultáneamente el escalón de liga correspondiente, cuyo peralte será igual al espesor de la capa que se está formando.

d) Se compactará el material de la capa extendida, al grado indicado en el proyecto y ordenado por la Secretaría y de acuerdo con lo fijado en el inciso (005-F.09) de este capítulo.

e) Se continuará rebajando el terraplén por capas sucesivas. El material resultante se irá vaciando, extendiendo y compactando también por capas sucesivas, para seguir formando el terraplén de ampliación, teniendo en cuenta lo indicado en los párrafos b), c) y d) anteriores, hasta alcanzar el nivel del terraplén que se viene rebajando.

f) Se continuará formando el terraplén, con el material que fije el proyecto y/o el que ordene la Secretaría, procediendo de acuerdo con lo que corresponda de lo fijado en los incisos (005-F.04), (005-F.09) y (005-F.11) de este capítulo, hasta su terminación.

g) Salvo lo que indique el proyecto y/o que ordene la Secretaría, no se formarán escalones cuando el terraplén que se modifica esté construido con material no compactable.

005-F.06 En el tendido de taludes de terraplenes existentes en los que no se vaya a modificar el ancho de la corona, para obtener una buena liga entre el material que se utilice y el terraplén existente, salvo indicación en contrario del proyecto y/o de la Secretaría, en términos generales se procederá como sigue:

a) Se despalmará el sitio del desplante de los terraplenes, de acuerdo con lo indicado en

el inciso (005-F.02) de este capítulo, recortando el primer escalón de liga al pie del talud del terraplén.

b) El material para el tendido, obtenido del sitio que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría, se colocará por capas y al extenderlo para formarlas se harán recortes o escalones en el talud del terraplén existente, cuyo peralte será aproximadamente igual al espesor de la capa suelta que se está formando.

c) Las capas así formadas se compactarán al grado fijado en el proyecto y/o el ordenado por la Secretaría, de acuerdo con lo indicado en el inciso (005-F.09) de este capítulo, en lo que corresponda.

d) Salvo lo que indique el proyecto y/o que ordene la Secretaría, no se formarán escalones cuando el terraplén que se modifica esté construido con material no compactable.

005-F.07 Cuando en las ampliaciones de corona y/o tendido de taludes de terraplenes existentes se emplee material no compactable, su formación se hará a volteo, excavando previamente escalones en los taludes del terraplén, salvo cuando éste se encuentre formado con material no compactable.

005-F.08 Cuando la topografía del terreno sea tal que presente lugares inaccesibles al equipo de construcción, tales como depresiones profundas y angostas o laderas muy pronunciadas, donde no sea posible la construcción por capas compactadas o acomodadas en toda la altura del terraplén, se rellenarán a volteo esos lugares inaccesibles hasta la mínima altura necesaria, a juicio de la Secretaría, para formar una plantilla constituida por la corona del terraplén parcialmente formado, en la que se pueda operar el equipo, prosiguiendo la construcción por capas compactadas de ese nivel en adelante, como se indica en los incisos (005-F.04) y (005-F.09) de este capítulo.

005-F.09 La compactación de terraplenes se hará observando lo siguiente:

a) Se ejecutará uniformemente en todo el ancho de la sección, según los grados de compactación que fije el proyecto.

b) Se dará al material uniformemente la humedad conveniente. Se aplicará el agua en el lugar de la excavación o en el terraplén mismo, según lo ordene la Secretaría. El contratista determinará el sitio de aplicación del agua, cuando el pago se haga por unidad de obra terminada.

c) Cuando el material de los terraplenes contenga mayor grado de humedad que el óptimo, antes de iniciar la compactación, se eliminará el agua excedente. La Secretaría aprobará previamente el procedimiento para eliminar el agua excedente. No se requiere la aprobación anterior cuando el pago se haga por unidad de obra terminada.

d) Si lo ordena la Secretaría, efectuada la compactación de una capa de material, su superficie se escarificará y se agregará agua si es necesario, antes de tender la siguiente capa, a fin de ligarlas debidamente.

005-F.10 La capa subrasante deberá tener como mínimo treinta (30) centímetros de espesor, formándose con una o con varias capas de material seleccionado, del espesor parcial que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría, las cuales se compactarán de acuerdo con lo indicado en los incisos (005-F.09) y (005-F.11) de este capítulo, en lo que corresponda. Cuando el pago se haga por unidad de obra terminada, el contratista podrá determinar el espesor de las capas parciales que tienda

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes y/o en taludes de terraplenes existentes.	3.01	01.003		F	G	H
Materiales de cortes empleados en la formación de terraplén.	3.01 y 4.01	01.0034	D			
		01.002	C			
Material de préstamos para la formación de terraplenes.	3.01 y 4.01	01.004	C			
		01.002	C			
Acarreos de materiales producto de cortes y/o de préstamos.	3.01	01.008		F	G	H
Acarreos de materiales producto de despalme para el desplante de terraplenes.	3.01	01.008		F	G	H
Acarreos de agua para compactación.	3.01	01.008		F	G	H

005-D MATERIALES

005-D.01 Los materiales que se empleen en la construcción de terraplenes serán aquellos que provengan de cortes y/o de préstamos y que sean adecuados, a juicio de la Secretaría.

005-D.02 Para fines de la formación de terraplenes, los materiales que se empleen en la construcción de los mismos se clasificarán de la siguiente manera:

a) Material compactable

b) Material no compactable

005-D.03 Materiales compactables son los siguientes:

a) Los suelos, a que se refiere el cuadro del inciso (01.01.002-C.01) del Libro 4.

b) Los fragmentos de rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, arenisca blandas y tepetates a que se refiere el cuadro del inciso (01.01.002-C.01) del Libro 4 los cuales, en caso de duda, se someterán a la prueba que se detalla a continuación y que, como resultado de ella, cumplan con los requisitos de porcentaje y tamaño de material retenido, fijado en los subpárrafos. 5) y 6) de este párrafo:

1) Se tenderá una capa, del espesor que permita el tamaño máximo del material pero no menor de treinta (30) centímetros, en todo el ancho del terraplén y en veinte (20) metros de longitud.

2) Se regará agua sobre la capa, en cantidad aproximada a cien (100) litros por metro cúbico de material.

3) Se someterá la capa regada al tránsito de un tractor de orugas con garra y peso de veinte (20) toneladas, pasando tres (3) veces por cada uno de los puntos que forman la superficie.

4) Se harán sondeos a cielo abierto en los veinte (20) centímetros superiores de la capa, con volumen aproximado de medio (0.5) metro cúbico en cada sondeo.

5) El material producto de los sondeos deberá tener como máximo, un veinte por ciento (20%) en volumen, de material retenido en la malla de setenta y seis (76) milímetros (3").

6) El material retenido deberá contener como

máximo, al cinco por ciento (5%) del volumen total, de fragmentos de roca mayores de quince (15) centímetros (6")

7) Se tomará el promedio de los resultados en tres (3) sondeos efectuados en distintos lugares, fijados por la Secretaría, de acuerdo con la distribución indicada en la figura (3).

005-D.04 Materiales no compactables son los fragmentos de roca provenientes de muntos sanos, tales como: basaltos, conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos, andesitas y otras y los que excedan los requisitos de porcentajes y tamaño de material retenido, fijados en los subpárrafos (005-D.03.b.5) y (005-D.03.b.6) de este capítulo. Solamente en caso de duda se someterán a la prueba indicada en el párrafo b) antes citado.

005-F EJECUCION

005-F.01 El equipo de construcción, incluyendo el necesario para la compactación y disgregación en su caso, deberá ser previamente autorizado por la Secretaría. No se requiere la autorización anterior cuando los trabajos se paguen por unidad de obra terminada.

005-F.02 Se despalmará el sitio del desplante de los terraplenes, desalojando la capa superficial del terreno natural, cuando lo indique el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, para eliminar el material que se considere inadecuado. El despalme se ejecutará solamente en material A. El material producto del despalme, se colocará en el lugar que indique la Secretaría.

005-F.03 Cuando lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, antes de iniciar la construcción de los terraplenes, se rellenarán los huecos motivados por el desenraice, se escarificará y se compactará el terreno natural o el despalmado, en el área de desplante y en el espesor ordenado, de acuerdo con lo que corresponda del inciso (005-F.09) de este capítulo, hasta alcanzar el

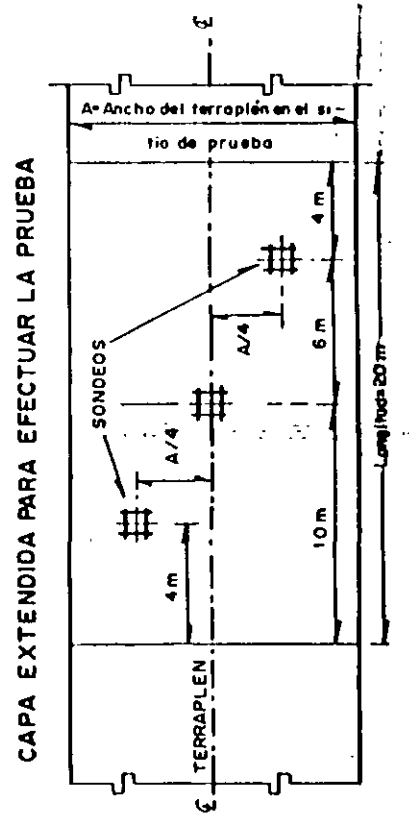


Figura Nº 3

004-H 02 Los volúmenes de préstamos laterales, según sus ubicaciones dentro de las fajas fijadas en el proyecto, se pagarán a los precios fijados en el contrato para cada faja y para el metro cúbico de los materiales A, B y C. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y carga del material; acarreo efectuado; descarga del material para la formación de terraplenes a cualquier altura; y los tiempos de los vehículos empleados en su transporte durante las cargas y las descargas.

004-H.03 Los volúmenes de préstamos de banco se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico de los materiales A, B y C. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción, carga y descarga del material para la formación de terraplenes a cualquier altura.

004-H 04 Los volúmenes de préstamos laterales, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material según sus ubicaciones dentro de las fajas fijadas en el proyecto, se pagarán a los precios fijados en el contrato para cada faja y para el metro cúbico. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: desmonte y despalme del sitio del préstamo; carga, acarreo fuera de la zona de trabajo o al sitio que en su caso fijen el proyecto y/o la Secretaría, descarga y depósito del material de despalme; extracción, remoción y carga del material del préstamo; acarreo efectuado; descarga del material para la formación de terraplenes a cualquier altura; y los tiempos de los vehículos empleados en los transportes durante las cargas y las descargas.

004-H.05 Los volúmenes de préstamos de banco, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material, se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: desmonte y despalme del sitio de préstamo; carga, acarreo fuera de la zona de trabajo o al sitio que en su caso fije el proyecto, descarga y depósito del

material de despalme; extracción, remoción y carga del material del préstamo; y descarga del material para la formación de terraplenes a cualquier altura.

CAPITULO 3.01.01.005

TERRAPLENES

005-B DEFINICION

005-B.01 Estructuras ejecutadas con material adecuado producto de cortes o de préstamos, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría. Se consideran también como tales, las cuñas contiguas a los estribos de puentes y de pasos a desnivel; la ampliación de la corona, el tendido de los taludes y la elevación de la subrasante, en terraplenes existentes; y el relleno de excavaciones adicionales abajo de la sub-rasante, en cortes.

005-C REFERENCIAS

005-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en terraplenes y que son tratados en otros capítulos de estas Normas; conceptos que deberán sujetarse en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo al desplante del terraplén	3.01	01.002		F	G	H
Despalme para el desplante de terraplenes	3.01	01.003		F	G	H
Escalones para ligar los terraplenes al terreno natural	3.01	01.003	D	F	G	H

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Canales para drenar préstamos	3.01	01.007		F	G	H
Acarreos de materiales - producto de préstamos y de despalmes	3 01	01 008		F	G	H

004-F EJECUCION

004-F.01 Se despalmará el sitio de los préstamos cuando así lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, desalojando la capa superficial del terreno natural que por sus características no sea adecuada para la construcción de los terraplenes. Los despalmes se ejecutarán solamente en Material A. En la ejecución de los despalmes, salvo cuando los préstamos se paguen por unidad de obra terminada, se observará lo siguiente:

a) Se iniciarán después de que la Secretaría haya efectuado el seccionamiento de la superficie probable de ataque.

b) El contratista será responsable de que durante su ejecución no se alteren ni modifiquen las referencias y bancos de nivel del seccionamiento.

c) Una vez despalmados los préstamos, se seccionarán nuevamente antes de ser atacados, dejando las referencias y bancos de nivel a distancias tales del lugar de ataque y de trabajo, para que no vayan a ser destruidas o alteradas.

004-F.02 El material producto de los despalmes se colocará en el lugar que indique la Secretaría.

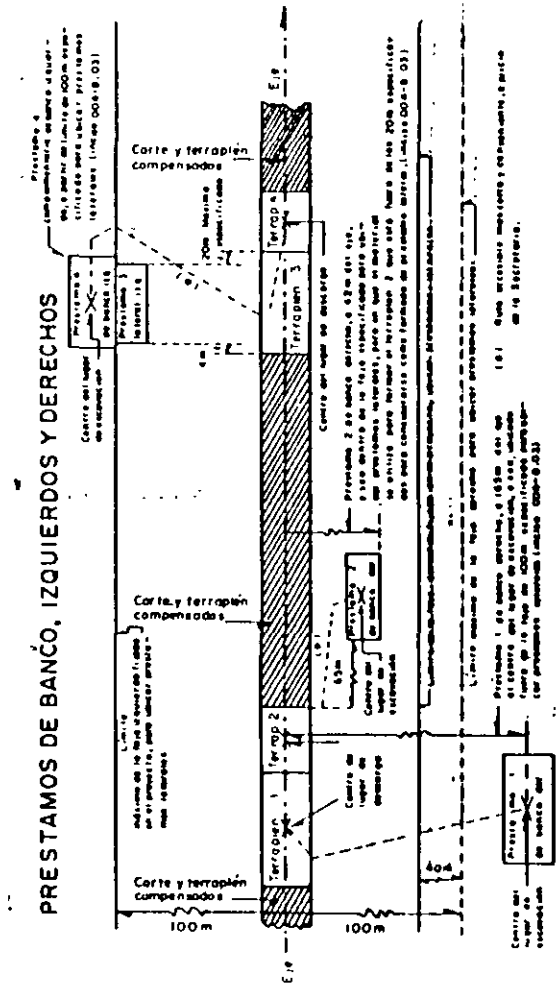


Figura Nº 2

004-F.03 El equipo de construcción deberá ser previamente autorizado por la Secretaría. Cuando los préstamos se paguen por unidad de obra terminada, no se requiere la autorización anterior.

004-F.04 La ubicación y las dimensiones de los préstamos serán fijadas en cada caso en el proyecto y/o por la Secretaría; o podrán ser propuestas por el contratista y aprobadas, en su caso, por la Secretaría.

004-F.05 Los préstamos se excavarán únicamente hasta la profundidad fijada en el proyecto y/o la ordenada por la Secretaría, en la forma más regular posible, en seco, es decir, sin tirante de agua, a fin de facilitar su medición. El contratista no iniciará la excavación de ningún préstamo hasta que éste haya sido trazado y seccionado por la Secretaría y cuente con la autorización de ésta. Cuando el pago se haga por unidad de obra terminada, no será necesaria la autorización anterior.

004-F.06 En los tramos de terracerías compensadas según el proyecto, solamente se harán préstamos de ajuste cuando se haya utilizado totalmente el material aprovechable de los cortes. La Secretaría fijará préstamos de ajuste sin cumplir con lo indicado en este inciso, en los casos que considere especiales.

004-F.07 En los préstamos cercanos a las terracerías se dejará una berma o banqueta, entre la línea de ceros del terraplén y la orilla contigua de la excavación para el préstamo, del ancho fijado en el proyecto y/o el ordenado por la Secretaría, que en general será mayor de tres (3) metros.

004-F.08 Las excavaciones para préstamos deberán quedar debidamente drenadas, de acuerdo con lo ordenado por la Secretaría, salvo que ésta indique lo contrario.

004-F.09 El contratista será responsable de que, durante la excavación para obtener los materiales de préstamo, no se destruyan o alteren las referencias y bancos de nivel del seccionamiento.

004-G MEDICION

004-G.01 Los conceptos de obra a que se refiere este capítulo se medirán tomando como unidad el metro cúbico. En ningún caso se considerará abundamiento. El resultado se redondeará a la unidad.

004-G.02 Los volúmenes producto del despalme se medirán empleando el método del promedio de áreas extremas.

004-G.03 Los volúmenes de préstamo se medirán seccionando las excavaciones a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere y calculando por el método del promedio de áreas extremas. Se determinarán los volúmenes correspondientes a cada uno de los materiales A, B y C.

004-G.04 No se medirán los volúmenes de préstamos de ajuste que sean necesarios para reponer material faltante, cuando se excedan las dimensiones y tolerancias fijadas en el proyecto, para la construcción de los terraplenes formados con material proveniente de cortes.

004-G.05 No se medirán los volúmenes de préstamos que se hayan excavado en exceso, por haberse sobrepasado las dimensiones y tolerancias fijadas en el proyecto para la construcción de los terraplenes.

004-G.06 Para los volúmenes de préstamos, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material, se considerará el volumen por prestar que indique el proyecto del terraplén, haciendo las modificaciones por cambios autorizados por la Secretaría. El resultado se considerará redondeado a la unidad.

004-H BASE DE PAGO

004-H.01 El despalme de préstamos se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico de Material A. Este precio unitario incluye lo que corresponda por extracción, remoción y carga del material, acarreo libre; y depósito del material en los sitios que fije el proyecto y/o los que ordene la Secretaría.

ga del material excavado; acarreo libre; descarga del material para la formación de terraplenes; y afinamiento de los cortes.

b) Cuando el material excavado deba ser desperdiciado, estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y carga del material excavado; acarreo libre; descarga y depósito del material en los sitios que indique la Secretaría; y afinamiento de los cortes.

CAPITULO 3.01.01.004

PRESTAMOS

004-B DEFINICION

004-B.01 Excavaciones ejecutadas en los lugares fijados en el proyecto y/o por la Secretaría, a fin de obtener los materiales para formar los terraplenes no compensados. Pueden ser:

a) Laterales

b) De banco

004-B.02 Préstamos laterales son los ejecutados dentro de fajas ubicadas fuera de los ceros, en uno o en ambos lados del eje de las terracerías. Con anchos determinados en el proyecto, cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de aquellos terraplenes situados lateralmente a dichos préstamos, pudiendo sobresalir los extremos de unos u otros; en cada caso, hasta veinte (20) metros. Los anchos de las fajas siempre se medirán a partir del eje de las terracerías. Para cada tramo, cada faja con su ancho previamente fijado, no deberá dividirse en fajas de ancho menor, para fines de medición. El acarreo es libre, por lo cual no se medirá. El ancho de cada faja, segun se indica en la Figura (1), podrá ser hasta de:

a) Veinte (20) metros, o

b) Cuarenta (40) metros, o

c) Sesenta (60) metros, o

d) Ochenta (80) metros, o

e) Cien (100) metros, como máximo

004-B.03 Préstamos de banco son los ejecutados fuera de la faja de cien (100) metros de ancho, señalada en el párrafo (004-B.02.e) de este capítulo, según se indica en la figura (2). También se considerarán como préstamos -

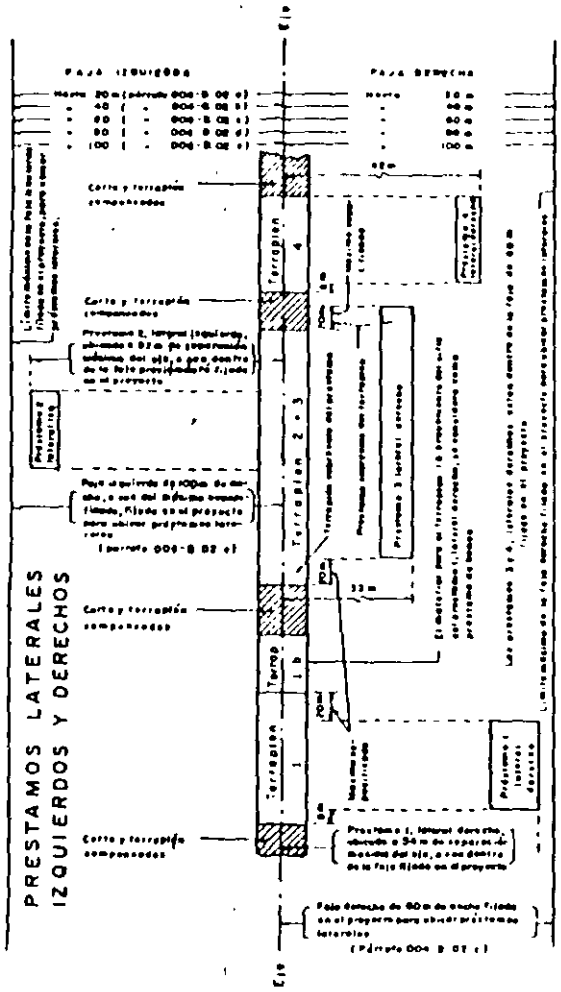


Fig. Nº 1

de banco, las excavaciones ejecutadas dentro de las fajas fijadas para préstamos laterales, cuyos materiales se empleen en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos, tomando en cuenta la tolerancia de veinte (20) metros fijada en el mismo inciso (004-B.02) según se indica en la misma figura (2).

004-C REFERENCIAS

004-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en préstamos y que son tratados en otros capítulos de estas Normas, conceptos que deberán sujetarse en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICIÓN	BASE DE PAGO
Desmonte previo a la excavación de préstamos	3.01	01.002		F	G	H
Clasificación de los despalmes	3.01	01.003	D			
Requisitos para materiales de préstamos	4.01	01.002	C			
Clasificación de los materiales de préstamo	3.01	01.003	D			
Formación de terraplenes	3.01	01.005		F	G	H
Formación de cuñas de sobre ancho	3.01	01.005		F		

iniciados o terminados, solamente se medirán como excavaciones abajo de la subrasante o - rebaje de terraplenes, los volúmenes excavados si la distancia vertical entre la subrasante del nuevo proyecto y la actual de la - construcción, medida en el nuevo eje de la - obra sea menor de veinte (20) centímetros, - en materiales con clasificación igual o menor que cero cien cero (0-100-0), o de uno - punto veinte (1.20) metros si se trata de materiales con clasificación mayor.

d) No se medirán como ampliación y/o abatimiento de taludes, como excavaciones abajo de la subrasante o como rebaje de terraplenes, aquellos volúmenes ya previstos en el proyecto, antes de haber iniciado las excavaciones, cualesquiera que sean el espesor del corte y la forma de la sección. Tampoco se considerarán como tales, los volúmenes provenientes de la construcción o la modificación de escalones o la extracción de derrumbes.

e) Cuando en una misma sección, la modificación a un corte en proceso de construcción o ya - existente, implique que éste deba ampliarse lateralmente y profundizarse hasta la nueva sección de proyecto, se dividirán las áreas mediante una horizontal que parta del piso - actual del corte en construcción o del fondo de la cuneta del corte ya existente, respectivamente, y sólo se medirán como ampliación y/o abatimiento de taludes de acuerdo con - los párrafos (003-G.05.a) y (003-G.05.b), de este capítulo, los volúmenes correspondientes a la modificación lateral hasta dicha horizontal. Los volúmenes correspondientes a profundizar el corte a partir de esa horizontal se medirán como excavaciones en corte o

como modificación de subrasante, tomando en cuenta lo indicado en el párrafo c) de este inciso.

003-G.06 Para efectos de medición, los materiales de - cortes, escalones, ampliación y/o abatimiento de taludes de cortes, y rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, se clasificarán en la propia excavación, por estaciones.

003-G.07 Para fines de estimación mensual de trabajos - podrá hacerse apreciación parcial del avance en la excavación del volumen de una estación, solamente cuando éste sea mayor de cuatrocientos (400) metros cúbicos.

003-G.08 Cuando se midan avances parciales en una excavación, se clasificará el volumen correspondiente a cada avance parcial, según los materiales encontrados. En caso de que al medir el volumen correspondiente al siguiente avance parcial, se encontrara que los materiales que lo componen son de diferente clasificación que los anteriores, se asignará a éste último volumen la clasificación que le corresponda, independientemente de las otorgadas a los volúmenes ya estimados. Cuando a la terminación de una excavación que se haya estimado mensualmente con la clasificación correspondiente a lo ejecutado en - cada mes, se observe que las clasificaciones parciales - mensuales no correspondan a la realidad, se hará el ajuste que se requiera.

003-G.09 Los derrumbes ocasionados por causas ajenas al contratista deberán clasificarse y medirse directamente en el material derrumbado. La cubicación del derrumbe - se hará mediante seccionamiento y siguiendo el método de áreas extremas.

003-G.10 En tanto no se ejecuten el afinamiento y machaceo de los taludes, de un corte o de una ampliación y/o abatimiento de taludes, no se medirá un veinte por ciento (20%) del volumen total, que constituirá una retención - para garantizar la correcta terminación de las obras. La medición del volumen retenido se hará cuando se hayan

terminado satisfactoriamente el afinamiento y macice, a juicio de la Secretaría.

003-G.11 En tanto no se hayan terminado las contracunetas correspondientes a un corte o a una ampliación y/o abatimiento de taludes, cumpliendo con lo indicado en el inciso (003-F.04) de este capítulo, no se medirá un diez por ciento (10%) del volumen total, que constituirá una retención para garantizar la correcta terminación de las obras. La medición del volumen retenido se hará cuando se hayan terminado satisfactoriamente las contracunetas, a juicio de la Secretaría.

003-G.12 No se medirán los volúmenes excedentes a los de proyecto, que provengan de las tolerancias de ejecución especificadas en este capítulo.

003-G.13 No se medirán los derrumbes ni la remoción de los materiales inestables, cuando ambas situaciones sean provocadas por causas imputables al contratista.

003-G.14 Los volúmenes de cortes y sus despalmes, los adicionales excavados abajo de la subrasante, los de ampliación y/o abatimiento de taludes, los de rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, los de despalmes para desplantes de terraplenes y los de escalones, por unidad de obra terminada, se medirán tomando como unidad el metro cúbico, sin clasificar el material, además, se tomará en cuenta lo que corresponda de lo indicado en los incisos (003-G.02), (003-G.03), (003-G.04), (003-G.05), (003-G.07), (003-G.10), (003-G.11), (003-G.12) y (003-G.13), de este capítulo. El resultado se considerará redondeado a la unidad.

003-H BASE DE PAGO

003-H.01 El despalme de cortes y/o el despalme para desplante de terraplenes se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico del Material A. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción; remoción; acarreo libre y depósito del material de desperdicio en los sitios que fije el proyecto

y/o que ordene la Secretaría.

003-H.02 Los volúmenes de cortes, los adicionales excavados abajo de la subrasante, los de ampliación y/o abatimiento de taludes, los resultantes de rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, los de escalones y los de extracción de derrumbes, se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico de los materiales A, B y C. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y carga del material; acarreo libre; descarga del material para la formación de terraplenes; descarga y depósito del material de desperdicio en los sitios que indique la Secretaría y afinamiento de los cortes.

003-H.03 Los volúmenes de despalmes de cortes, los de despalmes para desplante de terraplenes y los de excavación de escalones, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material, se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y carga del material excavado; acarreo libre; descarga y depósito del material en los sitios que indique la Secretaría.

003-H.04 Los volúmenes de cortes, los adicionales excavados abajo de la subrasante, los de ampliación de cortes y/o abatimiento de taludes y los resultantes de rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material, se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico según sea el caso de que se trate, como sigue:

a) Cuando el material excavado se emplee en la formación de terraplenes, o en la ampliación de la corona, elevación de la subrasante y tendido de taludes de terraplenes ya existentes, estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y car-

a los cortes ni a los terraplenes; las contracunetas, - cuando las indique el proyecto y/o las ordene la Secretaría, deberán hacerse simultáneamente con los cortes. - Iguales disposiciones se observarán cuando se trate de trabajos resultantes de la modificación de cortes, en una terracería existente.

003-F.04 Los materiales obtenidos de los cortes se emplearán en la formación de terraplenes o se desperdiciarán, como lo indique el proyecto y/o lo ordene la Secretaría.

003-F.05 Todas las piedras flojas y material suelto de los taludes, serán removidos.

003-F.06 Al hacer los cortes, particularmente cuando se empleen explosivos, se evitará hasta donde sea posible aflojar el material en los taludes más allá de la superficie teórica fijada en el proyecto y/o ordenada por la Secretaría. En caso de no ser así o de que existan defectos de construcción, todo el material que se derrumbe o se encuentre inestable en los taludes será removido y reparada la obra como lo ordene la Secretaría.

003-F.07 En los cortes en Material C y cuando lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría en los que realicen en Materiales A y/o B, la excavación se hará hasta una profundidad de treinta (30) centímetros abajo de la subrasante de proyecto, para formar la cama, no debiendo quedar salientes de roca de más de quince (15) centímetros; en casos especiales, la Secretaría podrá aumentar y/o disminuir la profundidad de la sobreexcavación.

003-F.08 Antes de iniciar los cortes en los tramos de terracerías compensadas, la construcción de alcantarillas y/o muros de sostenimiento siempre deberá haberse terminado dentro de los quinientos (500) metros continuos adelante de cada frente de ataque. La Secretaría - fijará la longitud que juzgue necesaria, para casos que considere especiales.

003-F.09 En los tramos de terracerías compensadas, an-

tes de efectuar préstamos de ajuste, deberán vaciarse totalmente los cortes, utilizando todo el material aprovechable en la formación de terraplenes. La Secretaría fijará los tramos que se excluyan de lo indicado en este inciso, para casos que considere especiales.

003-F.10 En laderas cuya pendiente transversal sea igual o mayor de veinticinco por ciento (25%), para obtener una buena liga entre los terraplenes y el terreno natural y con el fin de evitar deslizamientos, se construirán escalones dentro del área donde se apoyen los terraplenes, de acuerdo con lo indicado en el proyecto y/o lo que ordene la Secretaría. Los escalones tendrán una - plantilla de dos punto cincuenta (2.50) metros cuando se excaven en Materiales A o B; cuando se excaven en material C, el proyecto y/o la Secretaría indicarán en cada caso la dimensión de la plantilla.

003-F.11 El despalme del sitio de los cortes y de las áreas de desplante de los terraplenes se ejecutará, cuando sea necesario, en los tramos de terracerías compensadas, antes de iniciar la construcción de los mismos, removiendo los materiales inadecuados hasta la profundidad fijada; el despalme deberá haberse terminado dentro de - los quinientos (500) metros contiguos adelante de cada frente de ataque de las terracerías. El material producto del despalme se colocará en el lugar que indique la Secretaría. El despalme se ejecutará solamente en Material A.

003-F.12 Todos los derrumbes serán removidos por el contratista en la forma y momento que ordene la Secretaría, macizando los taludes.

003-F.13 Para dar por terminado un corte, se verificarán el alineamiento, el perfil y la sección en su forma, anchura y acabado de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría, dentro de las tolerancias que se indican a continuación:

a) Niveles en la subrasante + 3 cm

b) Ancho de la excavación, al nivel de la capa subrasante, del centro de línea a la orilla. + 10 cm

c) Salientes aisladas, con respecto a la superficie teórica del talud:

1) En Material A o B 10 cm

2) En Material C 50 cm

003-F.14 Cuando se haya ordenado excavación adicional abajo de la subrasante, los espesores excavados se comprobarán mediante nivelaciones, tomando en cuenta lo siguiente:

a) Se nivelará la cama de los cortes utilizando nivel fijo y comprobando la nivelación. Para cada sección transversal, que deberá estar a una distancia máxima de veinte (20) metros, una de otra, se tomarán los puntos a que se refiere el capítulo (01.03.075) de este libro.

b) A partir de las cotas de las secciones de la cama de los cortes y de las de la subrasante del proyecto, en todos los puntos antes indicados, se obtendrán los espesores de la excavación adicional. Estos espesores deberán ser, como mínimo, iguales al fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

003-G MEDICION

003-G.01 Los conceptos de obra a que se refiere este capítulo se medirán tomando como unidad el metro cúbico. En ningún caso se considerará abundamiento. El resultado se redondeará a la unidad.

003-G.02 Para los volúmenes producto del despalme de cortes y del despalme para desplante de terraplenes se considerarán los volúmenes que indique el proyecto, haciendo las modificaciones por cambios autorizados por la Secretaría.

003-G.03 Para los volúmenes de cortes, los adicionales excavados abajo de la subrasante, los de ampliación y/o abatimiento de taludes de cortes y los de rebajes en la corona de cortes y/o de terraplenes existentes se considerarán los que indique el proyecto, haciendo las modificaciones por cambios autorizados por la Secretaría. Se determinarán los volúmenes correspondientes a cada uno de los materiales A, B y C.

003-G.04 Los volúmenes de los escalones excavados en laderas se cubicarán en la excavación misma, por medio de seccionamiento y siguiendo el método del promedio de áreas extremas.

003-G.05 Para la ampliación y/o abatimiento de taludes de cortes y las modificaciones de subrasante, profundizando un corte o rebajando un terraplén, se tomará en cuenta lo siguiente:

a) Cuando se amplíe lateralmente un corte ya vaciado hasta el talud de proyecto en una obra en proceso o en cortes ya existentes de una obra atacada con anterioridad, solamente se medirán como ampliación los volúmenes excavados cuando la distancia entre el talud actual del corte y el del nuevo proyecto, medida horizontalmente a la altura del piso de la obra en proceso o de la cama del corte existente, sea igual o menor de tres (3) metros.

b) Cuando se abatan los taludes de un corte ya vaciado hasta los taludes de proyecto en una obra en proceso o de cortes ya existentes en una obra atacada con anterioridad, siempre se medirán como abatimiento los volúmenes resultantes, cualesquiera que sean las dimensiones del mismo.

c) Cuando se modifique la subrasante profundizando un corte o rebajando un terraplén ya

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Formación de cuñas de sobre ancho	3.01	01.005		F		
Compactación de terraplenes de relleno, en cortes con excavación adicional.	3 01	01.005		F	G	H
Acarreos de materiales producto de cortes.	3.01	01 008		F	G	H

003-D MATERIALES

003-D.01 Los materiales de cortes, de acuerdo con la dificultad que presenten para su extracción y carga, se clasificarán tomando como base los tres (3) tipos siguientes:

Material A

Material B

Material C

003-D.02 Material A es el blando o suelto, que puede ser eficientemente excavado con motoescrepa de noventa (90) a ciento diez (110) caballos de potencia sin auxilio de arados o tractores empujadores, aunque ambos se utilicen para obtener mayores rendimientos. Además, se consideran como Material A, los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de siete punto seis (7.6) centímetros (3"). Los materiales más comúnmente clasificables como Material A, son los suelos agrícolas, los limos y las arenas.

003-D.03 Material B es el que, por la dificultad de extracción y carga, sólo puede ser excavado eficientemente por tractor de orugas con cuchilla de inclinación variable, de ciento cuarenta (140) a ciento sesenta (160) caballos de potencia, sin el uso de arado o explosivos, aunque por conveniencia se utilicen éstos para aumentar el rendimiento. Además, se consideran como Material B, las piedras sueltas menores de setenta y cinco (75) centímetros y mayores de siete punto seis (7.6) centímetros (3"). Los materiales más comúnmente clasificables como Material B, son las rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates.

003-D.04 Material C es el que, por su dificultad de extracción, sólo puede ser excavado mediante el empleo de explosivos; además, también se consideran como Material C, las piedras sueltas con una dimensión mayor de setenta y cinco (75) centímetros. Entre los materiales clasificables como Material C, se encuentran las rocas basálticas, las areniscas y conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos y andesitas sanas.

003-D.05 A los materiales que presentan mayor dificultad de extracción que los descritos como Material A, pero menor que los descritos como Material B y a los que presentan mayor dificultad de extracción que los descritos como Material B, pero menor que los descritos como Material C, se les fijará una clasificación intermedia, de acuerdo con la dificultad que hayan presentado para su extracción y carga asignando porcentajes de Material A y B o B y C respectivamente, en proporción con las características medias del material de que se trate.

003-D.06 En la clasificación de materiales se observarán las siguientes disposiciones:

a) Para clasificar un material se tomará en cuenta la dificultad que haya presentado para su extracción y carga, asimilándolo al que corresponda de los Materiales A, B o C. Siempre se mencionarán los tres (3) tipos de material, para determinar claramente de cuál se trata; así por ejemplo, un suelo poco o nada cementado, con partículas menores

de siete punto cinco (7.5) centímetros, se clasificará 100-0-0, correspondiendo la primera cifra al Material A y los ceros a los Materiales B y C. Para un material que presente mayor dificultad de extracción que el Material A, pero menor que el Material B, deberá apreciarse la clasificación intermedia que le corresponda, asignándole el porcentaje de Materiales A y B de acuerdo con su menor o mayor dificultad de extracción y carga; así por ejemplo, un material precisamente intermedio se clasificará 50-50-0. Un material que en condiciones semejantes se encontrara entre los materiales B y C, se clasificará 0-50-50.

b) Si el corte por clasificar está compuesto por materiales de diferente grado de dificultad para su extracción cuando muestren separación definida, cada material se clasificará por separado, tomando en cuenta los volúmenes parciales; posteriormente se computará la clasificación general resultante para el volumen total, considerando siempre los tres (3) tipos de Material A, B y C. Así, por ejemplo, una capa de Material A que corresponde a una clasificación 100-0-0, con volumen equivalente al treinta por ciento (30%) del total, colocada sobre un material que represente una clasificación en el promedio entre B y C, o sea 0-50-50, el volumen total se clasificará 30-35-35. Si en el mismo caso, el material inferior es C, o sea 0-0-100, la clasificación general resultante será 30-0-70 y si es B, o sea 0-100-0, se clasificará el volumen total 30-70-0.

c) Cuando no sea posible hacer la clasificación separada de cada uno de los materiales encontrados, se fijará a todo el volumen del corte una clasificación representativa de la dificultad de extracción y carga, considerando siempre los tres (3) materiales A, B y C, aun cuando para alguno de ellos corresponda cero (0).

003-D.07 Cuando el corte por clasificar esté formado por Material C, alternado en capas o con bolsas de otros de menor clasificación en proporción tal que el Material C constituya por lo menos el setenta y cinco por ciento (75%) del volumen total, el conjunto se considerará como Material C. En aquellos casos en que la disposición de los materiales y el espesor de sus capas sea tal que permita atacarlos con eficiencia aisladamente, los distintos volúmenes se clasificarán por separado; aun cuando el volumen del Material C sea igual o mayor que el setenta y cinco por ciento (75%) del volumen total del corte por clasificar.

003-F EJECUCION

003-F.01 El equipo de construcción deberá ser previamente autorizado por la Secretaría. Cuando los cortes se paguen por unidad de obra terminada, no se requiere la autorización mencionada.

003-F.02 Sólo cuando lo indique el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, se despalmará el sitio de los cortes y/o el área de desplante de los terraplenes desalojando la capa superficial del terreno natural para eliminar el material que se considere inadecuado para la construcción de las terracerías. Los despalmes se ejecutarán solamente en Material A. El material producto del despalme se colocará en el lugar que indique la Secretaría.

003-F.03 Las excavaciones en los cortes se ejecutarán de manera que permitan el drenaje natural del corte. Cuando lo indique el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, las cunetas se construirán con la oportunidad necesaria y en tal forma que su desagüe no cause perjuicio

para no dañarlos y únicamente se cortarán las ramas que queden a menos de ocho (8) metros sobre la corona de la carretera, procurando conservar la simetría y buena apariencia del árbol.

002-F.12 Los daños y perjuicios a propiedad ajena, ocasionados por trabajos de desmonte ejecutados indebidamente, dentro o fuera del derecho de vía, serán de la responsabilidad del contratista.

002-F.13 Cuando exista material aprovechable producto del desmonte, tal como postes y arbustos, la Secretaría gestionará de las autoridades competentes, que dicho material quede en beneficio del propietario afectado, reconociendo la Secretaría que esos materiales, cuando no exista propietario, pasen a poder de la Dependencia del Ejecutivo que le corresponda atender este aspecto, según las disposiciones legales en vigor. Si la Secretaría necesitase la madera para la obra, hará las gestiones que se requieran.

002-G MEDICION

002-G.01 El desmonte se medirá tomando como unidad la hectárea con densidad de 100%. El resultado se considerará con una (1) decimal.

002-G.02 Previamente al desmonte, la superficie por desmontar se dividirá en tramos de características de vegetación semejante, según los tipos indicados en la cláusula (002-F) de este libro .

002-G.03 Los tramos de vegetación correspondiente a los párrafos (002-F.01.b) y (002-F.01.c) de este volumen se dividirán en subtramos con densidad de vegetación sensiblemente uniforme. En los tramos con vegetación correspondiente a los párrafos (002-F.01.a) y (002-F.01.d) del mismo, la densidad se considerará como del cien por ciento (100%), independientemente de lo poblado del manglar, del monte, de los sembradíos y de los pastizales, y en estos casos no se hará la división en tramos.

002-G.04 La densidad de vegetación, para el desmonte a

que se refiere el párrafo (002-F.01.b) de este libro, se determinará en cada sub-tramo, relacionando la sección neta total de madera de los troncos de árboles y arbustos por hectáreas, con la densidad máxima del cien por ciento (100%), correspondiente a cien (100) metros cuadrados de sección neta de madera por hectárea. La sección neta de cada árbol se determinará a uno punto cincuenta (1.50) metros y la de los arbustos a sesenta (60) centímetros, de altura sobre el nivel del suelo.

002-G.05 La densidad de vegetación, para el desmonte a que se refiere el párrafo (002-F.01.c) de este libro, se determinará en cada sub-tramo, relacionando la sección neta total de madera de los troncos de árboles y arbustos por hectáreas, con la densidad de cien por ciento (100%), correspondiente a cincuenta (50) metros cuadrados de sección neta de madera por hectárea. La sección neta de cada árbol se determinará a uno punto cincuenta (1.50) metros y la de los arbustos a sesenta (60) centímetros, de altura sobre el nivel del suelo.

002-G.06 No se medirá el desmonte de las áreas que el contratista haya desenraizado contraviniendo lo fijado en el proyecto y/o por la Secretaría.

002-G.07 En el caso de que la quema de material vegetal no aprovechable, depositado en el lugar fijado por la Secretaría, no haya podido ejecutarse de inmediato, se medirá únicamente un avance del noventa por ciento (90%) del desmonte ejecutado. Cuando se haga la quema y se terminen totalmente los trabajos del desmonte, se medirá el diez por ciento (10%) faltante.

002-G.08 El desmonte, por unidad de obra terminada, se medirá tomando como unidad la hectárea. No se dividirá en tramos con características de vegetación semejante según su tipo, ni en sub-tramos con densidad de vegetación sensiblemente uniforme, ni se determinará la densidad de vegetación en los sub-tramos. El resultados se considerará con una (1) decimal.

002-H BASE DE PAGO

002-H.01 El desmonte se pagará a los precios fijados en el contrato para la hectárea con densidad de cien por ciento (100%), de cada uno de los tipos de vegetación a que se refiere el inciso (002-F.01) de este libro . Estos precios unitarios incluyen todos los trabajos necesarios para ejecutar las operaciones de tala, roza, desenraice, limpia y quema.

002-H.02 El pago del desmonte, por unidad de obra terminada, es decir sin clasificar la vegetación, comprendiendo uno, algunos o todos los tipos de vegetación indicados en el inciso (002-F.01) de este volumen independientemente de la proporción y densidad en que intervenga cada uno de ellos, se hará al precio fijado en el contrato para la hectárea. Este precio unitario incluye todos los trabajos necesarios para ejecutar las operaciones de tala, roza, desenraice, limpia y quema.

CAPITULO 3.01.01.003

CORTES

003-B DEFINICION

003-B.01 Excavaciones ejecutadas a cielo abierto en el terreno natural, en ampliación y/o abatimiento de taludes, en rebajes en la corona de cortes y/ó terraplenes existentes, en derrumbes, en escalones y en despalmes de cortes o para el desplante de terraplenes, con objeto de preparar y/o formar la sección de la obra, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

003-C REFERENCIAS

003-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en cortes y que son tratados en otros capítulos de estas Normas, conceptos que deberán sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago que se asientan en la siguiente tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo a la excavación de cortes.	3.01	01.002		F	G	H
Préstamos para terraplenes de relleno, en cortes con excavación adicional.	3.01 y 4.01	01.004 01.002	C	F	G	H
Formación de terraplenes.	3.01	01.005		F	G	H

CAPITULO 3.01.01.002

D E S M O N T E

002-B DEFINICION

002-B.01 Despeje de la vegetación existente en el derecho de vía y en las áreas destinadas a bancos, con objeto de evitar la presencia de materia vegetal en la obra, impedir daños a la misma y permitir buena visibilidad, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría. Comprende la ejecución de cualesquiera de las operaciones siguientes:

a) Tala, que consiste en cortar los árboles y arbustos.

b) Roza, que consiste en quitar la maleza, hierba, zacate o residuos de las siembras.

c) Desenraice, que consiste en sacar los troncos o tocones con raíces o cortando éstas.

d) Limpia y quema, que consiste en retirar el producto del desmonte al lugar que indique la Secretaría, estibarlo y quemar lo no utilizable, a criterio de la propia Secretaría.

002-F EJECUCION

002-F.01 Para fines de desmonte, se consideran en estas Normas, los siguientes tipos de vegetación:

a) Manglar

b) Selva o bosque

c) Monte de regiones áridas o semiáridas

d) Monte de regiones desérticas, zonas cultivadas o de pastizales.

002-F.02 La vegetación tipo manglar es la constituida predominantemente por mangles y demás especies de raíces aéreas, típicas de los esteros y pantanos de los climas cálidos.

002-F.03 La vegetación tipo selva es la constituida predominantemente por árboles típicos de las zonas bajas y cálidas; son ejemplos de vegetación selvática, las siguientes variedades: palmeras, amates, chicozapotes, ceibas, caobas, mangos, cedros, parotas, cerones, chacas y chijoles. La vegetación tipo bosque es la constituida predominantemente por árboles típicos de las zonas altas de clima templado o frío; son ejemplos de vegetación de zonas boscosas, las siguientes variedades: pinos, madroños, oyameles, abedules, piñoneros, encinos y eucaliptos

002-F.04 La vegetación de monte de regiones áridas o semiáridas, es la constituida predominantemente por árboles de poca altura y diámetro reducido y por arbustos. Ejemplos de esta vegetación son: mezquites, pirules, huizaches y espinos.

002-F.05 La vegetación de monte de regiones desérticas, zonas cultivadas y de pastizales, se caracteriza por estar constituida predominantemente por cactáceas, vegetación de sembradío o zacatales respectivamente. Ejemplos de este tipo de vegetación son: sahuaros, órganos, nopales, biznagas, candelillas, guayules, gobernadoras, ocotillos, mezquitillos, pitahayas y magueyes; sembradíos de maíz, trigo, cebada, zacate y herbáceas.

002-F.06 Las operaciones de talar, rozar, limpiar y quemar, como se definen en este capítulo, se ejecutarán en todo o en parte del derecho de vía, según lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría; igualmente se ejecutarán estos trabajos en la superficie limitada por las líneas trazadas cuando menos a un (1) metro fuera de los ceros de los canales y contracunetas y de las zonas que limitan los préstamos, bancos y otras superficies fuera del derecho de vía, que la Secretaría ordene desmontar. Estos trabajos deberán ejecutarse de manera que se asegure que toda la materia vegetal proveniente del desmonte quede fuera de las zonas destinadas a la construcción.

002-F.07 La operación de desenraizar como se define en este capítulo se ejecutará, por lo menos, en las superfi

cies limitadas por líneas trazadas a un (1) metro fuera de los ceros para cortes, terraplenes con espesor menor de un (1) metro, canales y contracunetas; y zonas de préstamos, bancos y otras superficies en que la Secretaría ordene que se efectúe el desenraice. Este trabajo deberá ejecutarse de tal manera que se asegure la eliminación completa de la materia vegetal, para que no se revuelva con el material destinado a la construcción.

002-F.08 Las operaciones de desmonte podrán hacerse a mano o con máquina. Cuando se hagan a mano, el corte de los árboles deberá quedar a una altura máxima sobre el suelo de setenta y cinco (75) centímetros y el de los arbustos a cuarenta (40) centímetros, excepto en las superficies en que deba efectuarse el desenraice. Las ramas de los árboles situados fuera de las áreas desmontadas, que queden sobre la corona de las terracerías, deberán ser cortadas como lo indique la Secretaría.

002-F.09 Todo el material aprovechable proveniente del desmonte, deberá ser estibado en los sitios que indique la Secretaría; la materia vegetal no utilizable, salvo indicación en contrario de la Secretaría, deberá ser quemada tomando las providencias necesarias para no provocar incendios en los bosques. En caso de que la quema, por seguridad para bosques o propiedades vecinas o por cualquier otro motivo, no pueda hacerse antes de que se inicie el ataque de las terracerías, el material destinado a ser eliminado en esta forma, se depositará en los lugares y como lo indique la Secretaría, para ser quemado en su oportunidad.

002-F.10 El desmonte deberá estar terminado cuando menos un (1) kilómetro adelante del frente de ataque de las terracerías. La Secretaría fijará, de acuerdo con los programas de obra, la longitud máxima del tramo por desmontar.

002-F.11 El proyecto y/o la Secretaría indicarán los árboles o arbustos que deberán respetarse; en este caso, el contratista deberá tomar las providencias necesarias

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ETAPAS PARA EL PROYECTO

EXPOSITOR: JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 80 KM/H							
		AMPLIACION			LONGITUD DE TRANSICION		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	4583.88	0.00	0.20	2.0	45.00	76.00	
0G 30M	2291.84	0.20	0.30	2.0	45.00	76.00	
0G 45M	1527.89	0.20	0.40	2.3	45.00	76.00	
1G 00M	1145.92	0.30	0.50	3.0	45.00	76.00	
1G 15M	916.14	0.30	0.60	3.7	45.00	76.00	
1G 30M	763.45	0.40	0.70	4.4	45.00	76.00	
1G 45M	654.81	0.40	0.70	5.0	45.00	76.00	
2G 00M	572.96	0.40	0.80	5.7	45.00	76.00	
2G 15M	509.30	0.40	0.90	6.2	45.00	76.00	
2G 30M	458.37	0.50	0.90	6.8	45.00	76.00	
2G 45M	416.70	0.50	0.90	7.3	47.00	79.00	SE REQUIERE CURVA ESPIRAL
3G 00M	381.97	0.50	1.00	7.7	49.00	84.00	
3G 15M	352.59	0.50	1.10	8.1	52.00	88.00	
3G 30M	327.41	0.60	1.10	8.5	54.00	92.00	
3G 45M	305.58	0.60	1.20	8.8	56.00	96.00	
4G 00M	286.48	0.60	1.20	9.1	58.00	99.00	
4G 15M	269.63	0.60	1.30	9.4	60.00	102.00	
4G 30M	254.65	0.70	1.30	9.6	61.00	104.00	
4G 45M	241.25	0.70	1.40	9.7	62.00	106.00	
5G 00M	229.18	0.70	1.40	9.9	63.00	108.00	
5G 15M	218.27	0.80	1.40	10.0	63.00	108.00	
5G 30M	208.35	0.80	1.50	10.0	64.00	109.00	

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 100 KM/H							
		AMPLIACIÓN			LONGITUD DE TRANSICIÓN		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	4583.68	0.00	0.30	2.0	56.00	95.00	
[illegible]	[illegible]	[illegible]	0.40	2.3	56.00	95.00	
[illegible]	[illegible]	[illegible]	0.60	3.4	56.00	95.00	
[illegible]	[illegible]	[illegible]	0.70	4.5	56.00	95.00	
1G 15M	916.74	0.40	0.70	5.5	56.00	95.00	
1G 30M	763.95	0.40	0.80	6.4	56.00	95.00	
1G 45M	654.81	0.40	0.90	7.3	58.00	99.00	SE
2G 00M	572.96	0.40	0.90	8.1	65.00	110.00	REQUIERE
2G 15M	509.30	0.50	1.00	8.7	70.00	118.00	CURVA
2G 30M	458.37	0.50	1.10	9.2	74.00	125.00	ESPIRAL
2G 45M	416.70	0.60	1.10	9.6	77.00	131.00	
3G 00M	381.97	0.60	1.20	9.9	79.00	135.00	
3G 15M	352.59	0.60	1.30	10.0	80.00	136.00	

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 90 KM/H							
		AMPLIACIÓN			LONGITUD DE TRANSICIÓN		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	4583.88	0.00	0.20	2.0	50.00	86.00	
0G 30M	2291.84	0.20	0.30	2.0	50.00	86.00	
0G 45M	1527.89	0.20	0.40	2.6	50.00	86.00	
1G 00M	1145.92	0.30	0.50	3.6	50.00	86.00	
1G 15M	916.74	0.30	0.60	4.5	50.00	86.00	
1G 30M	763.94	0.30	0.60	5.3	50.00	86.00	
1G 45M	684.81	0.40	0.70	6.1	50.00	86.00	
2G 00M	572.96	0.40	0.80	6.7	50.00	86.00	
2G 15M	509.30	0.50	0.90	7.3	53.00	89.00	SE REQUIERE CURVA ESPIRAL
2G 30M	458.37	0.50	0.90	7.9	57.00	97.00	
2G 45M	416.70	0.50	0.90	8.4	60.00	103.00	
3G 00M	381.97	0.50	1.00	8.8	63.00	108.00	
3G 15M	352.59	0.50	1.10	9.2	66.00	113.00	
3G 30M	327.41	0.60	1.10	9.6	69.00	118.00	
3G 45M	305.58	0.60	1.20	9.8	71.00	120.00	
4G 00M	286.48	0.60	1.20	9.9	71.00	121.00	
4G 15M	269.63	0.60	1.30	10.0	72.00	122.00	

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 70 KM/H							
		AMPLIACION			LONGITUD DE TRANSICION		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	4583.68	0.00	0.20	2.0	39.00	67.00	
0G 30M	2291.84	0.20	0.30	2.0	39.00	67.00	
0G 45M	1527.89	0.20	0.40	2.0	39.00	67.00	
1G 00M	1145.92	0.20	0.50	2.5	39.00	67.00	
1G 15M	916.74	0.30	0.50	3.0	39.00	67.00	
1G 30M	763.95	0.30	0.60	3.5	39.00	67.00	
1G 45M	654.81	0.30	0.60	4.1	39.00	67.00	
2G 00M	572.96	0.40	0.70	4.6	39.00	67.00	
2G 15M	509.30	0.40	0.80	5.1	39.00	67.00	
2G 30M	458.37	0.40	0.80	5.5	39.00	67.00	
2G 45M	416.70	0.40	0.80	6.0	39.00	67.00	
3G 00M	381.97	0.50	0.90	6.4	39.00	67.00	
3G 15M	352.59	0.50	0.90	6.7	39.00	67.00	
3G 30M	327.41	0.50	1.00	7.1	40.00	68.00	SE
3G 45M	305.58	0.50	1.10	7.5	42.00	71.00	REQUIERE
4G 00M	286.48	0.50	1.10	7.8	44.00	74.00	CURVA
4G 15M	269.63	0.60	1.10	8.1	45.00	77.00	ESPIRAL
4G 30M	254.65	0.60	1.20	8.4	47.00	80.00	
4G 45M	241.25	0.60	1.20	8.7	49.00	83.00	
5G 00M	229.18	0.60	1.30	8.9	50.00	85.00	
5G 15M	218.27	0.60	1.30	9.1	51.00	87.00	
5G 30M	208.35	0.70	1.40	9.3	52.00	89.00	
5G 45M	199.29	0.70	1.40	9.5	53.00	90.00	
6G 00M	190.99	0.70	1.50	9.6	54.00	91.00	
6G 15M	183.35	0.70	1.50	9.7	54.00	92.00	
6G 30M	176.29	0.80	1.60	9.8	55.00	93.00	
6G 45M	169.77	0.80	1.60	9.9	55.00	94.00	
7G 00M	163.70	0.80	1.60	9.9	55.00	94.00	
7G 15M	158.06	0.90	1.60	10.0	56.00	95.00	
7G 30M	152.79	0.90	1.70	10.0	56.00	95.00	

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 110 KM/H							
		AMPLIACIÓN			LONGITUD DE TRANSICIÓN		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	1583.68	0.00	0.30	2.0	62.00	105.00	
0G 30M	1527.99	0.30	0.60	4.0	62.00	105.00	
1G 00M	1145.92	0.30	0.70	5.2	62.00	105.00	
1G 15M	916.74	0.40	0.70	6.3	62.00	105.00	
1G 30M	763.95	0.40	0.80	7.3	64.00	109.00	SE
1G 45M	654.81	0.40	0.90	8.1	71.00	121.00	REQUIERE
2G 00M	572.96	0.40	0.90	9.0	78.00	133.00	CURVA
2G 15M	509.30	0.50	1.00	9.4	83.00	141.00	ESPIRAL
2G 30M	458.37	0.50	1.10	9.8	86.00	147.00	
2G 45M	416.70	0.60	1.10	10.0	88.00	150.00	

CARRETERA TIPO C

CONCEPTO			UNIDAD							
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/dia	500 a 1500						
TERRENO	MONTAÑOSO									
	LOMERIO									
	PLANO									
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	40	50	60	70	80	90	100
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	40	55	75	95	115	135	155
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	180	225	270	315	360	405	450
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	8	14	20	31	43	57
		COLUMPIO	m/%	7	10	15	20	25	31	37
	LONGITUD MINIMA		m	30	30	40	40	50	50	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	6				5	-	
PENDIENTE MAXIMA			%	8				7	5	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5						
ANCHO DE CALZADA			m	6.00						
ANCHO DE CORONA			m	7.00						
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	0.50						
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-						
BOMBEO			%	2.00						
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00						
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE						
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m							

CONCEPTO			UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																									
				E					D					C							B							A		
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/día	HASTA 100					100 a 500					500 a 1500							1500 a 3000							MAS DE 3000			
TERRENO	MONTAÑOSO																													
	LOMERIO																													
	PLANO																													
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	50	75	95	30	40	50	75	95	40	50	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m						100	100	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA				60	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	7	12	23	36	3	4	8	14	20	4	8	14	20	31	43	57	8	14	23	31	43	57	72	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	17	20	4	7	10	17	20	7	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40	20	30	30	40	40	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%		9	7				8	6				6			5				5			4				4		3		
PENDIENTE MAXIMA			%		11	10		7		12	9		6		8			7		5		7			6		4		6		5		4
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5					VER FIGURA 5					VER FIGURA 5							VER FIGURA 5							VER FIGURA 5					
ANCHO DE CALZADA			m	4.00					6.00					6.00							7.00												
ANCHO DE CORONA			m	4.00					6.00					7.00							9.00												
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m											0.50							1.00												
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m											-							-												
BOMBEO			%	3.00					3.00					2.00							2.00							2.00					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00					10.00					10.00							10.00							10.00					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE					VER TABLA CORRESPONDIENTE					VER TABLA CORRESPONDIENTE							VER TABLA CORRESPONDIENTE							VER TABLA CORRESPONDIENTE					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m																														

CARRETERA TIPO A			UNIDAD						
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/dia	MAS DE 3000					
TERRENO	MONTAÑOSO								
	LOMERIO								
	PLANO								
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/%	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	4		3		-	
PENDIENTE MAXIMA			%	6		5		4	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5					
ANCHO DE CALZADA			m	7.00					
ANCHO DE CORONA			m	12.00					
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	2.50					
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	0.00					
BOMBEO			%	2 por %					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10 por %					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m						

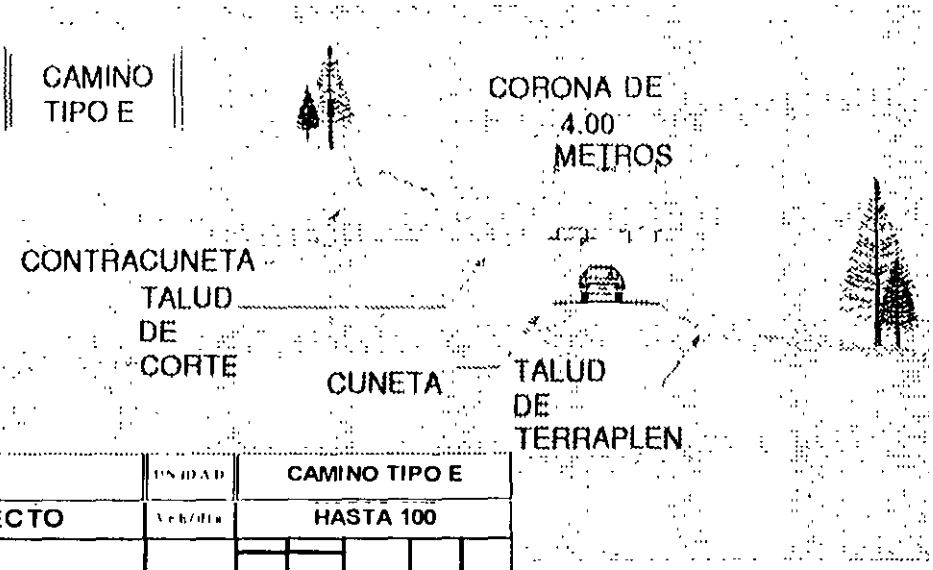
CARRETERA TIPO B			UNIDAD							
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/día	1500 a 3000						
TERRENO	MONTAÑOSO									
	LOMERIO									
	PLANO									
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	50	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	55	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	225	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	8	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/%	10	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	30	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	5			4		-	
PENDIENTE MAXIMA			%	7			6		4	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5						
ANCHO DE CALZADA			m	7.00						
ANCHO DE CORONA			m	9.00						
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	1.00						
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-						
BOMBEO			%	2.00						
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00						
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE						
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m							

CAMINO TIPO E

CONCEPTO			UNIDAD					
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/dia	HASTA 100				
TERRENO	MONTAÑOSO							
	LOMERIO							
	PLANO							
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	30	40	50	60	70
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	55	75	95
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m					
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	60	30	17	11	7.5
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	7	12	23	36
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	15	20
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40
PENDIENTE GOBERNADORA			%		9	7	-	
PENDIENTE MAXIMA			%		13	10	7	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5				
ANCHO DE CALZADA			m	4.00				
ANCHO DE CORONA			m	4.00				
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	-				
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-				
BOMBEO			%	3.00				
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00				
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA				
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m	CORRESPONDIENTE				

CONCEPTO			UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																							
				E					D					C					B						A			
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Vehículos	HASTA 100					100 a 500					500 a 1500					1500 a 3000						MAS DE 3000			
TERRENO	MONTAÑOSO																										
	LOMERIO																										
	PLANO																										
VELOCIDAD DE PROYECTO			km/h	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	55	75	95	30	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE [illegible]			m						135	180	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA				60	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	1	3	12	23	36	3	4	8	14	20	3	8	14	20	31	43	57	8	14	20	31	43	57	72	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/%	1	3	10	15	20	4	7	10	15	20	7	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40	20	30	30	40	40	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	9		7			8		6			6			5			5			4				4			3			
PENDIENTE MAXIMA			%	13		10		7	12		9		6	8			7			5	7			6			4	6			5		4
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5					VER FIGURA 5					VER FIGURA 5							VER FIGURA 5							VER FIGURA 5					
ANCHO DE CALZADA			m	4.00					6.00					6.00							7.00												
ANCHO DE CORONA			m	4.00					6.00					7.00							9.00												
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m											0.50							1.00												
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m																														
BOMBEO			%	3.00					3.00					2.00							2.00							2.00					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00					10.00					10.00							10.00							10.00					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE					VER TABLA CORRESPONDIENTE					VER TABLA CORRESPONDIENTE							VER TABLA CORRESPONDIENTE							VER TABLA CORRESPONDIENTE					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m																														

CAMINO TIPO "E"



CONCEPTO			UNIDAD	CAMINO TIPO E				
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Vehículo	HASTA 100				
TERRENO	MONTAÑOSO							
	LOMERIO							
	PLANO							
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	30	40	50	60	70
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	55	75	95
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m					
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	60	30	17	11	7.5
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	7	12	23	36
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	15	20
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40
PENDIENTE GOBERNADORA			%	9		7	-	
PENDIENTE MAXIMA			%	13		10	7	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5				
ANCHO DE CALZADA			m	4.00				
ANCHO DE CORONA			m	4.00				
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	-				
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-				
BOMBEO			%	3.00				
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00				
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA				
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m	CORRESPONDIEN				

CAMINO TIPO D			UNIDAD						
C O N C E P T O									
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/día	100 a 500					
TERRENO	MONTAÑOSO								
	LOMERIO								
	PLANO								
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	30	40	50	60	70	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	55	75	95	
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	135	100	225	270	315	
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	60	30	17	11	7.5	
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	3	4	8	14	20	
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	15	20	
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40	
PENDIENTE GOBERNADORA			%		8	6	-		
PENDIENTE MAXIMA			%		12	9	6		
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5					
ANCHO DE CALZADA			m	6.00					
ANCHO DE CORONA			m	6.00					
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	-					
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-					
BOMBEO			%	3.00					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m	CORRESPONDIENTE					

AUTOPISTA AUTOPISTA MEXICO - TUXPAN

TRAMO SANTA ASUNCION - NUEVO NECAXA

SUBTRAMO MODIFICACION

ORIGEN ECATEPEC, EDO DE MEXICO

FECHA 7 de sept 1999

ARCHIVO Mextuxp

				AZIMUT	330	01	55 773

				S	2 800	TI	12 533
				Ampl	0 650	Ampl TI	0 378
				p	0 234	k	11 996
				xc	0 080	Yc	0 894
				Lc	0 000	m	
				Ye		Xc	60
				Ye		Xc	19 952
				Lc		Lc	12
				Gc	1	Gc	59 744
				Rc	764 980	m	
				Ste	266 279	m	
				Lc	390 525	m	
				VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
TI	140+000 000	2 00	2 00		
TE	140+065 186	0 00	2 00		
ET	140+091 720	2 00	2 00		0 18
EC	140+031 186	2 80	2 80		0 05
DERECHA			VEL DE PROY =	110	KPH
CE	140+441 711	2 80	2 80		0 05
TI	140+478 176	2 00	2 00		0 18
ET	140+495 711	0 00	2 00		
N4	140+513 245	2 00	2 00		

TANGENTE LIBRE =	141 418	m	

				AZIMUT =	04	17	11 725

CURVA 11

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE	140+827 129	600 498 143	2 233 153 755
EC	140+905 129	600 502 655	2 233 231 608
CE =	141+135 036	600 459 962	2 233 455 949
ET =	141+213 036	600 427 163	2 233 526 701
PI =	141+021 104	600 514 000	2 233 350 000
CENTRO		599 980 229	2 233 087 690

				S	8 900	TI	17 528
				Ampl	0 750	Ampl TI	0 169
				p	0 443	k	38 994
				xc	77 964	Yc	1 770
				Lc	78 000	m	
				Ye	3	Xc	60
				Ye	30	Xc	26 678
				Lc =	22	59	27
				Gc =	1	59	59 997
				Rc =	572 958	m	
				Ste =	196 885	m	
				Lc =	229 908	m	
				VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
TI	140+809 600	2 00	2 00		
TE	140+827 129	-2 00	0 00		
N2	140+844 652	2 00	2 00	0 17	
EC	140+905 129	-8 90	8 90	0 75	
IZQUIERDA			VEL DE PROY =	110	KPH
CE	141+135 036	8 90	8 90	0 75	
N3	141+195 508	2 00	2 00	0 17	
ET	141+213 036	2 00	0 00		
N4	141+230 564	2 00	2 00		

TANGENTE LIBRE =	451 033	m	

				AZIMUT =	333	49	45 047

CURVA 12

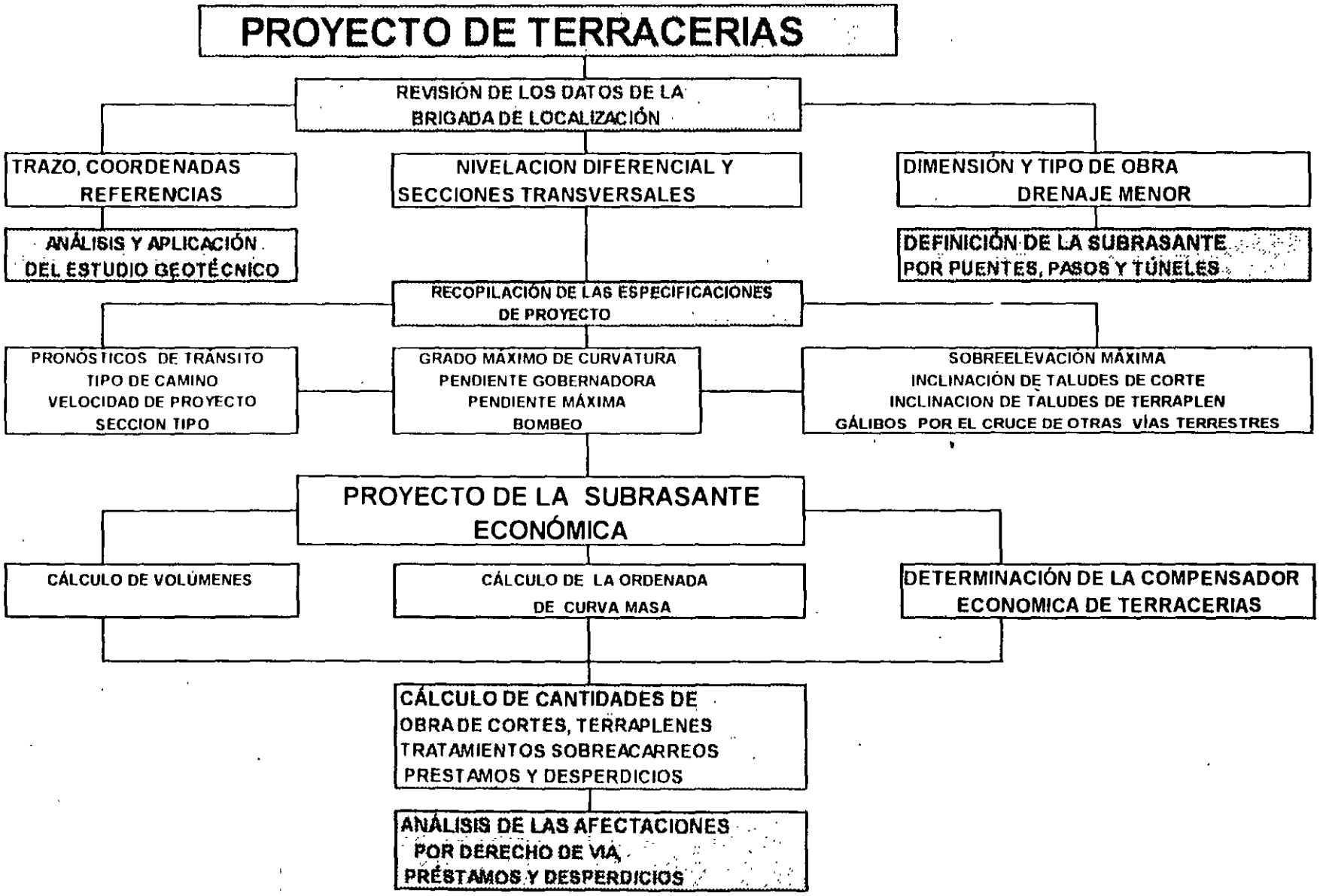
PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	141+664 069	600 228 236	2 233 931 496
PT =	141+927 859	600 098 539	2 234 161 037
PI =	141+796 110	600 170 000	2 234 050 000
CENTRO		598 171 356	2 232 920 686

				S =	2 700	N =	45 926
				Ampl =	0 350	Ampl N =	0 259
				p =			
				TI	62 000	m	
				Ye	6	Xc	41 100
				Gc	0	29	59 999
				Rc =	2291 832	m	
				ST =	132 041	m	
				Lc =	263 790	m	
				VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	141+587 143	2 00	-2 00		
TM	141+633 069	2 00	0 00		
N2	141+678 995	2 00	2 00	0 26	
MC	141+695 069	2 70	2 70	0 35	
IZQUIERDA			VEL DE PROY =	110	KPH
CM	141+859 859	2 70	2 70	0 35	
N3	141+912 911	2 00	2 00	0 26	
MT	141+958 859	2 00	0 00		
N4	142+004 785	2 00	2 00		

TANGENTE LIBRE =		m	

				AZIMUT =	327	14	03 947


PROYECTO DE TERRACERIAS
REVISIÓN DE LOS DATOS DE LA BRIGADA DE LOCALIZACIÓN
TRAZO, COORDENADAS REFERENCIAS
NIVELACION DIFERENCIAL Y SECCIONES TRANSVERSALES
DIMENSIÓN Y TIPO DE OBRA DRENAJE MENOR
ANÁLISIS Y APLICACIÓN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO
DEFINICIÓN DE LA SUBRASANTE POR PUENTES, PASOS Y TÚNELES
RECOPILACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES DE PROYECTO
PRONÓSTICOS DE TRÁNSITO
TIPO DE CAMINO
VELOCIDAD DE PROYECTO
SECCION TIPO
GRADO MÁXIMO DE CURVATURA
PENDIENTE GOBERNADORA
PENDIENTE MÁXIMA
BOMBEO
SOBREELEVACIÓN MÁXIMA
INCLINACIÓN DE TALUDES DE CORTE
INCLINACION DE TALUDES DE TERRAPLEN
GÁLIBOS POR EL CRUCE DE OTRAS VÍAS TERRESTRES
PROYECTO DE LA SUBRASANTE ECONÓMICA
CÁLCULO DE VOLÚMENES
CÁLCULO DE LA ORDENADA DE CURVA MASA
DETERMINACIÓN DE LA COMPENSADOR ECONOMICA DE TERRACERIAS
CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA DE CORTES, TERRAPLENES TRATAMIENTOS SOBREACARREOS PRESTAMOS Y DESPERDICIOS
ANÁLISIS DE LAS AFECTACIONES POR DERECHO DE VIA, PRÉSTAMOS Y DESPERDICIOS

DIPLOMADO EN PROYECTO , CONSTRUCCIÓN CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

PROYECTO CONSTRUCTIVO (DEFINITIVO)

PROYECTO DE TERRACERÍAS
- REVISIÓN DE LOS DATOS TOPOGRAFICOS
- CALCULO DE SOBREELEVACIONES
- ANALISIS Y ADECUACIÓN AL ESTUDIO GEOTECNICO
- PROYECTO DE ALINEAMIENTO VERTICAL
- COMPENSACION DE LAS TERRACERÍAS (CÁLCULO DE LA CURVA MASA)
- CALCULO DE CANTIDADES DE OBRA DE LAS TERRACERÍAS

PROYECTO DE INTERSECCIONES
PROYECTO DE ESTRUCTURAS MENORES
PROYECTO DE CONTRACUNETAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
PROYECTO DE ESTRUCTURAS MAYORES
PROYECTO DE TÚNELES
PROYECTO DE PAVIMENTO
PROYECTO DE SEÑALAMIENTO
PROYECTO DE DEFENSAS METÁLICAS LATERALES
PROYECTO DE MITIGACIÓN AL IMPACTO AMBIENTAL

AUTOPISTA AUTOPISTA MEXICO - TUXPAN

TRAMO SANTA ASUNCION - NUEVO NECAXA

SUBTRAMO MODIFICACION

ORIGEN ECATEPEC, EDO DE MEXICO

FECHA 7 de sept 1999

ARCHIVO. Mextuxp

HOJA No. 9

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
CENTRO		[illegible]	[illegible]

S =	[illegible]	N =	[illegible]
Ampl =	0 650	Ampl N =	0 128
p =	[illegible]		[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

TANGENTE LIBRE =	[illegible] m	AZIMUT =	[illegible]

CURVA 8

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE	140+827 129	600 498 142	2 233 153 759
EC	140+905 129	600 562 657	2 233 231 608
CE	141+135 037	600 452 962	2 233 455 944
ET =	141+213 037	600 427 164	2 233 526 701
PI =	141+024 014	600 514 000	2 233 350 000
CENTRO		599 980 229	2 233 087 690

S =	8 900	N =	17 528
Ampl =	0 750	Ampl N =	0 169
p =	0 443	k =	38 994
Xc =	77 964	Yc =	1 770
Le =	78 000	m	
G =	3	53	60
V =	30	47	26 678
Dc =	22	59	27
Gc =	1	59	59 997
Rc =	572 958	m	
Ste =	196 885	m	
Lc =	229 908	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
TE	140+809 601	-2 00	-2 00		
EE	140+827 129	-2 00	0 00		
N2	140+844 657	2 00	2 00	0 17	
EC	140+905 129	8 90	8 90	0 75	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CE	141+135 037	-8 90	8 90	0 75	
ED	141+195 509	2 00	2 00	0 17	
ET	141+213 037	2 00	0 00		
N4	141+230 565	-2 00	2 00		

TANGENTE LIBRE =	9 273 448 m	AZIMUT =	333 49 45 047

CURVA 9

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	131+939 589	604 517 207	2 225 203 938
PT =	138+092 408	600 168 495	2 224 193 479
PI =	141+796 111	600 170 000	2 234 050 000
CENTRO		602 460 327	2 224 193 129

S =	2 700	N =	45 926
Ampl =	0 350	Ampl N =	0 259
p =			
LT =	62 000	m	
V =	153	49	13 551
Gc =	0	29	59 999
Rc =	2291 832	m	
ST =	9856 522	m	
Lc =	6152 819	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	131+862 663	-2 00	-2 00		
TM	131+908 589	-2 00	0 00		
N2	131+954 515	2 00	2 00	0 26	
MC	131+970 589	2 70	2 70	0 35	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	138+031 409	2 70	2 70	0 35	
ED	138+077 483	2 00	2 00	0 26	
MT	138+123 408	2 00	0 00		
N4	138+169 334	2 00	2 00		

TANGENTE LIBRE =	m	AZIMUT =	180 00 31 496

DIPLOMADO EN PROYECTO , CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

FECHA 19 DE OCTUBRE DE 1999

DE LAS 15:30 A LAS 19:00 HORAS

ETAPAS DE PROYECTO

SELECCIÓN DE RUTA

I.- RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN

CARTOGRAFIA
CARRETERAS EXISTENTES
OTROS MEDIOS DE COMUNICACIÓN
DATOS DE TRÁNSITO
DATOS HISTORICOS
DATOS ECONÓMICOS
DATOS HIDROLOGICOS
DATOS PLUVIOMETRICOS
DATOS GEOLÓGICOS
DATOS ECONOMICOS
DATOS SOCIALES
FOTOGRAFÍAS AÉREAS EXISTENTES

II - PLANTEAR POSIBLES RUTAS

EN PLANOS EXISTENTES A DIFERENTES ESCALAS
ESCALA USUAL 1: 50,000

III.- EN FOTOGRAFÍAS AEREAS EXISTENTES A DIFERENTES ESCALAS
1: 25,000

IV.- TOMA DE FOTOGRAFIAS AÉREAS
1: 25,000

V - APOYO TERRESTRE
SEÑALADO 0 PRESEÑALADO

VI - RECORRIDOS AEREOS

VII - ANALISIS DE RUTAS EVALUACION CUANTITATIVA

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

PROYECTO PRELIMINAR

I.- TOMA DE FOTOGRAFÍAS AÉREAS ESCALA : 1:10,000
II.- APOYO TERRESTRE FOTOIDENTIFICABLE
III.- ANALISIS ESTEREOSCÓPICO
IV.- ESTUDIOS GEOLÓGICOS
V.- ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL
VI.- RESTITUCION FOTOGRAMETRICA
VII - RECORRIDOS AEREOS
VIII.- RECORRIDOS TERRESTRES
IX.- DETERMINACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES GEOMÉTRICAS
VELOCIDAD DE PROYECTO
SECCION TIPO
PENDIENTE MÁXIMA
PENDIENTE GOBERNADORA
SOBREELEVACION MÁXIMA
BOMBEO
X.- PROYECTAR LAS ALTERNATIVAS QUE SE REQUIERAN
XI.- EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS
TOMANDO EN CUENTA : VOLÚMENES DE TERRACERÍAS
GEOLOGIA
ESTRUCTURAS VIADUCTOS
PUENTES
PASOS
TÚNELES
ESTRUCTURAS MENORES
ENTRONQUES
IMPACTO AMBIENTAL
ZONAS ARQUEOLOGICAS
CENTROS HISTORICOS

XIII - LEVANTAMIENTO DE CAMPO DE LAS ALTERNATIVAS POSIBLES
METODOS TOPOGRAFICOS USUALES TRAZO HORIZONTAL
NIVELACION LONGITUDINAL
SECCIONAMIENTO TRANSVERSAL
XIV.- ESTUDIOS HIDROLOGICOS Y TRAZO Y NIVELACION DE LAS OBRAS DE DRENAJE MENOR.
XV - ESTUDIOS GEOTECNICOS
XVI - ESTUDIOS GEOSISMICOS Y/O GEOFISICOS
XVII.- ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS
XVIII - ESTUDIOS HIDROLOGICOS
XIX.- ESTUDIOS ECOLOGICOS
XX - DEFINICION DEL DERECHO DE VIA

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

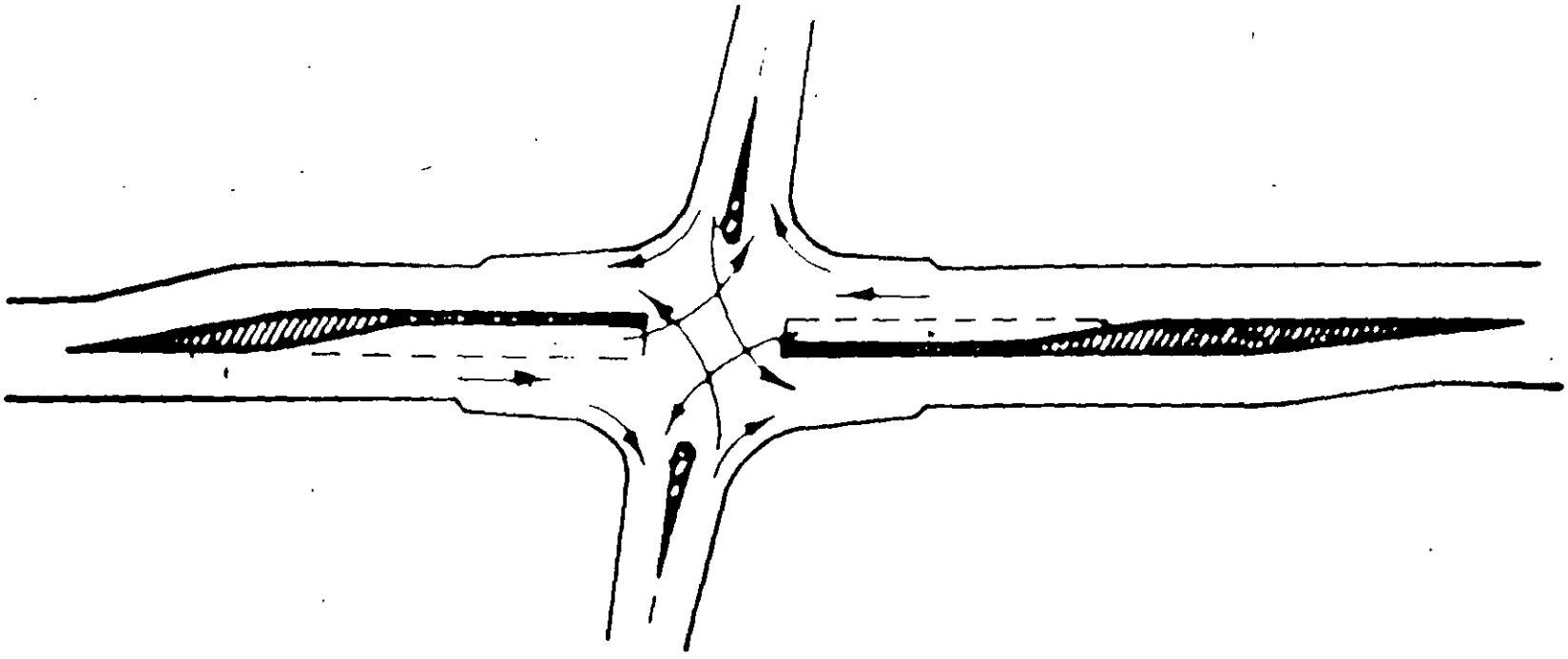
DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

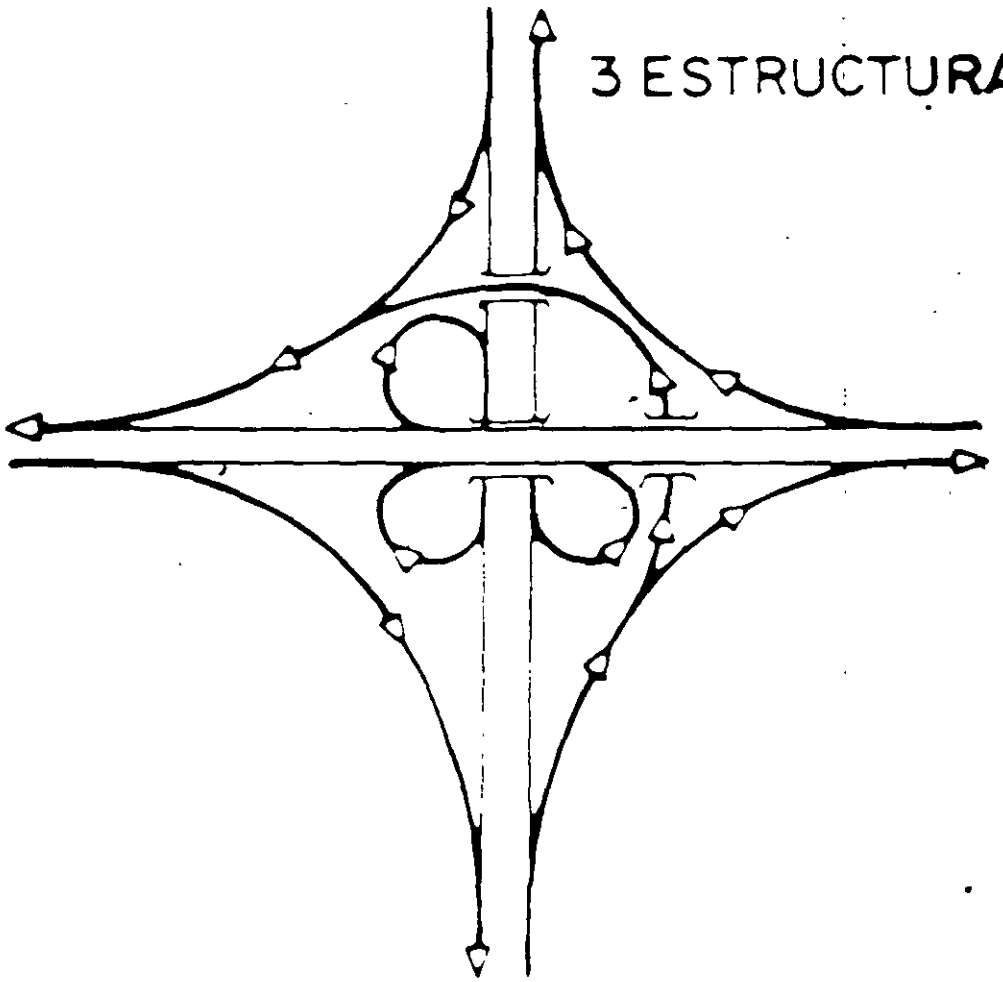
TEMA

CONCEPTOS FUNDAMENTALES

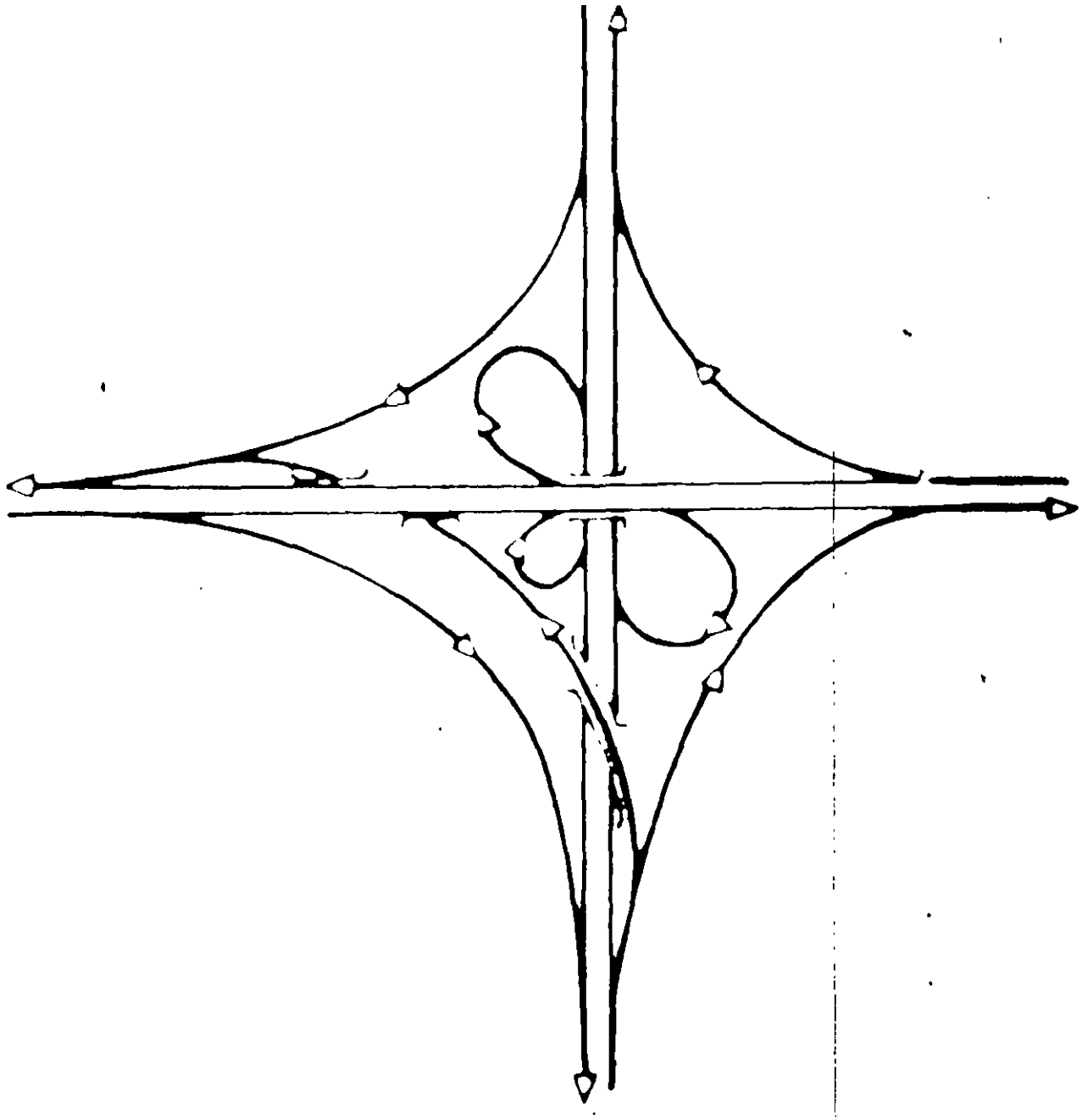
EXPOSITOR: ING. JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000



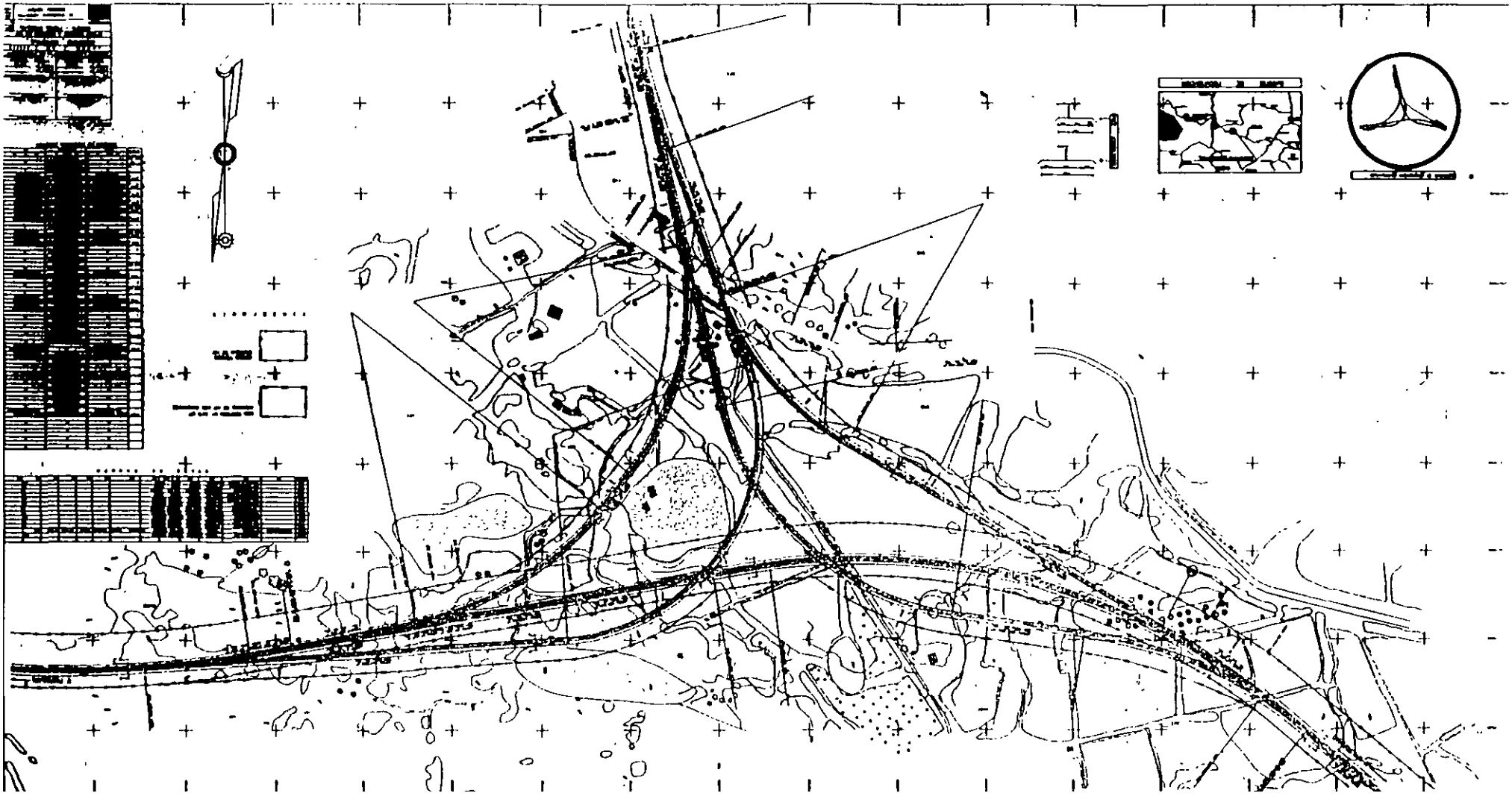
INTERSECCION EN CRUZ CON CARRILES DE ESPERA EN MEDIANA DE VIA PRINCIPAL

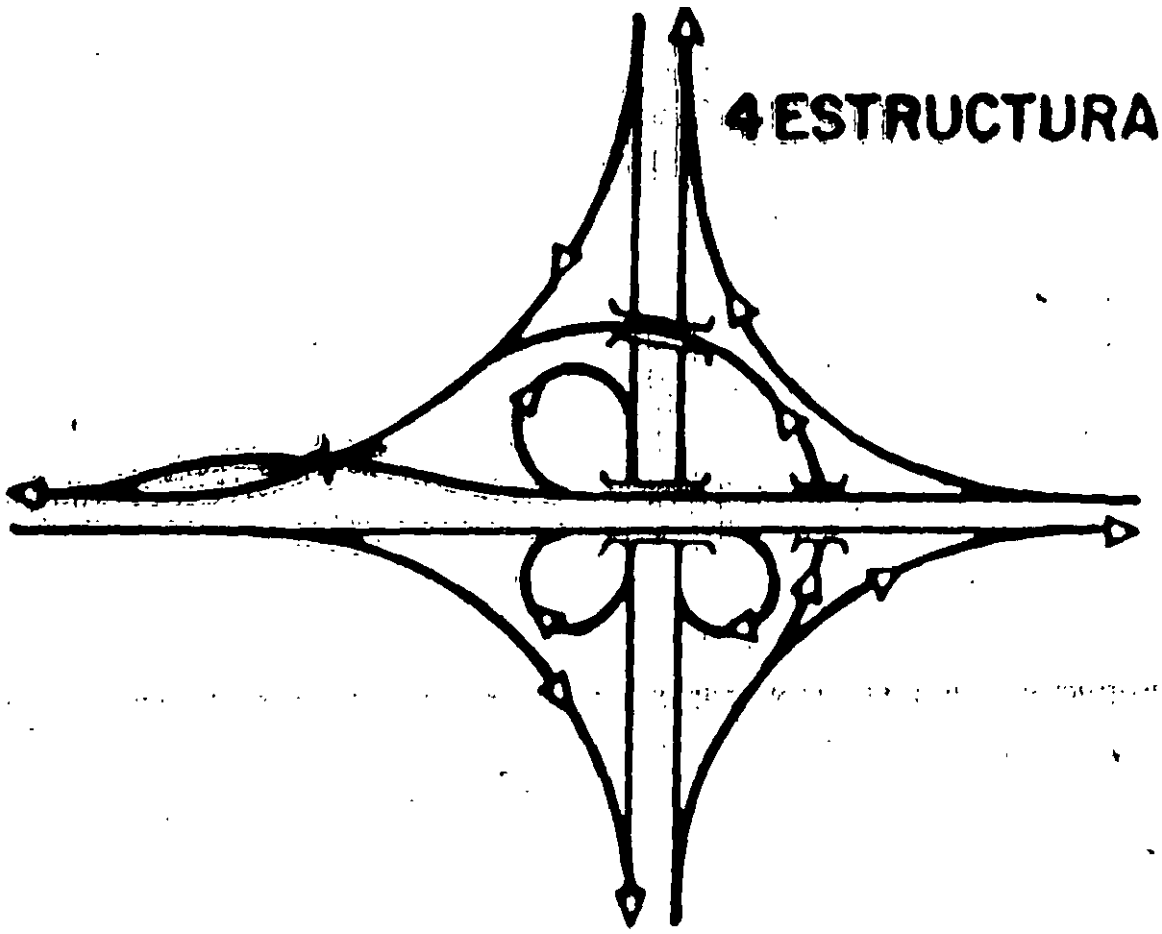


TREBOL MODIFICADO
POR UN CIRCULO

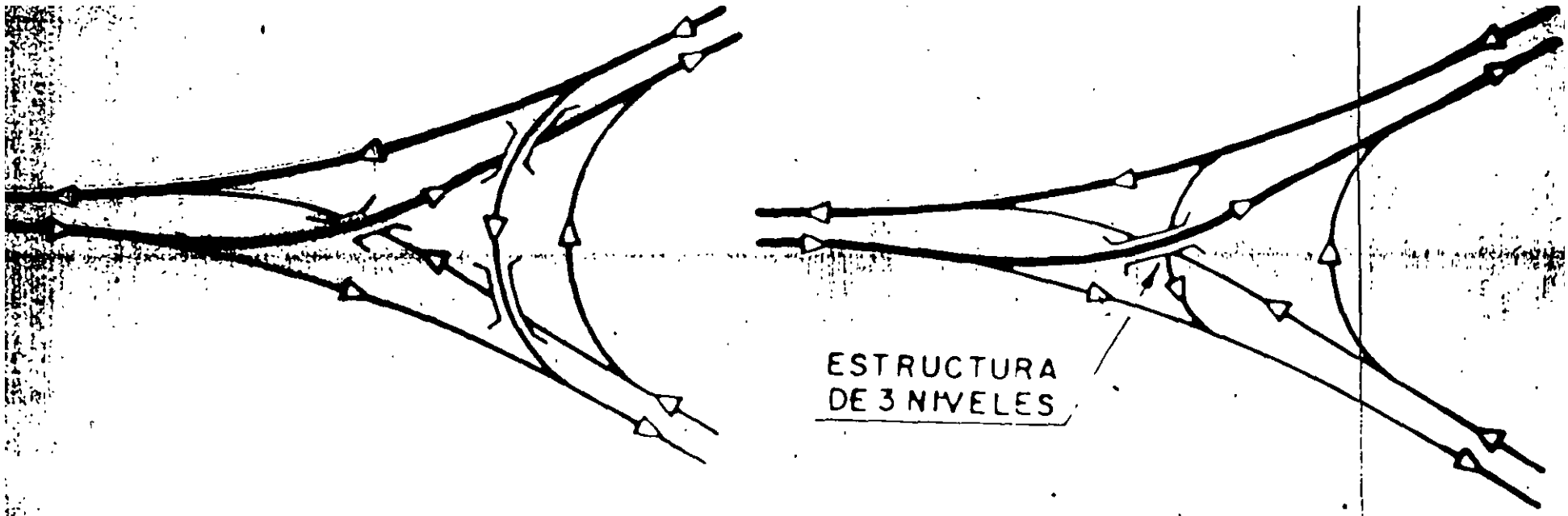


TREBOL MODIFICADO
POR UN ASA EXTERIOR



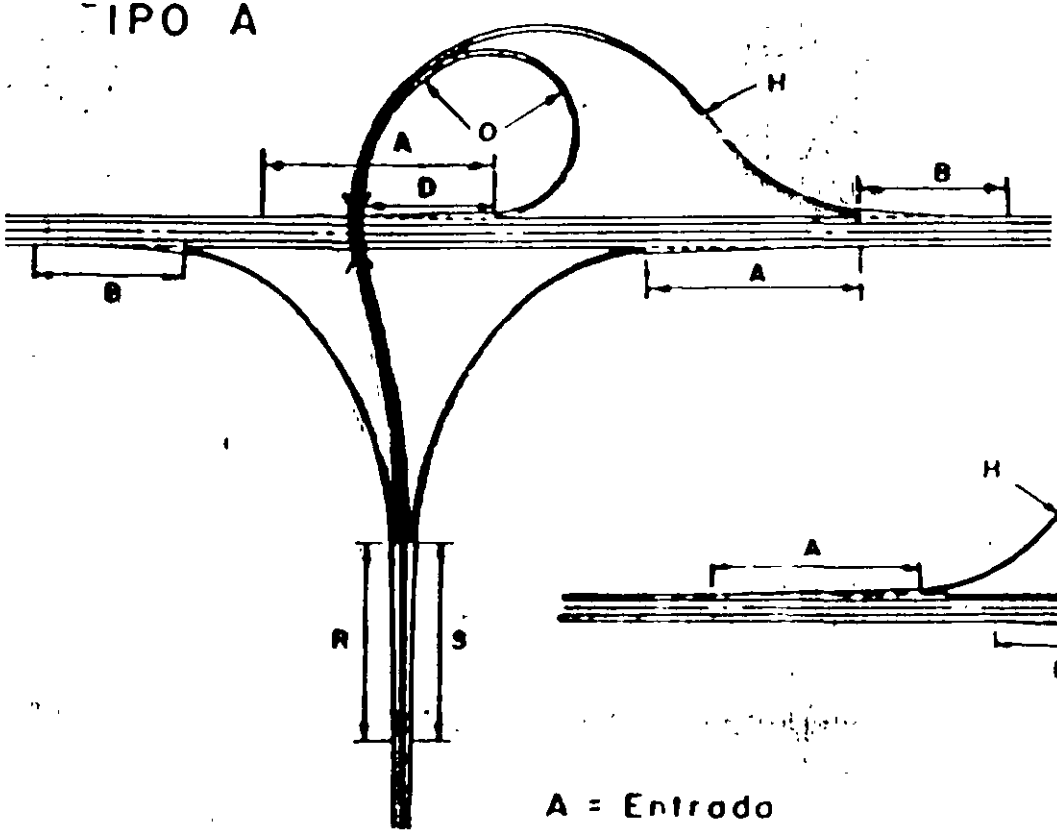


TREBOL MODIFICADO
POR UN CIRCULO

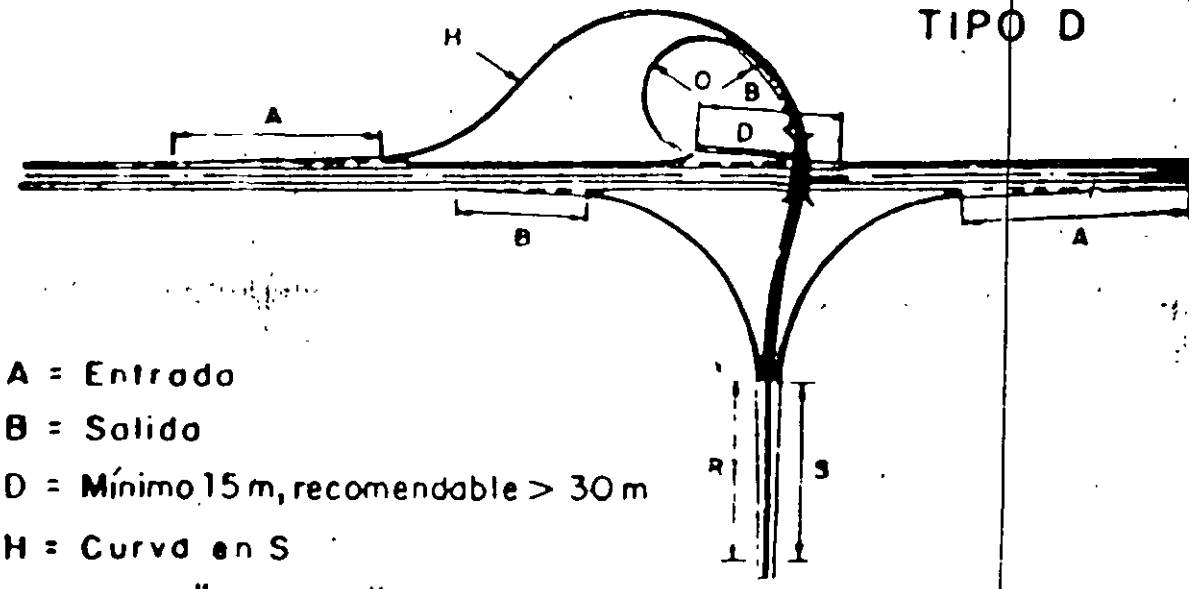


ENLACES DIRECCIONALES DE TRES TRAMOS

TIPO A



TIPO D



A = Entrada

B = Salida

D = Mínimo 15 m, recomendable > 30 m

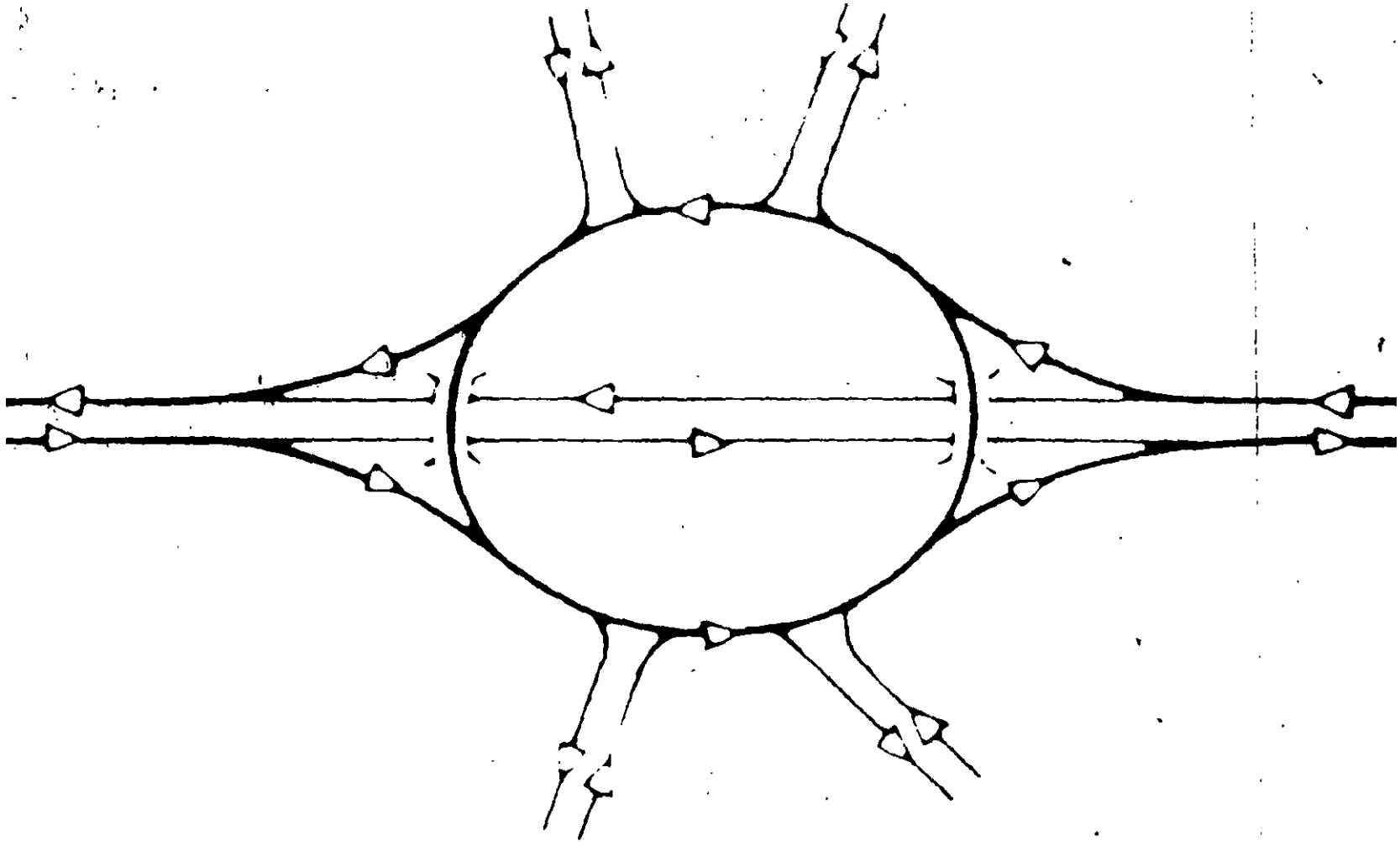
H = Curva en S

O = Curva "en Ovalo"

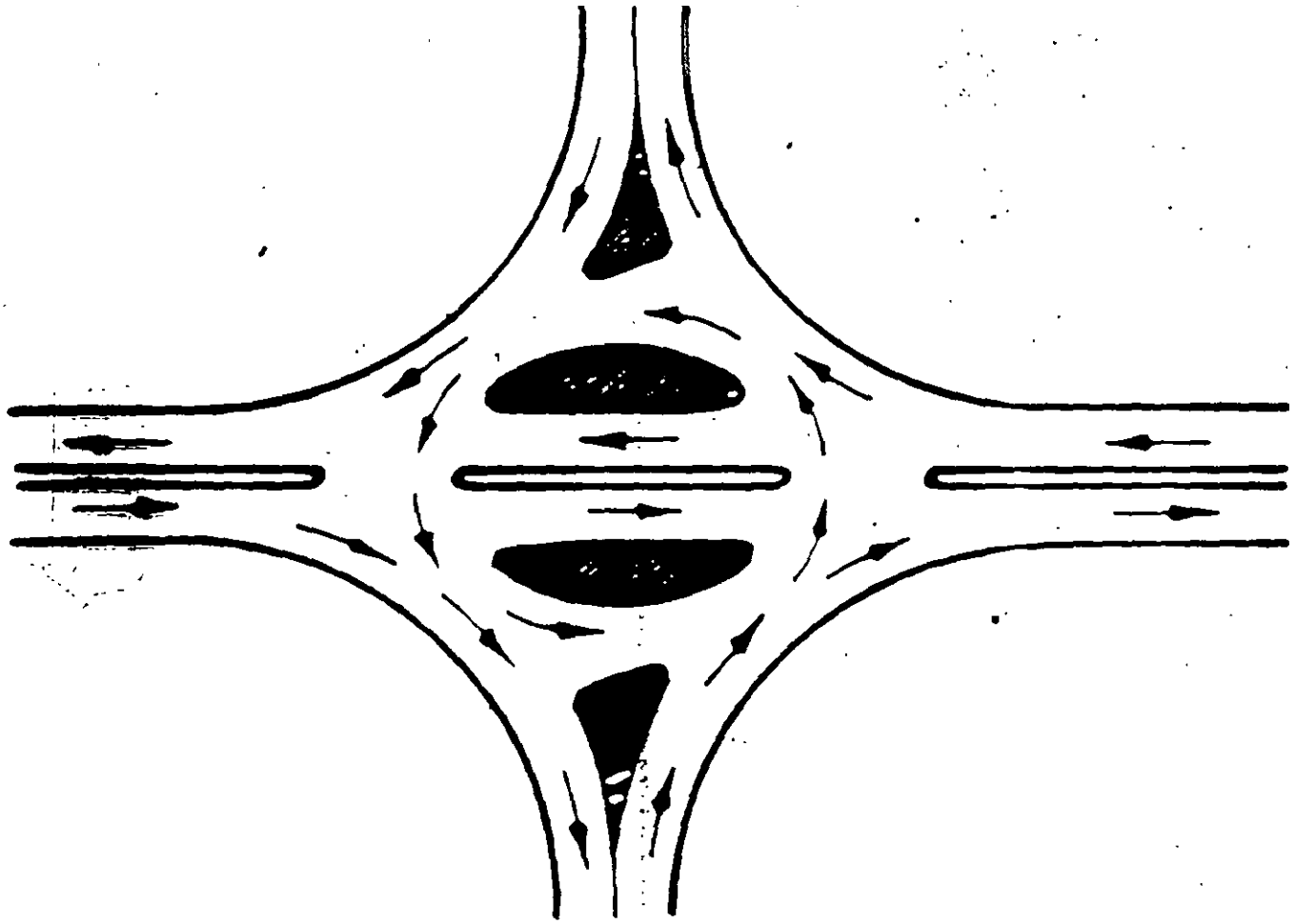
R = Confluencia

S = Bifurcación

ENLACES EN TROMPETA

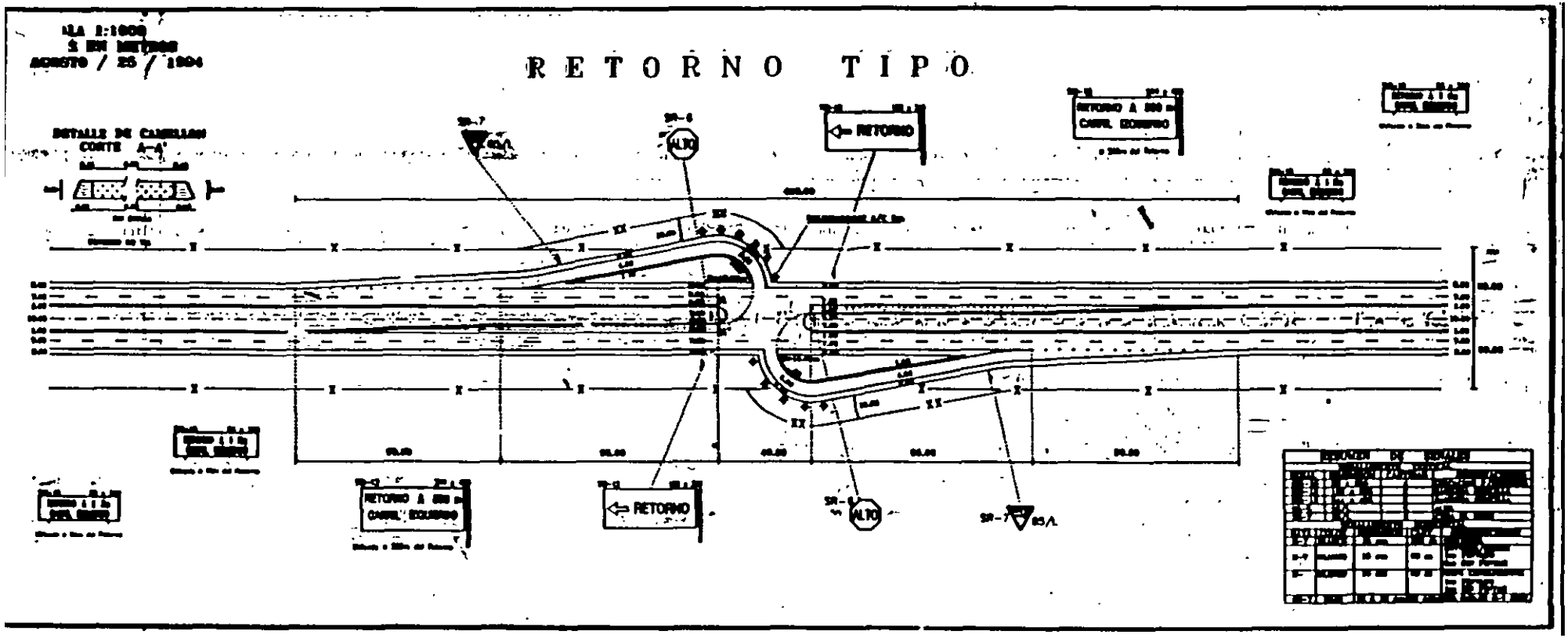


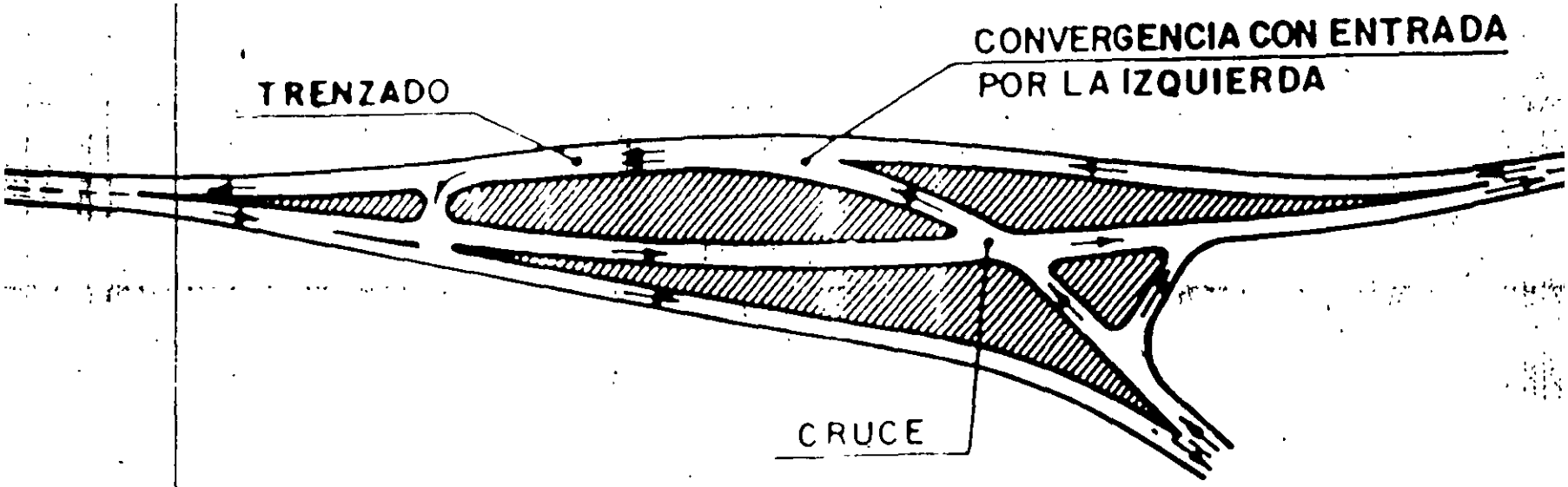
GLORIETA A DESNIVEL



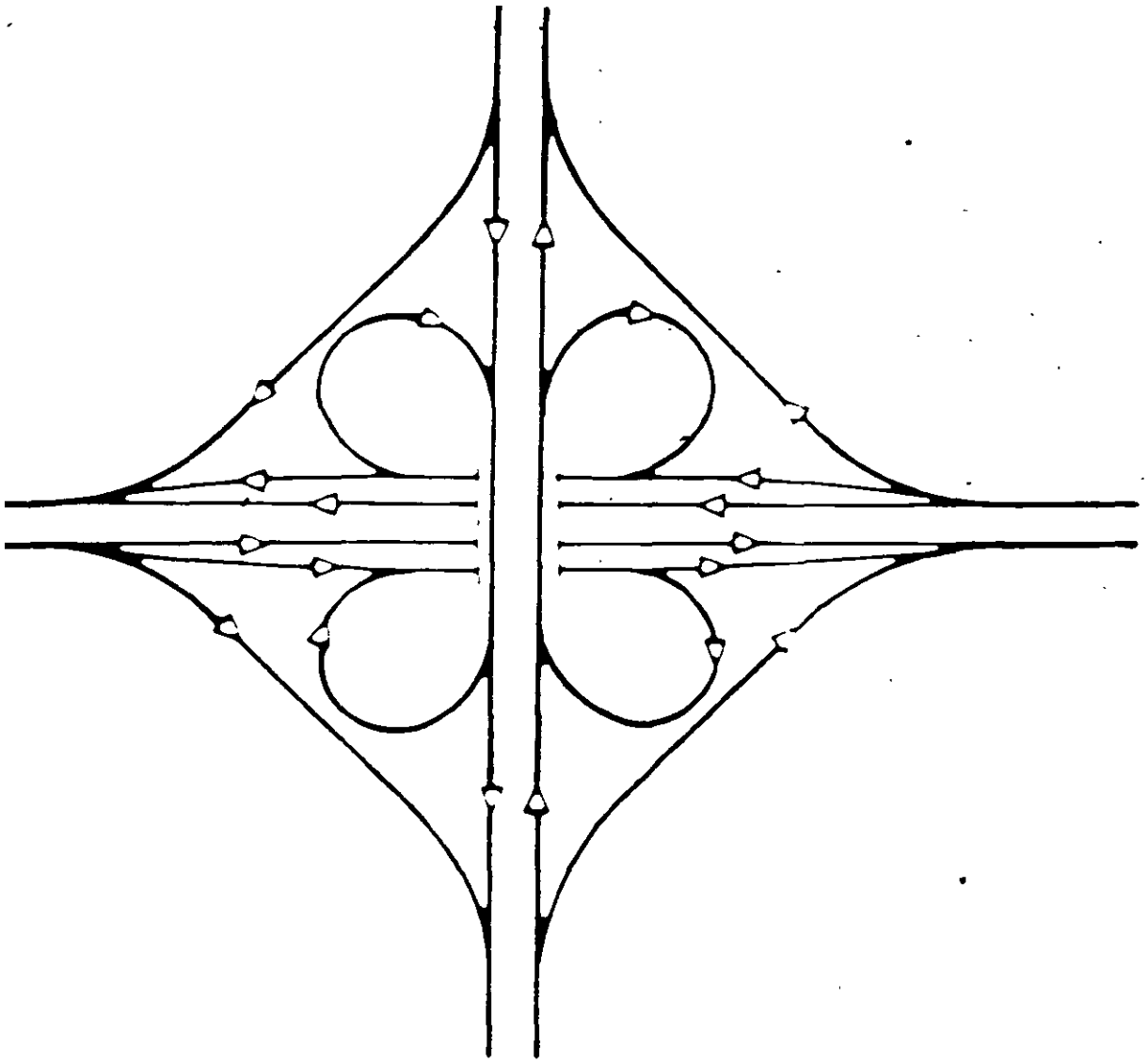
GLORIETA PARTIDA

RETORNO TIPO



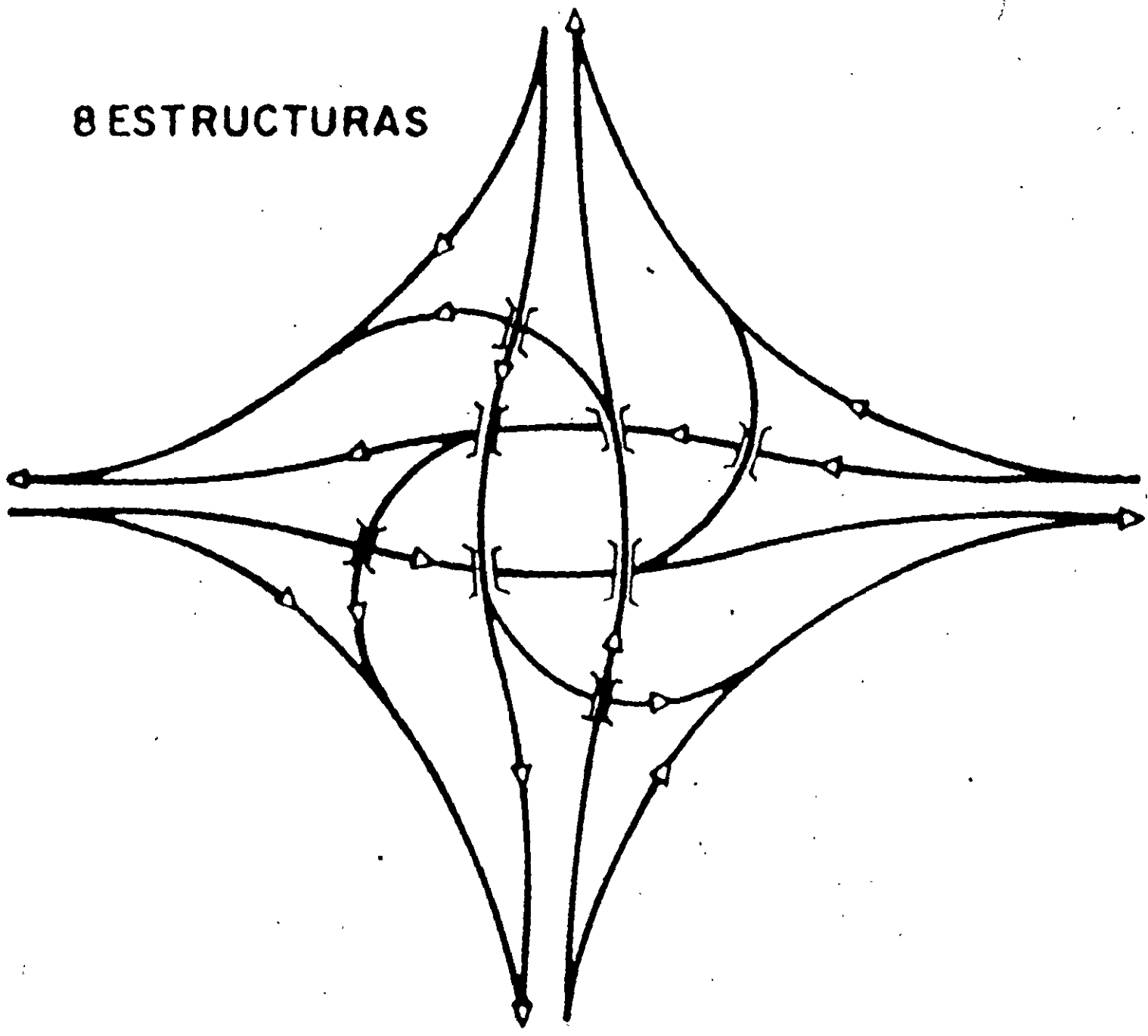


INTERSECCION EN Y (CANALIZACION COMPLETA)



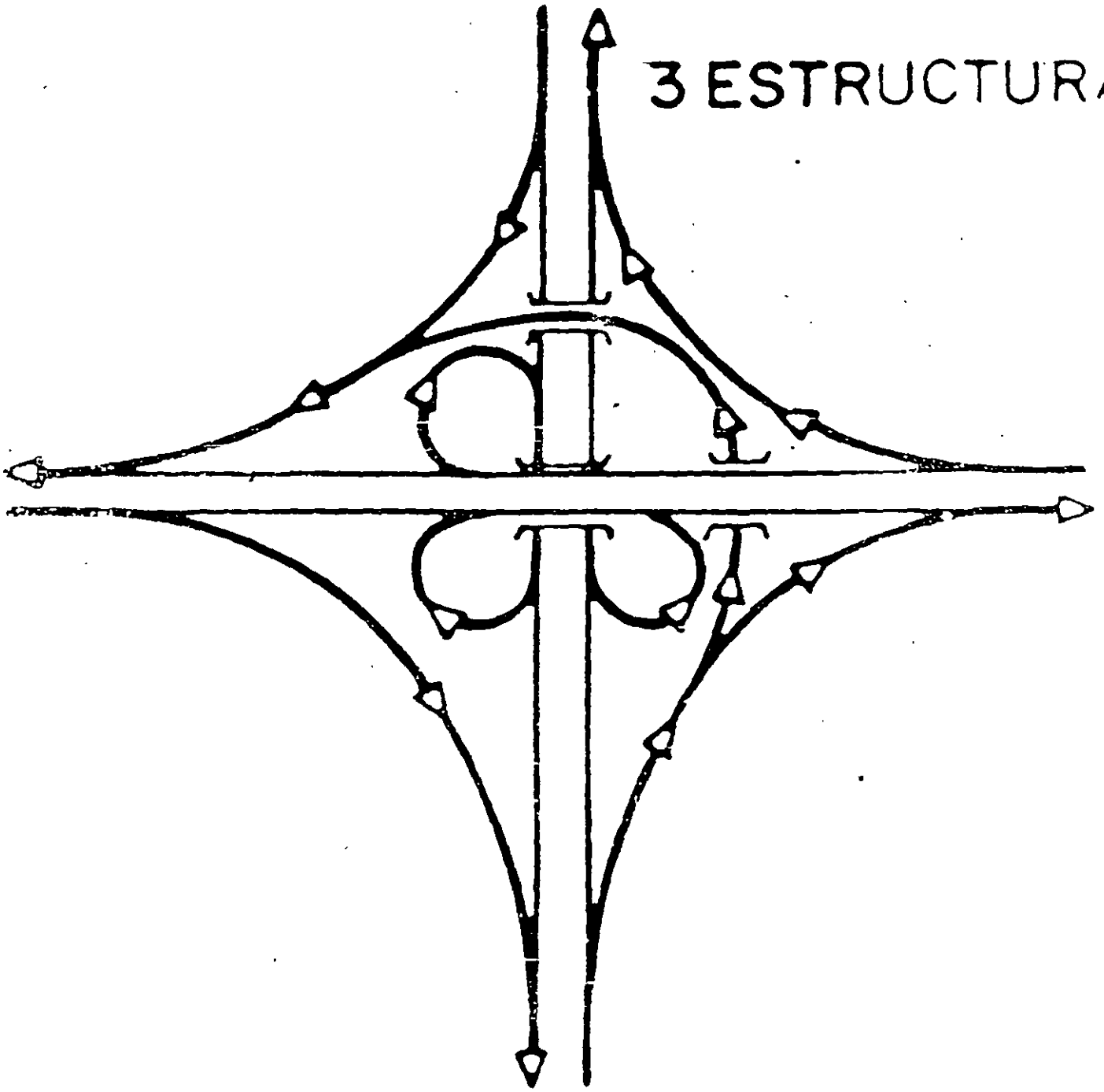
TREBOL COMPLETO CON DOS VIAS COLECTORAS DISTRIBUIDORAS

8 ESTRUCTURAS



ESVASTICA

3 ESTRUCTURAS



TREBOL MODIFICADO
POR UN CIRCULO

TENDIDO DE TALUDES

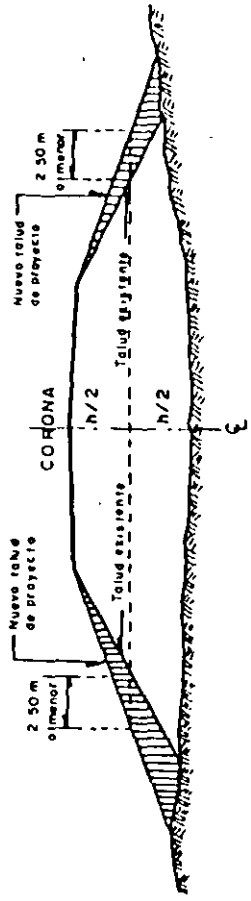


Figura Nº 5

mismo y/o los ordenados por la Secretaría, haciendo las modificaciones que correspondan por cambios autorizados por la misma:

a) De la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes.

b) De la capa subrasante sobre terraplenes construidos con material no compactable.

c) De la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

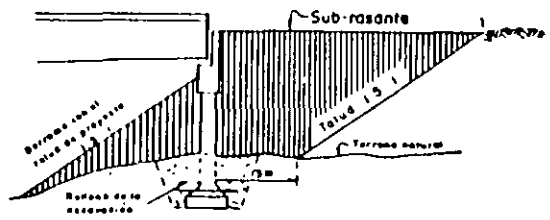
005-G.09 El agua empleada en la compactación de terracerías, se medirá en las pipas en el lugar de aplicación.

005-G.10 La compactación a que se refieren los incisos (005-G.02), (005-G.03) y (005-G.05) de este capítulo, sólo se medirá cuando en el proceso de ejecución de la obra se haya usado equipo especialmente diseñado para dicho efecto.

005-G.11 Para la formación y compactación de las cuñas de los terraplenes contiguos a los estribos de puentes y estructuras de pasos a desnivel, adicionadas con sus cuñas de sobreancho, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría. El volumen que se medirá será el del material de derrame, cuando proceda, más el del material que se encuentre atrás del apoyo, limitado como se indica en las figuras 6 y 7.

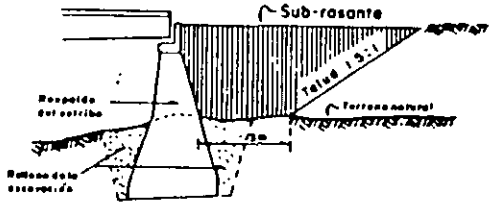
005-G.12 La compactación del terreno natural en las áreas para desplante de los terraplenes y de la cama en los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, por unidad de obra terminada, se medirá cubicando el material compacto, tomando como base el espesor y el ancho fijados en el proyecto y/o los ordenados por la

CUÑAS DE TERRAPLENES



CORTE POR ℄

Fig. Nº 6



CORTE POR ℄

Fig. Nº 7

Secretaría.

005-G.13 La recompactación de la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, - por unidad de obra terminada, se medirá cubicando el material compactado, tomando como base el volumen que indique el proyecto para el material ya compacto y verificándolo de acuerdo con la sección en su forma, espesor, anchura y el grado de compactación fijados.

005-G.14 Para la formación y compactación de los terraplenes, por unidad de obra terminada, en los casos que se indican a continuación, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, correspondiente a cada uno de los grados de compactación señalados en el proyecto y/o los ordenados por la Secretaría, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la misma.

a) De los terraplenes adicionados con cuñas de sobreancho.

b) De la capa subrasante en los terraplenes, formada con material seleccionado.

c) De la capa subrasante, formada con material seleccionado, sobre terraplenes construidos con material no compactable.

d) De la capa subrasante, formada con material seleccionado, en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

005-G.15 Para la formación y compactación de la ampliación de la corona, de la elevación de la subrasante y del tendido de taludes en terraplenes existentes, adicionados con cuñas de sobreancho en cada caso, por unidad de obra terminada, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, de acuerdo con los grados de compactación señalados en el - mismo y/o con los ordenados por la Secretaría, haciendo las modificaciones que correspondan por cambios autorizados por la misma.

005-G.16 Para la formación de la parte de los terraple

nes y de sus cuñas de sobreancho, que se construyan con material a volteo y la formación de la parte de los terraplenes adicionados con sus cuñas de sobreancho que se construyan con el material no compactable, por unidad de obra terminada, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría.

005-G.17 Para la formación y compactación de las cuñas de los terraplenes contiguos a los estribos de puentes y estructuras de pasos a desnivel, adicionadas con sus cuñas de sobreancho, por unidad de obra terminada, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría y tomando en cuenta las limitaciones indicadas en el inciso (005-G. 09) de este capítulo.

005-G.18 Para el mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, por unidad de obra terminada, en los casos que se indican a continuación, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, de acuerdo con los grados de compactación señalados en el mismo y/o los ordenados por la Secretaría, haciendo las modificaciones que correspondan por cambios autorizados por la misma:

a) De la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes.

b) De la capa subrasante sobre terraplenes --

construidos con material no compactable.

c) De la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

005-G.19 No se medirán los volúmenes excedentes a los de proyecto, provenientes de las tolerancias a que se refiere el inciso (005-F.20) de este capítulo.

005-G.20 No se medirán los volúmenes de materiales que forman los terraplenes y las cuñas de sobreancho por concepto de extracción, carga, acarreo libre y descarga, los cuales ya han sido considerados en las cláusulas (01.003-H) y (01.004-H) de este libro.

005-H BASE DE PAGO

005-H.01 La compactación del terreno natural en el área de desplante de los terraplenes y de la cama en los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: escarificación; la incorporación del agua empleada y la compactación hasta obtener el grado fijado y/o el ordenado.

005-H.02 La recompactación de la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado, como sigue:

a) Para la capa superior, el precio unitario incluye lo que corresponda por: escarificación, disgregado y eliminación del desperdicio mayor de setenta y seis (76) milímetros (3"), acamellonado por alas, movimientos del camellón, incorporación de agua, mezclado, tendido, compactación al grado fijado y/o al ordenado y afinamiento para dar el acabado superficial.

b) Para la superficie descubierta al acamellonar por alas el material de la capa supe--

rior, el precio unitario incluye lo que corresponda por: escarificación, incorporación del agua y la compactación hasta obtener el grado fijado y/o el ordenado.

005-H.03 La formación y compactación de los terraplenes, de la capa superior de los terraplenes cuya parte inferior fue construida con material no compactable, de los terraplenes de relleno construidos para formar la subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional y de las cuñas de terraplenes contiguas a los estribos de puentes y estructuras de pasos a desnivel, adicionados con sus cuñas de sobreancho en cada caso cuando proceda, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: formación del terraplén incluyendo el extendido del material en capas; incorporación del agua empleada en la compactación; compactación de las capas al grado fijado y/o el ordenado; recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y afinamiento de toda la sección.

005-H.04 La formación y compactación de la ampliación de la corona, de la elevación de subrasante y del tendido de taludes, en terraplenes existentes, adicionados con sus cuñas de sobreancho en cada caso, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: excavación de escalones de liga de los taludes de los terraplenes existentes; extendido del material en capas para la formación de la nueva sección; incorporación del agua empleada en la compactación; compactación de las capas al grado fijado y/o al ordenado; recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y afinamiento de toda la nueva sección.

005-H.05 La formación de la parte de los terraplenes y de sus cuñas de sobreancho construidas con material a -

volteo, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: formación del terraplén a volteo; en su caso, el recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y el afinamiento de los taludes.

005-H.06 La formación de la parte de los terraplenes y de sus cuñas de sobreancho construidas con material no compactable se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: formación del terraplén incluyendo el extendido del material en capas; operación de acomodo del material de las capas y acomodo del material fino para reducir vacíos; trabajo del equipo con movimiento ronceado; recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y afinamiento de los taludes.

005-H.07 El mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, en los casos que se indican a continuación, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: acamellonado, incorporación del agua, mezclado, tendido, compactación al grado fijado y afinamiento para dar el acabado superficial.

a) De la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes.

b) De la capa subrasante sobre terraplenes construidos con material no compactable.

c) De la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

005-H.08 El agua empleada en las compactaciones se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbi

28

co. Este precio unitario incluye lo que corresponda - por: extracción; carga a los vehículos de transporte; a carreo libre; aplicación, y los tiempos de los vehículos empleados en su transporte durante las cargas y las descargas.

005-H.09 La compactación del terreno natural en el área de desplante de los terraplenes y de la cama de los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, por unidad de obra terminada, se pagará a los precios - fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: escarificación; extendido del material; permisos de explotación de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua necesaria para la compactación hasta obtener el grado fijado y/o el ordenado; y los - tiempos de los vehículos empleados en el transporte del agua durante las cargas y las descargas.

005-H.10 La recompactación de la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, - por unidad de obra terminada, se pagará a los precios - fijados en el contrato para el metro cúbico compactado, como sigue:

a) Para la capa superior, el precio unitario - incluye lo que corresponda por: escarificación; disgregado y/o eliminación del desperdicio mayor de setenta y seis (76) milímetros (3"); acamellonado por alas; movimientos del camellón; permisos de explotación - de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua para la compactación; en su caso, operaciones para quitar la humedad excedente de la óptima compactación; - mezclado; tendido; compactación al grado fijado y/o al ordenado; afinamiento para dar el acabado superficial y los tiempos de los

vehículos empleados en el transporte del agua, durante las cargas y las descargas.

b) Para la superficie descubierta al acamellonar por alas el material de la capa superior, el precio unitario incluye lo que corresponda por: escarificación; permisos de explotación de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua para la compactación; en su caso, operaciones para quitar la humedad excedente de la óptima para compactación; compactación hasta obtener el grado fijado y/o el ordenado y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte del agua, durante las cargas y las descar-- gas.

005-H.11 La formación y compactación, por unidad de obra terminada, de los terraplenes, de la capa superior de los terraplenes cuya parte inferior fué construida - con material no compactable, de los terraplenes de relleno construidos para formar la subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional, de - las cuñas de terraplenes contiguas a los estribos de - puentes y estructuras de pasos a desnivel, y de la ampliación de corona, de la elevación de subrasante y - del tendido de taludes, adicionados con sus cuñas de sobreancho en cada caso cuando proceda, se pagará a los - precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado, al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: formación de terraplenes extendiendo el material en capas; permisos de explotación de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua necesaria para la compactación; en su caso, operaciones para quitar la humedad excedente de la óptima para compactación; compactación de las capas al grado fijado y/o al ordenado; recorte de las cuñas de sobrean--

cho con el extendido del material en los taludes; afinamiento de toda la sección; y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte del agua durante las cargas y las descargas.

005-H.12 La formación de la parte de terraplenes y de sus cuñas de sobreancho que se construyan con material a volteo, por unidad de obra terminada, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: formación del terraplén a volteo; en su caso, recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y el afinamiento de los taludes.

005-H.13 La formación de la parte de terraplenes y de sus cuñas de sobreancho que se construyan con material no compactable, por unidad de obra terminada, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: formación del terraplén incluyendo el extendido del material en capas; distribución y acomodo del material fino para reducir vacíos; trabajo del equipo con movimiento ronceado; recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y afinamiento de los taludes.

005-H.14 El mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, por unidad de obra terminada, en los casos que se indican a continuación, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: acamellonado, permisos de explotación de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua para la compactación; en su caso, operaciones para quitar la humedad excedente de la óptima para compactación; mezclado; tendido; compactación -

al grado fijado; afinamiento para dar el acabado superficial y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte del agua, durante las cargas y las descargas:

a) De la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes.

b) De la capa subrasante sobre terraplenes construidos con material no compactable.

c) De la capa subrasante: en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

30

CAPITULO 3.01.01.006

REAFINAMIENTO

006-B DEFINICION

006-B.01 Excavaciones y movimiento de materiales con - volumen total hasta de tres mil (3,000) metros cúbicos por kilómetro, necesarios para afinar, rehacer o modificar la sección de proyecto de las terracerías de una obra vial, ya atacadas o terminadas y recibidas con anterioridad por la Secretaría.

006-C REFERENCIAS

006-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o - pueden intervenir en reafinamiento y que son tratados - en otros capítulos de estas Normas, conceptos que deberán sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago; que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo	3.01	01.002		F	G	H
Cortes	3.01	01.003	D	F	G	H
Préstamos	3.01	01.004	D	F	G	H
Terraplenes	3.01	01.005		F	G	H
Acarreos de Materiales	3.01	01.008		F	G	H

006-G MEDICION

006-G.01 La medición del reafinamiento se hará tomando como unidad el kilómetro, considerando el resultado con una (1) decimal.

006-G 02 No se medirá el reafinamiento cuando el pago de las terracerías se haga por unidad de obra terminada.

006-H BASE DE PAGO

006-H.01 El reafinamiento se pagará al precio fijado en el contrato para el kilómetro. Este precio unitario es sólo una compensación por ser el volumen movido por kilómetro menor de tres mil (3,000) metros cúbicos; el pago por los trabajos de desmonte, cortes, préstamos, acarreos de terracerías y compactaciones, se hará por separado.

CAPITULO 3.01.01.007

CANALES

007-B DEFINICION

007-B.01 Excavaciones ejecutadas a cielo abierto, con objeto de formar la sección de las contracunetas, de cauces artificiales y de rectificación de cauces naturales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

007-C REFERENCIAS

007-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en canales y que son tratados en otros capítulos de estas Normas, conceptos que deberán sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago, que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo a la excavación.	3.01	01.002		F	G	H
Clasificación de materiales de excavación	3.01	01.001	D			
Acarreos de materiales producto de excavación.	1.01	01.00H		F	G	H

007-F EJECUCION

007-F.01 El proyecto y/o la Secretaría indicarán si las excavaciones para canales deben ejecutarse a mano o

con máquina. En este último caso, el equipo de construcción será previamente autorizado por la Secretaría. - Cuando el pago se haga por unidad de obra terminada, no se requiere la autorización anterior.

007-F.02 Las excavaciones para canales se ajustarán a los procedimientos de construcción fijados en el proyecto y/o a los ordenados por la Secretaría, siguiendo un sistema de ataque que facilite el drenaje natural de la excavación.

007-F.03 Durante el proceso de la excavación, la Secretaría ordenará las obras auxiliares necesarias para ejecutar, hasta donde sea posible económicamente, la excavación en seco, es decir, sin tirante de agua.

007-F.04 Los materiales resultantes de la excavación - deberán emplearse o depositarse en el lugar y forma indicados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría.

007-F.05 Cuando el material se desperdicie lateralmente se dejará una berma, entre la excavación y el depósito, con un ancho mínimo igual a la mitad de la altura - del corte del canal y en ningún caso menor de un (1) metro. Tratándose de contracunetas y canales en ladera, el desperdicio se depositará formando un bordo de sección sensiblemente uniforme, paralelo a la contracuneta y al canal, siempre del lado de aguas abajo.

007-F.06 Los taludes y el fondo de los canales deberán ser afinados de acuerdo con la sección y la pendiente - fijadas en el proyecto y/o las ordenadas por la Secretaría.

007-F.07 El contratista mantendrá los canales libres - de azolves y materias extrañas, hasta que la Secretaría reciba la obra.

007-F.08 En los casos en que no pueda drenarse la excavación en forma natural y se requiera bombeo para ejecutarla económicamente, el contratista someterá previamente a la aprobación de la Secretaría el equipo de bombeo que pretenda emplear y dicho equipo deberá trabajar a -

la capacidad normal correspondiente a las condiciones - locales. Cuando el pago de las excavaciones se haga por unidad de obra terminada, no se requiere la aprobación anterior.

007-G MEDICION

007-G.01 La medición de los volúmenes excavados se hará tomando como unidad el metro cúbico. El resultado se redondeará a la unidad.

007-G.02 Los volúmenes de las excavaciones a que se refiere el inciso (007-B.01) de este capítulo, se considerarán de acuerdo con una (1) de las (2) modalidades que se indican a continuación:

a) Verificando en la excavación misma y usando el método del promedio de áreas extremas, - en distancias de veinte (20) metros o menores si la configuración del terreno así lo requiere.

b) Por unidad de obra terminada, verificando - en la excavación misma y usando el método del promedio de áreas extremas, en distancias de veinte (20) metros o menores si la configuración del terreno así lo requiere.

007-G.03 Cuando proceda clasificar el material producto de la excavación, los volúmenes se clasificarán fijando en la propia excavación los porcentajes de los materiales A, B y C que los integran. Siempre que sea posible, se hará la medición directa de los volúmenes correspondientes a cada uno de los materiales A, B y C.

007-G.04 La medición de los volúmenes excavados, de acuerdo con su profundidad, se hará como se indica a continuación:

a) Hasta dos punto cincuenta (2.50) metros de profundidad, considerada a partir del borde más abajo del terreno natural original.

b) A partir de dos punto cincuenta (2.50) me-

tros de profundidad, contados a partir del borde más bajo del terreno natural original, por cada metro o fracción adicional, con aproximación de una (1) decimal.

c) Por unidad de obra terminada, para cualquier profundidad. No se clasificará el material.

007-G.05 El bombeo se medirá tomando como unidad la hora de bombeo efectivo. Por bombeo efectivo se entenderá el tiempo que las bombas estén trabajando en forma adecuada, ordenada por la Secretaría, extrayendo agua de las excavaciones; es decir, no se medirá el tiempo de un equipo de bombeo que esté trabajando deficientemente, ya sea por mal manejo del operador o por malas condiciones de las bombas; además de estos tiempos que no se medirán, tampoco se tomará en consideración el tiempo empleado para lubricación o cualquier reparación menor que debe efectuarse en el campo, así como los tiempos perdidos por cualquier otro motivo imputable al contratista. El resultado se considerará al centésimo de hora.

007-G.06 Cuando el contratista, con autorización de la Secretaría emplee maquinaria en la excavación para canales, por convenir así a sus intereses, no se medirán los volúmenes excedentes a los de proyecto, resultantes del empleo de la maquinaria.

007-H BASE DE PAGO

007-H.01 El pago de excavaciones para canales se hará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico del material excavado, de acuerdo con su clasificación, como sigue:

a) Para materiales A, B y C, a cualquier profundidad, en seco, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: excavación; extracción; afinamiento del canal y la berma; y depósito del material al borde

la excavación; según se excave:

01) A mano

02) Con máquina

b) Para materiales A, B y C, a cualquier profundidad, cuando se requiera bombeo, sin incluir éste, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: excavación; extracción; afinamiento del canal y la berma; y depósito del material al borde de la excavación; según se excave:

01) A mano

02) Con máquina

c) Para Materiales A, B y C, a cualquier profundidad, cuando se requiera bombeo, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: excavación; extracción; afinamiento del canal y de la berma; bombeo; y depósito del material al borde de la excavación; según se excave:

01) A mano

02) Con máquina

d) Para materiales A y B, a cualquier profundidad, excavados dentro del agua, con maquina, sin bombeo, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: excavación; extracción; afinamiento de la berma; y depósito del material al borde de la excavación.

e) Por unidad de obra terminada, cualquiera que sea su clasificación o profundidad, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: desmonte; desviación de corrientes; excavación en seco o en agua, a mano o con máquina; extracción; elevación a cualquier altura del material excavado;

afinamiento del canal y de la berma; bombeo; carga; acarreo libre; descarga y depósito del material en el lugar y forma que fije el proyecto; y los tiempos de los vehículos empleados en su transporte durante las cargas y las descargas.

007-H.02 La bonificación en el pago, cuando las excavaciones sean a profundidades mayores de dos punto cincuenta (2.50) metros, se hará para cada metro adicional de profundidad, con la cantidad estipulada en el contrato. No se hará la bonificación anterior, cuando el pago se haga por unidad de obra terminada.

007-H.03 El pago del bombeo se hará al precio fijado en el contrato para la hora de bombeo, de acuerdo con el tipo y capacidad de la bomba, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: transportes; instalación; operación y mantenimiento del equipo.

CAPITULO 3.01.01.008

ACARREOS PARA TERRACERIAS

008-B DEFINICION

008-B.01 Transporte del material producto de: cortes, excavaciones adicionales abajo de la subrasante, ampliación y/o abatimiento de taludes, rebaje de la corona de cortes y/o terraplenes existentes, escalones, despalmes, préstamos, derrumbes y canales, para construir un terraplén o efectuar un desperdicio; así como el transporte del agua empleada en la compactación de terracerías.

008-C REFERENCIAS

008-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en acarreos para terracerías y que son tratados en otros capítulos de estas Normas; tales conceptos se refieren a la medición de los volúmenes de materiales por acarrear y que deben sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de medición que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MEDICION
Determinación de los volúmenes excavados en cortes, excavaciones adicionales abajo de la subrasante, ampliación y/o abatimiento de taludes, rebaje en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, escalones, despalmes en cortes y para desplante de terraplenes y derrumbes.	3.01	01.003	G
Determinación de los volúmenes excavados, en los préstamos y despalme de préstamos.	3.01	01.004	G

partir del origen del sobreacarreo y se medirá para cada material, en estaciones de veinte (20) metros, en hectómetro o en kilómetro, según corresponda, y en cada caso considerando sólo uno (1) de los cinco (5) sistemas que a continuación se indican:

a) En sobreacarreo hasta de cinco (5) estaciones, tomando como unidad la estación de veinte (20) metros, con aproximación de una (1) decimal.

b) En sobreacarreos hasta de cinco (5) hectómetros, la distancia se divide en: los primeros cien (100) metros, tomando como unidad el hectómetro; y los hectómetros adicionales a los primeros cien (100) metros tomando como unidad el hectómetro, con aproximación de una (1) decimal.

c) En sobreacarreos a más de cinco (5) hectómetros y hasta dos (2) kilómetros, es decir, hasta veinte (20) hectómetros, la distancia se divide en: los primeros cinco (5) hectómetros, tomando como unidad cinco (5) hectómetros; y los hectómetros adicionales a los primeros cinco (5) hectómetros hasta dos (2) kilómetros, tomando como unidad el hectómetro, con aproximación de una (1) decimal.

d) En los préstamos de banco, tanto para el primer kilómetro como para los subsecuentes, se medirá tomando como unidad el metro cúbico kilómetro, considerando las fracciones como kilómetro completo.

e) En sobreacarreos a cualquier distancia del agua para las compactaciones, tomando como unidad el kilómetro, con aproximación de una (1) decimal.

008-G.08 La distancia de sobreacarreo, cualquiera que sea ésta, se determinará según se indica a continuación:

a) En las terracerías compensadas, según el diagrama de masas del proyecto, entre los centros de gravedad de la excavación y del terraplén, descontando la distancia de acarreo libre.

b) En los préstamos laterales no se determina.

c) En los préstamos de banco, entre el centro de lugar de la excavación del préstamo y el centro de gravedad del terraplén, capa subrasante y rellenos, según la ruta más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría.

d) En los desperdicios, derrumbes, desbalmes, escalones, ampliación y/o abatimiento de taludes, rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, y en canales, entre el centro del lugar de excavación y el centro del depósito, según la ruta accesible más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría.

e) La distancia de sobreacarreo de los volúmenes de agua para las compactaciones, se medirá segun la ruta accesible más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría, entre el lugar de su obtención y el centro del lugar de aplicación, descontando la distancia de acarreo libre.

008-G.03 El sobreacarreo de los materiales a que se refiere este capítulo, se cuantificará considerando el volumen de los materiales acarreados, medidos compactos, según se indica en la cláusula (01.01.005-G) de este libro y la distancia de sobreacarreo aplicable, tomando en cuenta lo que se indica a continuación y redondeando a la unidad:

a) Para distancias hasta de cinco (5) estaciones, es decir hasta 100 metros multiplicando el volumen total del material acarreado

36

por la distancia en estaciones de veinte - (20) metros, considerando como unidad el metro cúbico-estación.

b) Para distancias hasta de cinco (5) hectómetros, es decir hasta 500 metros la cuantificación se fraccionará en: para los primeros cien (100) metros, el volumen total del material acarreado a esa distancia, considerando como unidad el metro cúbico-hectómetro. Para los hectómetros adicionales a los primeros cien (100) metros, multiplicando - el mismo volumen total del material acarreado, por los hectómetros adicionales considerando como unidad el metro cúbico-hectómetro.

c) Para distancias hasta de dos (2) kilómetros, es decir veinte (20) hectómetros, la cuantificación se fraccionará para los primeros cinco (5) hectómetros, es decir 500 metros el volumen total del material acarreado a - esa distancia, considerando como unidad el metro cúbico-cinco (5) hectómetros. Para - las distancias excedentes hasta dos (2) kilómetros, multiplicando el mismo volumen total del material acarreado, por los hectómetros excedentes a los primeros cinco (5) - hectómetros, considerando como unidad el metro cúbico-hectómetro.

d) Para cualquier distancia, en materiales de préstamos de banco para la construcción de la capa subrasante y para completar la construcción del cuerpo del terraplén, considerando como unidad el metro cúbico-kilómetro redondeando a la unidad superior, la cuantificación se fraccionará en: para el primer kilómetro, el volumen que corresponda, medido [illegible]. Para los kilómetros subsecuen-

tes, multiplicando el mismo volumen de material acarreado por los kilómetros excedentes al primer kilómetro.

e) Para la distancia de sobreacarreo de los volúmenes de agua para la compactación de terracerías, se medirá según la ruta accesible más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría, entre el lugar de su obtención y el centro del lugar de su aplicación, descontando la distancia de acarreo libre.

008-G.10 Cuando la compactación del terreno natural y la formación de los terraplenes compactados se paguen por unidad de obra terminada, no se medirán los sobreacarreos del agua empleada para la compactación.

008-H BASE DE PAGO

008-H.01 El pago del acarreo libre de los materiales del agua, queda incluido en el precio unitario del concepto de obra de que se trate.

008-H.02 El pago de los sobreacarreos corresponde exclusivamente al transporte y se hará conforme a lo que se indica a continuación:

a) Para distancias hasta de cinco (5) estaciones de veinte (20) metros, es decir hasta - cien (100) metros, al precio fijado en el contrato para el metro cúbico-estación.

b) Para distancias hasta de cinco (5) hectómetros, es decir hasta quinientos (500) metros: para el primer hectómetro, es decir los primeros cien (100) metros, al precio fijado en el contrato para el metro cúbico sobreacarreado a una distancia de un (1) hectómetro, es decir cinco (5) estaciones. Para la distancia excedente al primer hectómetro, es decir a los primeros cien (100) metros, al precio fijado en el contrato pa-

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MEDICION
Determinación de los volúmenes de agua para compactación.	3.01	01.005	G
Determinación de los volúmenes excavados en canales.	3.01	01.007	G

008-F EJECUCION

008-F.01 El equipo de transporte deberá ser previamente autorizado por la Secretaría, salvo cuando el pago se haga por unidad de obra terminada.

008-F.02 Los acarreos se efectuarán de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

008-G MEDICION

008-G.01 Los materiales de terracerías compensadas, los de préstamos laterales y el agua para compactación tendrán un acarreo libre, a partir del término del cual su transporte se considerará como sobreacarreo.

008-G.02 El acarreo libre es el efectuado hasta una distancia de veinte (20) metros; el término de los veinte (20) metros de acarreo libre es el origen del sobreacarreo. Para los materiales de préstamos laterales todo el acarreo es libre.

008-G.03 El acarreo libre se determinará como sigue:

a) En las terracerías compensadas, limitado en el diagrama de masas de proyecto.

b) En los préstamos laterales, la totalidad del acarreo.

c) Para el agua utilizada en la compactación de terraplenes, a partir del lugar de extracción de la misma, sobre la ruta más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría.

008-G.04 El sobreacarreo de los materiales a que se refiere el inciso (008-G.01) de este capítulo, contado a partir de su origen, se considerará como sigue:

a) Hasta cinco (5) estaciones de veinte (20) metros, es decir, hasta cien (100) metros contados a partir del término del acarreo libre

b) Hasta cinco (5) hectómetros, es decir, hasta quinientos (500) metros contados a partir del término del acarreo libre.

c) A más de cinco (5) hectómetros, hasta veinte (20) hectómetros, es decir, de quinientos (500) metros hasta dos (2) kilómetros contados a partir del término de acarreo libre.

d) El acarreo a cualquier distancia para el agua utilizada en la compactación del terreno natural en el área del desplante de los terraplenes, de la corona de los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, de terraplenes, capa subrasante o rellenos.

008-G.05 El acarreo a cualquier distancia, para los materiales de préstamo de banco se considera como sigue:

a) Para el primer kilómetro.

b) Para los kilómetros subsecuentes.

008-G.06 En las terracerías compensadas, el volumen del material acarreado se determinará dividiendo el obtenido del diagrama de masas del proyecto entre el coeficiente de variabilidad volumétrica de proyecto.

008-G.07 La distancia de sobreacarreo de los materiales a que se refiere el inciso (008-B.01) de este capítulo, salvo los provenientes de préstamo lateral para los cuales no hay sobreacarreo, se considerará a -

38

3. *Highway Statistics 1984*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C. (1985).
4. *Final Report of the Highway Cost Allocation Study*. House Document No. 72, 87th Congress, 1st Session. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C., (1961).
5. *Final Report on Federal Highway Cost Allocation Study*. Report to Congress from the Secretary of Transportation, Washington, D.C. (May 1982).

capítulo tres

CARACTERÍSTICAS DE LOS CONDUCTORES, PEATONES Y VEHÍCULOS

El ingeniero de carreteras debe tener presente en los proyectos que existe una amplia variedad de características de operación de los vehículos y que los conductores y los peatones tienen características muy diferentes. La mayor parte de las instalaciones sobre las carreteras deben diseñarse para dar cabida tanto al automovil compacto más pequeño como al camión con remolque (trailer) más grande. En muchas ocasiones, en el diseño también debe estar prevista la circulación de motocicletas y bicicletas, así como el paso de peatones. Debe recordarse que las características de los usuarios varían mucho; existen diferencias en el tamaño, peso y características de operación de los vehículos, así como diferencias en las velocidades a que caminan los peatones; la habilidad de los conductores y peatones para entender y reaccionar ante las peculiaridades de la carretera y los eventos del tráfico también varía mucho. En la primera parte de este capítulo se examinarán algunas de las características de los conductores y peatones que interesan al proyectista por su implicación en el diseño. En los últimos párrafos, se tratarán ciertas características físicas de los automóviles y de los camiones que tienen relación con el proceso de diseño.

CARACTERÍSTICAS DE LOS CONDUCTORES

En Estados Unidos, el conductor que obtiene una licencia puede manejar en todos los estados, acatando las leyes y reglamentos de los mismos. Existen grandes diferencias en el grado de pericia requerido para obtener la licencia, en especial entre los conductores novatos. Una gran mayoría de conductores en Estados Unidos no recibe un entrenamiento f[illegible]al, sino que aprenden de los familiares y amigos, o bien, lo hacen solos

A pesar de los esfuerzos tendientes a mejorar los procedimientos de más o menos 75 años para otorgar licencias a los conductores, muchos observadores dudan que la expedición de licencias a los conductores contribuya mucho al manejo seguro de los vehículos de motor (1). Los informes estatales, las comprobaciones al azar, y los estudios especiales han indicado que en un determinado día existen en los caminos cuando menos 10 millones de conductores sin licencia (2). Un informe de un estado indicó que el 9.6 por ciento de conductores involucrados en accidentes fatales, no tenían licencia en el momento de la colisión (2).

En 1985, existían en Estados Unidos alrededor de 152 millones de conductores con licencia de los cuales el 52.4 por ciento aproximadamente eran hombres y el 47.6 por ciento restantes eran mujeres. El 7.3 por ciento del total tenía edades inferiores a los 20 años y alrededor de 6.5 por ciento tenía 70 o más años de edad. El número de conductores de edad avanzada ha aumentado significativamente en años recientes. En 1940, los conductores de 65 y más años abarcaban únicamente el 3 por ciento del total de conductores con licencia (3), para 1971 los conductores agrupados en esa edad alcanzaron el 11 por ciento del total. El número de conductores de edad avanzada se incrementó de 1.36 millones en 1940 a 5.71 millones en 1959 (3) hasta llegar a 17.57 millones en 1984 (4).

Es importante que los ingenieros viales no olviden que las calles y las carreteras deben diseñarse tomando en cuenta que entre los conductores existe una gran diversidad de edades y habilidades como el joven, el anciano, el novato y el experto.

3-1 Percepción sensible

Las decisiones y acciones de un conductor dependen principalmente de la información que le transmiten los sentidos. Esta información llega al conductor a través de los ojos, los oídos y las terminales de los nervios sensitivos en los músculos, tendones, articulaciones, piel y órganos. En general, en orden de importancia, los sentidos más utilizados por los conductores son:

1. Visual (vista)
2. Cinestésico (movimiento).
3. Vestibular (equilibrio)
4. Auditivo (oídos)

La información visual puede llegar a un conductor a través de la fovea o visión periférica. En la visión fovea, las imágenes se concentran en una pequeña área del ojo cerca del centro de la retina en la que la percepción visual es más aguda. En un momento dado, la visión más nítida de una persona está co[illegible]rada dentro de un cono con un ángulo central de alrededor de 3 gr[illegible]. Para la mayoría de las personas, la agudeza visual es

razonablemente nítida dentro de un ángulo cónico de hasta 10 grados aproximadamente. Más allá de estos límites la visión de una persona tiende a ser difusa. Una persona con visión normal puede percibir objetos periféricos dentro de un cono con un ángulo central de hasta 160 grados (5).

Un conductor aumenta la cantidad de información visual recibida, moviendo la cabeza y los ojos. Los ojos de un conductor escudriñan y registran el campo visual moviendo el área de mayor nitidez a uno y otro lado. La dirección de la visión fovea cambia repetidamente mientras que los ojos se fijan continuamente, cada una de estas acciones requiere respectivamente de 0.15 – 0.33 seg, y de 0.1 – 0.3 seg (5).

Mourant y Rockwell (6) encontraron que los conductores experimentados registraron un campo visual fijo horizontal más amplio que los conductores novatos. El ángulo promedio de este campo para el grupo experimentado varía de 30 a 48 grados, dependiendo del tipo de manejo a realizar. Los conductores novatos concentraron la visión en un área más pequeña y observaron el área más cercana al frente del vehículo y más a la derecha. Al seguir el movimiento de los ojos de los conductores novatos, se notó que éstos presentaron la tendencia a observar la barrera lateral y las orillas del carril continuamente, por períodos aproximados de 1.0 segundo, para obtener información sobre la posición lateral. Los conductores que no han dormido tienen los mismos efectos (6).

La agudeza visual disminuye y el campo visual se reduce conforme avanza la edad, en especial cuando las condiciones de iluminación son malas. (3) Además los conductores de más edad también tienen más dificultad para juzgar las distancias y distinguir los colores en comparación con los conductores jóvenes.

Los conductores reciben información por cinestesia, que es la sensación de posición corporal, presencia o movimiento que resulta principalmente de estímulo de los receptores sensoriales en los músculos, tendones y articulaciones. Los asientos, el volante, del pedal el freno, los descansabrazos y otros elementos le transmiten al conductor las fuerzas que ejercen sobre él las aceleraciones longitudinales o laterales. Los propioceptores en los músculos articulaciones se estimulan con la tendencia del cuerpo a moverse y a cambiar de posición por la acción de las fuerzas. Dichos estímulos provocan una reacción que puede ser la causa de que el conductor frene para disminuir la velocidad, o de que haga alguna otra cosa. Este fenómeno ha sido llamado "manejo por sensaciones".

Los conductores también reciben mensajes del nervio vestibular que se localiza dentro del oído interno. Tres canales semicirculares llenos de fluido en el oído interno, permiten a una persona reconocer la dirección de movimiento y mantener el balance o equilibrio. El movimiento de la cabeza o del cuerpo hace que el fluido se mueva en los canales, a[illegible]do las delicadas celdas fibrosas que se encuentran en los extremos [illegible]s canales. Los impulsos del nervio vestibular s[illegible]es al cerebro, el cual

sí vez, envía mensajes a los músculos para que éstos reaccionen manteniendo el equilibrio.

Los sentidos cinestésico y vestibular proporcionan información importante a un conductor acerca de las fuerzas asociadas con el cambio de dirección, la velocidad, el frenado, las vibraciones y la estabilidad del vehículo (7).

El sonido de una bocina o de las ruedas al patinar pueden alertar a un conductor para impedir una colisión, y el ruido del motor ayuda al conductor y a los peatones a juzgar la velocidad de un vehículo. Cuando se toma una curva o se da vuelta en un cruce, el ruido de las llantas puede indicar al conductor la necesidad de disminuir la velocidad. Los ingenieros viales utilizan el sonido por medio de pavimentos de textura especial, marcadores de pavimento realzados, o "tiras sonoras" (vibradores) para señalar a los conductores áreas de baja velocidad o para evitar el paso por ciertas áreas pavimentadas. Los sonidos en el interior del vehículo, como son las conversaciones en voz alta o la música del radio pueden cubrir el sonido exterior de sirenas, campanas u otros importantes dispositivos de alarma.

Los conductores pueden detectar fuego o mal funcionamiento del motor a través del sentido del olfato. El hambre, la sed o la incomodidad pueden ser la causa de que un conductor cambie su itinerario de viaje o se detenga. El conductor puede también ocasionalmente, recibir información a través de las terminales nerviosas sensoriales en su cabeza, piel y órganos internos y a través de las sensaciones experimentadas con el tacto, frío, calor, fatiga o dolor.

3-2 Percepción y reacción de los conductores

El tiempo de percepción-reacción de un conductor está definido como el intervalo que transcurre entre el momento en que se ve, se siente o se escucha una situación vial o de tráfico y el momento en que se inicia la respuesta a lo que se percibió. Si se toma como ejemplo una situación de frenado simple, el tiempo de percepción-reacción empieza cuando el objeto o primera condición aparece en el campo visual y se detiene cuando el pie del conductor toca el freno.

Tradicionalmente, el tiempo de percepción reacción se expresa en términos de percepción, raciocinio, emoción y volición, conocido como tiempo PIEV (5). La percepción es el proceso en el cual se forma una imagen mental a consecuencia de las sensaciones recibidas por medio de los ojos, oídos u otras partes del cuerpo. Percibir significa reconocer y darse cuenta de la información que transmiten los sentidos. Raciocinio quiere decir uso del intelecto. La emoción es el aspecto afectivo y subjetivo de la conciencia de una persona; la emoción determina la intensidad con la que una situación afecta a una persona. En la mayor parte de los casos, la emoción actúa contra la seguridad durante el manejo de un vehículo de motor. La volición es el acto de hacer una elección o de tomar una decisión. El tiempo de percepción-

reacción varía de menos de 0.5 a 3 o más segundos. Greenshields (8) ha indicado que, en general:

1. La velocidad de reacción varía según la persona y según la época en la misma persona.
2. El tiempo de reacción cambia gradualmente con la edad, las personas muy jóvenes así como las de edad avanzada tienen reacciones lentas.
3. Es común que los individuos reaccionen con mayor rapidez frente a los estímulos fuertes que ante los débiles.
4. Las situaciones complicadas tienen un tiempo de reacción más largo que las situaciones simples.
5. Las condiciones físicas de una persona afectan sus reacciones. Por ejemplo, la fatiga tiende a prolongar el tiempo de reacción de una persona.
6. La distracción aumenta el tiempo de todas las reacciones, excepto el de los reflejos.

Johansson y Rumar (9) midieron los tiempos de reacción al freno en un grupo de 321 conductores, quienes esperaban una señal para frenar. El tiem-

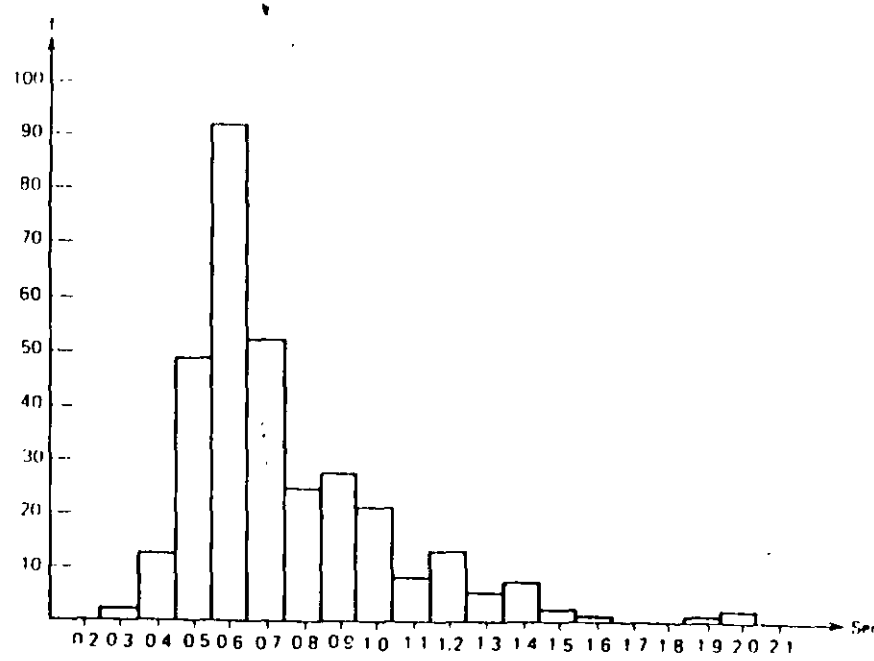


FIGURA 3.1 Distribución de frecuencia del tiempo de reacción al freno. (Tomado de: Referencia 9.)

po medio de reaccion al freno fue de 0.66 segundos y el intervalo fue de 0.3 a 2.0 segundos. En la figura 3.1 se muestra la distribucion de frecuencia de los tiempos de reaccion al freno. Los investigadores realizaron otro experimento para comparar el tiempo de reaccion al freno en respuesta a una señal totalmente inesperada con los tiempos de respuesta a una señal esperada. Su informe indico que los tiempos de reaccion al freno fueron con señal inesperada mayores en un 35 por ciento.

Los conductores mas viejos se tardan mas que los jovenes para percibir las situaciones de trafico y presentan una tendencia a tener pausas más prolongadas entre eventos sucesivos. Del estudio sobre tiempos de reaccion simple presentados por Marsh (3) se desprende que en promedio las personas

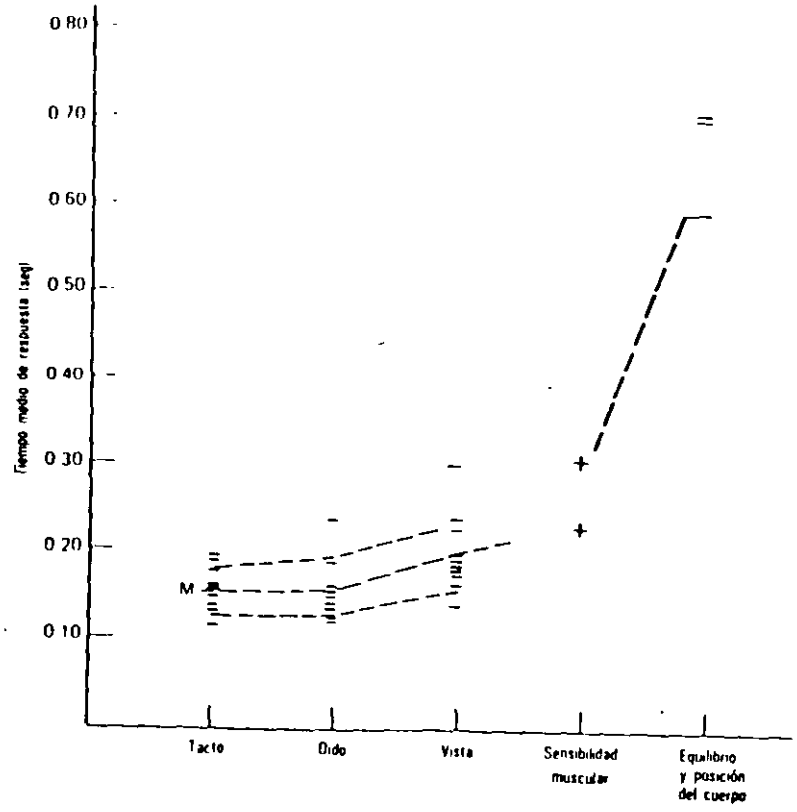


FIGURA 3.2 Tiempo medio de respuesta debida a los diferentes tipos de estímulos sensoriales (Tomado de T.W. Forbes y N.S. Katz, "Summary of Human Engineering Research Data and Principles Related to Highway Design and Traffic Engineering Problems"; diagrama cortesía del Institute of Transportation Engineers.)

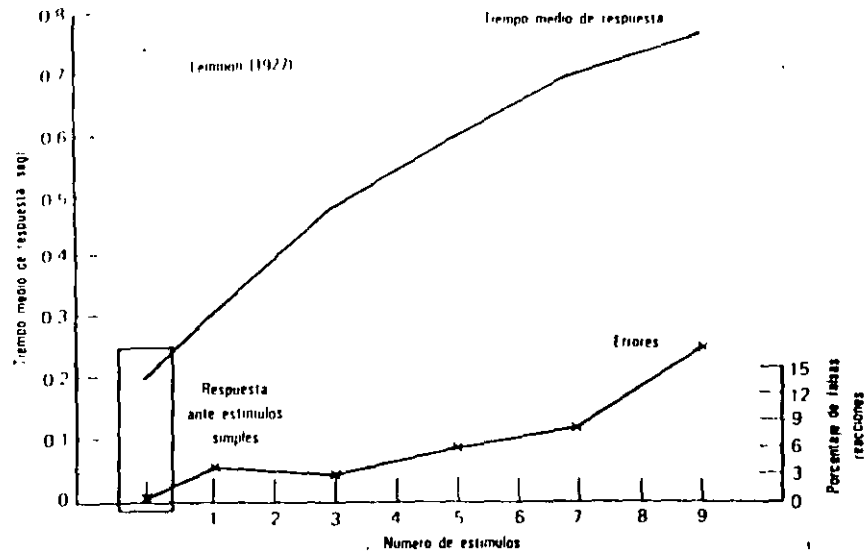


FIGURA 3.3 Incremento del tiempo medio de respuesta y de los errores al incrementarse el número de estímulos (Tomado de: T. W. Forbes y N. S. Katz, "Summary of Human Engineering Research Data and Principles Related to Highway Design and Traffic Engineering Problems"; diagrama cortesía del Institute of Transportation Engineers.)

mayores de 65 años son alrededor del 16 por ciento más lentos que aquellos que tienen 20 años de edad y los tiempos de reacciones complejas son alrededor del 33 por ciento más largos en los sujetos de más edad. No obstante debido a la diversidad de conductores, "la edad cronológica no es un criterio sólido para evaluar la competencia para conducir"(3).

Como se ilustra en la figura 3.2, el tiempo de respuesta de una persona depende del sentido estimulado. Por lo general, una persona responde más rápidamente a estímulos táctiles y auditivos, y los estímulos visuales únicamente requiere un tiempo de respuesta ligeramente mayor. Los tiempos de respuesta a los estímulos cinestésico y vestibular son considerablemente mayores.

La figura 3.3 muestra que el tiempo de respuesta y el índice de error aumentan con la complejidad de una situación.

El tiempo de percepcion-reacción tiende a ser más largo cuando el conductor está afectado por la fatiga, el uso del alcohol u otras drogas, y con ciertas circunstancias psicológicas y fisiológicas.

Para calcular la distancia a la que deben colocarse los semáforos, la AASHTO recomienda el uso de un tiempo de percepción [illegible]ón al freno simultáneos de 2.5 segundos (10).

2.- El reiterado e injustificado incumplimiento de estas obligaciones por EL CONCESIONARIO, sea en la fiscalización sobre las obligaciones directas podrá ser considerado causa grave que autorice la resolución del CONTRATO DE CONCESION por incumplimiento de EL CONCESIONARIO.

SECCION 17 INSTALACIONES AEREAS Y SUBTERRANEAS EXISTENTES EN EL PROYECTO

1.- EL CONCESIONARIO deberá tomar las medidas correspondientes para evitar el daño a las instalaciones aereas y subterráneas existentes en el derecho de vía, conductos telefónicos, acueductos, etc.; siendo responsable por la actuacion de su personal o subcontratistas, y los costos emergentes de la reparación de los eventuales daños por él ocasionados.

2.- Asimismo deberá efectuar las gestiones necesarias ante los propietarios de dichas instalaciones para la reubicación de las mismas previo a la realización de tareas que puedan afectar su seguridad.

3.- En caso que por trabajos de EL CONCESIONARIO, resulte necesario efectuar la remocion de dichas instalaciones, el gasto que ello demande estará a cargo del mismo.

ESQUEMA DE REGLAMENTO DE OPERACION

Titulo 1. Generalidades

- Art. 1.1 Objeto de Reglamento
- Art. 1.2 Carácter personal y limitado
- Art. 1.3 Organismo de Control
- Art. 1.4 Disposiciones generales en cuento al control

Título 2. Terreno Concesionado

- Art. 2.1 Definición del terreno concesionado y del Derecho de vía
- Art. 2.2 Accesos
- Art. 2.3 Areas específicas para mantenimiento y atencion al público

Título 3. Condiciones de la Operación

- Art. 3.1 Documentos contractuales
- Art. 3.2 Relaciones de la unidad operadora con la empresa concesionaria
- Art. 3.3 Definición de las prestaciones de la unidad operadora
- Art. 3.4 Definición de las obligaciones de unidad operadora con la concesionaria
- Art. 3.5 Definición de las obligaciones de la unidad operadora con el público
- Art. 3.6 Obras complementarias después de la puesta en servicio
- Art. 3.7 Documentos e informes a entregar a la concesionaria
- Art. 3.8 Amortización de las inmobilizaciones de operación
- Art. 3.9 Especificaciones técnicas para sistemas y equipamiento de operación
- Art. 3.10 Recepción de equipamiento e instalaciones

Art. 3.11 Especificaciones técnicas para mantenimiento de sistemas y equipamiento

Art. 3.12 Entrega de ingresos (en caso de sub-contratación de operación)

Art. 3.13 Remuneración del operador (en caso de sub-contratación de operación)

Art. 3.14 Bonificación y rebaja en remuneración (en caso de sub-contratación de operación)

Art. 3.15 Modo de abono de remuneraciones (en caso de sub-contratación de operación)

Art. 3.16 Revisión de remuneración

Art. 3.17 Modalidades de la operación

Art. 3.18 Mantenimiento rutinario de vías, instalaciones y maquinaria

Art. 3.19 Mantenimiento pesado de vías

Art. 3.20 Indices de servicio de las vías y monitoreo del pavimento

Título 4. Las Instalaciones y Trámite de Cobro y Chequeo de Peaje

Art. 4.1 Exigibilidad del peaje

Art. 4.2 Exenciones del pago de peaje

Art. 4.3 Puesto de peaje y local de vigilancia - Capacidad de los carriles de peaje

Art. 4.4 Modalidades del acercamiento a los puestos de peaje por los usuarios

Art. 4.5 Transacciones de peaje - Categorías de vehículos - Modos de pago

Art. 4.6 Modalidades de control de ingresos de peaje y prevención de fraudes

Art. 4.7 Trámite en caso de negativa de pago

Art. 4.8 Comprobantes de paso

Art. 4.9 Parqueo cerca del puesto de peaje y acogida de los clientes al mismo

Título 5. Relaciones con la Clientela y Política Comercial

Art. 5.1 Promoción al público de la obra concesionada

Art. 5.2 Información de los clientes

Art. 5.3 Servicio de relaciones públicas

Art. 5.4 Recepción y procesamiento de sugerencias, observaciones y quejas

Art. 5.5 Sistemas de seguros propios a la concesión

Art. 5.6 Socorro mecánico (o control del socorro mecánico cuando sub-concesionado)

Art. 5.7 Socorro médico (o control del socorro médico cuando es sub-concesionado

Art. 5.8 Areas de servicio - Viabilización

Art. 5.9 Areas de servicio - otros Servicios cadenas de los sub-concesionados

Art. 5.10 Areas de descanso y recreo - Instalaciones propias de la concesionaria

Art. 5.11 Política. Comercial: Abonamientos y tarjetas para transportistas regulares

Art. 5.12 Política. Comercial: Incentivos

Art. 5.13 Infracciones de los clientes

Art. 5.14 Indices de servicio a la clientela (eventualmente)

Título 6. Circulación y Seguridad

Art. 6.1 Permanencia de la circulación en la vía

Art. 6.2 Restricciones a la circulación

Art. 6.3 Paro de los vehículos en caso de avería

Art. 6.4 Intervención de los servicios de socorro - Tarifas de intervención

Art. 6.5 Intervención de los servicios de policía

Art. 6.6 Delimitación de las zonas de obras y accidentes en las vía

Art. 6.7 Reparto de las responsabilidades en caso de accidente

Art. 6.8 Policía de la vía concesionada - Toma en carga financiera de parte de gastos

Título 7. Organización de la Unidad Operadora

Art. 7.1 Organigrama

Art. 7.2 Reclutamiento del personal de operación

Art. 7.3 Capacitación del personal de operación

Art. 7.4 Manuales de operación

Art. 7.5 Relaciones contractuales

Título 8. Disposiciones Diversas

CONSTITUCIÓN POLÍTICA DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS

ARTÍCULOS	SINOPSIS
133	La Constitución, las Leyes del Congreso de la Unión y los Tratados Internacionales constituyen la Ley Suprema de toda la Unión a pesar de cualquier disposición en contrario que exista en las Constituciones o Leyes de los Estados.
134	La contratación de obra pública que realice el Gobierno Federal, el Gobierno del Distrito Federal, así como sus respectivas administraciones públicas se adjudicarán o llevarán a cabo a través de licitaciones públicas; cuando las licitaciones no sean idóneas se atenderá a lo que disponga la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas

ARTÍCULOS	SINOPSIS
75	Garantías que debe otorgar la constructora para responder de los defectos, vicios ocultos o cualquier otra responsabilidad que le resultare, maneras de otorgar las garantías y derechos de las dependencias y entidades para exigir el pago de cantidades no cubiertas por las garantías.
76	Responsabilidad de la constructora para la ejecución de los trabajos, las responsabilidades y los daños y perjuicios que resulten por su inobservancia, serán a su cargo
77	Requisitos que deben cumplir las dependencias y entidades para ejecutar obra pública por administración directa.
79	Obligación para dependencias y entidades de observar las disposiciones que en materia de construcción rijan en el ámbito estatal y municipal.
92	Procedimiento para la aplicación de sanciones o multas, aplicable en lo conducente a las rescisiones administrativas que lleven a cabo las dependencias y entidades por causas imputables a los proveedores o contratistas
TERCERO TRANSITORIO	Los reglamentos de las leyes de obras públicas y de adquisiciones, arrendamientos y prestación de servicios relacionados con bienes muebles, así como las disposiciones administrativas expedidas se seguirán aplicando en todo lo que no se opongan a esta Ley, en tanto se expidan los manuales de procedimientos y demas disposiciones administrativas

LEY DE ADQUISICIONES Y OBRAS PÚBLICAS

ARTÍCULOS	SINOPSIS
4	Construcciones, servicios, proyectos y trabajos que se consideran obra pública para los efectos de la Ley.
13	Aplicación supletoria del Código Civil para el Distrito Federal en materia común y para toda la república en materia federal y del Código Federal de Procedimiento Civiles.
19,FRACC. XII.	Obligación de considerar en los programas y presupuestos de la obra pública, las instalaciones para que personas discapacitadas puedan acceder y transitar por los inmuebles que se construyan.
20.	Obligación de prever los efectos que puedan tener sobre el medio ambiente las obras que se construyan, así como preservar o restaurar las condiciones ambientales
29, PÁRRAFO TERCERO	Tratándose de obra pública, además se requerirá contar con los estudios y proyectos, las normas y especificaciones de construcción, el programa de ejecución y, en su caso, el programa de suministro
57	Los contratos de obra pública podrán ser de dos tipos: sobre la base de precios unitarios o a precio alzado. Las dependencias y entidades podrán incorporar modalidades de contratación
61	Requisitos mínimos que deben contener los contratos de obra pública
62 PÁRRAFOS 4o., 5o y 6o.	La constructora no puede hacer ejecutar la obra por otro. Con autorización de la contratante podrá hacerlo respecto a parte de la obra Las empresas pueden presentar proposiciones en forma conjunta sin necesidad de constituir otra sociedad Derechos y obligaciones de los contratos de obra pública no pueden cederse, con excepción de los derechos de cobro, con previa autorización de la contratante.

ARTÍCULOS	SINOPSIS
63	Forma y condiciones para pactar los anticipos en los contratos de obra pública. El atraso en la entrega será motivo para diferir en igual plazo el programa pactado Reintegrar el saldo por amortizar en un plazo no mayor de veinte días naturales a partir de la fecha en la que se le comunique a la constructora la rescisión del contrato
64.	La residencia de supervisión se establecerá con anterioridad a la iniciación de la obra y será responsable de la supervisión, vigilancia, control y revisión de los trabajos, incluyendo la aprobación de las estimaciones
65	La obra debe iniciarse en la fecha señalada en el contrato, la contratante deberá poner a disposición de la constructora el o los inmuebles en que se construirá, en caso contrario se prorrogará el plazo pactado.
66.	Las estimaciones se presentarán por períodos mensuales acompañadas de la documentación respectiva y se deberán pagar en un plazo no mayor de 30 días naturales, contados a partir de la fecha en que las hubiere recibido el residente de supervisión.
67	Ajuste de costos; los costos de los trabajos aún no ejecutados pueden ser revisados atendiendo a lo acordado en el contrato. El aumento o reducción deberá constar por escrito.
68.	Obligación de pactar el procedimiento de ajuste de costos en el contrato y condiciones a las que se ajustará. Obligación de pagarlos a más tardar dentro de los 30 días naturales siguientes a la fecha en que la contratante resuelva por escrito el aumento o reducción.

ARTÍCULOS	SINOPSIS
69	Obligación de la dependencia o entidad contratante de pagar gastos financieros en caso de retrasarse en el pago de las estimaciones o ajustes de costos. Obligación de la constructora de reintegrar los pagos en exceso que haya recibido más los intereses correspondientes Lo anterior deberá pactarse en los contratos.
70	Razones por las que se pueden celebrar convenios modificatorios que no rebasen el veinticinco por ciento del plazo o monto pactados en el contrato. Convenio adicional que debe celebrarse en caso de que las modificaciones excedan del porcentaje citado o varien substancialmente el proyecto.
71	Las dependencias y entidades podrán suspender temporalmente en todo o en parte la obra contratada
72	Reglas que deberán observarse en la suspensión, rescision administrativa o terminación anticipada de los contratos
73	Obligación de comunicar al contratista y a la Contraloría, cualquiera de los supuestos a que se refiere el artículo anterior.
74	Obligación de la constructora de comunicar a la contratante la terminacion de los trabajos Obligación de la contratante de proceder a la recepción en el plazo que se haya acordado en el contrato, de comunicar a la Contraloria la fecha de recepción y de levantar el acta de recepción correspondiente

LEY DE VIAS GENERALES DE COMUNICACIÓN

ARTÍCULOS	SINOPSIS
10	El Gobierno Federal tiene la facultad de construir vías generales de comunicación, por sí, en cooperación con autoridades locales o por medio de particulares.
40	Las condiciones de seguridad, utilidad especial y eficiencia de las vías generales de comunicación serán fijadas por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.
41	Con excepción de los trabajos de urgencia no se pueden ejecutar trabajos de construcción en la vías generales de comunicación sin la aprobación previa de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
42	Los cruzamientos de vías generales de comunicación solo podrán hacerse mediante la aprobación previa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes
43	Dentro de los límites urbanizados y urbanizables de las poblaciones, no se podran poner obstáculos que impidan o molesten el uso de las calles, calzadas o plazas a juicio de las autoridades locales.
44	En ningún caso se permite la construcción de edificios o cualquier obra que pudiera entorpecer el tránsito en las vías generales de comunicación
45	Para llevar a cabo cortes de árboles, desmontes, rozas o quemas en un extensión de un kilómetro a cada lado de la vía general de comunicación, se requiere llenar los requisitos que exija la normatividad forestal y autorización expresa de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes

LEY DE CAMINOS, PUENTES Y AUTOTRANSPORTE FEDERAL

ARTÍCULOS	SINOPSIS
6	Para construir, conservar y mantener caminos y puentes federales se requiere de concesión.
22	La construcción y conservación de los caminos y puentes es de utilidad pública. La Secretaria de Comunicaciones y Transportes efectuará la compraventa o promoverá la expropiación de los terrenos que sean necesarios
23	Con excepción de los trabajos de urgencia y mantenimiento necesarios, no se podrán ejecutar trabajos de construcción o reconstrucción en los caminos y puentes, sin la previa autorización de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes en los planos y demás documentos necesarios.
24	Los cruzamientos de caminos federales solo podrán efectuarse previo permiso de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes.
26.	No podrán establecerse trabajos de explotación de canteras o cualquier tipo de obras que requieran de explosivos o de gases nocivos, hasta en una distancia de 100 metros del límite del derecho de vía
28	Se requiere permiso previo de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes para efectuar cualquier obra en las vias generales de comunicación que pudiera entorpecer el funcionamiento de los caminos federales.
29	El derecho de vía no esta sujeto a servidumbre.

ARTÍCULOS	SINOPSIS
30	La Secretaría de Comunicaciones y Transportes podrá otorgar concesiones para construir, mantener o conservar caminos y puentes; excepcionalmente la propia Secretaría otorgará concesiones fuera de licitación a los gobiernos de los estados o a entidades paraestatales.

LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y LA PROTECCIÓN DEL AMBIENTE

ARTÍCULOS	SINOPSIS
1o	La Ley es reglamentaria de las disposiciones de la Constitución destinadas a prever la preservacion y restauración del equilibrio ecológico y tiene por objeto definir la política y ordenamiento ecológico; preservación, restauración y mejoramiento del medio ambiente, aprovechamiento racional de los elementos naturales, preservación y control de la contaminación, y la concurrencia y coordinación entre las partes interesadas.
28.	La realización de obras que puedan causar desequilibrios ecológicos deben sujetarse a la autorización previa del Gobierno Federal y al cumplimiento de los requisitos que se le impongan. Para evaluar el impacto ambiental, la Secretaría requerirá a los interesados una descripción de los efectos de dichas obras en los ecosistemas de que se trate.
29	Materia en las que corresponde al Gobierno Federal evaluar el impacto ambiental.
30	Para los estudios y permisos para aprovechamientos forestales, deberán considerarse los dictámenes generales de impacto ambiental que emite la Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca
31.	En materias no reservadas a la Federación, corresponde a los estados y municipios evaluar el impacto ambiental.

ARTÍCULOS	SINOPSIS
34	En los casos de su competencia la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca resolverá otorgando la autorización para la ejecución de la obra de que se trate en los términos de la solicitud, negar la autorización u otorgarla condicionada.
36	Las normas técnicas ecológicas que emite la Secretaría del Ramo determinan la condiciones necesarias para asegurar la preservación y restauración del ambiente
38.	La federación, los estados y los municipios establecerán las medidas de protección a las áreas naturales para preservar y restaurar los ecosistemas.
98	Criterios que se consideran para la protección y aprovechamiento del suelo.
101.	Actividades prioritarias en las zonas selváticas que atenderá el Gobierno Federal.
110	Criterios para la protección de la atmósfera
117.	Criterios para la prevención y control de la contaminación del agua
120	Actividades que quedan sujetas a regulación federal o local para evitar la contaminación del agua.
134	Criterios para la prevención y control de la contaminación del suelo

LEY DE PRESUPUESTO, CONTABILIDAD Y GASTO PÚBLICO FEDERAL

ARTÍCULOS	SINOPSIS
2o .	Organismos, instituciones, dependencias, empresas y fideicomisos que ejercen el gasto público federal
13.	El gasto público federal se basa en presupuestos elaborados para cada año y fundados en costos.
15.	El presupuesto de egresos de la federación es el que contiene el decreto que aprueba anualmente la Cámara de Diputados.
29	Concluida la vigencia del presupuesto de egresos, solo procederá hacer pagos por conceptos efectivamente devengados en el año de que se trate.
30	Excepcionalmente, y en casos justificados, la Secretaría de Hacienda y Crédito Público, podrá autorizar que se celebren contratos que rebasen las asignaciones presupuestales para el año.
31.	La Secretaria establecerá las normas a que se sujetarán las garantías que deben constituirse en los actos y contratos que se celebren con las diversas entidades
46	Los funcionarios y demás personal de las entidades son responsables de cualquier daño que sufra la Hacienda Pública Federal o el patrimonio de cualquier entidad y los particulares (supervisión) son responsables solidarios en los casos en que hayan participado y originen una responsabilidad

REGLAMENTO DE LA LEY DE OBRAS PÚBLICAS

ARTÍCULOS	SINOPSIS
14.	Trámite para la obtención de licencias y permisos para la obra pública.
27.	Los anticipos se deben pactar en los contratos, se deberán poner a disposición de la constructora con antelación al inicio de los trabajos. El atraso en su entrega serán motivo para diferir el programa. No se otorgarán anticipos para los convenios modificatorios ni para el adicional; tampoco para los ajustes de costos, la amortización deberá efectuarse proporcionalmente a cada una de las estimaciones.
31.	Requisitos que deben contener las proposiciones de la constructora en el acto de presentación y apertura
36	Documentación que deberá entregar el concursante a quien se adjudique el contrato: análisis de todos los precios y programa detallado de ejecución de los trabajos
45	Las estimaciones se formularán con una periodicidad no mayor de un mes, plazos de presentación y autorización de estimaciones.
47	Actividades mínimas que tiene a su cargo la supervisión.
49.	Acta de terminación de los trabajos y requisitos mínimos que debe contener ésta.
50	Procedimientos para realizar la revisión de costos

ARTÍCULOS	SINOPSIS
51	Obligación de pactar en el contrato el procedimiento elegido para la revisión de costos y condiciones a que se sujetará la revisión.
52	Procedimientos que se deben seguir en los casos de suspensión o rescisión de los contratos.
53	Obligación de levantar acta circunstanciada en la que se haga constar el estado que guardan los trabajos en los casos de suspensión o rescisión de los contratos.
58	Contratos de servicios relacionados con la obra pública y servicios que quedan comprendidos en esta acepción.
59	Estipulaciones que deben contener los contratos de servicios relacionados con la obra pública.

REGLAMENTO DE LA LEY DE PRESUPUESTO, CONTABILIDAD Y GASTO PÚBLICO FEDERAL

ARTÍCULOS	SINOPSIS
32	El ejercicio del gasto público federal se efectúa con base en calendarios aprobados previamente por la Secretaría
42	Disposiciones que deberán observar las entidades cuando contraigan compromisos
44	Requisitos a que deben sujetarse los pagos que efectúen las entidades con cargo a sus presupuestos.
45	Requisitos que deberán cumplir las entidades para cubrir los compromisos devengados y no pagados al 31 de diciembre de cada año.
71	Requisitos a que deben sujetarse las garantías constituidas en favor de las entidades por actos y contratos que celebren

NORMAS OFICIALES MEXICANAS DICTADAS POR LA SECRETARÍA DEL MEDIO AMBIENTE, RECURSOS NATURALES Y PESCA

FECHA DE PUBLICACIÓN	SINOPSIS
NORMA OFICIAL MEXICANA NOM-003-CNA-1996 3 DE FEBRERO DE 1996	Requisitos para prevenir la contaminación de acuíferos durante la construcción de pozos de extracción

LINEAMIENTOS Y OFICIOS-CIRCULARES

FECHA DE PUBLICACIÓN	SINOPSIS
15 DE MARZO DE 1996	Lineamientos para el oportuno y estricto cumplimiento del régimen jurídico de las adquisiciones, arrendamientos, prestación de servicios de cualquier naturaleza, obras públicas y servicios relacionados en éstas.
14 DE AGOSTO DE 1995	Oficio-circular no SP/100-429/95, que suscriben la Secretaría de Contraloría y Desarrollo Administrativo, la Secretaría de Hacienda y Crédito Público y la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, para reforzar las medidas preventivas relativas al pago oportuno de las contrataciones que realizan las dependencias y entidades.
13 DE SEPTIEMBRE DE 1996	Oficio-circular por el que se requiere a las dependencias y entidades de la administración pública federal el envío de información a la Secretaría de Contraloría y Desarrollo Administrativo, en materia de ejecución de obra pública, para efectos de inspección y vigilancia.
2 DE OCTUBRE DE 1996	Oficio-circular por el que se dan a conocer los lineamientos y criterios para que en los procedimientos de licitación pública e invitación restringida y en lo relacionado con la ejecución y cumplimiento de los contratos de adquisiciones, obras públicas y servicios de cualquier naturaleza, se observe estrictamente lo dispuesto en la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas.

ETAPA	*TRÁMITE*	*AREA*
Después del concurso de supervisión	Recibe proyecto general de la obra	• Gerencia de Conservación
Visita al sitio de la obra	Realiza verificación física	• Superintendencia
Análisis de factibilidad del proyecto general de la obra	Entrega informe de factibilidad del proyecto general	• Gerencia de Conservación • Subdirección Técnica
Después del fallo del concurso de la obra	Asiste a la reunión inicial	• Subdelegación Técnica • Gerencia de Normas y Estudios Técnicos
Reunión inicial	a) Presentación de la constructora designada	• Gerencia de Conservación • Gerencia de Supervisión de Obra Pública • Subdelegado Técnico • Superintendencia
	b) Recibe proyecto ejecutivo de la obra	
	c) Recibe información de la constructora	
	d) Nombramiento de representantes técnicos	
	e) Entrega plantilla de personal técnico en campo	
	f) Elabora minuta y recaba firmas	
	g) Apertura de bitácoras	
Análisis de congruencia	Entrega informe de congruencia del proyecto ejecutivo	• Subdelegado Técnico • Representante Técnico del Organismo
Propuesta de modificaciones al proyecto ejecutivo	Elaboran y soportan solicitud de modificación contractual	• Representantes Técnicos del Organismo, constructora y supervisora

ETAPA	TRÁMITE	AREA
Ajustes autorizados al proyecto ejecutivo, en su caso	Recibe notificación oficial a supervisora y constructora	• Dirección Técnica • Subdirección Técnica • Subdelegado Técnico
Implantacion de modificaciones	Actualización del proyecto ejecutivo	• Representantes Técnicos del Organismo, Constructora y Supervisora
Inicio de obra	Recibe notificación de inicio de obra	• Dirección Técnica • Subdelegado Técnico • Gerencia de Supervision de Obra Pública
Decisiones que no modifican costos o programa de obra	Reunión de trabajo para análisis, decisión e implantación	• Representantes Técnicos del Organismo, Constructora y Supervisora • Subdelegado Técnico
Revision de generadores	Revisión y autorización de generadores	• Representantes Técnicos de la Constructora y del Organismo
Visto bueno de estimaciones	Análisis de estimaciones	• Representantes Técnicos de la Constructora y del Organismo
Pago de estimaciones	Revisión en Delegación Regional y oficinas centrales	• Delegado Regional • Gerencia de Conservación • Subdireccion Técnica
Auditorias externas	Atención y presentacion de documentos	• Delegación Regional • Contraloria Interna
Supervision interna	Atención y presentación de documentos	• Gerencia de Supervisión de Obra Pública
Informe de supervision	Elaboracion y presentación	• Gerencia de Supervisión de Obra Pública
Terminacion de obra	Recibe aviso de terminación	• Representante Técnico de la Constructora
Verificacion de terminacion	Inspección física, documental y de comprobación	• Representantes Tecnicos del Organismo y de la Constructora
Estimacion final	Análisis y verificación	• Representante Técnico de la Constructora • Subdelegado Técnico

ETAPA	TRÁMITE	AREA
Cierre de bitacora de obra	Reunión de trabajo	• Representante Tecnico de la Constructora • Subdelegado Técnico
Acta de entrega recepción	Elaboración y firma	• Representantes Técnicos del Organismo y de la Constructora • Subdelegado Técnico
Documentacion soporte	Integración y entrega	• Representante Técnico del Organismo • Subdelegado Técnico

OBJETIVO

Obtener el mejor y mayor apoyo técnico posible de las empresas de supervisión externa de obra existentes en el mercado, asi como verificar ponderada y sistemáticamente su desempeño durante la relación contractual con el Organismo.

POLÍTICAS

1. Conforme a sus atribuciones, el Organismo establecerá criterios de análisis para asegurarse de que las empresas que califiquen para participar en los procesos de licitación de la supervision externa de la obra pública a cargo de Caminos y Puentes, reúnan los conocimientos necesarios y experiencia practica para realizar con la mayor eficiencia las tareas de análisis técnico, verificación de acciones y resolución de problemas.

2. El análisis y evaluación del desempeño de las empresas supervisoras contratadas por el Organismo, en ningún caso deberá contravenir las disposiciones que al respecto establece la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas y demás disposiciones relativas y vigentes.

3 El Organismo considerará la mayor capacidad técnica, responsabilidad y ética profesional de la supervisora, entre otros factores de evaluación

4 La empresa supervisora integrará a sus acciones la mejor tecnología posible para la consecución eficaz de los objetivos, politicas, procedimientos de trabajo y lineamientos establecidos en este Manual

5. El Organismo podrá realizar evaluaciones periódicas o aleatorias respecto del desempeño de la supervisora contratada, siempre con base a los resultados obtenidos por la misma comparativamente con los compromisos contractuales convenidos entre las partes.

6. El Organismo podrá realizar asimismo evaluaciones parciales o totales respecto del desempeño de la supervisora, a través de una o varias áreas cuyas funciones las faculten para ello.

FASES PREVISTAS PARA LA EVALUACIÓN

Para realizar la evaluación del desempeño de la supervisora, a continuación se enlistan las etapas del proceso de supervisión de la obra en las que será conveniente realizar dichas revisiones, asi como los conceptos de resultados y actuación que podrian considerarse sujetos de análisis

1. ANTES DE LA CONTRATACIÓN DE LA SUPERVISORA

   a) Experiencia con el Organismo o similar, y ante la Secodam y Contaduria Mayor de Hacienda
   b) Curriculum Empresarial

c) Infraestructura de la empresa para la obra
d) Curricula del personal técnico
e) Capacidad técnica (equipo de transporte, comunicación, informática, laboratorios, etc.)
f) Conocimiento del proyecto
g) Experiencia especifica en obra tipo
h) Experiencia especifica en el Organismo

2 PREVIAMENTE AL INICIO DE LA OBRA

a) Capacidad de análisis técnico
b) Capacidad de análisis financiero
c) Verificación de factores de Protección al Medio Ambiente
d) Verificación de factores de Protección y Seguridad
e) Conocimiento del medio

3 DURANTE LA EJECUCIÓN DE LA OBRA

a) Manejo de bitácoras
b) Atención a la seguridad
c) Verificación de estimaciones
d) Informes de avance físico y financiero
e) Actuacion del personal técnico
f) Verificación de la calidad
g) Control de proyectos, programas, presupuestos y administración
h) Coordinación de obra, información y comunicación
i) Efectividad del apoyo técnico
j) Efectividad en la resolución de problemas
k) Relaciones de trabajo
l) Ética profesional

4. DURANTE EL FINIQUITO DE LA OBRA

a) Verificación de resultados contractuales
b) Verificación de acabados
c) Integración de archivos (soporte documental)

5 DESPUÉS DEL FINIQUITO DE LA OBRA

a) Responsabilidad por pendientes de la constructora
b) Proyecto modificado autorizado de la obra
c) Acta de entrega-recepción

La ponderación y escala numérica que corresponde a cada etapa y a cada factor de calificación queda a criterio del Organismo.

DESCRIPCIÓN DE ACTIVIDADES

1 La Gerencia de Supervision de Obra Pública formulará, en coordinación con la Direccion General Acjunta y la Dirección Técnica, las invitaciones restringidas de los concursos de supervisión y apoyará a la Gerencia de Normas y Estudios Técnicos en la elaboración de las bases de los concursos en esta materia

2 La Gerencia de Supervisión de Obra Pública inicia el seguimiento de las supervisoras, desde el proceso de licitación de la supervisión.

3 La Gerencia de Normas y Estudios Técnicos del Organismo, notifica a la supervisora, que le ha sido adjudicado el servicio de supervisión de obra, mismo que deberá iniciar a mas tardar el dia de la publicación de la convocatoria de la licitación de construcción y le solicita hacer un análisis completo y detallado de las bases concursales y del proyecto general de la obra.

4. La supervisora visita el sitio en el que se llevará a cábo la obra y recibe del Subdelegado Técnico y del Superintendente del Organismo la información concerniente al proyecto general, así como los datos de trazo, nivel y bancos de materiales, verifica las facilidades de comunicacion, instalaciones para oficinas, campamentos y disponibilidad de mano de obra en la región

5 La supervisora verifica que los levantamientos topográficos sean correctos e inicia serie fotográfica como soporte al sistema de información de la obra

6 Con base en las actividades de campo indicadas en los pasos 4 y 5 de este procedimiento, la supervisora realiza el análisis de las bases concursales y del proyecto general de la obra y el informe de observaciones (Ver formatos TSFA-01 1, TSFA-01.2 Y TSFR-03, Catalogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma), sugiriendo en su caso, las modificaciones que conforme a su juicio tecnico deban ser incorporadas al proyecto, antes de la junta de aclaraciones de la licitación de construcción, y lo entrega al Área Tecnica del Organismo por conducto de la Gerencia o Coordinación correspondiente, conforme a la Guia para el Análisis del Proyecto General de la Obra, (anexo 5) del Soporte Metodologico, Capitulo IV de esta Norma.

7. El Área Técnica del Organismo, por conducto de la Gerencia o Coordinación correspondiente, revisa el informe de observaciones al proyecto general de la obra presentado por la supervisora (Ver formatos TSFA-01.1, TSFA-02 1 y TSFR-03, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma), analiza la procedencia de las modificaciones y prepara el proyecto definitivo para autorizacion de la Dirección o Subdirección Técnica

8 Adjudicación del contrato de construcción

9 Una vez concluido el proceso de licitacion de la obra, el Área Técnica del Organismo por conducto de la Gerencia o Coordinación correspondiente, en coordinación con la Gerencia de Supervisión de Obra Pública, convoca a la constructora y a la supervisora para que asistan a la reunión inicial de trabajo en donde se discutirán y acordarán las estrategias generales de ejecución y seguimiento de la obra, tales como:

a) Instalaciones y construcciones que deben ser protegidas o reubicadas
b) Permisos necesarios para los diferentes procesos de la obra, articulo 14 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas
c) Convenios autorizados para la explotacion de bancos de material
d) Planeación general de la obra
e) Programa ejecutivo por actividades
f) Organigrama general de la obra
g) Sistema Integral de Seguridad y Proteccion de Obra
h) Política de protección al medio ambiente
i) Fechas de estimaciones
j) Reportes e informes
k) Fecha y hora de las reuniones semanales obligatorias

10 El representante técnico del Organismo entrega formalmente al representante técnico de la supervisora el paquete oficial de informacion que conforma el proyecto ejecutivo de la obra, así como la información proporcionada por la constructora durante el proceso de licitacion pública de la obra, autorizada por el Organismo

Del Proyecto Ejecutivo

a) Contrato de obra
b) Proyecto ejecutivo
c) Especificaciones
d) Normas de construccion
e) Programa de obras
f) Análisis de precios unitarios
g) Catálogo de conceptos
h) Especificaciones particulares
i) Presupuesto global y detallado
j) Programa mensual de erogaciones
k) Lineamientos de protección al medio ambiente
l) Sistema Integral de Seguridad y Protección
m) Bitacoras de obra y de supervisión

De la constructora

a) Relación de maquinaria
b) Relación de equipo de construcción
c) Relacion de oficinas en la obra
d) Relacion de campamentos en la obra
e) Relación de laboratorios de campo en la obra
f) Relación de equipo de laboratorio para control de calidad
g) Plantilla de personal técnico
h) Nombre del representante técnico ante el Organismo

11 En cumplimiento al articulo 47 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas, los representantes tecnicos del Organismo, de la constructora y de la supervisora, proceden a la apertura de las bitácoras de obra y de supervisión, mismas que en lo sucesivo serán responsabilidad especifica de la supervisora, a cargo de quien quedará el control de los números de folio

12. La supervisora entrega al representante tecnico del Organismo la plantilla definitiva del personal tecnico de campo y de oficina que la representará en la obra, anexando los currícula y constancias que acrediten su capacidad técnica, experiencia y conocimientos.

13 Al termino de la reunión inicial la supervisora elabora la minuta de acuerdos (Ver formato TSFR-01, Catálogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma) y recaba la firma de los representantes tecnicos, encargándose igualmente de la distribucion de la misma a todos los asistentes

14 La supervisora realiza un análisis comparativo entre el proyecto ejecutivo de obra, los volúmenes de presupuesto autorizado, la propuesta de utilización de recursos materiales y humanos asignados a la obra por la constructora, contra los programas respectivos (Ver formatos TSFA-02.1, TSFA-02.2 y TSFA-02.3, Catálogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma), conforme a la **Guia para el Análisis del Proyecto General de la Obra, (anexo 5)** del Soporte Metodológico, Capitulo IV de esta Norma

15 Con base en el análisis comparativo de la información señalada en el paso 7 de este procedimiento, la supervisora elabora el informe de congruencia (Ver formatos TSFA-02.1, TSFA-02 2, TSFA-02 3 y TSFR-03, Catálogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma), que contiene sus observaciones y recomendaciones y lo presenta al Superintendente y al Subdelegado Técnico del Organismo para obtener sus comentarios y autorización

16 Con base en el informe de congruencia, y conforme a las estrategias y politicas internas, la Dirección Técnica del Organismo autoriza, si es el caso, los ajustes necesarios al proyecto ejecutivo y/o presupuesto de la obra y lo notifica por oficio a la Delegacion Regional y ésta a la supervisora y a la constructora, para su ejecución

17 Tratándose de variaciones a ser autorizadas por el Organismo a partes del proyecto ejecutivo de la obra, la constructora y supervisora atienden a lo establecido en los **Lineamientos para la Tramitación de Modificaciones Contractuales, (anexo 6)** del Soporte Metodológico, Capitulo IV de esta Norma, registrando lo procedente en las bitacoras de obra y de supervisión.

18 La Dirección Tecnica del Organismo, la constructora y supervisora acuerdan que los proyectos, programas y presupuesto corresponden a los objetivos y especificaciones de la obra y confirman la fecha de iniciación de la misma, conforme al articulo 65 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas.

19 La supervisora elabora el directorio de obra con los datos de localización de los responsables de la misma, integrando a las representaciones técnicas del Organismo, de la constructora y de la propia supervisora.

POLÍTICAS

1 La supervisora analizará en forma completa y detallada el proyecto general de la obra y emitirá su opinión técnica al Área Técnica del Organismo por conducto de la Gerencia o Coordinación correspondiente, antes de la adjudicación del contrato de construcción, atendiendo al artículo 29, Párrafo 3° de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas.

2 La supervisora se asegurará de que las características y especificaciones del proyecto consideren la observancia obligatoria y sistemática de las normas vigentes en materia legal, de seguridad, protección al medio ambiente y política social.

3 La representación técnica y responsabilidad de la supervisora y de la constructora deberá recaer en los profesionistas propuestos en las respectivas bases de concurso, y en caso de sustituciones, se acreditarán nivel técnico y academico, especialidad y experiencia similares, previamente aprobados por el Organismo.

4 La residencia de supervisión se debe establecer con anterioridad a la iniciación de la obra, en cumplimiento al artículo 64 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas.

5 Los representantes técnicos de la constructora y supervisora deberán asistir obligatoriamente a la reunión inicial que convoque la Gerencia de Normas y Estudios Técnicos del Organismo, a efecto de analizar y determinar de forma conjunta los aspectos fundamentales y relevantes para la realización de la obra.

6 Será obligación de la supervisora verificar en campo y al detalle la infraestructura, equipamiento y recursos técnicos asignados a la obra por la constructora, así como la experiencia, nivel técnico y académico comprobado de los recursos humanos integrados a la misma

7. La supervisora informará oportunamente al Organismo los resultados del análisis de congruencia realizado a las bases concursales y al proyecto objeto de la supervisión, antes de la junta de aclaraciones de la licitación de construccion

8 La supervisora verificará que la constructora cuente con el equipo adecuado y suficiente para realizar las actividades necesarias en materia de control de calidad, con énfasis en un adecuado laboratorio cuyos equipos de medición se encuentren debidamente calibrados y avalados por la Secofi y/o la SCT.

9 La supervisora verificará que la constructora cuente con los medios físicos y electrónicos suficientes para el ágil desplazamiento y comunicación del personal técnico.

10 Durante la fase previa al desarrollo de la obra, se formalizará la apertura de las bitácoras de obra y de supervisión para registrar cronológica y sistemáticamente las incidencias y aspectos relevantes de los procesos de la obra y de la supervisión, mismas que deberán ser foliadas para efectos de control

OBJETIVO

Asegurar el correcto desarrollo de una obra determinada, analizando anticipadamente la factibilidad técnica y económica del proyecto general, así como la congruencia de los programas autorizados para su realización

POLÍTICAS

1 El Organismo podrá apoyarse en la opinión profesional de una empresa supervisora para validar la factibilidad técnica y económica del proyecto general de una obra que así lo requiera, antes de su licitación.

2 La supervisora utilizará la mayor capacidad, experiencia, objetividad y ética profesional en el análisis del proyecto general de la obra asignada por el Organismo, identificando y ponderando los efectos negativos de las incongruencias e inconsistencias localizadas.

3 La supervisora elaborará y entregará oportunamente al Organismo un informe detallado de recomendaciones y modificaciones necesarias al proyecto general de la obra, antes de su licitación.

4 El Organismo analizará y determinará la procedencia de incorporar al proyecto general de la obra las recomendaciones técnicas propuestas por la supervisora, antes del proceso de licitación de la obra.

5 El Organismo requerirá la opinión profesional de la supervisora para determinar la congruencia de los programas de trabajo presentados por la constructora, conforme a las especificaciones generales y particulares del proyecto ejecutivo, antes del inicio de la obra.

6 La supervisora realizará una comparación técnica y objetiva de los recursos humanos, materiales y equipo propuestos por la constructora, contra los volúmenes de catálogo y parámetros económicos establecidos en el proyecto ejecutivo de la obra.

7 La supervisora elaborará y entregará oportunamente al Organismo un informe detallado de modificaciones y ajustes necesarios a la propuesta de recursos humanos, materiales y equipo presentada por la constructora, antes del inicio de la obra.

8 El Organismo analizará y determinará la procedencia de autorizar las modificaciones y ajustes a la propuesta de la constructora, recomendadas por la supervisora antes del inicio de la obra.

9 La supervisora vigilará que la constructora ajuste su propuesta de recursos humanos, materiales y equipo, conforme a lo autorizado por el Organismo en esta materia.

10 La supervisora será responsable de realizar la coordinación necesaria para que al inicio de la obra se hayan analizado, autorizado e implantado las modificaciones y ajustes detectados y propuestos por la misma

SECUENCIA PARA DETERMINAR LA CONGRUENCIA DE PLANOS CONTRA CATÁLOGO DE CONCEPTOS

1. Revisión por plano del contenido de la información.

1 1 Revisar que cada plano contenga la información suficiente en dimensiones, niveles y referencias.

1 2 Ponderar su importancia constructiva y con ello normar el criterio para emitir las recomendaciones de complemento o corrección en su caso.

1 3 Realizar una revisión cruzada del plano con aquellos que le sean afines en ubicación y de cada especialidad requerida para constatar que la información común sea igual en todos los casos a que haya lugar

2 Revisión de cuantificación de trabajos por plano

2 1 Siguiendo la lógica constructiva, se deberán revisar la cantidad de conceptos y su volumetría por ejecutar manifestada en el catálogo de conceptos y se deberá ir llenando la tabla comparativa de cantidades de obra (Ver formatos TSFA-01.1 y TSFA-01.2, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma) en donde se incluirán aquellos conceptos que no fueron considerados y que por proceso constructivo se deberán realizar conforme a lo manifestado en planos.

3 Resumen de revisión y recomendación por plano

3 1 Con las diferencias encontradas generar, jerarquizando su importancia, un dictamen con las modificaciones o complemento pertinentes.

4 Concentrado de modificaciones al catalogo de conceptos.

4.1 Con las diferencias en volumetrías, conceptos faltantes en el catálogo o conceptos de más, generar un catálogo de conceptos depurado y recalcular importes de presupuesto base

SECUENCIA PARA DETERMINAR LA CONGRUENCIA DE VOLÚMENES DE CATÁLOGO CONTRA PROGRAMAS

1. Recursos humanos (Ver formato TSFA-02.1, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma).

A partir del grupo de actividades principales del catálogo de conceptos, analizar los rendimientos de cuadrillas con respecto al volumen por ejecutar de esas actividades, a fin de obtener el número de días efectivos de trabajo y poder comparar con el número de días programados (se busca determinar la factibilidad de los días programados ó plazos de ejecución).

2 Recursos materiales (Ver formato TSFA-02.2, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma)

A partir del grupo de actividades principales del catálogo de conceptos, analizar las cantidades de material programado contra la cantidad de material resultante de la revisión de la cuantificación de volumetrías y de los conceptos de obra.

3 Recursos de maquinaria y equipo (Ver formato TSFA-02 3, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma).

A partir del grupo de actividades principales del catálogo de conceptos, analizar los rendimientos del equipo a utilizar con respecto al volumen por ejecutar de esas actividades, a fin de obtener el número de días efectivos de trabajo de la maquinaria o equipos (se busca determinar la suficiencia de equipo ó maquinaria con respecto a los plazos de ejecución)

OBJETIVO

Establecer y normar la secuencia de los pasos a seguir para determinar, proponer y tramitar la autorización e implantación de cambios necesarios al proyecto ejecutivo de obra, considerando siempre el respeto a los lineamientos de calidad, seguridad, medio ambiente y política social

POLÍTICAS

1. El presente instructivo se aplicará exclusivamente cuando se trate de modificaciones al proyecto ejecutivo de la obra que impliquen alteraciones al presupuesto o al programa de obras.

2 La supervisora será responsable de gestionar ante el Organismo la autorización de modificaciones contractuales al proyecto ejecutivo de la obra señaladas en el presente instructivo.

3. Las solicitudes de modificación al proyecto ejecutivo de obra se realizarán por escrito y serán soportadas por la información técnica y administrativa necesaria y suficiente, señalando los beneficios de su aplicación.

4. Las solicitudes de modificación al proyecto ejecutivo de la obra deberán integrarse con la firma de los representantes técnicos del Organismo, de la constructora y de la supervisora, con el visto bueno del Subdelegado Técnico.

5. La implantación de las modificaciones solicitadas sólo procederá con la autorización expresa y escrita de la Dirección Técnica y/o Subdirección Técnica del Organismo.

6 Toda modificación al proyecto ejecutivo de la obra deberá formalizarse mediante la celebración del convenio respectivo

7 En ningún caso se iniciarán trabajos de modificación, sin que se cuente con el presupuesto correspondiente debidamente autorizado por el Organismo.

3. CONVENIO MODIFICATORIO (CUANDO EL MONTO DE LA OBRA O PLAZO POR EJECUTAR NO REBASE EL 25% DEL CONTRATO ORIGINAL).

Con base al artículo 70, primer párrafo de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, se atenderá el siguiente procedimiento:

3.1. La constructora entrega solicitud de convenio modificatorio y sustento a la supervisora, para su análisis

3.2. La supervisora revisa y concilia con la constructora presentando la solicitud a visto bueno del Superintendente del Organismo, elaborando el dictamen correspondiente.

3.3 La supervisora entrega al Subdelegado Técnico la solicitud analizada para su revisión, visto bueno y trámite.

3.4. El Subdelegado Técnico envía a la Gerencia de Conservación que corresponda la documentación que incluye: solicitud, sustentación, visto bueno de la Superintendencia y Subdelegación Técnica, proyectos de dictamen y convenio.

3.5. La Gerencia de Conservación revisa y envía a la Gerencia de Normas y Estudios Técnicos la documentación completa para la elaboración definitiva del convenio.

3.6 La Gerencia de Normas y Estudios Técnicos elabora acuerdo de la Subdirección Técnica y presenta al Subdirector para su revisión y trámite ante el Director Técnico.

3.7. El Subdirector Técnico presenta en acuerdo la solicitud de convenio al Director Técnico.

3.8. El Subdirector Técnico envía a la Gerencia de Normas y Estudios Técnicos acuerdo y documentación para trámite enviando copias del convenio a la Delegación Regional y supervisora

4. CONVENIO ADICIONAL POR UNICA VEZ (CUANDO EL MONTO DE LA OBRA ADICIONAL REBASE EL 25% DEL MONTO O PLAZO FIJADO EN EL CONTRATO ORIGINAL)

4.1. Con base al artículo 70, párrafo 2° de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, se atenderá el mismo procedimiento indicando en el apartado 3 anterior, con la salvedad de que en el punto 3.7 la autorización corresponde a la Dirección General del Organismo.

5. AJUSTE DE COSTOS

Cuando la modificación al proyecto ejecutivo implique ajuste de los costos del presupuesto, se atenderá a lo dispuesto en los artículos 67 y 68 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, así como lo establecido en los artículos 27, fracción VII; 50 y 51 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas, y se seguirá el siguiente procedimiento:

SECUENCIA

1. DIFERIMIENTO DE LA FECHA REAL DE INICIO DE LA OBRA.

1.1. Cuando la constructora no recibe en la fecha programada el anticipo que sirve de base para indicar el inicio del programa oficial de ejecución de la obra contratada, se atiende lo dispuesto en la fracción I del artículo 63 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, presenta a la Supervisora solicitud de diferimiento debidamente soportada, obtiene su visto bueno y la entrega a la Gerencia de Normas y Estudios Técnicos del Organismo.

1.2 La Gerencia de Normas y Estudios Técnicos del Organismo gestiona la autorización de la solicitud de diferimiento y la fecha definitiva para el inicio de la obra, formalizando su aplicación mediante un convenio explícito firmado por los representantes técnicos del Organismo, supervisora y constructora.

2. REPROGRAMACIÓN

2.1. Cuando el programa de obra no se pueda iniciar en la fecha prevista, por responsabilidad del Organismo, la constructora presenta a la supervisora solicitud de reprogramación con la documentación que sustente día a día el plazo que considera procedente, anexando notas de bitácora, minutas de trabajo y oficios en los que claramente se puedan contabilizar los días solicitados.

2.2 La supervisora analiza y concilia con la constructora los documentos soporte y elabora proyectos de dictamen y convenio.

2.3 La supervisora presenta solicitud de reprogramación al Superintendente del Organismo para su revisión y visto bueno.

2.4. La supervisora entrega solicitud de reprogramación al Subdelegado Técnico para su revisión y envío a la Gerencia de Conservación que corresponda, en oficinas centrales.

2.5 La Gerencia de Conservación que corresponda revisa la solicitud de reprogramación y con su visto bueno la envía a la Gerencia de Normas y Estudios Técnicos para la elaboración del convenio definitivo.

2.6. La Gerencia de Normas y Estudios Técnicos elabora acuerdo de la Dirección o Subdirección Técnica, según sea el caso y lo entrega al Director o Subdirector.

2.7. La Dirección o Subdirección Técnica autoriza la reprogramación.

2.8. La Gerencia de Normas y Estudios Técnicos notifica al Superintendente del Organismo y representantes técnicos de la supervisora y constructora que pueden proceder a la reprogramación solicitada.

5 1 La supervisora recibe de la constructora la solicitud de ajuste de costos, revisa y analiza la aplicación de los factores publicados por la Secodam y el cálculo del importe de acuerdo a los volúmenes de programa.

5.2 La supervisora presenta la solicitud al Superintendente del Organismo para su revisión y visto bueno.

5.3. La supervisora entrega la solicitud al Subdelegado Técnico para su revisión y trámite.

5 4 El Subdelegado Técnico envia la solicitud a la Gerencia de Normas y Estudios Técnicos para su revision y tramite.

5.5 La Gerencia de Normas y Estudios Técnicos revisa y elabora dictamen de la Comisión Interna de Precios Unitarios, acuerdo y oficio de autorización de escalatoria y lo presenta a la Comision Interna de Precios Unitarios para su autorización.

5 6 La Gerencia de Normas y Estudios Técnicos tramita escalatoria y envía copias a la Delegación Regional y supervisora

5.7 La supervisora verifica la aplicación del ajuste de costos autorizado

6. SUSPENSIONES TEMPORALES

6.1. Cuando por causas técnicamente justificadas, razones o decisiones atribuibles al Organismo, y notificadas por éste, se hace necesaria una suspensión temporal de la obra, se atenderá a lo dispuesto en el artículo 71 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas.

6.2 Los representantes técnicos del Organismo, de la constructora y de la supervisora elaboran acta circunstanciada en la que consta la aplicación de las instrucciones del Organismo y la entregan al Subdelegado Técnico

7. SUSPENSIÓN, RESCISIÓN ADMINISTRATIVA O TERMINACIÓN ANTICIPADA.

7 1. En el caso de que el Organismo determine la aplicación de alguno de los supuestos enunciados, se atenderá a lo dispuesto en el artículo 72 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, conforme a la fracción que corresponda.

I Suspensión de la obra o rescisión de contrato por causas imputables al Organismo.

II. Rescisión del contrato por causas imputables a la constructora.

III. Terminación anticipada por razones de interés general.

IV. Terminación anticipada por caso fortuito o de fuerza mayor.

7.2. Los representantes técnicos del Organismo, de la constructora y de la supervisora implantan la decisión notificada, elaboran y firman la minuta correspondiente para informacion y trámite de la Delegación Regional.

7.3 Concluidos los trámites anteriores, se atienden las actividades correspondientes al finiquito de la obra previstas en el capitulo III.3 de esta Norma.

OBJETIVO.

Verificar que los materiales, equipos, procesos y elementos de la obra cumplan con las especificaciones de calidad indicadas en el proyecto ejecutivo, con las que tenga establecidas el Organismo o con las normas nacionales aplicables en cada caso.

SECUENCIA.

1 La supervisora realizará sistemáticamente la revisión y seguimiento del programa de suministros de materiales que deben incluir ingeniería básica, procedencia, fechas de fabricación o extracción, embalaje, transporte, periodo de prueba, recepción en planta y obra e inspección final.

2 Cuando los materiales no cuenten con los antecedentes señalados, la supervisora recabará muestras representativas y las someterá a pruebas de calidad debidamente certificadas y avaladas.

3. La supervisora cumplirá con el programa de pruebas aleatorias de control de calidad aprobado por el Organismo

4 La supervisora verificará la calidad de los materiales en obra o en planta comparando los resultados de las pruebas aleatorias con los que presenta la constructora y entregará los resultados oportunamente al Organismo

5. Cuando los resultados de las pruebas aleatorias no sean satisfactorios, la supervisora informará a la constructora que los materiales y/o equipos objeto de las pruebas se rechazan y se ordena su retiro, reemplazo o correccion que proceda

6 Cuando un lote de material, elemento o proceso haya quedado excluido por efecto del muestreo aleatorio, y se tenga dudas respecto a su calidad, la supervisora solicitará al Organismo autorizacion para realizar pruebas selectivas soportando debidamente dicha solicitud.

7 Si en un proceso constructivo o una etapa no cumple con las normas de calidad previstas, la supervisora no autorizará la prosecución del proceso hasta en tanto se hayan corregido las deficiencias.

8 La supervisora, previa autorización del Organismo, rechazará, temporal o definitivamente los elementos, etapas, materiales o equipos que no cumplan con las especificaciones o normas vigentes hasta en tanto se corrijan sus defectos o se sustituyan según proceda

9 Previamente a la autorización de construcción de estructuras provisionales, obra falsa, cimbras y guías mecánicas, la supervisora revisará los planos que le presente la constructora, quien solo podrá construirlas con su autorización.

10. Cuando las características del subsuelo de la cimentación de una estructura sean heterogéneas o indefinidas en su capacidad de carga, de acuerdo como progrese la excavación, la supervisora llevará un registro del avance de la misma y ordenará, cuando lo considere necesario, que se proceda a la determinación de la capacidad de carga.

11 Independientemente de que los bancos de materiales sean o no de proyecto, previo a su acarreo al sitio de la obra, la supervisora verificará su calidad y autorizará su utilización.

12. Para elaborar los informes que correspondan a los resultados de ensayes de laboratorio y en general a cualquier prueba de control de calidad, se utilizarán los formatos que proporcione el Organismo (Ver formatos TSFC-01 al TSFC-32, Catálogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma).

Cuando se trate de pruebas especiales, cuyos formatos no estén incluidos en el Capítulo V de esta Norma, se utilizarán los que marque la S.C.T.

JUSTIFICACIÓN.

La necesidad que tiene el país de mejorar la seguridad en el sistema de transporte carretero para que disminuyan los accidentes, adquiere la máxima prioridad, ya que de acuerdo con diversos estudios, el valor de las pérdidas por accidentes, especialmente en carreteras, asciende al 1% del producto interno bruto y es la tercera causa de mortandad general, lo que se convierte ya en un problema de salud pública en el país.

Por otra parte, se subraya el hecho de que los accidentes viales tienen por víctimas, principalmente a personas jóvenes, razón por la cual, la utilización y mejoramiento de dispositivos de señalizacion y protección en obra pública del Organismo, es absolutamente indispensable.

OBJETIVO.

Vigilar que la constructora atienda e incorpore con amplitud y eficacia las normas, procedimientos y dispositivos de seguridad y salvaguarda que garanticen la integridad de los usuarios de las carreteras, puentes e instalaciones y la de los trabajadores que participan en la obra

CLASIFICACIÓN.

En cuanto a su función, los dispositivos usados en el señalamiento transitorio para protección en obra pública, se divide en:

A) Señales
   1 Preventivas
   2 Restrictivas.
   3 Informativas.

B) Canalizadores.
   1 Barreras.
   2 Conos
   3 Indicadores de alineamiento.
   4 Dispositivos luminosos
   5. Indicadores de obstáculos.

C) Señales Manuales.
   1. Banderas.
   2 Lámparas.

TIEMPO DE EMPLEO.

El tiempo durante el cual hay que señalar una obra será variable, y los dispositivos necesarios deberan ser colocados invariablemente antes de iniciar cualquier trabajo y ser retirados inmediatamente después de haberse terminado éste.

RESPONSABILIDAD.

En la utilizacion de dispositivos para protección y seguridad en obra pública del Organismo se deberán cumplir, entre otras, con las obligaciones siguientes:

1 La constructora deberá cumplir con la señalización cuyas características especificas vienen enmarcadas en el Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras, editado por la S.C.T. y será obligación de la supervisora vigilar su cumplimiento; lo cual deberá establecerse en los contratos de obra y supervisión respectivos.

En particular deberá observarse lo siguiente:

A) No iniciar ninguna reparación o construccion sin disponer de las señales necesarias para el tipo de obra que se va a ejecutar y para las caracteristicas del tramo que entrará en obra (recta, curva, pendiente, ascendente, otro).

B) Situar y conservar adecuadamente las señales.

C) No obstruir la visibilidad de las señales.

D) Retirar inmediatamente los dispositivos empleados, tan pronto haya terminado el motivo por el cual fueron colocados.

2 La constructora deberá dotar a su personal con el equipo e indumentaria de proteccion y seguridad de acuerdo con las condiciones que marca el Reglamento Federal de Seguridad, Higiene y Medio Ambiente en el Trabajo

3 En el tramo de señalización de obra deberán existir letreros que indiquen el nombre de la constructora, indicando el tipo de trabajo que se desarrolla y precisando, en metros, el tramo que falta para el inicio de la misma.

4 La constructora deberá contar con la constancia en la que se acredite que ha afiliado al IMSS a los trabajadores asignados a la obra.

5 La constructora que labore en tramos carreteros deberá contar con un seguro de daños a terceros, vigente desde el inicio de la obra, hasta que ésta retire sus equipos y limpie dichos tramos

OBJETIVO

Verificar que en la integración y desarrollo de los proyectos de obra a cargo del Organismo se incluyan e implanten con amplitud y responsabilidad los preceptos y prácticas obligatorias en materia de protección al medio ambiente

POLÍTICAS

1 La supervisora verificará la integración de los artículos de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente, aplicables a los proyectos de obra pública que el Organismo someta a su análisis y observaciones.

2 La supervisora se mantendrá actualizada respecto de las Leyes, Reglamentos, Normas y prácticas que sobre protección al medio ambiente se encuentren vigentes en materia de la obra pública específica que corresponde atender al Organismo.

3 La supervisora será responsable de informar al Organismo tanto de las omisiones que en materia de impacto ambiental fueron localizados en el proyecto general de la obra, como de las modificaciones que a su juicio complementen y enriquezcan el proyecto, antes de su implantación

4 La supervisora incluirá entre sus objetivos y actividades a desarrollar, antes, durante y al finiquito de la obra, la verificación de la permanente implantación de las especificaciones de protección al medio ambiente contenidas en el proyecto ejecutivo de la obra.

5 La supervisora observará permanentemente que la constructora aplique con responsabilidad y oportunidad todas las indicaciones contenidas en el proyecto ejecutivo de la obra, en materia de impacto ambiental, informando de los resultados al Organismo.

6 El personal de la constructora deberá acreditar capacitación en el y para el trabajo, así como cursos registrados y avalados por la Secretaría del Trabajo y Previsión Social

7 La edad mínima de los trabajadores contratados por la constructora será la contemplada en la Ley Federal del Trabajo.

8. La supervisora verificará que la constructora cuente con un completo inventario de dispositivos, equipos y materiales indispensables y completos para señalización de la obra y protección personal de los trabajadores

9 Cuando por causas fortuitas ocurra algún accidente, la supervisora y constructora atenderán de inmediato las soluciones pertinentes, debiendo informar oportunamente al Organismo las causas, medidas preventivas tomadas y riesgos posibles

10 La supervisora vigilará que durante el proceso de la obra la constructora mantenga las áreas y entornos de construcción con el máximo de limpieza y visibilidad.

11 El incumplimiento de cualesquiera de los lineamientos anteriores por parte de la constructora, será responsabilidad conjunta de la supervisora y la constructora.

PRINCIPALES MEDIDAS DE CONTROL ECOLÓGICO, A SER VERIFICADAS EN EL PROYECTO EJECUTIVO

Se destacan algunas de las principales medidas adoptadas por el Sector Comunicaciones y Transportes para prevenir y mitigar los impactos ambientales directos y algunos indirectos

Por lo tanto, la supervisora verificará que el proyecto ejecutivo de la obra considere los siguientes conceptos básicos

a) Formular las manifestaciones de impacto ambiental, cuando la normatividad lo exija y aplicarlas cuando éstas sean aprobadas.

b) Desmontar únicamente las superficies indispensables para la construcción de las obras y para que en la operación no se obstruya la visibilidad.

c) Conservar los estratos herbáceos y arbustivos que protejan al bosque, eviten la erosión y sirvan como elemento de amortiguamiento y frenado de los vehiculos que accidentalmente se salgan de la carretera.

d) Despalmar sólo las superficies necesarias y utilizar el material de despalme, cuando este sea adecuado, para arropar taludes y propiciar su vegetación, restaurar bancos de materiales y controlar la erosión

e) Prohibir las excavaciones de préstamo lateral, salvo excepciones justificadas

f) Depositar los desperdicios de cortes y derrumbes en bancos que se planeen cuidadosamente en ubicación y forma, queda cancelada la posibilidad de desperdiciar lateralmente el producto de los cortes en balcón, que tanto dañan el paisaje y a la vegetación de las laderas y que ocasionan el azolve de cuerpos de agua y obras de drenaje.

g) Estabilizar los taludes de cortes y terraplenes tanto por medios mecánicos tales como bermas, anclas, subdrenes y otros, como por medios vegetativos con siembra de especies herbáceas, cactáceas o arbustivas o utilizando técnicas mixtas de control de la erosión a base de productos industrializados como mallas, geotextiles, georredes y siembras.

h) Restaurar las áreas que se abandonen de campamentos, patios, almacenes y bancos de materiales.

i) Forestar con especies nativas para cortinas rompevientos, para ocultar vistas desagradables, tales como basureros públicos, rellenos sanitarios, bancos de materiales, y en el derecho de vía para mejorar el paisaje.

j) Racionalizar el ancho de los caminos de acceso y desviaciones, sobre todo en zonas con pendientes y en áreas agrícolas o protegidas. También se deberán estabilizar las superficies de rodamiento revestidas para disminuir la erosión y el polvo.

OBJETIVO

Verificar que el desarrollo de la obra no altere el entorno social en que se ubica, proporcionando asesoría en la adopción oportuna de medidas preventivas o soluciones.

POLÍTICAS

1 La supervisora verificará que el proyecto ejecutivo contenga previsiones específicas para evitar alteraciones del comportamiento social en el entorno de la obra.

2 La supervisora verificará que la constructora cumpla estrictamente con las previsiones de respeto al entorno social de la obra en desarrollo.

3 La supervisora reportará oportunamente al Organismo los casos de posible alteración del clima social en el entorno de la obra, así como las soluciones viables

4. La supervisora asesorará a la constructora cuando a su juicio sea oportuno y posible evitar alteraciones en el entorno social que pudieran poner en riesgo el desarrollo de la obra

5 La supervisora atenderá y realizará los trámites de carácter social que específicamente le solicite o autorice el Organismo.

k) Controlar las emisiones a la atmósfera de gases y ruidos, de los equipos de construcción y plantas de procesamiento

l) Cubrir los equipos de transporte de materiales térreos con lonas que eviten la emisión de polvos

m) Prevenir y controlar en su caso, los derrames de combustibles, materiales asfálticos y residuos

n) Ubicar y aislar bancos de materiales en explotación, plantas de trituración, concreto y asfaltos, así como almacenes de materiales pétreos, de tal manera que los vientos dominantes no lleven polvo y partículas a los poblados.

o) Tomar medidas contra el ruido excesivo que genere el tránsito, como la construcción de carpetas con granulometría abierta, tratamientos superficiales que amortigüen el ruido o mediante la construcción de barreras, cuidando que éstas, no causen una contaminación mayor de la que se pretende solucionar.

p) Diseñar y construir sistemas adecuados para el tratamiento de aguas residuales en terminales, campamentos y centros de trabajo donde no exista sistema municipal de alcantarillado sanitario.

OBJETIVO

Verificar permanentemente que la constructora cumpla eficazmente con los procedimientos de construcción, especificaciones, normas, programa y presupuesto del proyecto ejecutivo de la obra contratada.

Asimismo, proponer las modificaciones y adecuaciones que procedan para garantizar que la obra se realice con la calidad, tiempo, costo y seguridad proyectados

POLÍTICAS

1 La supervisora será responsable ante el Organismo de realizar el seguimiento sistemático y detallado de todo el desarrollo de la obra, para conocer y evaluar oportunamente el avance físico y financiero de la misma

2 La supervisora vigilará el estrecho cumplimiento y apego a la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas y al Reglamento de la Ley de Obras Públicas, así como a todo tipo de normas aplicables en materia legal, de seguridad, protección al medio ambiente y política social

3 La supervisora establecerá las estrategias y mecanismos de seguimiento y control que le permitan mantener oportunamente informado al Organismo tanto de los resultados obtenidos por la constructora durante el desarrollo de la obra, como de sus propias actividades

4 La supervisora deberá identificar con oportunidad los casos de desviación del proyecto ejecutivo autorizado, así como determinar técnicamente las opciones de solución correspondientes, dentro de las normas y especificaciones previstas

5 La supervisora deberá recomendar a la constructora soluciones a problemas técnicos surgidos durante el desarrollo de la obra, siempre y cuando éstas no signifiquen alteraciones en el costo, en los programas de obra, ni en la normatividad general vigente

6 Cuando las opciones de solución a desviaciones surgidas en el desarrollo de la obra impliquen alteraciones en el costo o en los programas de obra, se requerirá invariablemente la autorización escrita del Organismo.

7. Para asegurar la calidad en todos los aspectos aplicables durante el desarrollo de la obra, la constructora y la supervisora atenderán las normas específicas que para cada caso establece la SCT y el propio Organismo

8 Cuando se presenten diferencias en más del 10% entre los resultados obtenidos por la supervisora y la constructora en la realización de pruebas aleatorias de control de calidad, en un concepto específico, los representantes técnicos del Organismo, constructora y supervisora sesionarán para corregir las deficiencias detectadas en la obra, atendiendo a las **Normas de Control de Calidad Aplicables a la Obra Pública (anexo 7)**, del Soporte Metodológico, Capítulo IV de esta Norma.

9 La Subdirección o Dirección Técnica del Organismo decidirán la intervención de un tercer laboratorio de control de calidad cuando no exista acuerdo en los resultados de las pruebas aleatorias de control de calidad realizadas por la supervisora y la constructora, con cargo a la empresa que haya presentado los resultados erróneos

10 La supervisora rechazará oportunamente los materiales que no cumplan con los requisitos de calidad especificados y no recibirá los trabajos ejecutados fuera de especificaciones, notificando los resultados al Subdelegado Técnico del Organismo

11 La supervisora exigirá a la constructora el incremento de la fuerza de trabajo cuando un retraso en el cumplimiento del programa de obra lo haga necesario

12 La supervisora revisará las reclamaciones que presente la constructora y asesorará al Organismo en sus planteamientos de solución

13 La supervisora será responsable de compilar y salvaguardar en archivo el total de la documentación que se genere durante el proceso completo de la obra y será considerada propiedad del Organismo

14 En las bitácoras de obra y de supervisión se registraran cronológica y sistemáticamente las incidencias y aspectos relevantes de los procesos de obra y supervisión, actividades que quedarán bajo la responsabilidad de la supervisora

15. Para todos los casos en que se determinen ajustes o variaciones a cualesquiera de las partes que integran el proyecto ejecutivo, se informará a la instancia específica que determine el Organismo y se atenderán impecablemente sus instrucciones.

16 La supervisora será responsable de tramitar oportunamente ante el Organismo las solicitudes de modificación de las partes del proyecto ejecutivo que requieran ser autorizadas para el adecuado desarrollo de la obra.

17. La supervisora elaborará y proporcionará con oportunidad y veracidad todo tipo de informes y reportes periódicos y eventuales, establecidos o solicitados por la Dirección Técnica o la Subdirección Técnica del Organismo

18 En caso de solicitudes de información técnica proveniente de otras instancias oficiales, se requerirá autorización del Subdelegado Técnico o del Superintendente del Organismo.

19 Los representantes técnicos del Organismo y de la supervisora atenderán las auditorías, conforme a lo dispuesto en el artículo 85 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas

20 La Gerencia de Supervisión de Obra Pública deberá verificar el correcto desempeño de las supervisoras durante el desarrollo de sus trabajos, y en caso de incumplimiento de éstas, aplicará las sanciones correspondientes

DESCRIPCION DE ACTIVIDADES

1 La Gerencia de Supervisión de Obra Pública continúa el seguimiento y evaluación del desempeño de las supervisoras durante todo el proceso de sus trabajos, mediante visitas periódicas a las obras y evaluaciones mensuales consensadas con las Subdelegaciones Técnicas - La Gerencia de Supervision de Obra Pública propondrá a la Dirección Técnica que se impongan apercibimientos a las supervisoras que muestren un deficiente desempeño en sus funciones, y en caso de reincidencia, propondrá a las instancias superiores del Organismo la rescisión de su contrato

2 Con base en el paquete de información señalado en el paso 7 del procedimiento de actividades previas, la supervisora inicia el seguimiento formal y sistemático de los avances físicos y financieros de la obra

3 La supervisora verifica que durante el desarrollo de la obra, la constructora observe todos y cada uno de los preceptos legales vigentes en materia de obra pública contenidos en el **Marco Jurídico** de esta Norma, y establece los mecanismos de prevención necesarios y suficientes

4 La supervisora verifica que durante el desarrollo de la obra, la constructora observe y aplique sistemáticamente las normas generales y particulares vigentes relacionadas con la obra pública en materia de:

a) **Lineamientos de protección y seguridad para la obra pública, (anexo 8)** del Soporte Metodológico, Capitulo IV de esta Norma
b) **Lineamientos de protección al medio ambiente para la obra pública, (anexo 9)** del Soporte Metodológico, Capitulo IV de esta Norma
c) **Lineamientos de politica social para la obra pública, (anexo 10)** del Soporte Metodológico, Capitulo IV de esta Norma

5 La supervisora verifica que durante el desarrollo de la obra, la constructora utilice y aplique correctamente los recursos humanos y materiales autorizados para el desarrollo de las diferentes etapas y procesos de la obra, conforme con los siguientes elementos

a) Plantilla de personal técnico
b) Relacion de maquinaria
c) Relación de equipos de construccion
d) Relacion de oficinas y campamentos en la obra

6 La supervisora establece un estricto control para asegurarse de que durante el desarrollo de la obra se verifiquen directamente y en la obra los suministros de materiales en cantidad, calidad y tiempo, así como la terminación de etapas, pruebas y puestas en servicio parciales.

7 La supervisora verifica que durante el desarrollo de la obra, la constructora cumpla con las cláusulas del contrato de obra y aplique correctamente los precios unitarios autorizados y establecidos en el catálogo de conceptos, con base en el artículo 51, fracción III del Reglamento de la Ley de Obras Públicas

8 La supervisora verifica que la constructora aplique correctamente los procedimientos de construcción del programa de obras, autoriza la continuación de las diversas etapas constructivas, una vez que la etapa anterior cumpla con las especificaciones y normas de dimensión, calidad y acabados

9 La supervisora realiza el seguimiento de la calidad en cada una de las etapas y procesos contenidos en el proyecto de obra autorizado, según los parámetros y mecanismos que para cada caso especifican las normas técnicas vigentes autorizadas por la SCT, y las establecidas por el Organismo Ver **Normas de Control de Calidad Aplicables a la Obra Pública, (anexo 7)** del Soporte Metodológico, Capítulo IV de esta Norma

10 La supervisora verifica sistemáticamente que todas las etapas, elementos y partes de la obra cumplan con las especificaciones generales y particulares del proyecto, las que tenga establecidas el Organismo o las normas nacionales aplicables a materiales, equipos, sistemas, procesos y demás elementos que integran el proyecto

Cuando el programa de obras incluya conceptos de edificación, se atenderán los **Lineamientos de Edificación para la Obra Pública, (anexo 11)** del Soporte Metodológico, Capítulo IV de esta Norma.

11 Durante todo el proceso de la obra, la supervisora realiza pruebas aleatorias de control de calidad como elementos de soporte técnico para fundamentar sus juicios y observaciones en esta materia

12. La supervisora verifica y en su caso recaba periódicamente los registros de calibración, debidamente validados por la Secofi y/o la SCT, correspondientes a los equipos de control de calidad utilizados en la obra por la constructora

13 La supervisora registra cotidiana y sistemáticamente en las bitácoras de obra y de supervisión todas las instrucciones, planteamientos, modificaciones, solicitudes y aspectos relevantes de los procesos de construcción y supervisión, y verifica que la constructora observe siempre las instrucciones asentadas en dicho instrumento de control

14 La supervisora identifica posibles variaciones negativas en la ejecución de las actividades y operaciones descritas en los pasos 1 al 13 de este procedimiento, pondera sus efectos y determina las opciones correctivas para cada caso.

15 Cuando la opción correctiva determinada no implique incremento en los costos, una disminución de la calidad y/o seguridad o la alteración del programa de obras, la supervisora lo notifica al representante técnico del Organismo, y en una reunión de trabajo entre éste y la constructora acuerdan la extensión y forma de aplicación de la opción correctiva consensada. Se elabora el informe de problemas y soluciones (Ver formatos TSFR-02 y TSFR-01, Catálogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma) así como una minuta del acuerdo a que llegaron y se registra en las bitácoras de obra y de supervision; las instrucciones se incorporan a los objetivos de seguimiento a cargo de la supervisora

16 La supervisora analiza la propuesta de la constructora, respecto de la necesidad de trabajos adicionales o bien conceptos fuera de catálogo que se requieran para perfeccionar el proyecto ejecutivo autorizado y, conjuntamente con el representante técnico del Organismo y de la constructora, justifican y soportan, tecnica y económicamente, la propuesta respectiva

17 En caso de que la opción correctiva o de perfeccionamiento implique un incremento de los costos o la alteracion del programa de obras, la supervisora realiza el trámite de consulta ante la Subdelegacion Técnica del Organismo; sustenta y justifica las modificaciones propuestas conforme al **Instructivo para la Tramitación de Modificaciones Contractuales, (anexo 6)** del Soporte Metodológico, Capitulo IV de esta Norma

18 La Subdelegación Técnica del Organismo estudia las propuestas de modificacion tramitadas por la supervisora en el paso 17 y, previo análisis interno, dictamina y gestiona ante la Dirección o Subdireccion Tecnica la autorización por escrito de las instrucciones pertinentes e informa de ellas a la supervisora y constructora, conforme al articulo 70 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas

19 Con base en la autorización de la Subdelegación Técnica para aplicar o tramitar la modificacion propuesta a la que se refiere el paso 17, la supervisora convoca a reunion de trabajo con el representante tecnico del Organismo y la constructora, para asegurar la aplicación inmediata de las instrucciones recibidas

Se elabora minuta (Ver formato TSFR-01, Catálogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma) y se registran las instrucciones recibidas en las bitácoras de obra y de supervisión, acciones que se incorporan a los objetivos de seguimiento de la supervisora.

20 En atención al articulo 84 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, la supervisora establece y mantiene actualizado el archivo del proceso de la obra en el cual se integrará en forma completa toda la documentación y elementos gráficos que se generen durante su desarrollo, tales como:

a) Proyecto ejecutivo y modificaciones autorizadas
b) Cédula informativa (TSFS-01)
c) Control de programa de obra (TSFS-02)
d) Avance financiero de la obra (TSFS-03)
e) Gráfica de avance financiero de la obra (TSFS-04)
f) Avance fisico de la obra (TSFS-05)
g) Programa de obra (TSFS-06)
h) Control de estimaciones (TSFS-07)
i) Reporte de maquinaria y equipo (TSFS-08)
j) Gráfica de lluvias (TSFS-09)
k) Reporte de personal (TSFS-10)
l) Reportes fotográficos (TSFS-11)
m) Minutas de reuniones (TSFR-01)
n) Reportes de control de calidad de la supervisora
o) Reportes de control de calidad de la constructora
p) Reportes especiales de incidencias
q) Bitacoras de supervisión y de obra
r) Comunicaciones entre supervisora y constructora
s) Comunicaciones entre Organismo y supervisora
t) Solicitudes de la constructora
u) Videos de aspectos importantes de la obra

21 Con base en los términos del contrato de obra y de sus propios registros y controles de avance físico y financiero, el representante técnico de la supervisora convoca por escrito al representante técnico de la constructora para proceder a la conciliación de los generadores y estimaciones presentadas por la última, atendiendo al **Instructivo para la Integración, Validación y Autorización de Estimaciones de Obra (anexo 12)** del Soporte Metodológico, Capítulo IV de esta Norma, y conforme al artículo 45 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas

22 Concluidos los trámites señalados en el paso anterior, el representante técnico de la supervisora entrega la estimación mensual de la obra, debidamente requisitada al representante técnico (Superintendente) del Organismo, para el trámite de autorización de pago

23 La supervisora es responsable de comparar los avances reales con los programados, así como de aplicar las retenciones y/o penalizaciones conducentes, conforme lo indique el contrato de obra correspondiente

24 La supervisora elabora el informe mensual de avance físico financiero para el Organismo, incluye el valor de la estimación correspondiente, así como los soportes y justificaciones documentales y gráficos del avance que se reporta y de las modificaciones ocurridas a la obra en el periodo (Ver formatos TSFS-01 al TSFS-11, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma).

25 La supervisora atiende al personal autorizado por el Organismo para la realización de auditorías operativas externas, conforme con los **Lineamientos para la Atención de Auditorías Operativas Externas, (anexo 13)** del Soporte Metodológico, Capítulo IV de esta Norma

26 La supervisora atiende al personal proveniente de otras instancias oficiales, conforme al artículo 85 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas

OBJETIVO

Mantener actualizados y controlados los aspectos financieros de la obra, realizando el oportuno análisis, seguimiento y verificación de los generadores y estimaciones originadas durante el desarrollo de la misma

POLÍTICAS

1 La supervisora realizará el seguimiento detallado del presupuesto de la obra, por cada frente de trabajo, con importes de etapas y obra determinada.

2 La supervisora analizará y emitirá su opinión técnica respecto de las propuestas de modificación presupuestal al proyecto ejecutivo, considerando cualquier factor que afecte el costo original, así como los indicadores económicos del mercado.

3 La supervisora actualizará oportunamente los presupuestos originales del proyecto ejecutivo de la obra, cuando el Organismo autorice modificaciones al costo original.

4. La supervisora analizará sistemáticamente las estimaciones de obra que presente la constructora en los periodos preestablecidos y será responsable de su justificación y congruencia con los términos contractuales y financieros de la obra.

5. La supervisora se hará responsable ante el Organismo por la correcta validación de las estimaciones de obra presentadas por la constructora.

6 **En ningún caso se autorizarán preestimaciones de obra, ni estimaciones que incluyan conceptos fuera de especificaciones o de obra realizada fuera de proyecto**, con excepción, si es el caso, de los convenios autorizados por el Organismo.

7 Sólo se aceptarán estimaciones que contengan cantidades que correspondan a unidades de obra terminada.

8 Las estimaciones por trabajos ejecutados se presentarán a más tardar por periodos mensuales

SECUENCIA

1 La supervisora establece el control de avance de obra en el cual se registran los conceptos aceptados, así como para la cuantificación de los volúmenes de obra concluidos, modificaciones autorizadas, precios unitarios actualizados y debidamente autorizados, programa de ejecución y amortización de anticipos, verificando que estos rubros estén contemplados en el proyecto ejecutivo y en el presupuesto de obra.

2. La periodicidad para la elaboración y revisión de estimaciones atenderá lo dispuesto en el artículo 45, fracción I del Reglamento de la Ley de Obras Públicas.

3 Cuando existan diferencias en más de volúmenes de obra, la supervisora solicita a la constructora la justificación correspondiente y, en caso de ser procedente, lo notifica por escrito al Subdelegado Técnico del Organismo, solicitando su autorización.

4 Conforme a los términos contractuales, la supervisora revisa y concilia las estimaciones de obra que le presenta la constructora, (Ver formatos TSFE-01, TSFE-02 y TSFE-03, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma) verificando

a) Cantidades de obra concluidas conforme al proyecto original o modificación autorizada.
b) La correcta aplicación de los precios unitarios autorizados.
c) Periodo de ejecución, conforme al programa de obras.
d) Amortización de los anticipos de obra.
e) Números generadores
f) Revisión aritmética.
g) Informe fotográfico

5 La supervisora cuantifica por separado en las estimaciones de obra, los rubros previamente autorizados por el Organismo.

a) Cantidades de obra extraordinaria
b) Conceptos fuera de catálogo
c) Precios fuera de catálogo

6 La supervisora identifica y separa las estimaciones originadas por ajuste de costos (Ver formatos TSFE-04 y TSFE-05, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma) o por convenios, especificando números consecutivos, períodos que cubren y en el caso de ajuste de costos, verifica que se apliquen correctamente los procedimientos establecidos en el contrato de obra, conforme a los artículos 68 y 70 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, así como a los artículos 27,50 y 51 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas.

7 Una vez concluida la revisión y conciliación de la estimación presentada por la constructora, la supervisora avala con su firma los documentos que la integran y la entrega al representante técnico del Organismo. En este paso se atenderá, si es el caso, lo previsto en el artículo 45, fracción II del Reglamento de la Ley de Obras Públicas

8 El representante técnico del Organismo revisa y autoriza la estimación presentada por la supervisora, turnándola al Subdelegado Técnico de dicho Organismo para trámite de pago.

9 En caso de que el Organismo detecte algún error en el trámite de estimaciones en cualquier momento del proceso, la supervisora tendrá la obligación de reiniciar el trámite, informando por escrito y regresando las estimaciones y facturas a la constructora, para su corrección y entrega a la supervisora.

OBJETIVO.

Facilitar los registros del control de obra y de la información relativa al proyecto elegido para tal fin y aclarar con disposición las dudas que surjan en la revisión de la auditoría operativa externa, en el entendido que la revisión se efectuará a los documentos que se generan por la supervisora con apego a esta Norma.

POLITÍCAS.

1. Para comprobar el cumplimiento de las cláusulas de los contratos, el apego a los proyectos y programas, así como la transparencia de la aplicación de los recursos dentro del marco de la normatividad de la obra pública, el Organismo determinará la participación y periodicidad de las auditorías operativas externas en las obras que a su conveniencia requiera de esta práctica

2 En caso de que la empresa de auditoría operativa externa requiera y por así convenir a los intereses del Organismo, información adicional o distinta a la que genera la supervisora conforme a lo estipulado en esta Norma, deberá solicitarlo por escrito a la Dirección Técnica del Organismo quien será la responsable de instruir a la supervisora a dar cumplimiento de lo solicitado.

3 Las empresas de auditoría operativa externa, no darán instrucciones de trabajo directas en la obra o pretender modificar la estrategia de trabajo que la supervisora mantenga, para dar cumplimiento a esta Norma

4 En caso de surgir o detectar en la práctica de auditoría operativa externa alguna situación emergente para corregir posibles faltas o desviaciones, será la propia supervisora quien informe y explique los orígenes y causas de los problemas detectados, su valoración y magnitud, sus efectos y las recomendaciones aplicables debidamente respaldadas.

5 Las empresas de auditoría operativa externa no podrán retirar de las oficinas de campo de la supervisora la información proporcionada, y será la Dirección Técnica del Organismo, a solicitud expresa de la empresa de auditoría operativa externa, quien autorice le sea proporcionada copia de la información que genera o con la que se realiza la obra

SECUENCIA DE LAS AUDITORÍAS OPERATIVAS EXTERNAS

1. Verificar que la autorización de estimaciones por la supervisión, así como el pago por parte del Organismo estén de acuerdo al costo de construcción, volúmenes de obra del proyecto, precios unitarios e importes totales fijados por el contratista.

2. Constatar, en base al tiempo de construcción, que se haya dado cumplimiento a los programas de obra pactados en las condiciones del contrato, verificando que se hayan ejecutado las obras de acuerdo con los tiempos máximos que se establecen en dichos programas.

3. Constatar, mediante inspecciones y levantamientos físicos aleatorios, que los conceptos de trabajo ejecutados, las técnicas y materiales empleados, correspondan a lo estipulado en el proyecto ejecutivo y se apeguen a las normas, manuales y especificaciones con las que cuenta la Secretaría de Comunicaciones y Transportes y el Organismo.

4. Comprobar el volumen de obra real de los conceptos más representativos en forma aleatoria contra el volumen de obra original.

5. Verificar que las modificaciones realizadas al proyecto original se encuentren debidamente autorizadas por el Organismo.

6 Verificar la actuación de la supervisora, comprobando que se cuente con los siguientes controles internos. bitácoras de obra y de supervisión, control de estimaciones, control de números generadores y demás condiciones contractuales.

7 Constatar que existan, y en su caso revisar, los resultados de las pruebas de control de calidad que se requirieron durante la ejecución de la construcción de la obra.

8. Verificar y determinar las discrepancias que pudieran existir en cuanto a volúmenes excedentes ejecutados en la obra y al mismo tiempo identificar el personal que intervino en su autorización

OBRA:

TRAMO.
CONSTRUCTORA:

FORMA GENERAL DE REPORTE

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFR-03

OBRA :

TRAMO .

CONSTRUCTORA :

Fecha _____

INFORME DE PROBLEMAS Y SOLUCIONES

PROBLEMAS	SOLUCIONES

Elaboró	Revisó	Vo.Bo.

TSFR-02

OBRA:

TRAMO:
CONSTRUCTORA:

M I N U T A

LUGAR . _____ FECHA : _____

MOTIVO : _____

Participantes:

	NOMBRE	CARGO	FIRMA
POR :			
POR .			
POR :			

La reunión se sujetará al siguiente :

ORDEN DEL DÍA

ASUNTOS TRATADOS

TSFR-01

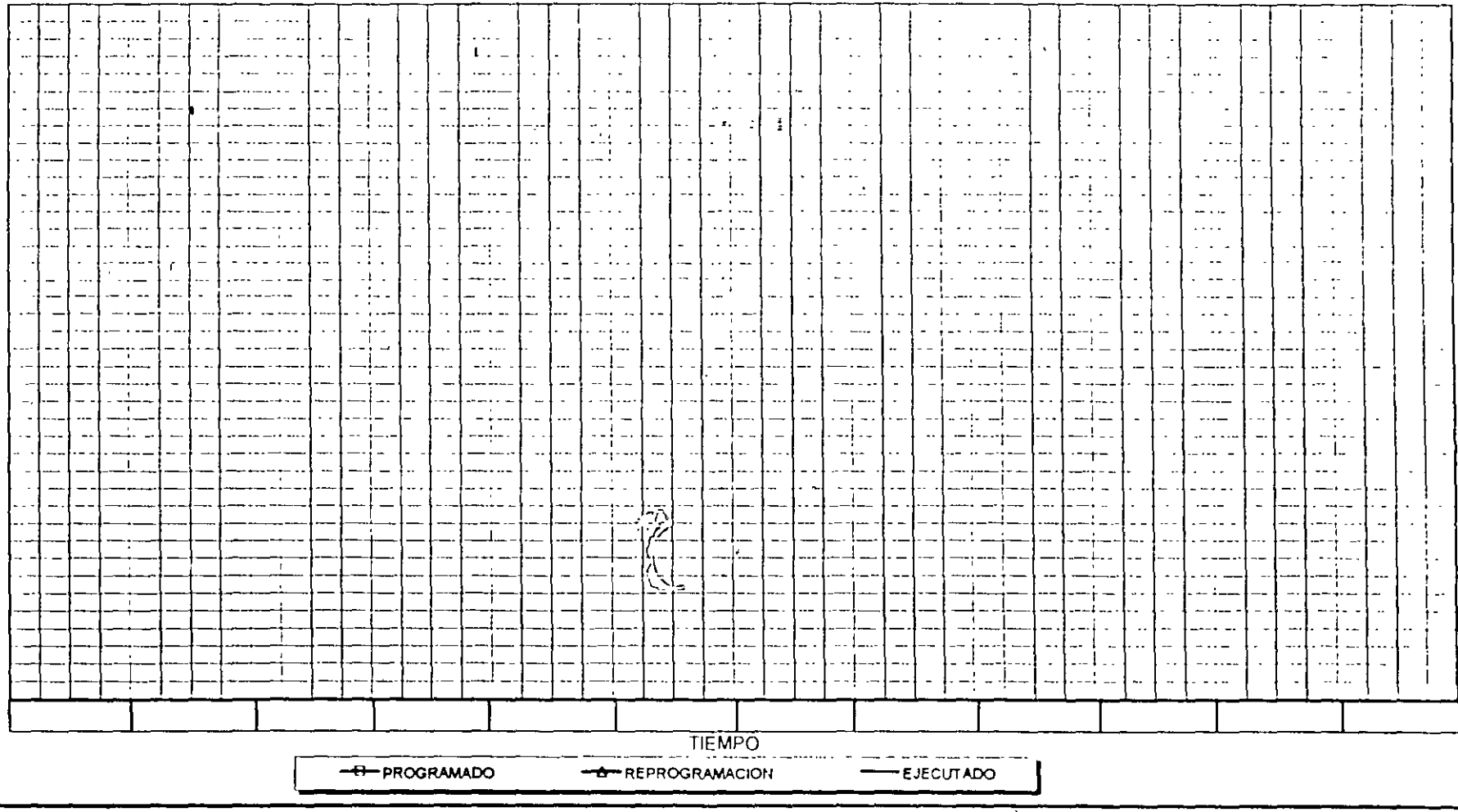
OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

GRÁFICA DE AVANCE FINANCIERO

$ CONTRATO _____ AL _____ %



OBSERVACIONES

OBRA :

TRAMO :

CONSTRUCTORA :

AVANCE FÍSICO

CONTRATO _____ AL : _____ HOJA No. _____

CONCEPTO		UNIDAD	CANTIDADES Y PORCENTAJES					FACTOR DE PONDERACIÓN	AVANCE %	
No	DESCRIPCIÓN SIMPLIFICADA		CANTIDAD TOTAL DE OBRA	PROGRAMADO		EJECUTADO			PROGRAMADO	EJECUTADO
				CANTIDAD	%	CANTIDAD	%			
OBSERVACIONES								SUMA		

TSFS-05

FECHA: _____

OBRA:

CONSTRUCTORA:

TRAMO:

CÉDULA TÉCNICA DE REVISIÓN DE RECURSOS PROGRAMADOS
MAQUINARIA Y EQUIPO

GRUPO DE ACTIVIDADES PRINCIPALES	EQUIPO A UTILIZAR	NUM. EQUIPO REQUERIDO	RENDIMIENTO POR DÍA EFECTIVO	VOLUMEN A EJECUTAR SEGUN REVISIÓN DE CUANTIFICACION	COMPARATIVA	
					No. DE DÍAS EFEC DE TRABAJO	No. DE DIAS PROGRAMADOS

TSFA-02.3

FECHA: _____

OBRA:

CONSTRUCTORA:

CÉDULA TÉCNICA DE REVISIÓN DE RECURSOS PROGRAMADOS
RECURSOS MATERIALES

GRUPO DE ACTIVIDADES PRINCIPALES	VOLUMEN A EJECUTAR SEGUN REVISIÓN DE CUANTIFICACIÓN	MATERIAL PRINCIPAL POR ACTIVIDAD	COMPARATIVA	
			CANTIDAD DE MATERIAL SEGÚN CUANTIFICACIÓN	CANTIDAD DE MATERIAL PROGRAMADO

TSFA-02.2

FECHA: _____

OBRA:

CONSTRUCTORA:

TRAMO:

CÉDULA TÉCNICA DE REVISIÓN DE RECURSOS PROGRAMADOS

RECURSOS HUMANOS

GRUPO DE ACTIVIDADES PRINCIPALES	No CUADRILLAS REQUERIDAS	REQUERIMIENTO POR DÍA EFECTIVO	VOLUMEN A EJECUTAR SEGUN REVISIÓN DE CUANTIFICACIÓN.	COMPARATIVA	
				No DE DÍAS EFEC. DE TRABAJO	No. DE DÍAS PROGRAMADOS

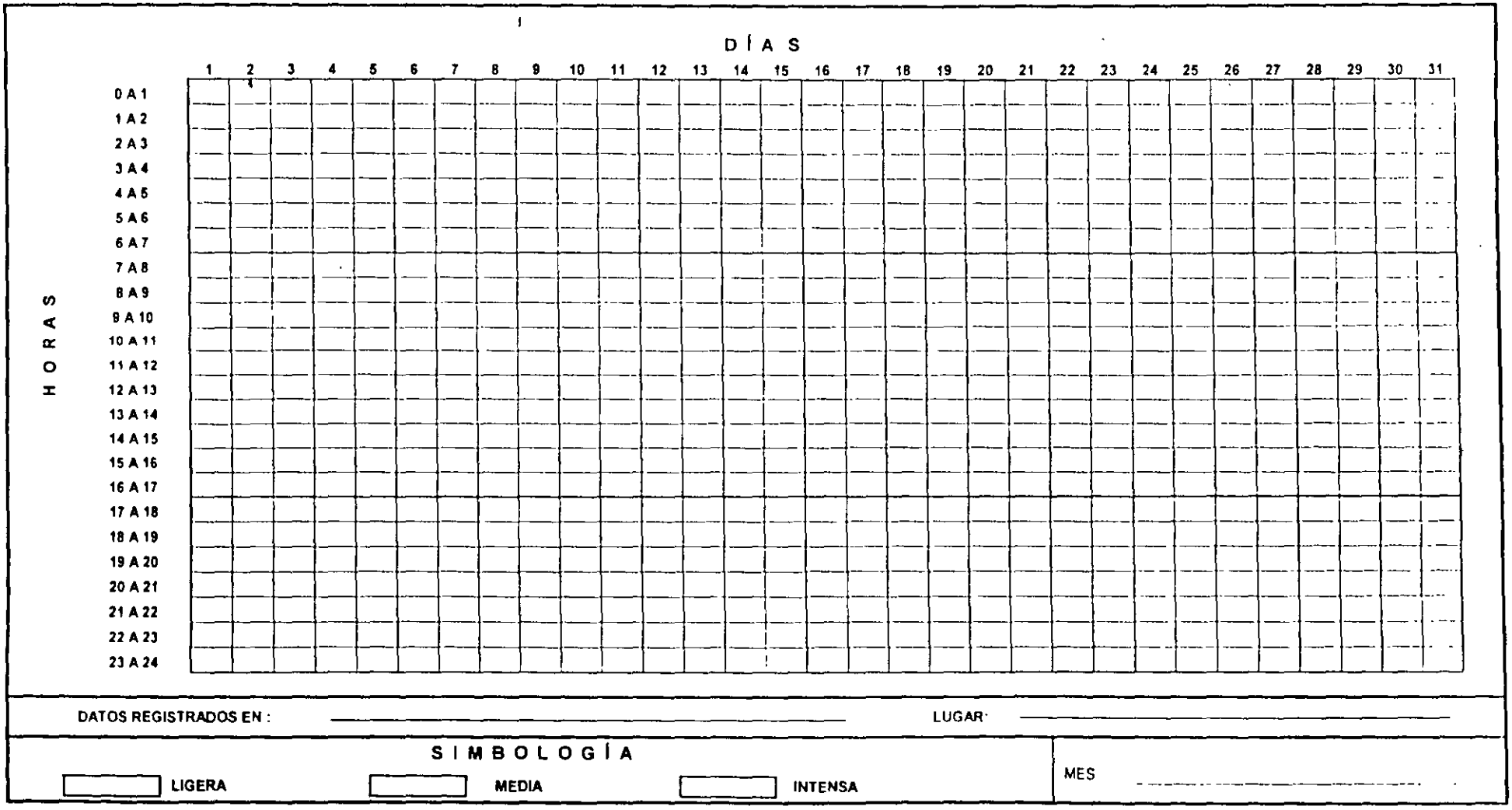
TSFA-02.1

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

G R Á F I C A D E L L U V I A S



DATOS REGISTRADOS EN : _____ LUGAR: _____

S I M B O L O G Í A

☐ LIGERA ☐ MEDIA ☐ INTENSA

MES _____

TSES-09

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

REPORTE DE MAQUINARIA Y EQUIPO

CONTRATO _____ PERIODO QUINCENAL _____ HOJA _____

MAQUINARIA Y/O EQUIPO	No. ECONÓMICO	MODELO	DIAS DEL PERIODO																DIAS ACTIVOS
			1 16	2 17	3 18	4 19	5 20	6 21	7 22	8 23	9 24	10 25	11 26	12 27	13 28	14 29	15 30	31	

SIMBOLOGÍA: A: ACTIVO, I INACTIVO, R EN REPARACIÓN O MANTENIMIENTO

OBSERVACIONES _____

_____

_____

TSFS-08

OBRA :

TRAMO :
CONSTRUCTORA :

PROGRAMA DE OBRA

CONTRATO No _____ (CANTIDADES E IMPORTES) HOJA No _____

CONCEPTO		UNIDAD	PRECIO UNITARIO ($)	ASIGNACIÓN			AÑO																	
No	DESCRIPCIÓN SIMPLIFICADA			CANTIDAD	IMPORTE ($)		1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
						CANT.																				
						GRÁF																				
						IMP																				
						CANT.																				
						GRÁF.																				
						IMP																				
						CANT																				
						GRÁF.																				
						IMP																				
						CANT.																				
						GRÁF																				
						IMP																				
						CANT																				
						GRÁF																				
						IMP																				
						CANT																				
						GRÁF																				
						IMP																				
						CANT																				
						GRÁF																				
						IMP																				
						CANT.																				
						GRÁF.																				
						IMP.																				
						CANT																				
						GRÁF																				
						IMP.																				
	SUMA DE IMPORTES DE ESTA HOJA																									
	IMPORTES TOTALES POR MES																									
	IMPORTES TOTALES ACUMULADOS																									

FECHA DE INICIO : _____ FECHA DE TERMINACIÓN _____

OBRA

TRAMO :

CONSTRUCTORA

AVANCE FINANCIERO

CONTRATO _____ ASIGNACIÓN : _____ AL _____ HOJA _____

CONCEPTO		ASIGNACIÓN	FACTOR DE	PROGRAMADO		EJECUTADO		AVANCE%	
No.	DESCRIPCIÓN SIMPLIFICADA	IMPORTE $	INTERVENCIÓN	IMPORTE $	%	IMPORTE $	%	PROGRAMADO	EJECUTADO
	SUMAS DE ESTA HOJA								
	T O T A L E S								

OBSERVACIONES

OBRA.

TRAMO:

CONSTRUCTORA:

AVANCE GENERAL DE OBRA

CONTRATO: _____ PERIODO. _____ HOJA No _____

CONCEPTO		ASIGNACIÓN	AVANCES				
			PROGRAMADO		EJECUTADO		ESTIMADO
No.	DESCRIPCIÓN SIMPLIFICADA	IMPORTE	DEL PERIODO	ACUMULADO	DEL PERIODO	ACUMULADO	ACUMULADO
	SUMAS DE ESTA HOJA:						
	T O T A L E S :						

OBSERVACIONES

A) AVANCE PROGRAMADO $ _____

B) AVANCE EJECUTADO $ _____

C) AVANCE $\frac{B - A}{A}$ _____

492

* IMPORTE EN MILES DE PESOS

TS 2

POLÍTICAS

1 La supervisora será responsable de verificar físicamente la terminación total de la obra contratada y realizará las inspecciones y pruebas necesarias para ello.

2. A partir de la fecha de terminación de obra confirmada por la constructora, la supervisora tendrá diez días hábiles para verificar que todos los conceptos contratados se encuentren completamente concluidos, conforme al artículo 72 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas

3 La supervisora vigilará que no queden conceptos o cantidades de obra ejecutada pendientes de pago a la constructora, ni anticipos del Organismo por amortizar.

4 La supervisora será responsable de conciliar con la constructora la estimación final de la obra contratada.

5 La supervisora deberá verificar, previamente a la recepción de la obra, que la constructora haya otorgado la garantía especificada en el contrato para responder de los defectos que resultaren en la misma, de los vicios ocultos y de cualquier otra responsabilidad en que hubiere incurrido, en cumplimiento del artículo 75 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas

6 Una vez recibida la obra por el Organismo, la supervisora contará con 15 días para entregar al mismo toda la documentación relativa a la obra, junto con el informe resumen de aspectos relevantes

7. La supervisora, en coordinación con el representante técnico del Organismo, atiende las auditorías internas y externas necesarias durante el proceso de cierre y finiquito de la obra y hasta un año después de terminada y recibida

8 Después de 10 meses de recibida la obra esta será visitada conjuntamente por los representantes técnicos del Organismo, de la constructora y de la supervisora, para inspeccionar su estado físico y, de proceder, se libera a la constructora de la fianza de vicios ocultos, una vez que esta haya vencido, conforme al artículo 75 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas.

9. En el acta de entrega-recepción se convocará la participación de las siguientes instituciones:

a) Primera Etapa.

- Organismo
- Secretaría de Comunicaciones y Transportes
- Constructora
- Supervisora
- Fiduciario, en su caso

b) Segunda Etapa

Además de las anteriores instituciones

- Secretaría de la Contraloría y Desarrollo Administrativo
- Contaduría Mayor de Hacienda

DESCRIPCIÓN DE ACTIVIDADES

1 Cuando la constructora considera que la obra a su cargo ha concluido, lo notifica por escrito al Organismo y a la supervisora, señala fecha y hora para iniciar el proceso de verificacion, conforme al articulo 74 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas.

2 Los representantes técnicos del Organismo, de la supervisora y de la constructora realizan conjuntamente los recorridos de inspección de la obra terminada en las fechas programadas, y se realizan las pruebas de control de calidad y las verificaciones fisicas y documentales que procedan.

3 En caso de existir obra pendiente de ejecutar o terminar, la supervisora exige a la constructora que proceda a realizarla, ésta última debe señalar una nueva fecha para concluir el trabajo, con el acuerdo explicito de la supervisora y el representante técnico del Organismo, se elaborará la minuta (Ver formato TSFR-01, Catálogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma) correspondiente y se registrará el hecho en las bitácoras de obra y de supervisión.

4 La supervisora constata que efectivamente todos los conceptos contratados y las ampliaciones autorizadas estén totalmente concluidos y listos para ser recibidos por el Organismo, verifica que el cumplimiento de las especificaciones y normas vigentes se ciña a las cláusulas del contrato de obra.

5 La supervisora recibe, en su caso, cada uno de los equipos debidamente instalados y probados en la obra, asi como los respectivos manuales de operación y de mantenimiento, mismos que integra al paquete de documentos que se indica en el paso 12 de este procedimiento.

6. La supervisora cierra los controles de avance de obra, ajusta cantidades de obra de proyecto a cantidades reales ejecutadas, destaca las diferencias, las modificaciones autorizadas, los precios unitarios de concurso y fuera de concurso debidamente autorizados, asi como el programa de ejecución y la amortizacion de anticipos

7. Durante los 10 dias hábiles con que cuenta la supervisora para realizar el cierre de la obra, formula una relación con los detalles faltantes o pendientes de corregir (Ver formato TSFR-03, Catálogo de Formatos, Capitulo V de esta Norma), indicando su localizacion, cantidad y caracteristicas, asi como el programa de terminación acordado entre los representantes técnicos del Organismo y de la constructora y supervisora, esta da seguimiento cotidiano a dicho programa especifico de trabajo, cuida los requisitos de

acabado, calidad y costo, conforme con especificaciones, incluye equipos, sistemas e instalaciones así como el proyecto definitivo modificado de la obra, documentos que formarán parte del acta de entrega-recepción conforme al artículo 75 de la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas y al artículo 49 del Reglamento de la Ley de Obras Públicas

8 La supervisora verifica el estado contable correspondiente al ejercicio del contrato de obra, glosa la documentación relativa a las estimaciones y pagos autorizados, así como los créditos a favor o en contra, el monto ejercido y saldos; esta información deberá quedar claramente registrada en el acta de entrega-recepción.

9 La supervisora elabora y presenta al Organismo la estimación conciliada con la constructora, acompañada de un informe en donde quede registrada la amortización de los anticipos y en caso de que haya diferencias en los conceptos de obra estimados, anexa una relación cuantificada de estos con su opinión de no procedencia, soportada con las evidencias necesarias (modificaciones autorizadas al proyecto ejecutivo, precios unitarios autorizados fuera de catálogo, reportes de laboratorio de control de calidad, volúmenes de obra adicionales con sus secciones transversales) para su análisis y dictamen correspondiente Ver **Instructivo para la Integración, Validación y Autorización de Estimaciones de Obra, (anexo 12)** del Soporte Metodológico, Capítulo IV de esta Norma

10 Cuando todos los conceptos de obra contratada se encuentren terminados y recibidos a satisfacción de la supervisora, ésta emite un dictamen previo de entrega-recepción que envía al Subdelegado Técnico del Organismo y a la constructora para su conocimiento y análisis

11 Satisfechos los pasos anteriores en todos sus detalles y condiciones, el representante técnico de la supervisora procede a la recepción física y definitiva de la obra concluida, y a su vez la entrega al Subdelegado Técnico del Organismo, entonces se elabora el acta oficial de entrega-recepción y el cierre de la bitácora de obra.

12 A los 30 días posteriores a la recepción de la obra por parte del Organismo, la supervisora entrega al Subdelegado Técnico del Organismo la documentación que soporta la supervisión de la obra concluida, así como la memoria correspondiente (Ver formato TSFR-12, Catálogo de Formatos, Capítulo V de esta Norma)

13 A los 10 meses posteriores a la entrega física de la obra, se realiza una visita conjunta de los representantes técnicos del Organismo, de la constructora y de la supervisora, para inspeccionar el estado físico de la obra y en caso de no encontrarse vicios ocultos, se elabora el acta para liberar a la constructora de la fianza correspondiente, una vez que ésta haya vencido.

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 1 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS DEPARTAMENTOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		NORMAS TÉCNICAS	PREC UNIT Y ESTIMACIONES				
1	Oficio de autorización de S H C P						
2	Proyecto de obra						
3	Presupuesto base						
4	Oficio de publicación de convocatoria						
5	Convocatoria						
6	Recibo de caja (pago de bases de concurso)						
7	Manifestación escrita de conocer el sitio de trabajo y copia acta de junta de aclaraciones						
8	Básicos de Costos M O., materiales y maq						
9	Costos horarios de maquinaria						
10	Programa de utilización de Personal Técnico - Admvo.						
11	Programa de ejecución mensual de los trabajos						
12	Relación de maquinaria y equipo, indicando si es de su propiedad y ubicación física.						
13	Programa utilización de maquinaria						
14	Programa de suministro de materiales						
15	Especificaciones generales, complementarias, particulares y reglamento de obra						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA

TRAMO .

CONSTRUCTORA :

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 2 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND	
		DEPARTAMENTOS					
		NORMAS TÉCNICAS	PREC UNIT. Y ESTIMACIONES				
16	Primera acta de apertura (Técnica)						
17	Carta compromiso y/o escrito de proposición						
18	Garantía de seriedad (copia del recibo entregado al contratista)						
19	Catálogo de conceptos con unidades de medición e importe						
20	Análisis de precios unitarios						
21	Análisis de indirectos						
22	Análisis de costo de financiamiento						
23	Programa de erogaciones mensuales						
24	Segunda acta de apertura (económica)						
25	Cuadro comparativo de proposiciones						
26	Dictamen de adjudicación						
27	Acta de fallo						
28	Contrato de obra						
29	Fianzas de anticipo y cumplimiento						
30	Aviso de iniciación de obra						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

COPY

OBRA

TRAMO :

CONSTRUCTORA

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 3 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACION DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS : DEPARTAMENTOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		NORMAS TECNICAS	PREC UNIT. Y ESTIMACIONES				
31	Permiso y licencias de construcción						
32	Revalidaciones						
33	Convenio de diferimiento						
34	Convenios adicionales en su caso						
35	Fianzas de los convenios y revalidaciones						
36	Oficios de la S H C P y SECODAM de convenios adicionales						
37	Presupuesto de obra extraordinaria						
38	Análisis de P.U. extraordinarias, solicitud, autonzación y dictamen						
39	Oficios de justificación y solicitud de reprogramaciones						
40	Oficios de autonzación de las reprogramaciones						
41	Escrito de solicitud de ajuste de costo de la contratista						
42	Análisis detallado del factor de ajuste de costo y financiamiento						
43	Oficio de resolución que acuerde el incremento o decremento						
44	Planos actualizados (modificaciones en su caso)						
45	Estimaciones pagadas con sus correspondientes facturas						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBO

499

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA :

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 4 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS DEPARTAMENTOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		NORMAS TÉCNICAS	PREC UNIT. Y ESTIMACIONES				
46	Numeros generadores, conciliados y firmados						
47	Documentación que comprueben el pago de anticipos de estimaciones (boletas de entero, póliza de cheque, cuentas por liquidar, etc)						
48	Concentrado de volúmenes de obra						
49	Concentrado de estimaciones						
50	Avances de obra físico y financiero						
51	Reportes de control de calidad						
52	Aviso de terminación y recepción de obra						
53	Finiquito de obra						
54	Acta de entrega-recepción parcial y definitiva						
55	Fianzas de vicios ocultos (terminación de obra)						
56	Acta circunstanciada (en su caso)						
57	Contratos de supervisión						
58	Copia de estudio de impacto ambiental						
59	Informes del ejercicio y control de obra (IECO)						
60	Bitácora de obra						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSC-12

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 5 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		DEPARTAMENTOS					
		NORMAS TÉCNICAS	PREC UNIT Y ESTIMACIONES				
61	Album fotográfico						
62	Reportes de control de calidad						
63	Informe meteorológico de la región						
64	Oficios de suspensión temporal						
65	Planta						
66	Perfiles						
67	Secciones de Terreno Original						
68	Secciones de construcción						
69	Libretas de Tránsito						
70	Libretas de Nivel						
71	Cassette Formato VHS, cuando sea el caso						
72	Minutario, oficios, memorándum, circulares, etc., de la unidad a la compañía, supervisión y viceversa						
73	Localización de Bancos de Préstamos y de servicios						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

CONTRATO No. :	DE FECHA	ESTIMACIÓN No :	
REVALIDACIÓN O CONVENIO :	DE FECHA		
OBRA :		PERIODO DEL :	AL DE
CONTRATISTA :			

DESCRIPCIÓN			IMPORTE $
I.- IMPORTE DE ESTA ESTIMACIÓN CONFORME A RELACIÓN DE HOJAS DE ESTIMACIÓN			
	IMPORTE	OBSERVACIONES	
II.- PROGRAMADO ACUMULADO			
ESTIMADO ACUMULADO			
DIFERENCIA			
III.- CÁLCULO DE LA RETENCIÓN Y/O PENALIZACIÓN			
• FECHA DE INICIO DE OBRA			
• FECHA DE REVISIÓN (ESTIMACIÓN)			
• FECHA DE TERMINACIÓN DE OBRA			
• PERIODO TRANSCURRIDO ENTRE EL INICIO Y LA REVISIÓN (meses)			
• IMPORTE DE LA DIFERENCIA ENTRE LO PROGRAMADO Y ESTIMADO			
• TASA MENSUAL DE RETENCIÓN O PENALIZACIÓN			
IMPORTE DE LA RETENCIÓN O PENALIZACIÓN HASTA ESTE PERIODO			
IV.- IMPORTE DE LA DEVOLUCIÓN DE LA RETENCIÓN DEL PERIODO ANTERIOR			
V.- PAGOS DE SUPERVISIÓN POR ATRASO DE OBRA			
VI.- OTRAS RETENCIONES O PENALIZACIONES			
IMPORTE TOTAL DE LA ESTIMACIÓN			

IMPORTA ESTA ESTIMACIÓN :	
OBSERVACIONES	
LUGAR :	FECHA :
FORMULÓ CONTRATISTA:	Vo.. Bo. DELEGADO :
REVISÓ SUPERVISIÓN CONTRATADA :	EVALUÓ GERENTE :
ESTIMÓ SUBDELEGADO TÉCNICO:	AUTO[illegible]UBDIRECTOR TÉCNICO :

CONTRATO No. DE FECHA ESTIMACIÓN No. : HOJA No.

REVALIDACIÓN O CONVENIO No. DE FECHA PERIODO DEL : AL DE 199

OBRA :

CONTRATISTA :

CONCEPTO			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
No	HOJA No.	DESCRIPCIÓN SIMPLIFICADA				
					SUMA DE ESTA HOJA	
					SUMA ACUMULADA HASTA ESTA HOJA	

IMPORTE DE ESTA ESTIMACIÓN (SIN RETENCIONES O PENALIZACIÓN)

NOTAS Y OBSERVACIONES :

LUGAR : FECHA :

FORMULÓ CONTRATISTA: Vo. Bo. DELEGADO :

REVISÓ SUPERVISIÓN CONTRATADA : AUTORIZÓ GERENTE :

APROBÓ : SUBDELEGADO TÉCNICO :

OBRA.

TRAMO.
CONSTRUCTORA.

CALIDAD DE TERRACERÍAS

DATOS DEL MUESTREO EN BANCO				
	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL		ENSAYES Nos	
	A UTILIZARSE EN	km	FECHA DE RECIBO	
	MUESTRAS OBTENIDAS EN		FECHA DE INFORME	

IDENTIFICACIÓN Y DATOS DEL LUGAR				
NUM. DE ENSAYE				
ESTACIÓN				
PROFUNDIDAD DEL SONDEO				
% DE COMPACTACION				
CONTENIDO DE AGUA EN %				

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL				
TAMAÑO MAXIMO				
% QUE PASA EN MALLA NUM 4				
% QUE PASA EN MALLA NUM 40				
% QUE PASA EN MALLA NUM 200				
PESO VOLUMETRICO SUELTO kg/m^3				
PESO VOLUMETRICO MAXIMO kg/m^3				
HUMEDAD OPTIMA, %				
LIMITE LIQUIDO, %				
LIMITE PLASTICO, %				
INDICE PLASTICO %				
CONTRACCIÓN LINEAL %				
CLASIFICACIÓN S U C S				
V R S ESTANDAR SATURADO, %				
EXPANSIÓN %				

PRUEBAS DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE				
TIPO DE PRUEBA				
% DE COMPACTACIÓN				
HUMEDAD DE PRUEBA				
VALOR RELATIVO SOPORTE				

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTORA

INFORME DE COMPACTACIÓN DE TERRACERÍAS

DATOS DEL MUESTREO

DESCIPCION DEL MATERIAL _____ ENSAYES NOS _____
A UTILIZARSE EN _____ km _____ FECHA DE MUESTREO
PROCEDENCIA DEL AGREGADO _____ FECHA DE INFORME
MUESTRA OBTENIDA EN _____

TERRENO NATÚRAL | CUERPO DE TERRAPLÉN | SUB-YACENTE | SUB-RASANTE

ENSAYE N.º	ESTACIÓN	LADO	ELEVACIÓN	ESPESOR DE LA CAPA ENSAYADA	HUMEDAD, %		PESO VOLUMÉTRICO SECO kg / m³		% DE COMPACTACIÓN	
					DEL LUGAR	ÓPTIMA	DEL LUGAR	MAXIMO	DEL LUGAR	DEL PROYECTO

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-02

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTORA

CALIDAD DE MATERIALES PARA SUB-BASE Y BASE

MATERIAL PARA _____ EXPEDIENTE: _____
ENSAYE NUM _____ MUESTRA NUM _____ FECHA DE RECIBO. _____
ENVIADA POR _____ FECHA DE INFORME _____
PROCEDENCIA _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PÉTREO

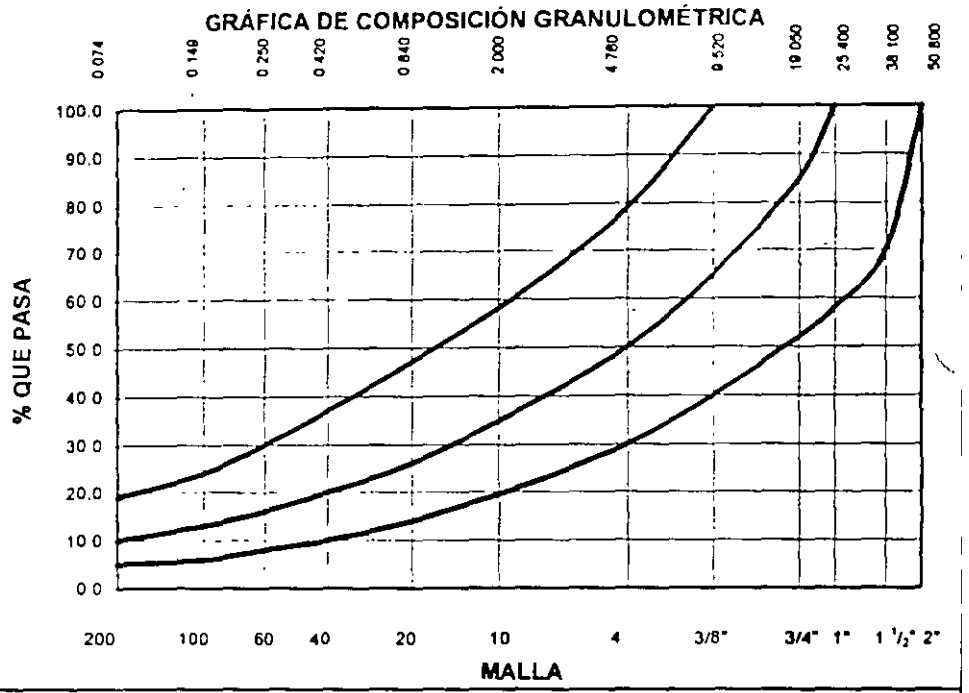
PESO VOL. SUELTO, kg/m³ _____
PESO VOL. MÁXIMO kg/m³ _____
HUMEDAD ÓPTIMA % _____

GRANULOMETRIA

MALLA	% QUE PASA
2"	
1 ½"	
1"	
3/4"	
3/8"	
N° 4	
N° 10	
N° 20	
N° 40	
N° 60	
N° 100	
N° 200	

DESPERDICIO EN LA MUESTRA % _____
V R S ESTANDAR % _____
EXPANSIÓN % _____
EQUIVALENTE DE ARENA % _____
AFINIDAD CON EL ASFALTO _____

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



PRUEBAS EN MAT. MAYOR DE 9.520 mm

ABSORCION % _____
DENSIDAD _____
DURABILIDAD _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR MALLA DE 0.420 mm

LIMITE LIQUIDO % _____
LIMITE PLASTICO % _____
INDICE PLÁSTICO % _____
CONTRACCIÓN LINEAL % _____

AGENTE ESTABILIZADOR _____
TIPO _____
DISIFICACIÓN _____

CLASIFICACIÓN SUCS _____

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES _____

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-03

OBRA:

TRAMO:
CONSTRUCTORA

INFORME DE COMPACTACIÓN DE SUB-BASE Y BASES

DATOS DEL MUESTREO			
	DESCIPCIÓN DEL MATERIAL		ENSAYES NOS
	A UTILIZARSE EN:	km	FECHA DE MUESTREO
	PROCEDENCIA DEL AGREGADO		FECHA DE INFORME
	MUESTRA OBTENIDA EN		

SUB-BASE ☐ BASE ☐

ENSAYE Nº	ESTACIÓN	LADO	ESPESOR DE LA CAPA ENSAYADA	HUMEDAD %		PESO VOLUMÉTRICO SECO kg / m³		% DE COMPACTACIÓN	
				DEL LUGAR	ÓPTIMA	DEL LUGAR	MÁXIMO	DEL LUGAR	DEL PROYECTO

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

ENSAYE DE CEMENTO ASFÁLTICO

TIPO DE ASFALTO		FECHA DE RECIBO	
PARA EMPLEARSE EN		ENSAYE No.	
MUESTREADO EN		PROCEDENCIA	

				ESPECIFICACION	
MUESTRA No				NORMA	VALOR
FECHA DE MUESTREO					
PRUEBA AL ASFALTO ORIGINAL					
PESO ESPECIFICO A 25°C					
SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO (%)					
PUNTO DE INFLAMACION (°C)					
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)					
PENETRACION A 25°C 100 Gms 5 seg (0 1 mm)					
PENETRACION A 4°C 200 Gms 60 seg (0 1 mm)					
DUCTILIDAD A 25°C, 5 cms p m (cm)					
* DUCTILIDAD A 4°C, 5 cms p m (cm)					
VISCOSIDAD SAYBOLT FUROL 135°C (seg)					
VISCOSIDAD ABSOLUTA 60°C (Poises)					
VISCOSIDAD CINEMATICA 135°C (Centistokes)					
PERDIDA POR CALENTAMIENTO TFO (%)					
** INDICE DE PENETRACION					
* RECUPERACION ELASTICA POR TORSION A 25°C, %					
RESILENCIA A 25°C					
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE PELÍCULA DELGADA TFO					
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)					
PENETRACION A 25°C 100 Gms, 5 seg (0 1 mm)					
* PENETRACION A 4°C 200 Gms 60 seg (0 1 mm)					
DUCTILIDAD A 25°C, 5 cms p m (cm)					
DUCTILIDAD A 4°C 5 cms p m (cm)					
* VISCOSIDAD ABSOLUTA 60°C (Poises)					
* VISCOSIDAD CINEMATICA 135°C (Centistokes)					
** PENETRACION RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C					
** PENETRACION RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C					
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C					
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C					
** INDICE DE PENETRACION					
** RELACION DE VISCOSIDAD					
** INDICE DE ENVEJECIMIENTO					
** RELACION DE PENETRACION (%)					

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES.

FORMULO	REVISO	APROBO

* PRUEBAS DE REFERENCIA

** VALORES DE REFERENCIA

TSFC-05

OBRA:

TRAMO

CONSTRUCTORA

CALIDAD DE EMULSIONES ASFÁLTICAS

ENSAYE No _____ FECHA DE MUESTREO: _____ FECHA DE INFORME _____

FABRICA DE DONDE PROCEDE LA EMULSIÓN _____

TIPO DE EMULSIÓN INDICADO EN LA REMISIÓN _____

DEPÓSITOS MUESTREADOS. _____

EMULSIÓN PARA UTILIZARSE EN. _____

	P R U E B A S		ENSAYES	ESPECIFICACIONES	
EN LA EMULSIÓN	VISCOSIDAD SAYBOLT FUROL SEG	A 25°C			
		A 50°C			
	RESIDUO DE LA DESTILACIÓN % PESO				
	ASENTAMIENTO EN 5 DÍAS %				
	RETENIDO EN MALLA No 0.850 %				
	MISCIBILIDAD CON CEMENTO PORTLAND				
	CARGA DE LA PARTÍCULA				
	DISOLVENTE EN VOLUMEN %				
	DEMULSIBILIDAD, %				
	PESO ESPECÍFICO A 25°C				
EN EL RESIDUO DE LA DESTILACIÓN	PENETRACIÓN EN GRADOS				
	SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO, %				
	DUCTILIDAD 25°C cm				
	PESO ESPECÍFICO A 25°C				

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-06

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

ENSAYE DE CEMENTO ASFÁLTICO MODIFICADO CON POLÍMERO

TIPO DE ASFALTO	FECHA DE RECIBO					
MODIFICADOR UTILIZADO	MUESTREADO EN.					
PARA EMPLEARSE EN	ENSAYES No					
MUESTRA No					ESPECIFICACIÓN	
FECHA DE MUESTREO						
CANTIDAD DE MODIFICADOR (%)					NORMA	VALOR
PRUEBAS AL ASFALTO NO ENVEJECIDO						
PESO ESPECIFICO A 25°C						
SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO (%)						
PUNTO DE INFLAMACION (°C)						
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)						
PENETRACION A 25°C 100 grs. 5 seg (0 1 mm)						
PENETRACION A 4°C. 200 grs. 60 seg (0 1 mm)						
* DUCTILIDAD A 25°C. 5 cm p m (cm)						
* DUCTILIDAD A 4°C. 5 cm p m (cm)						
SEPARACION DIFERENCIA ANILLO Y ESFERA (°C)						
VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL 135°C (seg)						
VISCOSIDAD ABSOLUTA 60°C (Poises)						
VISCOSIDAD CINEMATICA 135°C (Centistokes)						
RESILENCIA (%)						
* RECUPERACIÓN ELASTICA POR TORSIÓN A 25°C (%)						
** ÍNDICE DE PENETRACIÓN						
PERDIDA POR CALENTAMIENTO TFO (%)						
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE PELÍCULA DELGADA TFO ó RTFO						
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)						
* PENETRACIÓN A 25°C 100 grs. 5 seg (0 1 mm)						
* PENETRACIÓN A 4°C 200 grs. 60 seg (0 1 mm)						
* DUCTILIDAD A 25°C. 5 cm p.m (cm)						
DUCTILIDAD A 4°C 5 cm p m (cm)						
VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL 135°C (seg)						
* VISCOSIDAD ABSOLUTA 60°C (Poises)						
* VISCOSIDAD CINEMATICA 135°C (Centistokes)						
* RECUPERACIÓN ELASTICA A 25°C (%)						
* RESILENCIA (%)						
* TENACIDAD						
** INDICE DE PENETRACIÓN						
** PENETRACIÓN RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C						
** PENETRACIÓN RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C						
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C						
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C						
** RELACION DE VISCOSIDAD						
** INDICE DE ENVEJECIMIENTO						
** RELACIÓN DE PENETRACIÓN (%)						

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

* PRUEBAS DE REFERENCIA

** VALORES DE REFERENCIA

OBRA:

TRAMO:
CONSTRUCTORA:

ENSAYE DE CEMENTO ASFÁLTICO MODIFICADO CON HULE

TIPO DE ASFALTO		FECHA DE RECIBO:					
MODIFICADOR UTILIZADO		MUESTREADO EN:					
PARA EMPLEARSE EN		ENSAYES No.					
MUESTRA No.						ESPECIFICACIÓN	
FECHA DE MUESTREO							
CANTIDAD DE MODIFICADOR (%)						NORMA	VALOR
PRUEBAS AL ASFALTO NO ENVEJECIDO							
PESO ESPECIFICO A 25°C							
SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO (%)							
PUNTO DE INFLAMACIÓN (°C)							
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)							
PENETRACION A 25°C, 100 grs, 5 seg (0 1 mm)							
PENETRACION A 4°C, 200 grs, 60 seg (0.1 mm)							
* DUCTILIDAD A 25°C, 5 cm p m. (cm)							
* DUCTILIDAD A 4°C, 5 cm p m (cm)							
VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL 135°C (seg)							
VISCOSIDAD BROOKFIELD 177°C (Centipoises)							
* RESILENCIA (%)							
* RECUPERACION ELÁSTICA POR TORSIÓN A 25°C (%)							
** ÍNDICE DE PENETRACION							
* RECUPERACIÓN DE HULE POR LAVADO (%)							
PÉRDIDA POR CALENTAMIENTO TFO (%)							
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE PELÍCULA DELGADA TFO ó RTFO							
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)							
PENETRACIÓN A 25°C, 100 grs, 5 seg (0 1 mm)							
* PENETRACIÓN A 4°C, 200 grs 60 seg (0 1 mm)							
* DUCTILIDAD A 25°C, 5 cm p.m. (cm)							
DUCTILIDAD A 4°C, 5 cm p m (cm)							
VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL 135°C (seg)							
VISCOSIDAD BROOKFIELD 177°C (Centipoises)							
* RECUPERACIÓN ELASTICA A 25°C (%)							
* TENACIDAD							
** ÍNDICE DE PENETRACIÓN							
** PENETRACION RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C							
** PENETRACIÓN RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C							
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C							
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C							
** RELACIÓN DE PENETRACIÓN (%)							

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

* PRUEBAS DE REFERENCIA

** VALORES DE REFERENCIA

TSFC-08

OBRA

TRAMO.

CONSTRUCTORA

ENSAYE REOLÓGICO DE CEMENTO ASFÁLTICO PARA CLASIFICACIÓN

TIPO DE ASFALTO _____ MUESTREADO EN _____

MODIFICADOR UTILIZADO _____

PARA EMPLEARSE EN _____ FECHA DE RECIBO _____

TEMP DE PRUEBA	ENSAYE No /MUESTRA				ESPECIFICACIÓN	
	FECHA DE MUESTREO					
	CONTENIDO DE MODIFICADOR				NORMA	VALOR
ASFALTO ORIGINAL						
64°C	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
70°C	Modulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
	Modulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
ASFALTO DESPUES DE TFOT						
64°C	Modulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
70°C	Modulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
	Modulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
ASFALTO DESPUES DE PAV.						
	Modulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
	Modulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
	Modulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

TSFC-09

OBRA:

TRAMO:
CONSTRUCTORA

REPORTE DE RIEGOS DE PRODUCTOS ASFÁLTICOS

REPORTE DE CAMPO Nº _____ FECHA DE INFORME _____ HORA DE INICIO. _____ HORA DE TERMINO _____

PRODUCTO ASFÁLTICO EMPLEADO EN IMPREGNACIÓN: _____ RIEGO DE LIGA _____ CANTIDAD DEL PROYECTO _____

ADITIVO EMPLEADO _____ CANTIDAD EMPLEADA, l/m² _____ TEMP DE APLICACIÓN _____

EQUIPO DE BARRIDO _____ PROFUNDIDAD MEDIA DE MATERIAL SECO _____

CONDICIONES DEL CLIMA _____ TEMPERATURA AMBIENTE _____

DEL km	AL km	CUERPO	CARRIL	LONGITUD m.	ANCHO m	ÁREA m²	PRODUCTO ASFÁLTICO REGADO		TEXTURA Y ACABADO DE LA CAPA ANTES DE APLICAR EL PRODUCTO ASFÁLTICO
							LITROS	lt / m²	

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES.

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTORA

CALIDAD DE MATERIALES PARA CONCRETO ASFÁLTICO

MATERIAL _____ EXPEDIENTE _____
ENSAYE NUM _____ MUESTRA NUM _____ FECHA DE RECIBO _____
ENVIADA POR _____ FECHA DE INFORME. _____
PROCEDENCIA _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PÉTREO

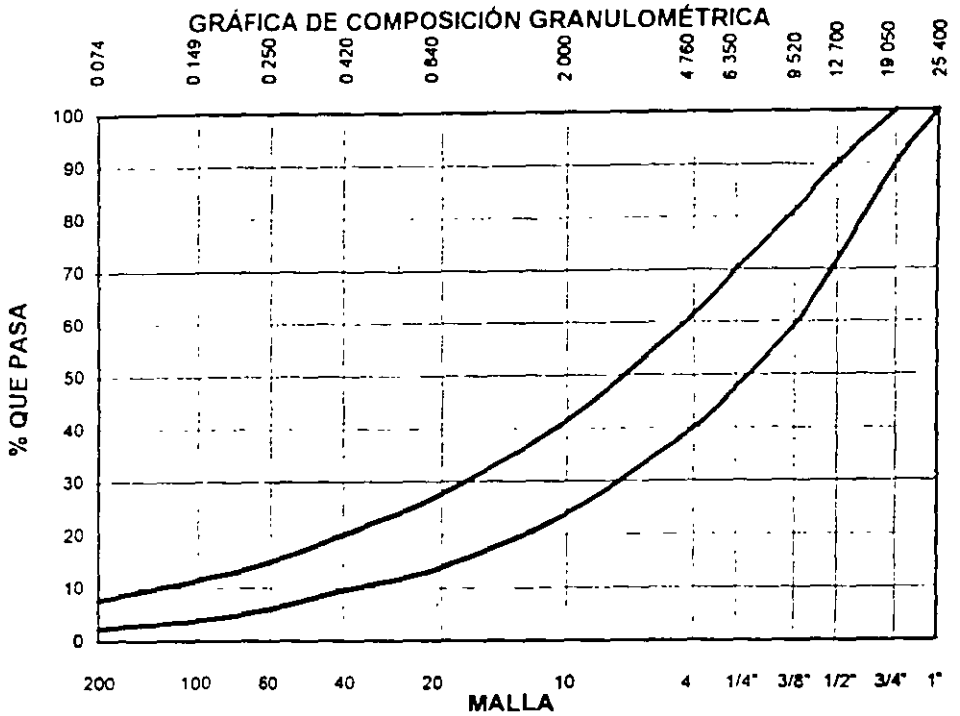
CLASIFICACIÓN PETROGRÁFICA _____

PESO VOL SUELTO, kg/m³ _____

GRANULOMETRIA

MALLA	% QUE PASA	PROYECTO
1"		
3/4"		
1/2		
3/8"		
1/4		
Nº 4		
Nº 10		
Nº 20		
Nº 40		
Nº 60		
Nº 100		
Nº 200		

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



CARACTERISTICAS DEL AGREGADO

DENSIDAD _____
ABSORCIÓN % _____
DESGASTE % _____
PARTICULAS ALARGADAS % _____
PARTICULAS EN FORMA DE LAJA % _____
PARTICULAS DELEZNABLES % _____
EQUIVALENTE DE ARENA % _____
AFINIDAD CON EL ASFALTO _____

CARACTERÍSTICAS DEL ASFALTO

CEMENTO ASFALTICO TIPO	ADITIVO MARCA
CON ÓPT DE ASFALTO (%)	DOSIFICACIÓN % /(C A)
PROCEDENCIA	PROCEDENCIA DEL ADITIVO

CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA ASFÁLTICA

ENSAYE	VALORES	ESPECIFICACIÓN
ESTABILIDAD kg		
FLUJO, mm		
VACIOS EN LA MEZCLA , %		
VACIOS AGREGADO MINERAL (V A M), %		
CONTENIDO DE CEMENTO ASFALTICO, %		
TENSIÓN INDIRECTA km/cm² °C		
DEFORMACION A LA TENSION % °C		
PERDIDA DE ESTABILIDAD POR INMERSIÓN EN AGUA %		

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-11

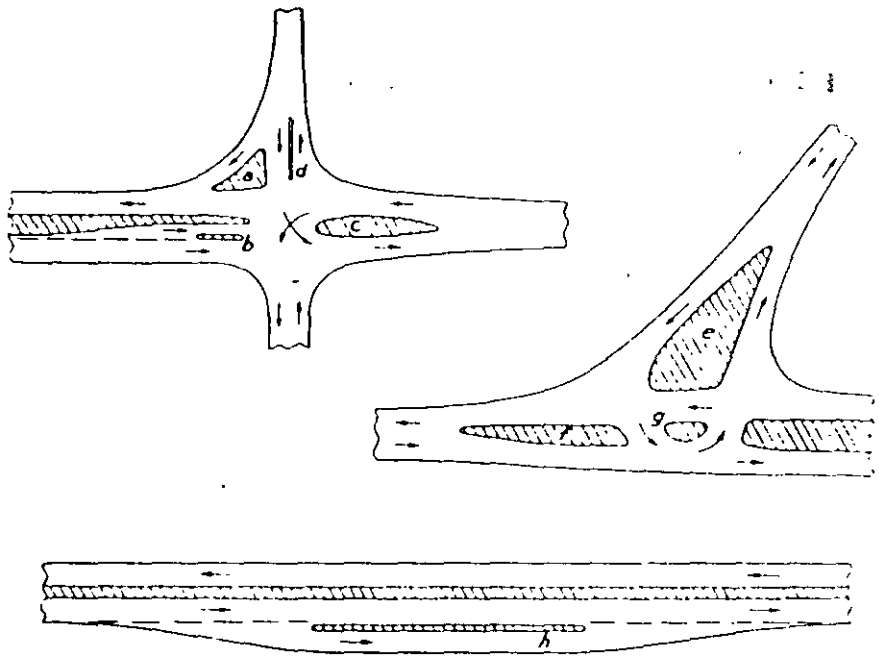


FIGURA 9-2 Tipos generales y forma de las isletas. (Cortesía de *American Association of State Highway and Transportation Officials*)

de existen espacios amplios en una intersección y se deja mucho a la discreción del conductor, pueden usarse las isletas para canalizarlo dentro del carril deseado colocando una isleta canalizadora en la parte poco utilizada de la intersección.

La ubicación de las isletas direccionales deberá ser tal que sea inmediatamente evidente y fácil de seguir el curso del viaje. Un sistema complicado de isletas en las que no sea inmediatamente evidente el curso deseado puede ocasionar la confusión del conductor y, por lo tanto, representar un obstáculo más que una ayuda para mantener un flujo de tránsito estable. Las isletas deberán colocarse de tal manera que las corrientes de tránsito que se cruzan pasen aproximadamente en un ángulo recto, y que las corrientes de tránsito confluentes converjan en ángulos pequeños. El uso de estos ángulos creará menos problemas de tránsito en la carretera, y disminuirá la posibilidad de accidentes en las intersecciones.

Las isletas separadoras se usan con mayor frecuencia en las carreteras que no están divididas en la proximidad de las intersecciones. Sirven para alertar al conductor con respecto a la intersección y para regular el flujo de tránsito dentro y fuera de la misma. Su uso es particularmente ventajoso para controla[illegible] tránsito que da vuelta a la izquierda en las intersecciones oblicuas

Una isleta de seguridad se localiza en o cerca del cruce de peatones, para ayudar y proteger a los que cruzan la carretera. Estas isletas se usan más generalmente en las calles anchas de las áreas urbanas para ascenso y descenso de pasaje.

Las isletas deberán ser suficientemente grandes como para llamar la atención. AASHTO(1) recomienda que tengan un área de cuando menos 75 pies^2 y, de preferencia, 100 pies^2. Lo cual significa que los lados de una isleta triangular no deberán ser menores de 12 pies pero de preferencia de 15 pies después de redondear las esquinas. Se recomienda que las isletas alargadas o las isletas separadoras tengan cuando menos 4 pies de ancho y de 20 a 25 pies de longitud (1).

Las isletas deberán ser visibles para los conductores a suficiente distancia, para permitir una respuesta apropiada. Generalmente las isletas no deberán usarse en o cerca de la cresta de las curvas verticales, o donde la distancia de visibilidad este restringida debido a la curvatura horizontal.

Para isletas separadoras centrales, el frente de la guarnición en la nariz de la isleta debe estar separada cuando menos dos pies y, de preferencia, 4 pies a partir de la orilla normal (faja intermedia) del pavimento. Entonces, la isleta central se ensanchará gradualmente hasta alcanzar su anchura total. Para otras isletas, la separación total de la nariz debera ser de 4 a 6 pies a partir de la orilla normal del pavimento, y de 2 a 3 pies a partir de la orilla del pavimento de un enlace para vuelta (1).

Se recomienda que en las áreas congestionadas la altura de la guarnición lateral de las isletas, sea de 7 pulgadas para dar un mayor grado de protección a los peatones. Las guarniciones montables son apropiadas para áreas exteriores, donde el volumen de peatones es bajo. Las isletas pintadas pueden usarse en áreas de escaso desarrollo, donde las velocidades de aproximación son relativamente altas, el tránsito de peatones ligero, y los semáforos, señales o alumbrado no son necesarios en la zona de la isleta.

9-3 Intersecciones en glorietas

Una intersección en glorieta es aquélla a la cual llega todo el tránsito y sale de ella a partir de una vía de un solo sentido alrededor de una isleta central. Las ventajas de una intersección de este tipo comprenden:

1. El movimiento del tránsito es continuo en todos los accesos a velocidad reducida, cuando operan a bajos volúmenes.
2. Ya que se eliminan los movimientos de cruces perpendiculares, los accidentes tienden a ser menos graves.
3. En los lugares en que se tienen más de cuatro ramas en la intersección puede simplificarse el proyecto. En este caso, un proyecto canalizado puede volverse extremadamente complicado.

TABLA 9-1 Diseño de la orilla mínima del pavimento para vueltas en las intersecciones: curvas simples y estrechamientos

Ángulo de vuelta (grados)	*Vehículo de proyecto*	*Radio de curva simple (pies)*	*Radio de curva simple con estrechamiento*		
			Radio (pies)[a]	*Desplazamiento (pies)*	*Estrechamiento (pies/pies)*
45	P	50	-	–	-
	SU	75		–	-
	WB 40	120	-	–	-
	WB 50	–	120	2.0	15:1
	WB 55	-	140	2.0	15:1
60	P	40		–	-
	SU	60	-	–	-
	WB 40	90	-	–	-
	WB 50	–	95	3.0	15:1
	WB 55	–	110	3.0	15:1
75	P	35	25	2.0	10:1
	SU	55	45	2.0	10:1
	WB 40	–	60	2.0	15:1
	WB 50	–	65	3.0	15:1
	WB 55	–	90	3.0	15:1
90	P	30	20	2.5	10:1
	SU	50	40	2.0	10:1
	WB 40	–	45	4.0	10:1
	WB 50	-	60	4.0	15:1
	WB 55	–	75	4.0	15:1
105	P	–	20	2.5	8:1
	SU	–	35	3.0	10:1
	WB 40	–	40	4.0	10:1
	WB-50	–	55	4.0	15:1
	WB-55	–	65	5.0	15:1
120	P	–	20	2.0	10:1
	SU	–	30	3.0	10:1
	WB 40	–	35	5.0	8:1
	WB 50	–	45	4.0	15:1
	WB 55	–	50	6.0	15:1
135	P	–	20	1.5	15:1
	SU	–	30	4.0	8:1
	WB-40	–	30	8.0	6:1
	WB 50	–	40	6.0	10:1
	WB-55	–	45	7.0	10:1

[a] 1 pie = 0.3048 m.

FUENTE *A Policy — Geometric Design of Highways and Streets* American Association of State Highway and Transportation Officials ington, D C (1984)

TABLA 9-2 Diseño de la orilla mínima del pavimento para vueltas en las intersecciones: curvas compuestas de tres radios

Ángulo de vuelta (grados)	*Vehículo de proyecto*	*Compuesta de 3 radios*		*Compuesta de 3 radios*	
		Radio de curva (pies)[a]	*Desplazamiento simétrico (pies)*	*Radio de curva (pies)*	*Desplazamiento asimétrico (pies)*
45	P	-	-	–	-
	SU	–	-	–	-
	WB 40	–	–	–	-
	WB 50	200 100 200	3.0	-	-
	WB 55	200 120 200	3.0	140 100 300	1.0 1.5
60	P	-	–	–	-
	SU	-	–	–	-
	WB 40	–	–	–	-
	WB 50	200- 75 200	5.5	200 75 275	2.0 6.0
	WB 55	200 85 200	5.0	120 80 240	1.0 7.5
75	P	100 25 100	2.0	-	-
	SU	120 45 120	2.0	-	-
	WB 40	120 45 120	5.0	120 45 200	2.0 6.5
	WB 50	150 50 150	6.0	150 50 225	2.0 10.0
	WB 55	200 70 200	7.0	120 60 200	2.0 10.0
90	P	100 20 100	2.5	-	-
	SU	120- 40 120	2.0	-	-
	WB 40	120 40 120	5.0	120 40 200	2.0 6.0
	WB 50	180 40 180	6.0	120 40 200	2.0 10.0
	WB 55	200 65 200	7.0	100 55 260	2.0 10.0
105	P	100 20 100	2.5	-	-
	SU	100 35 100	3.0	-	-
	WB 40	100 35 100	5.0	100 55 200	2.0 8.0
	WB-50	180 45 180	8.0	150 40 240	2.0 10.0
	WB 55	240- 50 240	8.0	100- 45-500	4.0 10.0
120	P	100 20 100	2.0	-	-
	SU	100 30 100	3.0	-	-
	WB 40	120 30 120	6.0	100 30 180	2.0 9.0
	WB 50	180 40 180	8.5	150 35 220	2.0 12.0
	WB-55	400 40 400	10.0	100 35 500	6.0 15.0
135	P	100 20 100	1.5	-	-
	SU	100 30 100	4.0	-	-
	WB 40	120 30 120	6.5	100- 25 180	3.0 13.0
	WB-50	160 35 160	9.0	130 30 185	3.0 14.0
	WB-55	300 35 300	10.0	100- 35-400	3.0 15.0

[a] 1 pie = 0.3048 m

FUENTE *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets* American Association of State H ways and Transportation Officials Washington D C (1984)

intersección puede utilizarse la intersección acampanada, la cual consiste en hacer más ancho el pavimento en el área de intersección o agregarle carriles. En la figura 9-1 se ilustran algunos ejemplos.

El diseño de la orilla del pavimento para una intersección simple deberá proporcionar un claro suficiente entre el vehículo y los otros carriles de

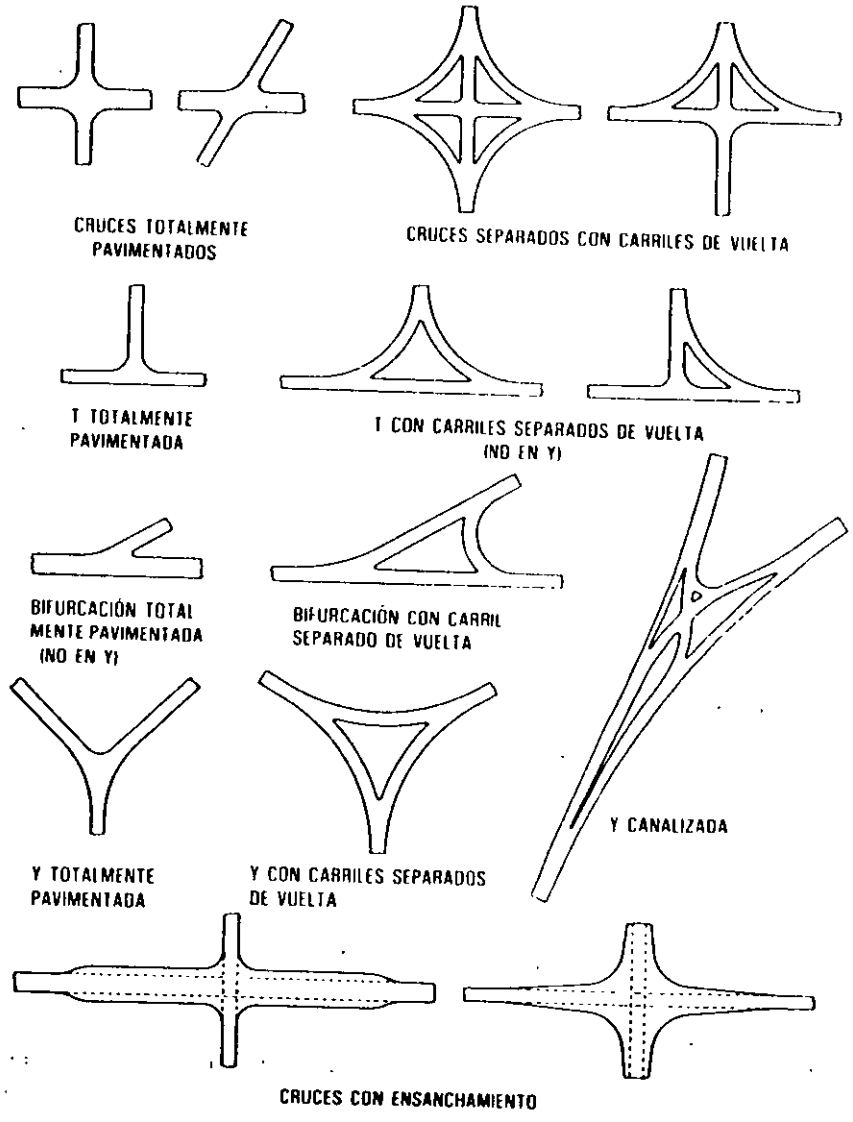


FIGURA 9-1 Tipos de intersecciones a nivel. (Cortesía de *Federal Highway Administration.*)

tránsito. Se supone con frecuencia que todos los movimientos que implican vueltas en las intersecciones se realizan a velocidades menores de 20 millas por hora y el proyecto está basado en las características físicas del vehículo supuesto de proyecto.

El proyecto de la línea de guarniciones en las intersecciones depende de la composición del tránsito, ángulo de intersección, derecho de vía disponible, ancho y número de carriles en las calzadas que se intersecan y necesidades de los peatones. Para facilitar los movimientos del tránsito, la línea de guarniciones deberá ajustarse a la trayectoria de la vuelta de la clase de vehículos más grandes que, en número considerable, utilicen la intersección. En los lugares en que el tránsito predominante lo constituyen los vehículos de pasajeros, puede ser suficiente los arcos de círculo con un radio de 15 a 25 pies. Cada vez que sea factible al construir o reconstruir, deberán redondearse las esquinas de los cruces, dándoles un radio de 25 y 30 pies en calles secundarias y principales, respectivamente (1). En las tablas 9-1 y 9-2 se dan las orillas mínimas recomendadas para el diseño del pavimento para las intersecciones. Nótese que se recomiendan las curvas compuestas de tres radios, en especial para vueltas en ángulo agudo y para la clase más grande de vehículos. Como una opción pueden usarse las curvas simples combinadas con espirales de transición para conformar la trayectoria de los vehículos.

9-2 Isletas y canalizaciones

En las intersecciones pueden utilizarse las isletas o las marcas sobre el pavimento para facilitar el flujo seguro y ordenado de los vehículos y peatones. Un sistema de canalización diseñado apropiadamente aumenta la capacidad de la intersección y disminuye los conflictos y los accidentes.

Las isletas en una intersección sirven para uno o más de los siguientes propósitos (1):

1. Separación de conflictos.
2. Control del ángulo de conflictos.
3. Reducción de áreas excesivas de pavimento.
4. Regulación del flujo de tránsito en el área de intersección.
5. Arreglos para favorecer un movimiento de vuelta predominante.
6. Protección de peatones.
7. Protección y acumulación de los vehículos que dan vuelta o cruzan.
8. Ubicación de dispositivos de control de tránsito.

Las isletas se agrupan por lo general en tres grandes clases, direccionales, o canalizadas, separadoras y de seguridad. En la figura 9-2 se ilustran los tipos y formas generales de las isletas.

Las isletas direccionales se diseñan principalmente para servir de guía al conductor a lo largo de la intersección indicándole la [illegible] seguir. Dos

8-4* Deduzca una ecuación similar a la ecuación (8.2) en unidades del SI (métricas). ¿Qué sobreelevación debería recomendarse para una carretera con velocidad de proyecto de 100 km/hr y un radio de 450 m?

8-5 Para el diseño de una pista de carreras con una vuelta de 1 cuarto de milla (L = 1,320 pies) en cada extremo, determine la sobreelevación para una velocidad de proyecto de 70 mph; suponga f = 0.11.

8-6* Para el diseño de una pista de carreras con vueltas de 250 m de longitud en cada extremo, determine la sobreelevación adecuada para una velocidad de proyecto de 140 km/hr, suponiendo que f = 0.2.

8-7 Una pendiente positiva de 5.1 por ciento, interseca una negativa de 2.8 por ciento en la estación 365 + 85 a una elevación de 427.50. Calcule la elevación sobre el eje para estaciones de 100 pies, en una curva vertical de 600 pies.

8-8* Una pendiente positiva de 3.9 por ciento interseca a otra positiva de 1.1 por ciento en una estación métrica de M50 + 25 a una elevación de 622.40. Calcule las elevaciones sobre el eje de las estaciones métricas 49 + 50, 50 + 00 y 51 + 00 para una curva de 200 m.

8-9 Bajo la estructura de un entronque se utiliza una curva parabólica vertical. La curva tiene una longitud de 775 pies y una pendiente negativa de 3.8 por ciento interseca una positiva de 6.3 por ciento en la estación 250 + 75. Calcule el punto más bajo de la curva si la intersección en la estación 250 + 75 está a una elevación de 426.83.

8-10* Desarrolle las ecuaciones para la distancia de visibilidad de parada similares a las ecuaciones (8.12) y (8.13) empleando únicamente SI (métricas).

8-11 Calcule la distancia de visibilidad de una parada sobre una cresta de una curva vertical de 1500 pies con una pendiente positiva 1.4 por ciento y una pendiente negativa de 2.3 por ciento.

8-12* Desarrolle las ecuaciones para la distancia de visibilidad de parada similares a las ecuaciones (8.15) y (8.16) utilizando unidades SI (métricas).

8-13 Calcula la distancia de visibilidad para pasar sobre la cresta descrita en el problema 8.11.

8-14* Desarrolle una ecuación para determinar la longitud mínima de transición de curva similar a la ecuación (8.4) utilizando unidades SI (métricas).

8-15 Dada una curva horizontal con un radio de 1360 pies, calcule la longitud mínima de la espiral necesaria para una transición suave desde un alineamiento tangente a la curva circular. La velocidad de proyecto es de 60 mph.

8-16* Desarróllese una ecuación para la distancia horizontal de visibilidad similar a la ecuación (8.18) utilizando unidades SI (métricas).

8-17 La sobreelevación de una cierta carretera es de 0.08. Prepárese una gráfica que muestre las ordenadas que se requieren para la transición desde una sección tangente a la sección completa; supóngase que el pavimento tiene 24 pies de ancho. (Utilícese la figura 8.9 como guía.)

8-18 La esquina de un edificio es adyacente a una curva horizontal (R = 60 pies) a pies de la orilla de un camino para bicicletas de dos carriles y dos sentidos. El camino tiene 8 pies de ancho. Determínese si la curva cuenta con la distancia de visibilidad de parada. Supóngase una velocidad de proyecto de 15 mph y pendiente cero.

8-19 En el período de 10 min de tráfico más intenso un total de 1 000 peatones utilizan una acera. Si la anchura efectiva es de 9 pies, determine las características de la calidad de flujo con las tablas 8.18 y 8.19.

REFERENCIAS

1. *A Policy on Design of Urban Highways and Arterial Streets*. American Association of State Highway Officials, Washington, D.C. (1973).
2. *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1984).
3. *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).
4. Barnett, Joseph. *Transition Curves for Highways*. U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. (1940).
5. *Recommended Guidelines for Subdivision Streets*. Institute of Transportation Engineers, Washington, D.C. (1984).
6. *Guide for Bicycle Routes*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1974).
7. *Bicycling in Tennessee, Planning and Design Manual*. Barton Aschman Associates, Minneapolis, Minn. (1975).
8. *Bikeways - State of the Art, 1974*. Prepared for the Federal Highway Administration by DeLeuw Cather and Company, San Francisco (1974).
9. *Bikeway Design*. Oregon State Highway Division, Salem (1974).
10. Pushkarev, Boris S., with Zupan, Jeffrey M. *Urban Space for Pedestrians*. MIT Press, Cambridge, Mass. (1975).
11. Fruin, John J. *Pedestrian Planning and Design*. Metropolitan Association of Urban Designers and Environmental Planners, New York (1971).

capítulo nueve

INTERSECCIONES, ENTRONQUES, TERMINALES

En el capítulo anterior se presentaron las normas y procedimientos para el diseño de enlaces carreteros, las instalaciones que sirven para el transporte de artículos entre terminales. En este capítulo, se estudiará el proyecto de las instalaciones adecuadas para dar cabida a los recorridos en los sitios de convergencia de caminos y en las terminales. Se analizará el proyecto de 1) intersecciones y entronques para cambios en la dirección de los recorridos, y 2) estacionamientos y terminales dispuestas para la interacción con pasajeros y para guardar los vehículos al término de cada viaje.

INTERSECCIONES A NIVEL, PASOS A DESNIVEL Y ENTRONQUES

9-1 Intersecciones a nivel

La mayoría de las carreteras se intersecan a nivel y el área de intersección debe diseñarse para proporcionar espacios adecuados para las vueltas y los cruces, tomando en consideración la distancia de visibilidad, señales pendientes y alineamientos.

Las intersecciones simples a nivel constan de la unión de tres, cuatro o más caminos. La unión de tres caminos se llama "empalme" **T** o **Y**. Un empalme puede definirse como el ramal de una carretera principal, que usualmente tiene un pequeño ángulo de deflexión. Una intersección en **T** es aquélla en la que entroncan dos caminos para formar una carretera continua y un tercer camino los interseca en el mismo punto o cerca de él formando ángulos rectos. Una intersección **Y** es aquella en la que entroncan tres caminos a ángulos aproximadamente iguales. Además de estos tipos de

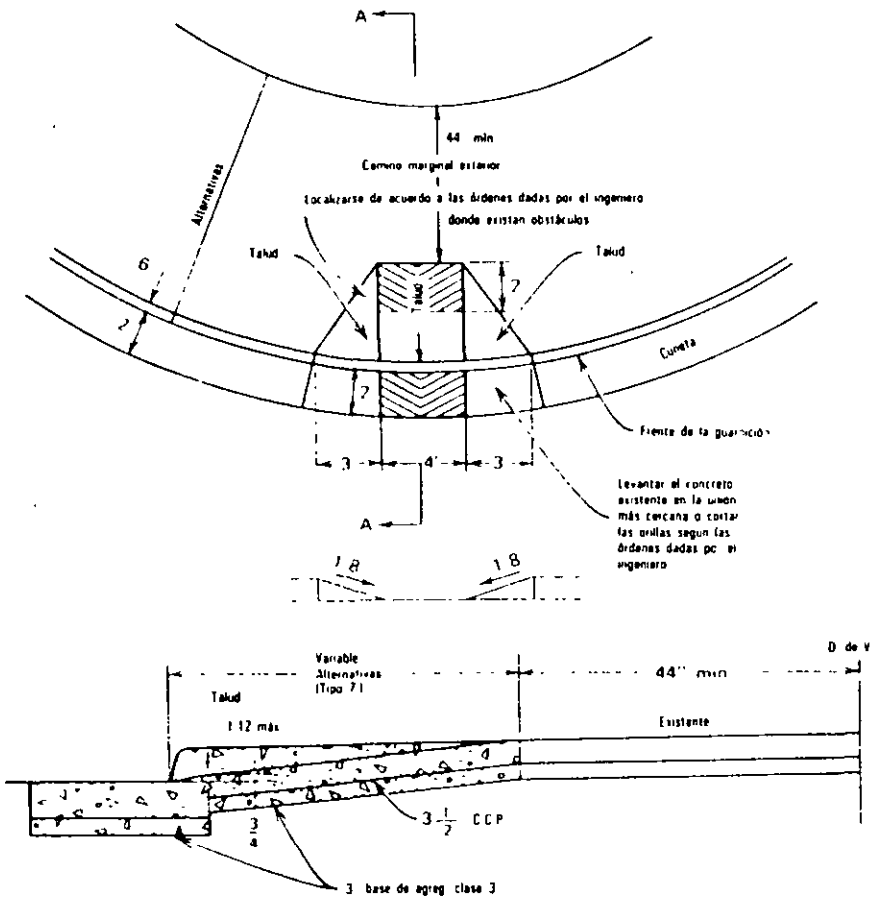


FIGURA 8-15 Diseño típico de una guarnición en rampa (Cortesía de *California State Department of Rehabilitation*.)

Según la tabla 8.16, el flujo en la acera podría clasificarse como "congestionado". Por la tabla 8.17 y la figura 8.14 podría esperarse un nivel de servicio *D*.

El número de peatones dentro de un área dada se puede determinar mediante conteo manual, análisis de películas tomadas a intervalos desde una posición ventajosa, y por medio de estudios de una serie de fotografías traslapadas tomadas consecutivamente desde un helicóptero o un avión ligero (conteo desde el aire).

Las predicciones del tránsito de peatones que es generado por los edificios propuestos es un proceso complejo, cuyos detalles quedan fuera del alcance de este texto. Generalmente, para un edificio dado, la estimación de este tipo de tránsito se hace por referencia a relaciones empíricas de generación de viajes. Véase la tabla 8.18. En las cantidades de peatones que se agregan a una ubicación dada, es necesario tomar en cuenta las variaciones en los patrones pico (que dependen del tipo de uso de la construcción) y en la longitud de los viajes (que depende del objetivo del viaje). Para mayor información sobre el pronóstico del tránsito peatonal, véanse las referencias 10 y 11.

Por lo general, las aceras se deberían localizar lejos de la parte frontal de las guarniciones; dicha localización incrementa la seguridad, facilita el diseño de la pendiente de un camino en particular, y proporciona un área para la colocación del equipamiento urbano y un sitio para almacenar temporalmente la nieve. Algunas veces se colocan las aceras a un pie de la línea del derecho de vía (5).

8-31 Disposiciones para peatones ancianos e incapacitados

Deben tenerse consideraciones especiales para los peatones de edad avanzada e incapacitados. Generalmente, la altura de las guarniciones no debe exceder de 7 pulgadas, y en los lugares en que se prevé el tránsito de sillas de ruedas, deberán habilitarse las rampas necesarias. En la figura 8.15 se señala el diseño recomendado para rampas. La pendiente 1:12 sugerida para las rampas también es adecuada para el tránsito de bicicletas.

El pavimento de las aceras deberá estar libre de hoyos, protuberancias y otras irregularidades, y la superficie deberá ser antiderrapante. Las rejillas y tapas de coladeras tienen la tendencia a deslizarse y con el subsiguiente peligro de tropezar, por lo que, cuando sea factible, deben quitarse de los cruces y otras áreas de peatones. Las barreras especiales y la textura diferentes en las superficies que se puedan palpar son necesarias en las zonas donde existe un número importante de peatones ciegos.

PROBLEMAS

8-1 Dados $\Delta = 32.1°$ derecha, $D = 4.25°$ y el PI en la estación 75 + 28.40, calcule los elementos de la curva y la estación del PT. Determine el ángulo de deflexión en las estaciones situadas a cada 100 pies. Utilícense las fórmulas de deflexión por el arco.

8-2* Resuelva el problema 8-1 con unidades de SI (métricas). La estación métrica del PI debe cambiarse a M22 + 91.593. Calcule los datos de la curva y la estación métrica del PT. Los ángulos de deflexión en las estaciones métricas y a la mitad de la estación métrica.

8-3 ¿Qué sobreelevación deberá recomendarse para una carretera con velocidad de diseño de 75 mph y un grado de curvatura de $D = 1.0°$? Suponga $f = 0.11$.

*Conforme se usa aquí, 1 estación métrica = 100 metros.

TABLA8-17 Descripción del nivel de servicio para senderos de peatones.

Nivel de servicio	*Razón de flujo (personas por minuto por pie[a])*	*Espacio por persona, (pie²)*	*Descripción del flujo*
A	7 o menos	35	Los peatones seleccionan libremente la velocidad de marcha y tienen capacidad para rebasar a otros más lentos y evitar conflictos en los cruces
B	7-10	25-35	Donde existen movimientos en reversa o de cruzamientos se presentan conflictos menores, la velocidad media y el volumen disminuyen ligeramente
C	10-15	15-25	Libertad para seleccionar la velocidad de marcha individual restricciones para rebasar libremente a otros
D	15-20	10-15	La mayoría de las personas tienen reducida y restringida la velocidad de marcha normal El flujo en sentido contrario y los movimientos de cruce están severamente restringidos
E	20-25	5-10	Virtualmente todas las personas tienen restringida la velocidad de marcha normal requiriendo se frecuentes ajustes de la marcha Solo se puede caminar hacia adelante en forma lenta
F	Variable hasta 25	5 o menos	La velocidad de marcha de todos los peatones esta extremadamente restringida Con frecuencia, es inevitable el contacto de unos con otros Sólo se puede avanzar en forma lenta

[a] 1 pie = 0.3048 m

FUENTE: *Pedestrian planning and Design* John J Fruin Metropolitan Association of Urban Designers and Environmental Planners, Inc Nueva York (1971)

10 min, 1 000 peatones a una acera de 18 pies, la cual ya tiene un flujo de 1 600 peatones en ese período. Debido a los parquímetros, la iluminación normal y otros elementos de equipamiento urbano, para obtener la anchura efectiva, se le restan 3 pies al ancho real de la acera. Determínense las características de la calidad del flujo utilizando las tablas 8.16 y 8.17

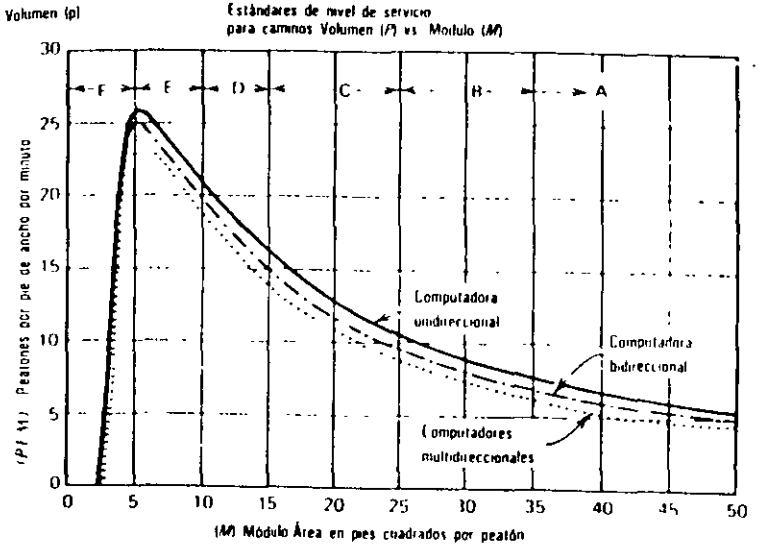


FIGURA 8-14 Nivel de normas de servicio en aceras (Tomado de *Pedestrian Planning and Design* por John J Fruin Metropolitan Association of Urban Designers and Environmental Planners, Inc , Nueva York, (1971)

TABLA 8-18 Generación de viajes diarios y durante el período de tránsito más intenso para construcciones de diferentes usos.

Uso de la construcción	*Viajes dentro y fuera por 1000 pies² (93 m²) de piso*		
	Durante	*Período de tránsito más intenso de 15 min*	*Tiempo del período de tránsito más intenso*
Cafetería	492[a]	22 36	12 00 mediodía
Tienda de departamentos	232	15 61	12 15 P M
Supermercado	285	11 97	5 00 P M
Restaurant	173	10 20	1 15 P M
Oficinas principales	112	0 98	8 15 A M
Oficinas principales	132	0 97	5 00 P M
Oficinas uso mixto	17 3	0 89	1 15 P M
Residencial	8 3	0 25	5 15 P M

[a] Continua de 10 h

FUENTE: *Urban Space for Pedestrians* Boris S Pushkarev con Jeffrey M Zupan MIT Press Cambridge Mass (1975)

El volumen de peatones P por pie de ancho de la acera por minuto, está dado por,

$$P = \frac{2600 \text{ peatones}}{10 \text{ min} \times 5 \text{ pies}} = 17.3$$

TABLA 8-15 Distancia de visibilidad de parada de proyecto para las bicicletas.

Velocidad del proyecto (millas/h)[a]	*Distancia de visibilidad de parada (pies)*[b] *para pendientes cuesta abajo de*			
	0%	*5%*	*10%*	*15%*
10	50	50	60	70
15	85	90	100	130
20	130	140	160	200

[a] 1 milla = 1.6093 km
[b] 1 pie = 0.3048 m

FUENTE: *Guide for Bicycle Routes*, AASHTO, Washington, D.C. (1974).

Los símbolos empleados en esta ecuación han quedado definidos en la sección 8.26. Las distancias que se calculen con esta ecuación deberán resultar en cada caso mayores que la distancia segura de visibilidad de parada que se señala en la tabla 8.15. En la referencia 8 se describen los procedimientos para comprobar la distancia de visibilidad en las intersecciones.

PLANEACIÓN Y DISEÑO PARA PEATONES

Aproximadamente cada año mueren 10 000 peatones después de haber sido atropellados por vehículos de motor, y alrededor de 120 000 resultan heridos. Muchos peatones, ya sean jóvenes, viejos o impedidos que no tienen automóvil o no utilizan transporte público, se enfrentan con dificultades especiales para desplazarse en las calles y aceras congestionadas con vehículos y otros peatones. El incremento en los volúmenes de tránsito y en las pérdidas por accidente en los que están involucrados peatones, se ha acompañado por un conocimiento creciente del público acerca de la necesidad de construir instalaciones seguras y adecuadas para los peatones. En los párrafos siguientes se describirán brevemente las normas y criterios para la planeación y diseño de instalaciones peatonales.

8-30 Aceras

La necesidad de aceras depende en primer lugar del tipo y densidad de desarrollo de un lugar, y del volumen de tránsito de vehículos y peatones. En las áreas rurales es raro que se requieran aceras, ya que el tránsito de peatones es usualmente muy ligero. Para las calles de los fraccionamientos residenciales en las que la densidad es de dos residencias por acre se recomienda una anchura de 5 pies en las aceras (5). Por lo general, todas las arterias que no tengan acotamientos, deberán estar provistas de aceras, aun cuando el tránsito de peatones sea ligero (*1*). Se recomienda una anchura mínima de 6 pies para las áreas comerciales y principales rutas escolares.

TABLA 8-16 Características del flujo de peatones en una corriente homogénea.

Tipo de flujo	*Razón de flujo (personas por minuto por pie*[a]*)*	*Espacio por persona (pies*[2]*)*	*Descripción del flujo*
Abierto	< 0.5	> 530	Libertad completa para seleccionar la velocidad y dirección del movimiento
Poco difícil	0.5-2.0	530-130	Frecuente interacción indirecta de unos con otros
Difícil	2.0-6.0	130-40	Constante interacción indirecta de unos con otros.
Restringido	6.0-10.0	40-24	Los movimientos para cruzar y rebasar son posibles pero con probables interferencias y conflictos
Atestado	10.0-14.0	24-16	La probabilidad de conflictos es alta, y es difícil rebasar
Congestionado	14.0-18.0	16-11	Frecuentes contactos corporales; dificultad para cruzar con paso normal
Lleno	0-25.0	24	Solo es posible un movimiento lento

[a] pie = 0.3048 m

FUENTE: *Urban Space for Pedestrians*, Boris S. Pushkarev con Jeffrey M. Zupan, MIT Press, Cambridge, Mass. (1975).

La anchura de las aceras en distritos comerciales centrales y en otras áreas de alta densidad se puede determinar objetivamente en base al análisis de capacidad. La calidad y razón de flujo peatonal depende de la cantidad de espacio disponible por peatón. De acuerdo a Pushkarev y Zupan (10), el flujo de peatones puede agruparse en siete categorías que van desde el "flujo abierto" hasta "atestado". En la tabla 8.16 se listan los siete grupos, junto con las razones de flujo correspondientes y la cantidad de espacio por persona.

La tabla 8.17 describe seis niveles de servicio para el flujo de peatones que son análogos a los flujos para carretera (capítulo 5). Estos niveles se describen en la tabla 8.17 y se ilustran en la figura 8.11.

En la estimación del flujo de peatones a lo largo de las aceras se debería reducir la anchura efectiva de éstas en 2 pies adicionales o más para tomar en cuenta los efectos restrictivos de los buzones postales, hidrantes contra incendios y otros accesorios ubicados en las calles.

EJEMPLO 8.2 ***Evaluación del flujo en las aceras*** Se considera que un nuevo edificio de oficinas agrega, durante el período de tránsito más intenso de

casi todas las situaciones" (8). Los estudios empíricos indican que un carril para bicicletas de un solo sentido, con una anchura efectiva* de 4 pies, tiene una capacidad aproximada de 1275 bicicletas por hora. Un carril de dos sentidos, con una anchura efectiva de 8 pies, tiene una capacidad aproximada de 1900 bicicletas por hora (8).

Velocidad de proyecto para caminos de bicicletas

Varios estudios indican que casi todos los ciclistas viajan una distancia que varía entre 7 a 15 mph, con una velocidad promedio de 10-11 mph. Las velocidades más altas se registran cuando van pendiente abajo. La AASHTO (6) recomienda el uso de velocidades de proyecto de 15 mph normalmente, y de 20 mph en largas pendientes negativas.

Curvatura y sobreelevación

Si se analizan las fuerzas que actúan sobre un ciclista que se desplaza en una curva, se demuestra que:

$$e + f = \frac{V^2}{150R}(1 - ef) \qquad (8\text{-}19)$$

donde

e = sobreelevación (pies/pie).
f = coeficiente de fricción. Se recomienda $f = 0.4$ para pavimentos secos (9).
V = velocidad de proyecto, (mph).
R = radio de curvatura, (pies).

Esta ecuación que es una versión precisa de la ecuación (8-2), se aplica también en carreteras para vehículos de motor. Cuando e y f son pequeñas, la ecuación (8-2) da resultados satisfactorios.

Los ingenieros no están de acuerdo en lo que constituye una sobreelevación máxima apropiada en los caminos para bicicletas. La AASHTO (6) recomienda un valor máximo de 0.05 pies por pie. El estado de Oregon (9) utiliza un valor máximo de 0.06 en donde los peatones constituyen más de la mitad del tránsito. Los valores de sobreelevación nunca deberán exceder de 0.12 pies por pie.

Una vez que se ha escogido un valor máximo, se calcula el radio mínimo de curvatura con la ecuación (8-2). Por ejemplo, si se utilizan $f = 0.4$ y $e_{máx} = 0.05$, se obtiene:

*Anchura efectiva = anchura menos una distancia prudente (10-20 pulg) de las obstrucciones laterales del camino.

Velocidad de proyecto	*Radio mínimo*
15 (millas/h)	33 (pies)
20 (millas/h)	60 (pies)

Debido a la tendencia que tienen los ciclistas a inclinarse hacia el lado interno de una curva, los pavimentos deberán ensancharse en las curvas. La AASHTO (6) recomienda que los pavimentos se ensanchen hasta 2 pies a lo largo de las curvas, en los lugares en donde el radio sea menor de 50 pies y la velocidad de proyecto sea de 10 mph o mayor. La *Oregon State Highway Division* (9) especifica que los pavimentos de las carreteras a lo largo de las curvas se ensanchen hasta 4 pies y que estos se reduzcan gradualmente en cada extremo del tramo ampliado.

Pendientes

La pendiente máxima que un ciclista podrá vencer depende de su capacidad individual, la longitud de la pendiente, así como de la condición de la bicicleta y de la superficie del camino, de las condiciones del tiempo, etc. En los sitios en los que la pendiente excede del 5 por ciento, la longitud no deberá ser mayor de 300 pies y, de preferencia, no mayor de 100 pies. La AASHTO (6) recomienda una pendiente máxima de 10 por ciento. Donde hay una pendiente del 10 por ciento, su longitud no deberá ser mayor de 50 pies.

Distancia de visibilidad

Los criterios de distancia de visibilidad son similares a los que se manejaron para el diseño de instalaciones de vehículos de motor. Con las ecuaciones (8-10) y (8-11) pueden determinarse las longitudes mínimas de las curvas verticales, utilizando una altura para los ojos del ciclista de $h_1 = 4.5$ pies y una altura del objeto, $h_2 = 0.33$ pies.

Como se explicó en la sección 8.22, la distancia mínima de visibilidad de parada, es la suma de las distancias recorridas durante el tiempo de percepción-reacción y frenado. En la tabla 8.15 se señalan las distancias de proyecto para detenerse en base a un tiempo de percepción-reacción de 2.5 s y un coeficiente de resistencia a derrapar de $f = 0.25$.

Se deberán hacer las comprobaciones correspondientes para asegurarse de que se ha proporcionado la distancia alrededor de las curvas y en las intersecciones con otros caminos para bicicletas o con carreteras para vehículos de motor. La distancia del arco disponible para detenerse a lo largo de la línea central de un camino para bicicletas puede calcularse utilizando la ecuación siguiente:

$$S = \frac{200R}{5730}\cos^{-1}\left(\frac{R-m}{R}\right) = \frac{R}{28.65}\cos^{-1}\left(\frac{R-m}{R}\right) \qquad (8\text{-}20)$$

Deberán identificarse los corredores potenciales adecuados para instalaciones ciclistas, de preferencia, los que se desarrollen muy cerca de las líneas ideales entre origen y destino. La longitud de las rutas varía ampliamente, pero aquellas que sirven ante todo para viajes recreativos, deberán tener una longitud mayor a las 5 millas. Generalmente los viajes al trabajo son menos cortos que 5 millas. Las rutas para bicicletas deberán contar con la ventaja de buenos paisajes, lugares históricos, etc., y deberán ser compatibles con el uso existente del suelo.

8-29 Diseño de instalaciones para bicicletas

Como se ilustra en la figura 8-13, las instalaciones para bicicletas pueden agruparse en tres clases:

Clase I. Camino o sendero para bicicletas. Una vía totalmente apartada y diseñada para el uso exclusivo de bicicletas; por lo regular, separada de las carreteras para vehículos de motor por un espacio abierto o con barrera.

Clase II. Carril para bicicletas. Parte de una carretera que ha sido diseñada para uso exclusivo o preferente de bicicletas; marcada por lo general con una raya pintada, una guarnición o una barrera.

Clase III. Carretera compartida o ruta para bicicletas. Una ruta que se ha diseñado y marcado en forma oficial como un camino para bicicletas, pero que se utiliza tanto para el tránsito de bicicletas como para el de vehículos de motor.

Anchura de las calzadas para bicicletas

La anchura mínima de un carril para bicicletas es de 3.5 pies. Así se dispone de 2.0 pies para el ancho de la bicicleta y 0.75 pies de espacio a cada lado. Ya que es necesario tener una prudente distancia adicional debido a las obstrucciones, se recomienda como conveniente una anchura de 4.0 pies.[6] Para un camino de bicicletas de dos carriles, el ancho deberá ser cuando menos de 7.0 pies y, de preferencia, de 8.0 pies. Deberá darse una anchura adicional de 0.5 a 1.0 pies si el camino está bordeado por una guarnición elevada, y de 1.0 a 2.0 si la guarnición elevada se encuentra a ambos lados. Es necesario dejar una separación horizontal mínima de 0.8 pies y, de preferencia, de 2.0 pies entre la orilla del camino y los árboles, postes y otros obstáculos. Debe concederse una holgura lateral de 2.0 pies entre la orilla del sendero y los vehículos estacionados.

Capacidad de un camino para bicicletas

Se han hecho pequeñas investigaciones para establecer con precisión la capacidad de los caminos para bicicletas. La evidencia disponible sugiere "una vez que se han encontrado los requerimientos básicos de los espacios de operación, el camino para bicicletas deberá tener amplia capacidad para

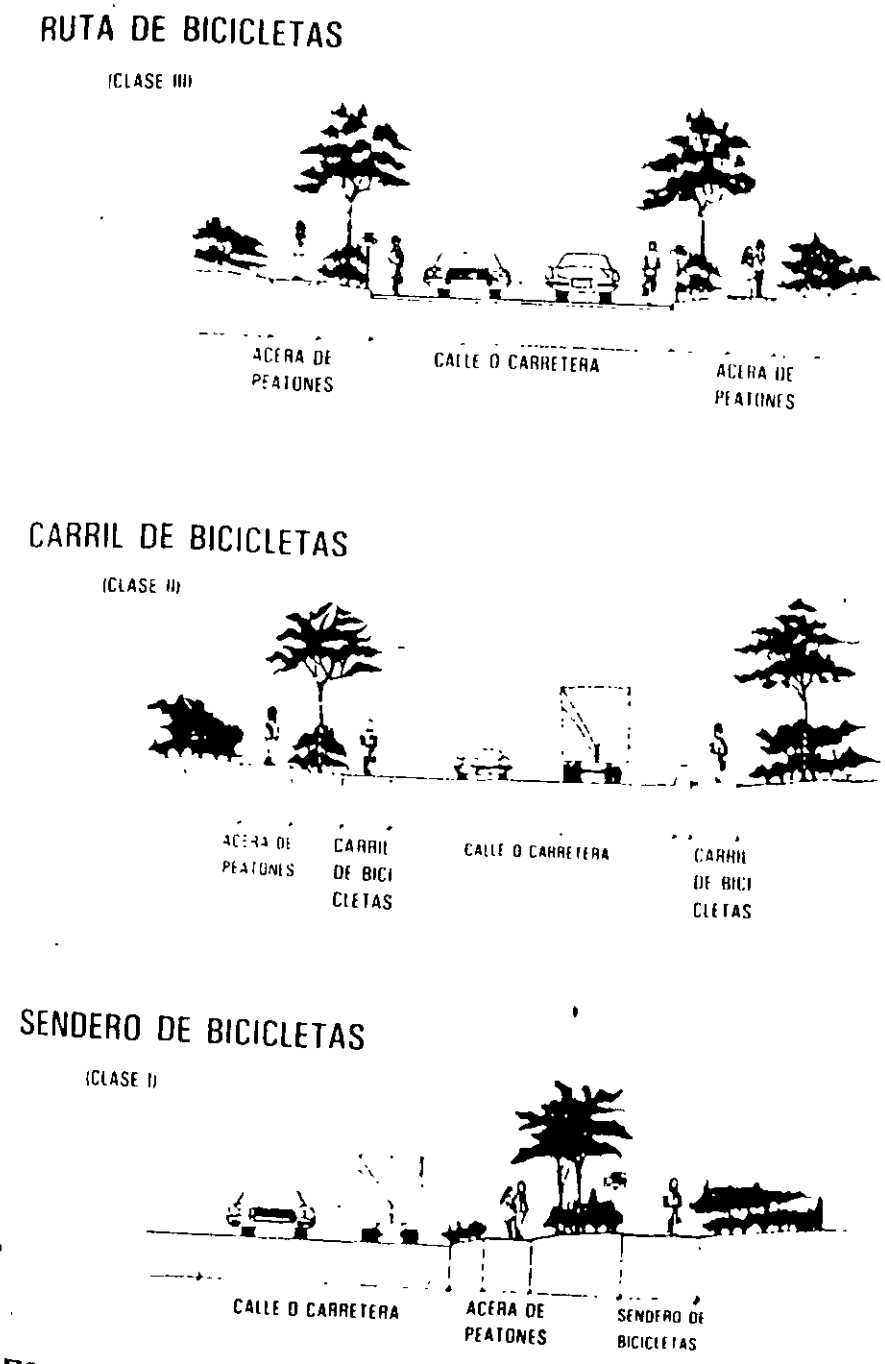


FIGURA 8-13 Principales opciones para caminos de bicicletas. (Cortesía de *Barton Aschman Associations, Inc.*)

8-28 Planeación de instalaciones para bicicletas

Los procedimientos a seguir en la planeación de servicios para bicicletas son similares a los que se realizan para otras formas de transporte. El proceso debe abarcar:

1. Metas y objetivos
2. Reunir información sobre las características de los viajes actuales en bicicleta generadores del tránsito de bicicletas, así como los inventarios correspondientes de los servicios existentes y potenciales para bicicletas.
3. Establecer los principios de planeación y las normas de diseño.
4. Predecir la demanda de los servicios para bicicletas.
5. Desarrollo de un plan para la construcción de instalaciones de bicicletas

Justificación para las instalaciones para circular con bicicletas

Por lo general, no se han establecido justificaciones para las mejoras en las instalaciones para bicicletas. Los factores más importantes en la determinación de las justificaciones son:

1. Volumen de automóviles o relación volumen/capacidad.
2. Volumen del tránsito de bicicletas.
3. Diferencia entre las velocidades de autos y bicicletas.

Cuando se determina la necesidad de construir por separado las instalaciones para bicicletas, se pueden considerar otros factores como son la disponibilidad de espacio para construir un camino para bicicletas, el costo y otros posibles medios para hacer factible el tránsito de bicicletas.

La AASHTO (6) de las siguientes justificaciones generales para la construcción por separado de instalaciones o servicios para bicicletas:

Cantidad de bicicletas ≥ 200/día y cantidad de vehículos de motor ≥ 2,000 TPD

o bien,

Cantidad de bicicletas ≥ 200/día y velocidad de los vehículos de motor − 40 mph.

Predicción de la demanda

Es necesario tener un pronóstico de la demanda, por si se requiere la construcción de instalaciones para bicicletas, determinar el tipo de servicios y ayudar a establecer los criterios de proyecto. Desafortunadamente, no existen [illegible]odos del todo aceptados y hay pocas experiencias en la predicción de demandas, en especial, de la demanda latente. La predicción de demandas puede basarse en las investigaciones especiales (por ejemplo, los estudios sobre origen destino), la experiencia con instalaciones cercanas y en otras ciudades o países. Deberá tenerse cuidado al estimar las demandas básicas considerando la experiencia de otros sitios, tomando en cuenta las diferencias en las condiciones existentes.

Los principales factores responsables de la gran demanda del ciclismo son:

1. Buen tiempo.
2. Terreno plano.
3. Características demográficas favorables (por ejemplo, gran número de adultos jóvenes).
4. Carencia de otros medios de transporte.

Planeación para construir la infraestructura para bicicletas

Deberá estructurarse un plan de instalaciones de servicios para bicicletas dentro de una estructura de posibles redes recreativas y utilitarias. Con esto se reconoce que existen dos clases generales de viajes en bicicleta: los viajes recreativos y los otros (llamados viajes utilitarios). La referencia 7 recomienda considerar ocho conceptos con respecto a las redes de caminos para bicicletas, como se ilustran en la tabla 8-14.

TABLA 8-14 Conceptos de red de caminos para bicicletas

Concepto	*Ejemplos*
A. De esparcimiento	
1. Sistemas lineales	Vías abandonadas de ferrocarril, corredores de uso práctico
2. Sistemas lineales en parejas	Pareja de caminos a un lado de la corriente de tránsito
3. Sistemas enlazados fuera de las calles	Camino para bicicletas alrededor de un lago
4. Sistemas enlazados en las calles	Caminos para bicicletas a lo largo de calles residenciales
B. Utilitario	
1. Red de cuadrícula	Mejoras seleccionadas a lo largo de las arterias y calles colectoras existentes
2. Red penetradora	Carriles de bicicletas que den acceso al centro comercial u otros generadores notables
3. Mejoras seleccionadas	Pasos a desnivel, canalización
4. Sistemas de medio bloque	Instalaciones construidas sin considerar las calles durante la urbanización del área original

Fuente: *Bicycling in Tennessee, Planning and Design Manual*. Barton Aschman Associates (1975).

TABLA 8-12 Normas de proyecto de calles colectoras

Clasificación del terreno	*Plano*			*Lomerío*			*Montañoso*		
Urbanización	*Baja*	*Mediana*	*Alta*	*Baja*	*Mediana*	*Alta*	*Baja*	*Mediana*	*Alta*
Ancho del derecho de vía (pies)[a]	70	70	71	70	70	70	70	70	70
Ancho del pavimento (pies)	36	36	40	36	36	40	36	36	40
Tipo de guarniciones (V = frente vertical)	V	V	V	V	V	V	V	V	V
Ancho de la acera (pies)	←	16	→	←	16	→	←	16	→
Distancia de la acera al frente de la guarnición (pies)	←	10	→	←	10	→	←	10	→
Distancia de visibilidad mínima (pies)	←	250	→	←	200	→	←	150	→
Pendiente máxima	←	1	→	←	8	→	←	12	→
Recorrido mínimo al lado de las rutas de tránsito alto (pies)	←	1300	→	←	1300	→	←	1300	→
Velocidad de proyecto (millas/h)[b]	←	35	→	←	30	→	←	25	→
Radio mínimo del eje central (pies)[c]	←	350	→	←	250	→	←	175	→
Tangente mínima entre curvas inversas (pies)	←	100	→	←	100	→	←	100	→

[a] 1 pie = 0.3048 m
[b] 1 milla/h = 1.6093 km/h
[c] Supone sobreelevación
FUENTE: *Recommended Guidelines for Subdivision Streets: A Recommended Practice*, Institute of Transportation Engineers, Washington, D.C., 1984.

un área urbana o rural. La tabla 8-13 ilustra la importancia de estas variables para los estándares de carreteras. Muestra las velocidades de diseño mínimas y deseables que se usan para caminos rurales en Carolina del Norte.

PLANEACIÓN Y PROYECTO DE INSTALACIONES PARA BICICLETAS

A partir de 1970 se ha presentado en Estados Unidos un extraordinario crecimiento en el ciclismo. Entre 1970 y 1973, las ventas anuales de bicicletas ascendieron a más del doble, el incremento mayor fue en la venta de bicicletas para adultos. En 1972, la venta de bicicletas excedió la de automóviles, y el número estimado de ciclistas en dicho país fue de 85 millones.

El extraordinario crecimiento del ciclismo se presentó acompañado de la demanda de más y mejores instalaciones para circular en bicicleta. En años recientes varias instituciones que tienen a su cargo carreteras han emprendido estudios sobre la demanda de instalaciones para circular en bicicleta, el diseño de las calzadas o caminos para bicicleta y el criterio para localizarlos, así como las zonas demarcadas para el uso exclusivo de bicicletas. Varios organismos han hecho los arreglos necesarios para que el ciclismo sea parte integral de sus actividades de planeación y diseño.

En los siguientes párrafos se describirán brevemente los criterios y normas para la planeación y el diseño de instalaciones para circular con bicicleta. Cabe hacer notar que existe discrepancia entre las jurisdicciones diferentes respecto con los métodos recomendados en la planeación y diseño de caminos o calzadas para circular con bicicletas.

TABLA 8-13 Velocidades de proyecto mínimas y deseables (millas/h) para caminos rurales en Carolina del Norte

Volumen de tránsito	*Tipo de terreno*		
	Horizontal	*Lomerío*	*Montañoso*
TDPA actual < 50	40(55)[a]	30(55)	20(55)
TDPA actual 50-250	40(55)	30(55)	20(55)
VHP actual 250-400	50(60)	40(60)	20(60)
TDPA actual 400 a 750 y VHP 100 a 200	50(60)	40(60)	30(60)
VHP 200 a 400	50(60)	40(60)	30(60)
VHP ≥ 400	50(60)	40(60)	30(60)

[a] Las velocidades de proyecto deseables se muestran en paréntesis.
FUENTE: *Design Manual*, Vol. 1, *Roadway*, North Carolina Department of Transportation, Ra[illegible] (1985).

8-26 Distancia horizontal de visibilidad

La distancia horizontal de visibilidad puede tomarse directamente a escala de los planos con un amplio grado de precisión. No obstante, cuando se conoce la distancia que hay desde la línea central de la carretera hasta la obstrucción lateral, es posible determinar la distancia de visibilidad para un radio de curva o grado de curvatura conocido a partir de las siguientes relaciones

$$R = \frac{m}{1 - \cos\frac{SD}{200}} \qquad (8\text{-}17)$$

$$S = \frac{200}{D}\cos^{-1}\left(\frac{R-m}{R}\right) \qquad (8\text{-}18)$$

donde

m = distancia desde el centro de la carretera a la orilla de la obstrucción, (pies)

S = distancia de visibilidad a lo largo del centro del carril interior, (pies).

R = radio de curvatura, (pies).

D = grado de curvatura.

Las fórmulas no se aplican cuando la longitud de la curva circular es menor que la distancia de visibilidad, o cuando el radio de curvatura no es constante

8-27 Normas de proyecto

Debido a las diferencias funcionales, puede utilizarse diversas normas de diseño para los tipos diferentes de instalaciones que comprende un sistema de carreteras. Los estándares de diseño varían ampliamente para diferentes clases funcionales. Por ejemplo, las autopistas se diseñan predominantemente para el movimiento de tránsito y los estándares de autopistas se caracterizan por altas velocidades de diseño, carriles amplios y alineamientos rectos horizontal y vertical Por otro lado, las normas para la subdivisión de calles reflejan el énfasis sobre la función del acceso al terreno. Tales normas, ejemplificadas en las tablas 8.11 y 8.12, se basan en velocidades de diseño de 20 a 35 mph. De hecho, las calles locales deberán diseñarse para no alentar el uso de velocidades excesivas lo que se puede lograr con alineamientos curvilíneos y descontinuidades en el sistema de calles (5).

Dentro de una clase funcional, los estándares de diseño pueden variar con el tipo de terreno, con el tránsito previsto y si la carretera debe estar en

TABLA 8-11 Normas de proyecto de calles locales

Clasificación del terreno	*Plano*			*Lomerío*			*Montañoso*		
Urbanización	*Baja*	*Mediana*	*Alta*	*Baja*	*Mediana*	*Alta*	*Baja*	*Mediana*	*Alta*
Ancho del derecho de vía (pies)[a]	50	60	60	50	60	60	50	60	60
Ancho del pavimento (pies)	22 27	28 34	36	22 27	28 34	36	28	28 34	36
Tipo de guarniciones									
V = frente vertical									
R = tipo montable									
O = ninguno	0 R	V	V	V	V	V	V	V	V
Aceras y caminos para bicicleta (pies)	0	4 6		0	4 6		0	4 6	
Distancia de la acera al frente de la guarnición (pies)	—	6	6	—	6	6	—	6	6
Distancia de visibilidad mínima (pies)	200			150			110		
Pendiente máxima (%)	4			8			15		
Longitud máxima de calles cerradas (pies)	1000	700	700	1000	700	700	1000	700	700
Radio mínimo en calles cerradas (derecho de vía)(pies)	50			50			50		
Velocidad de proyecto (millas/h)[b]	30			25			20		
Radio de curvatura mínimo de la línea central (pies)	250			175			110		
Tangente mínima entre curvas inversas (pies)	50			50			50		

[a] 1 pie = 0.3048 m
1 pulg = 1 0025 mm

[b] *A Recommended Guide for Subdivision Streets* Institute of Transportation Engineers Washington D C 1934

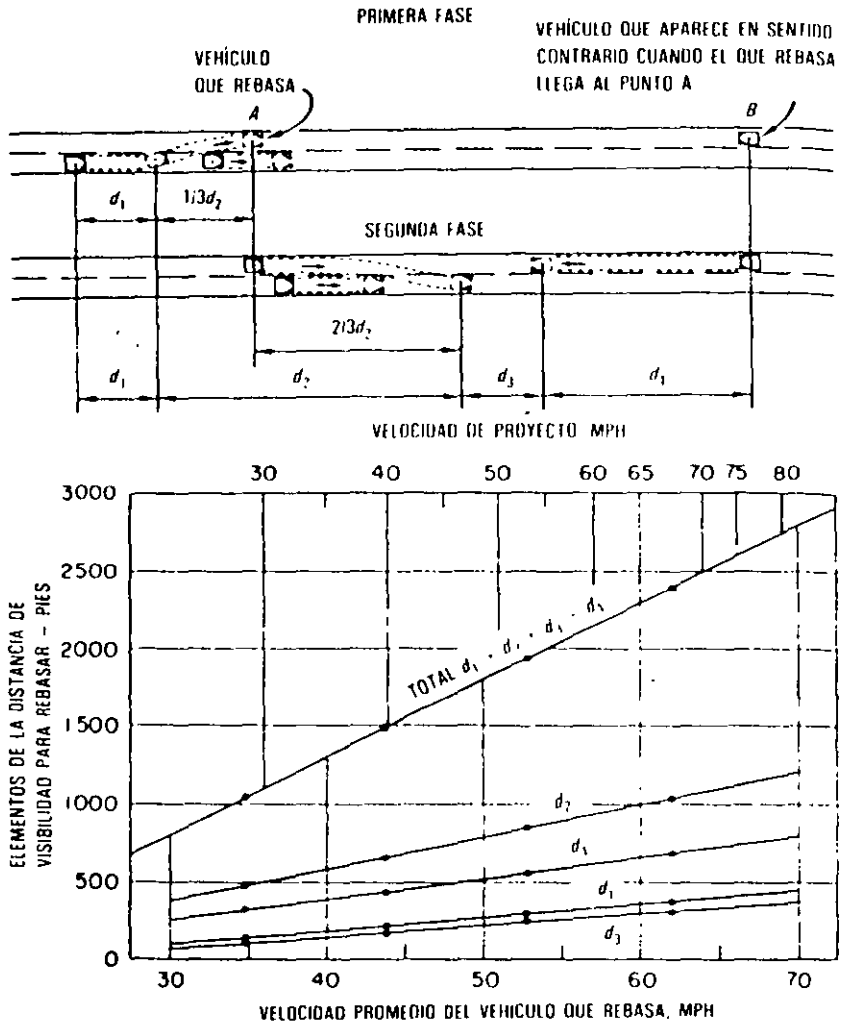


FIGURA 8-12 Relaciones de la distancia de visibilidad para pasar. (Cortesía de la American *Association of State Highway and Transportation Officials*.)

donde

t_2 = tiempo en que el vehículo que rebasa ocupa el carril izquierdo, (seg).

v = velocidad promedio del vehículo que rebasa, (mph).

La distancia de separación d_3 varía desde 110 a 300 pies. Estas distancias se ajustan como se indica en la tabla 8.9 y en la figura 8.12. La distancia $d_4 = 2d_2/3$.

En la figura 8.12 se ilustran las relaciones que existen entre d_1, d_2, d_3 y d_4.

En la tabla 8.10 se señalan las distancias de visibilidad mínimas para pasar en el diseño de una carretera de dos carriles. Aquí la velocidad para rebasar está relacionada con la velocidad de diseño de la carretera.

8-25 Medición de la distancia mínima de visibilidad para pasar

Como quedó previamente establecido, se supone que la altura de los ojos del conductor promedio es de 3.5 pies sobre el pavimento. Como los vehículos son los objetos que deben verse cuando se está rebasando, se supone que la altura del objeto para la distancia de visibilidad para pasar es de 4.25 pies sobre el pavimento.

Sustituyendo $h_1 = 3.5$ pies y $h_2 = 4.25$ pies en las ecuaciones (8.10) y (8.11), se obtienen las ecuaciones que determinan la distancia de visibilidad para pasar que debe haber en la cresta del alineamiento vertical dado:

$$\text{Cuando } S \leq L,\ S = 55.61\sqrt{\frac{L}{A}} \tag{8.15}$$

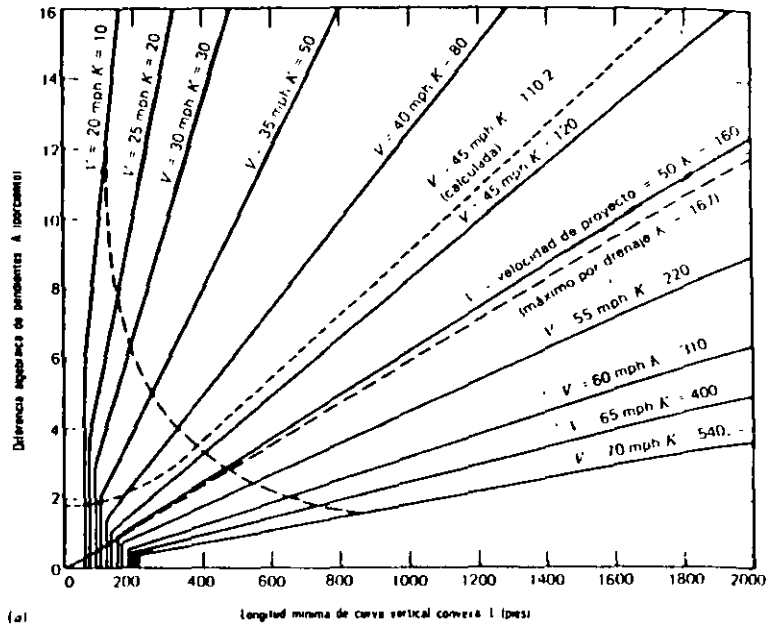
$$\text{Cuando } S > L,\ S = \frac{L}{2} + \frac{1546.4}{A} \tag{8.16}$$

TABLA 8-10 Distancia mínima de visibilidad de proyecto para rebasar en carreteras de dos carriles

Velocidad de proyecto (millas/h)[a]	*Velocidades supuestas*		*Distancia mínima de visibilidad para rebasar (pies)*[b]	
	Vehículo rebasado (millas/h)	*Vehículo que rebasa (millas/h)*	*Figura 8.12*	*Valor redondeado*
30	26	36	1090	1100
40	34	44	1480	1500
50	41	51	1840	1800
60	47	57	2140	2100
65	50	60	2310	2300
70	54	64	2490	2500

[a] 1 milla = 1.6093 km
[b] 1 pie = 0.3048 m.

FUENTE: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C. (1984).



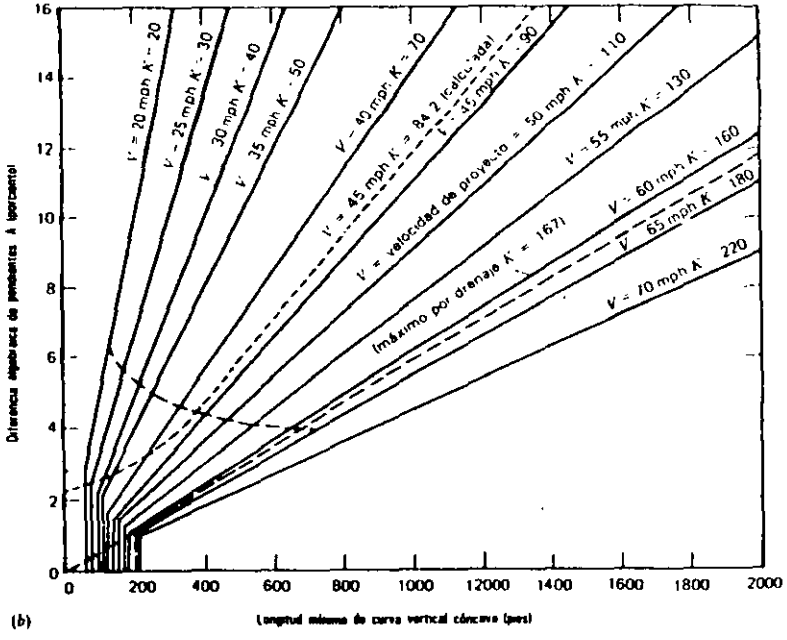


FIGURA 8.11 Control para el proyecto en curvas verticales *a*) Curvas verticales convexas. *b*) Curvas verticales cóncavas (Cortesía de *American Association of State Highway and Transportation Officials*.)

y reacción durante la aceleración inicial hasta llegar al punto en el que el vehículo vira para entrar al carril opuesto, d_2 = distancia que recorre el vehículo que rebasa mientras ocupa el carril izquierdo; d_3 = la distancia que existe, al final de la maniobra de rebase, entre el vehículo que rebasa y el vehículo que viene en sentido contrario d_4 = la distancia recorrida por el vehículo rebasado durante las dos terceras partes del tiempo en que el vehículo que rebasa ocupa el carril izquierdo.

La distancia d_1 de retardo preliminar, se calcula a partir de la fórmula siguiente:

$$d_1 = 1.47 t_1 \left(v - m + \frac{a t_1}{2} \right) \qquad (8.11)$$

donde

t_1 = tiempo de retardo preliminar, (s)
a = aceleración promedio (mphps)
v = velocidad promedio del vehículo que rebasa (mph).
m = diferencia entre las velocidades del vehículo que rebasa y el vehículo rebasado (mph).

La distancia $d_2 = 1.47 v t_2$

TABLA 8-9 Elementos de la distancia de visibilidad segura para rebasar, carreteras de dos carriles

Grupo de velocidad (millas/h)[a]	*30-40*	*40-50*	*50-60*	*60-70*
Velocidad promedio para rebasar (millas/h)	*31.9*	*43.8*	*52.6*	*62.0*
Maniobra inicial				
a = aceleración promedio (millas/h/s)[b]	1.40	1.43	1.47	1.50
t_1 = tiempo (s)[b]	3.6	4.0	4.3	4.5
d_1 = distancia recorrida (pies)[c]	145	215	290	370
Ocupación del carril izquierdo				
t_2 = tiempo (s)[b]	9.3	10.0	10.7	11.3
d_2 = distancia recorrida (pies)	175	640	825	1030
Longitud del espacio libre				
d_3 = distancia recorrida (pies)[b]	100	180	250	300
Vehículos en sentido opuesto				
d_4 = distancia recorrida (pies)	315	425	550	680
Distancia total, $d_1 + d_2 + d_3 + d_4$ (pies)	1035	1460	1915	2380

[a] 1 milla/h = 1.6093 km/h
[b] Para una relación consistente de velocidades los valores observados se ajustan ligeramente
[c] 1 pie = 0.3048 m

Tomado de *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., (1984).

TABLA 8-8 Efectos de la pendiente sobre la distancia de visibilidad de parada en condiciones de humedad

Aumento para pendientes negativas				*Disminución para pendientes positivas*			
Velocidad de proyecto	*Corrección en la distancia de parada (pies)*[b]			*Velocidad supuesta como condición*	*Corrección en la distancia de parada (pies)*[b]		
(millas/h)	*3%*	*6%*	*9%*	*(mph)*[a]	*3%*	*6%*	*9%*
30	10	20	30	28	—	10	20
40	20	40	70	36	10	20	30
50	30	70	—	44	20	30	–
60	50	110	—	52	30	50	–
65	60	130	—	15	30	60	—
70	70	160	—	58	40	70	–

[a] 1 milla = 1.6093 km
[b] 1 pie = 0.3048 m

FUENTE: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C. (1984).

8-23 Medición de la distancia de visibilidad de parada

La distancia de visibilidad disponible sobre la cresta de una curva vertical depende de las características fundamentales de la curva, es decir, de la diferencia algebraica de pendientes y de la longitud de la curva. Las relaciones básicas entre ellas son:

$$\text{Cuando } S < L,\ L = \frac{AS^2}{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2} \tag{8-10}$$

$$\text{Cuando } S > L,\ L = 2S - \frac{100(\sqrt{2h_1} + \sqrt{2h_2})^2}{A} \tag{8-11}$$

donde

S = distancia de visibilidad de parada sobre la cresta de la curva vertical, (pies).
L = longitud de la curva vertical, (pies).
A = diferencia algebraica entre las pendientes, (porcentaje).
h_1 = altura de los ojos del conductor promedio, (pies).
h_2 = altura del objeto visado (pies).

Para propósitos de diseño, se supone que la altura de los ojos del conductor promedio h_1 = 3.75 pies y la altura de un objeto estacionario h_2 = 0.5 pies. Para estas condiciones, las ecuaciones anteriores quedan:

$$\text{Cuando } S < L,\ S = 36.46\sqrt{\frac{L}{A}} \tag{8-12}$$

$$\text{Cuando } S > L,\ S = \frac{L}{2} + \frac{664.6}{A} \tag{8-13}$$

Estas ecuaciones dan la distancia de visibilidad de parada siempre y cuando sea en la cresta de un alineamiento vertical dado o supuesto. Combinando estas ecuaciones y los requerimientos que se indican en la tabla 8-7, la AASHTO (2) ha publicado una gráfica (véase la figura 8-11*a*) que puede utilizarse para determinar la longitud mínima de la curva vertical a fin de proporcionar la distancia de visibilidad de parada a una velocidad de proyecto dada. También, se publicó una gráfica similar para curvas verticales cóncavas, basadas en la distancia de visibilidad dada por los faros delanteros. (Véase la figura 8-11*b*.) Esta última gráfica señala la longitud mínima de la curva vertical cóncava para proporcionar una distancia adecuada para hacer alto a diferentes velocidades de diseño.

8-24 Distancia mínima de visibilidad para pasar

La mayoría de las carreteras de Estados Unidos tienen dos carriles de tránsito en direcciones opuestas. Para poder rebasar los vehículos que se mueven más lentamente, es necesario usar el carril de la dirección opuesta. Para rebasar con seguridad, el conductor del vehículo debe poder ver hacia adelante un tramo suficiente de carretera en el carril de tránsito opuesto, que le permita tener tiempo suficiente para rebasar y, después, regresar a su carril sin obstaculizar el vehículo rebasado antes de encontrarse con el tránsito que viene en sentido contrario. La distancia total requerida para efectuar esta maniobra es la distancia de visibilidad para pasar.

Cuando se calcula la distancia mínima de visibilidad para pasar, se ha cen suposiciones diferentes con relación al comportamiento del tránsito. En una carretera de dos carriles puede suponerse que el vehículo que se va a rebasar viaja a una velocidad uniforme, y que el vehículo que rebasa necesita viajar a la misma velocidad cuando la distancia de visibilidad no es segura. Cuando se llega a un tramo seguro para rebasar, transcurre un cierto periodo en el cual el conductor decide si puede rebasar con seguridad o no. Cuando se decide a rebasar se supone que acelera su vehículo durante toda la operación, se supone también que el tránsito en sentido opuesto aparece dentro de su campo visual en el instante en que inicia las maniobras para rebasar y que llega junto a él cuando se ha terminado la maniobra de rebase.

Al aceptar estas suposiciones, puede verse que la distancia mínima de visibilidad de parada en una carretera de dos carriles está dada por la suma de cuatro distancias: d_1 = distancia recorrida en el tiempo de percepción

TABLA 8-7 Distancia de visibilidad de parada en pavimento mojado

Velocidad de proyecto (millas/h)	*Velocidad supuesta como conducción (millas/h)*	*Reacción al freno*		*Coeficiente de fricción, f*	*Distancia de frenado en terreno a nivel*[a] *(pies)*[c]	*Distancia de visibilidad de parada*	
		Tiempo (s)	*Distancia (pies)*[c]			*Calculada*[b] *(pies)*	*Redondeada para el diseño (pies)*[c]
20	20-20	2.5	73.3-73.3	0.40	33.3-33.3	106.7-106.7	125-125
25	24-25	2.5	88.0-91.7	0.38	50.5-54.8	138.5-146.5	150-150
30	28-30	2.5	102.7-110.0	0.35	71.7-85.7	177.3-195.7	200-200
35	32-35	2.5	117.3-128.3	0.34	100.4-120.4	217.7-248.4	225-250
40	36-40	2.5	132.0-146.7	0.32	135.0-166.7	267.0-313.3	275-325
45	40-45	2.5	146.7-165.0	0.31	172.0-217.7	318.7-382.7	325-400
50	44-50	2.5	161.3-183.3	0.30	215.1-277.8	376.4-461.1	400-475
55	48-55	2.5	176.0-201.7	0.30	256.0-336.1	432.0-537.8	450-550
60	52-60	2.5	190.7-220.0	0.29	310.8-413.8	501.5-633.8	525-650
65	55-65	2.5	201.7-238.3	0.29	317.7-485.6	519.4-724.0	550-725
70	58-70	2.5	212.7-256.7	0.28	400.5-583.3	613.1-840.0	625-850

[a] Resultan valores diferentes para la misma velocidad del uso de coeficientes de fricción diferentes.
[b] 1 milla = 1.6093 km.
[c] 1 pie = 0.3048 m.

FUENTE: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1984).

$$d = \frac{v^2}{2fg} \tag{8-7}$$

donde

d = distancia de frenado (pies)
v = velocidad del vehículo cuando se aplican los frenos en pies por segundo.
g = aceleración debida a la gravedad
f = coeficiente de fricción entre las llantas y el piso

Convirtiendo v en pies por segundo a V en millas por hora, y substituyendo $g = 32.2$ se tiene:

$$d = \frac{V^2}{30f} \tag{8-8}$$

Se supone que la fuerza de la fricción es uniforme a lo largo del pelio de frenado, lo cual no es estrictamente verdadero, ya que varía conforme a alguna potencia de la velocidad. La condición y presión de las llantas, el tipo y características de la superficie, y las condiciones climáticas como la lluvia, la nieve y el hielo, son otros factores físicos que afectan el coeficiente de fricción. Se ha supuesto que los factores de fricción durante una patina da en pavimentos secos varían de 0.60 a 30 mph hasta 0.55 a 70 mph. En pavimentos húmedos, los valores son mucho más bajos. En la tabla 8-7 se presentan las distancias mínimas de visibilidad de parada. En esta tabla, es tán combinados los tiempos de percepción y reacción para frenar.

Efecto de la pendiente en la distancia de parada Cuando una carretera está en pendiente, se modifica de la siguiente manera la fórmula para calcular la distancia de frenado:

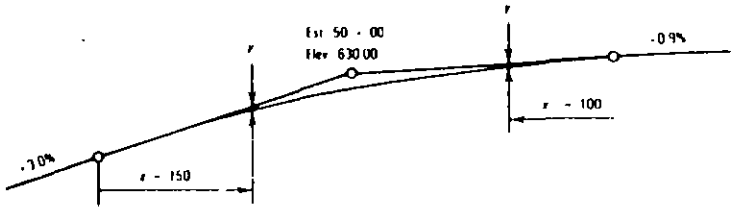
$$d = \frac{V^2}{30(f \pm g)} \tag{8-9}$$

en la cual g, es el porcentaje de pendiente dividido entre 100. Las distancias seguras de frenado en una subida son más cortas, y son más largas pendien te abajo que en las tierras a nivel. En la tabla 8.8 se muestra el efecto de las pendientes sobre las distancias de parada. La distancia mínima de visibi lidad de parada se deberá ajustar en los lugares donde se presente la combi nación poco usual de pendientes fuertes y alta velocidad.

introducirse una curva simétrica por las condiciones impuestas del alineamiento.

Considérese el siguiente ejemplo numérico.

EJEMPLO 8.1 ***Cálculo de las elevaciones a lo largo de una curva vertical*** Una pendiente positiva del 3 por ciento interseca otra pendiente positiva de 0.9 por ciento en la estación 50 + 00 y a una elevación de 630.00. Calcular las elevaciones de la curva vertical en las estaciones 49 + 00 y 51 + 50 para una curva vertical de 500 pies. Se presenta a continuación un esquema de las condiciones dadas



La distancia externa es:

$$E = \frac{(3.0 - 0.9)5}{8} = 1.31 \text{ pies}$$

La elevación sobre la línea tangente en la estación 49 + 00 es 630.00 — 3.0 = 627 pies. La ordenada:

$$y = \left(\frac{x}{l}\right)^2 E = \left(\frac{150}{250}\right)^2 1.31 = 0.47 \text{ pies}$$

La elevación de la curva en la estación
49 + 00 = 627.00 — 0.47 = 626.53

La elevación sobre la línea tangente es la estación 51 + 50 es 630 + 0.9(1.5) = 631.35. La ordenada:

$$y' = \left(\frac{100}{250}\right)^2 1.31 = 0.21$$

La elevación de la curva en la ecuación

51 + 50 = 631.35 — 0.21 = 631.14.

8-21 Distancia de visibilidad

Las carreteras seguras deberán diseñarse de manera que el conductor disponga de una distancia suficiente de clara visibilidad hacia adelante para no chocar contra obstáculos inesperados y poder rebasar sin peligro vehículos que circulen más lentos.

La distancia de visibilidad es la longitud de carretera visible hacia adelante por el conductor de un vehículo. Cuando esta distancia no es lo suficientemente larga como para permitir que un vehículo rebase a otro, se le llama "distancia de visibilidad de parada". La distancia de parada es la distancia mínima requerida para que un vehículo que viaja a la velocidad de proyecto o muy cerca a ella pueda detenerse antes de alcanzar un objeto que obstruya su trayectoria. Este objeto estacionario puede ser un vehículo o algún otro obstáculo sobre el camino. Cuando la distancia de visibilidad es suficientemente larga como para permitir que un vehículo alcance y pase otro en una carretera de dos carriles sin interferencia de un vehículo que se aproxime en sentido contrario, se le llama "distancia de visibilidad para pasar".

8-22 Distancia mínima de visibilidad de parada

En cualquier punto de la carretera, la distancia de visibilidad deberá ser tan larga como sea posible, pero nunca menor que la distancia mínima de visibilidad de parada. La distancia mínima de visibilidad de parada tiene como base la suma de dos distancias: 1) la distancia recorrida desde el momento en que se distingue el objeto hasta el instante en que se aplican los frenos y 2) la distancia requerida para que el vehículo se detenga después de que se han aplicado los frenos. La primera depende de la velocidad del vehículo y de los tiempos de percepción y reacción del conductor para frenar. La segunda depende de la velocidad del vehículo, condición de los frenos, llantas y superficie de la carretera, así como del alineamiento y pendiente de la misma.

Distancia de percepción-reacción

Como se indicó en el capítulo 3, se requiere una cierta cantidad de tiempo para que el conductor perciba y reaccione y que actúen los frenos. Para propósitos de proyecto, se recomienda un tiempo de 2.5 segundos para la combinación de percepción recepción y reacción del freno. La correspondiente distancia recorrida durante dicho tiempo es de 2.5 veces la velocidad, en pies por segundo.

Distancia de frenado

La distancia de frenado aproximada de un vehículo en una carretera a nivel, está determinada por

ciones existentes debido a los costos adicionales cuando se hace de otra forma

En el análisis de pendientes y del control de las mismas, una de las consideraciones más importantes son las consecuencias que tienen aquellas sobre los costos de operación de los vehículos de motor. Cuando se incrementan las pendientes, es evidente que se incrementa el consumo de la gasolina y que se reduce la velocidad. Puede lograrse una aproximación económica balanceando el costo anual agregado de la reducción de la pendiente con el costo anual agregado de operación del vehículo sin la reducción de la pendiente. La solución precisa del problema depende del conocimiento del volumen y tipo de tránsito, lo que puede obtenerse únicamente mediante un estudio.

En tanto que la pendiente máxima varía grandemente en diversos estados, la AASHTO recomienda que la pendiente máxima esté en función de la velocidad de proyecto y de la topografía (2). La práctica actual limita la pendiente al 5 por ciento para una velocidad de diseño de 70 mph. Para una velocidad de diseño de 30 mph, las pendientes máximas varían de 7 a 12 por ciento, dependiendo de la topografía (2).

En los lugares en que se usan pendientes muy largas, el proyectista no deberá exceder substancialmente la longitud crítica de pendiente si no prevé la existencia de carriles para el ascenso de los vehículos que se mueven lentamente. La longitud crítica pendiente varía de 1700 pies para una pendiente del 3 por ciento a 500 pies para una pendiente del 8 por ciento.

Las pendientes en tramos muy largos deberán ser menores que la pendiente máxima utilizada en cualquier tramo particular de una carretera. Frecuentemente, es preferible cortar una pendiente uniforme muy larga formando mayores pendientes en la parte más baja y menores cerca de la parte más alta. Deberán también evitarse los "columpios" en la pendiente en la que los vehículos pueden quedar ocultos.

Las pendientes mínimas están en función de las condiciones de drenaje. En las secciones de terraplén pueden haber pendientes a nivel cuando el bombeo y los acotamientos oblicuos son los encargados del drenaje de la superficie del pavimento. No obstante, bajo las mejores condiciones es preferible tener una pendiente mínima, de cuando menos 0.3 por ciento con objeto de asegurar un drenaje adecuado.

8-20 Curvas verticales

Las curvas parabólicas se usan casi exclusivamente para conectar tangentes en pendiente por la forma conveniente en que pueden calcularse las ordenadas verticales. En la figura 8.10 se ilustra una típica curva vertical.

Las ordenadas de las curvas verticales pueden calcularse a partir de las fórmulas dadas en la figura 8.10. Usualmente, es necesario hacer los cálculos para estaciones localizadas a cada 50 pies, aun cuando algunas operaciones de pavimentación requieren niveles a intervalos de 25 pies o menos. ...recuencia, es necesario calcular otros puntos críticos sobre la cu...

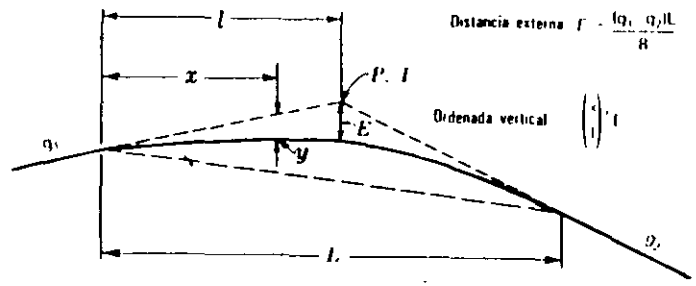


FIGURA 8-10 Una curva vertical característica.

...rtical con objeto de asegurar un drenaje apropiado como el que se tiene en las depresiones y en las crestas. Por lo común, el punto bajo o alto de una curva parabólica no se encuentra en la vertical arriba o abajo del vértice de las pendientes que se intersecan, sino que está a la izquierda o a la derecha de tal punto. La distancia desde el P.C. de la curva al punto alto o bajo, está dada por:

$$x = \frac{Lg_1}{g_1 - g_2} \tag{8-5}$$

y la diferencia en elevación por:

$$y = \frac{Lg_1^2}{2(g_1 - g_2)} \tag{8-6}$$

donde

- x = distancia desde el P.C. al punto de cambio de dirección en estaciones
- L = longitud de la curva, en estaciones.
- g_1 = pendiente de la tangente desde el P.C. (en porcentaje)
- g_2 = pendiente de la tangente desde el punto de tangencia (P.T.) (en porcentaje).
- y = la diferencia en elevación entre el P.C. y el punto de cambio de dirección (en pies).

Las fórmulas arriba indicadas se aplican únicamente a las curvas simétricas, es decir, aquéllas en las que las tangentes son de igual longitud. Las tangentes desiguales o las curvas verticales no simétricas son curvas parabólicas compuestas. Por lo general, su uso se garantiza sólo ... no puede

pavimentos no divididos de cuatro carriles: 1.5 veces el ancho para carreteras de dos carriles.
pavimentos no divididos de seis carriles: 2.0 veces la longitud para carreteras de dos carriles.

Usualmente, el peralte se inicia en la tangente a una cierta distancia antes de que empiece la curva y se alcanza más allá del punto de curvatura (P.C.) de la curva. En curvas con transiciones se puede lograr el peralte dentro de los límites de la espiral. En las curvas de pocos grados donde no se utiliza la transición horizontal, se coloca en la tangente entre el 60 y 80 por ciento de la transición de la sobreelevación. Con el fin de obtener perfiles suaves en las orillas del pavimento, se recomienda que los quiebres en las secciones transversales se reemplacen por curvas suaves (véase la figura 8.8). Varios estados han adoptado métodos diferentes para obtener perfiles con quiebres suaves. En la figura 8.9 se indica el método utilizado por un estado

8-18 Ampliación de las curvas

En las curvas puede ser necesario que el pavimento tenga una anchura extra. Conforme un vehículo da vuelta, las ruedas traseras siguen a las del frente en un radio menor, lo cual tiene el efecto de incrementar la anchura del vehículo en relación a la anchura del carril de la carretera. Los estudios de conductores que entran a una curva han demostrado que éstos tienden a recorrer una trayectoria curva que es más larga que la curva real, presentando el vehículo una tendencia a cargarse lateral

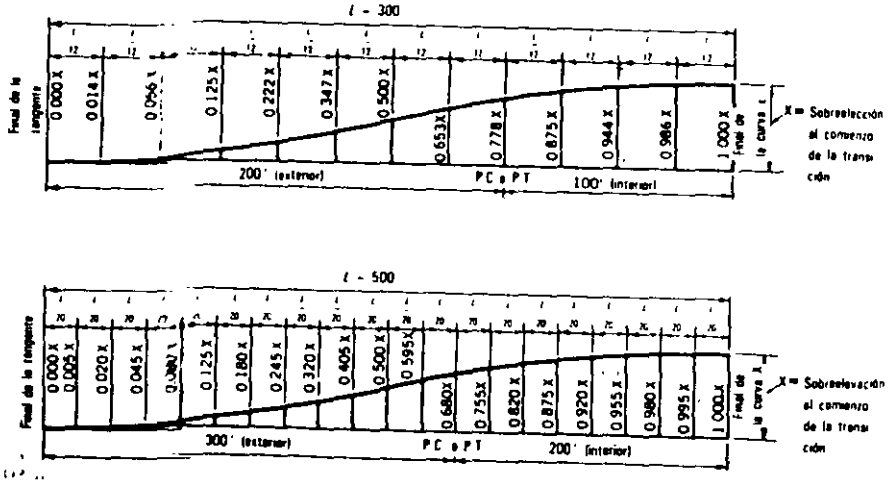


FIGURA 8-9 Sobreelevación si se utilizan curvas parabólicas inversas (Cortesía de Michigan Department of State Highways and Transportation)

mente a la derecha en las curvas a la derecha y a la izquierda en las curvas a la izquierda. Así, en las curvas a la derecha, el vehículo se carga hacia la orilla interior del pavimento creando la necesidad de un mayor ancho de pavimento. La cantidad de ensanchamiento necesario varía con la anchura del pavimento en tangente, con la velocidad de diseño y con el grado de curvatura.

En la práctica, no se requiere la ampliación cuando el grado de curvatura es menor de 9° si el camino tiene dos carriles pavimentados con 24 pies de ancho. Para curvaturas mayores o pavimentos más angostos o con anchas características, el ensanchamiento es normalmente de 2 a 4 pies, dependiendo de la velocidad de proyecto y de la anchura del pavimento. Se recomienda que el ensanchamiento del pavimento no sea menor de 2 pies.

8-19 Pendientes y su control

El alineamiento vertical de la carretera y su efecto sobre la seguridad y operación económica de los vehículos de motor constituye una de las características más importantes en el proyecto de carreteras. El alineamiento vertical, que consiste en una serie de líneas rectas unidas con curvas verticales parabólicas o circulares, se conoce como rasante. Cuando esta línea aumenta a partir de la horizontal, se conoce como "pendiente positiva" y cuando disminuye a partir de la horizontal se conoce como "pendiente negativa". Por lo común, en el análisis de pendientes y de su control, el proyectista estudia el efecto del cambio de pendientes sobre el perfil de la línea central.

En el proceso de selección de una pendiente, la situación ideal es aquella en la cual se equilibra el corte con el terraplén, sin que se desperdicie gran cantidad de préstamo o haya un exceso de corte. Todos los acarreos deberán ser, si es posible, cuesta abajo y no muy largos. Las pendientes ideales tienen grandes longitudes entre los puntos de intersección y curvas verticales largas entre las pendientes sucesivas para lograr las cualidades de un viaje suave y buena visibilidad. La pendiente deberá seguir el terreno en general, y subir y bajar en la dirección del drenaje existente. En cortes rocosos y zonas planas y pantanosas es necesario mantener las rasantes más altas. También influyen sobre las pendientes las futuras construcciones posibles, la presencia de entronques a desnivel y las estructuras de los puentes.

Los cambios de pendientes de positiva a negativa deberán ubicarse en los cortes, y los cambios de pendiente negativa a positiva deberá ubicarse en los terraplenes. Así se obtendrá generalmente un buen proyecto y, en muchas ocasiones, evitará la apariencia de construcción de colinas y depresiones contrarias al contorno general existente del terreno. Otras consideraciones para determinar la rasante pueden ser de más importancia que el equilibrio entre cortes y terraplenes.

Por lo general, los proyectos urbanos requieren un estudio más detallado de los controles y un ajuste más fino de las elevaciones que los proyectos rurales. Frecuentemente, es mejor ajustar la pendiente a condi

TABLA 8-6 Longitud requerida para la transición de la sobreelevación en pavimentos de dos carriles

Sobreelevación e	*L Longitud de transición (pies)[a] para una velocidad de diseño (mph)[b] de*						
	20	*30*	*40*	*50*	*60*	*65*	*70*
Carriles de 12 pies							
0.02	30	35	40	50	55	60	60
0.04	60	70	85	95	110	115	120
0.06	95	110	125	145	160	170	180
0.08	125	145	170	190	215	230	240
0.10	160	180	210	240	270	290	300
Carriles de 10 pies							
0.02	25	30	35	40	45	50	50
0.04	50	60	70	80	90	95	100
0.06	80	90	105	120	135	145	150
0.08	105	120	140	160	180	190	200
0.10	130	150	175	200	225	240	250
Longitud mínima de diseño independiente de la sobreelevación	50	100	125	150	175	190	200

[a] 1 pie = 0.3048 m
[b] 1 mi/h = 1.6093 km/h

FUENTE: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C. (1984)

La distancia requerida para lograr la transición desde una sección normal a otra sobreelevada, llamada en ocasiones "transición de la sobreelevación", en una función de la velocidad de proyecto y del peralte. En la tabla 8.6 se indican las longitudes mínimas recomendadas para la transición de sobreelevación en pavimentos de dos carriles que se basan fundamentalmente en la apariencia y en la comodidad. La AASHTO (2) recomienda que las longitudes de transición de la sobreelevación para pavimentos más anchos se calcule como sigue:

Tres pavimentos de tres carriles: 1.2 veces la longitud para carreteras de dos carriles.

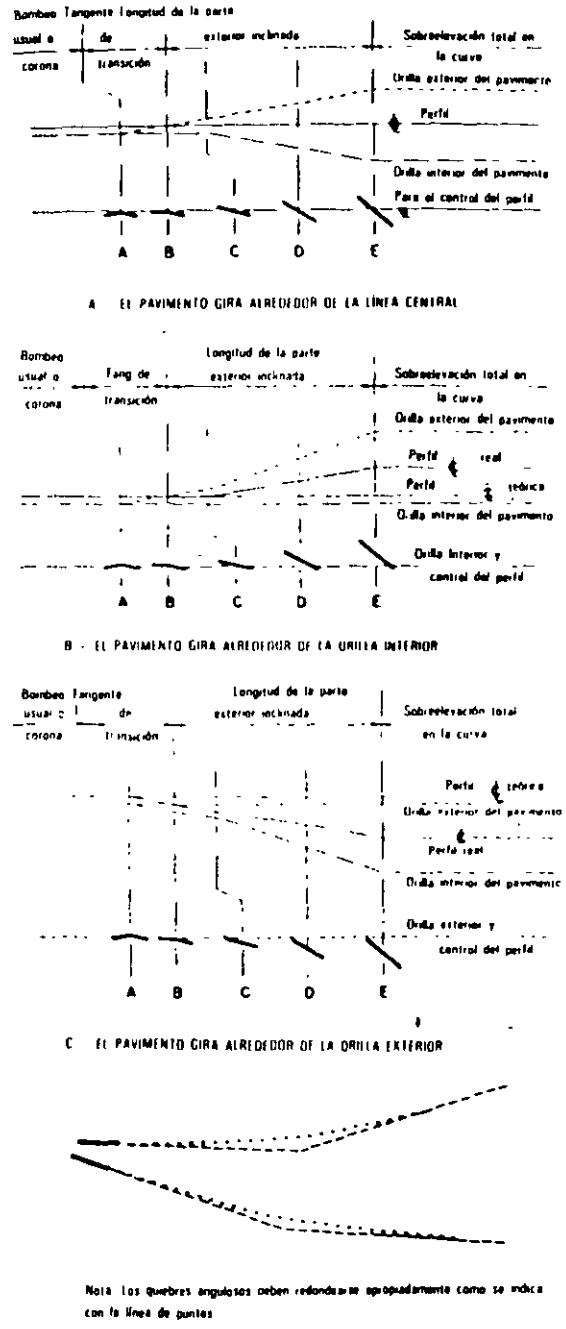


FIGURA 8-8 Perfiles esquemáticos que muestran los métodos para obtener la sobreelevación. (Cortesía de la *American Association of State Highway and Transportation Officials*.)

TABLA c Grado máximo de curvatura y grado mínimo para los valores límite de E y F, carreteras rurales y calles urbanas de alta velocidad

Velocidad de proyecto (millas/h)[a]	*Máximo e*	*Máximo f*	*Total (e + f)*	*Grado máximo de curvatura*	*Grado máximo de curvatura valor redondeado*	*Radio mínimo (pies)*[b]
20	0.04[c]	0.17	0.21	11.97	11.5.0	127
30	0.04[c]	0.16	0.20	19.04	19.0	302
40	0.04	0.15	0.19	10.17	10.0	574
50	0.04	0.14	0.18	6.17	6.0	955
60	0.04	0.12	0.16	3.81	3.75	1528
20	0.06	0.17	0.23	19.25	19.25	116
30	0.06	0.16	0.22	20.94	21.0	273
40	0.06	0.15	0.21	11.21	11.25	509
50	0.06	0.14	0.20	6.85	6.75	849
60	0.06	0.12	0.18	4.28	4.25	1348
65	0.06	0.11	0.17	3.15	3.5	1637
70	0.06	0.10	0.16	2.80	2.75	2083
20	0.08	0.17	0.25	53.54	53.5	107
30	0.08	0.16	0.24	22.84	22.75	252
40	0.08	0.15	0.23	12.31	12.25	468
50	0.08	0.14	0.22	7.54	7.5	764
60	0.08	0.12	0.20	4.76	4.75	1206
65	0.08	0.11	0.19	3.85	3.75	1528
70	0.08	0.10	0.18	3.15	3.0	1910
20	0.10	0.17	0.27	57.82	58.0	99
30	0.10	0.16	0.26	24.75	24.75	231
40	0.10	0.15	0.25	13.38	13.25	432
50	0.10	0.14	0.24	8.22	8.25	694
60	0.10	0.12	0.22	5.23	5.25	1091
65	0.10	0.11	0.21	4.26	4.25	1348
70	0.10	0.10	0.20	3.50	3.5	1637

[a] 1 milla/hora = 1.6093 km/h
[b] 1 pie = 0.3048 m
[c] En reconocimiento de las condiciones de seguridad, el uso de $e_{max} = 0.04$ deberá limitarse a las condiciones urbanas

FUENTE: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C. (1984)

8-16 Curvas espirales o de transición

Las curvas de transición tienen como objeto proporcionar un cambio gradual de la sección tangente y la curva circular, y viceversa. Las curvas espirales dan más comodidad y seguridad que otros métodos a velocidades elevadas,

y deberán utilizarse en todas las curvas, excepto en aquellas que son muy planas, cuando se usan en combinación con tramos sobreelevados, el peralte deberá encontrarse dentro de los límites de la transición.

La longitud mínima de la curva de transición está dada por [1]

$$L_s = 1.6 \frac{V^3}{R} \qquad (8\text{-}1)$$

donde
L_s = longitud de la transición (pies)
V = velocidad (mph)
R = radio (pies)

8-17 Transición de la sobreelevación

La transición de un tramo en tangente a un tramo en curva con sobreelevación puede realizarse sin que la velocidad se reduzca de forma apreciable y de tal manera que se garantice la seguridad y la comodidad de los ocupantes del vehículo.

Para realizar el cambio, se verá fácilmente que la sección transversal normal de la carretera tendrá que inclinarse hasta llegar a la sección transversal sobreelevada. Este giro se realiza usualmente rotando la sección alrededor del eje central. El efecto de esta rotación es bajar la orilla interna del pavimento y subir la exterior sin que cambie la pendiente longitudinal de la línea central. Otro método consiste en girar alrededor de la orilla interior del pavimento considerándola como eje de manera que conserve su pendiente normal pero que varíe la pendiente de la línea central; o bien, la rotación puede ser alrededor de la arista exterior. Varios estados utilizan la rotación alrededor de la línea central, pero con este método y en pendientes nulas se forman demasiadas depresiones en las cunetas. En pendientes menores del 2 por ciento, se prefiere la rotación alrededor de la orilla interior. Independientemente del método que se utilice, se deberá tener mucho cuidado al aplicarlo para proporcionar drenaje en los tramos con cunetas de las áreas sobreelevadas.

Las carreteras en los tramos totalmente sobreelevados deben tener una sección inclinada recta. Cuando se gira la superficie de un camino con bombeo hasta lograr la sobreelevación deseada, el cambio desde el tramo con bombeo hasta una sección inclinada recta deberá realizarse gradualmente, lo anterior puede efectuarse cambiando primero la sección del eje central a la orilla exterior hasta tener una sección a nivel. Segundo, elevar la orilla exterior un valor igual a la mitad de peralte deseado y, al mismo tiempo cambiar la sección interior a una recta. Llevar la sección completa a un plano inclinado. Tercero, se continúa la rotación con respecto al eje central hasta que se alcanza el peralte requerido.

medio, es necesario "sobreelevar" o peraltar el tramo de carretera, es decir, elevar la orilla exterior.

El análisis de las fuerzas que actúan sobre el vehículo conforme éste se mueve alrededor de una curva de radio constante, indica que el peralte teórico es igual a:

$$e + f = \frac{v^2}{gR} = \frac{V^2}{15R} \qquad (8\text{-}2)$$

donde
- e = sobreelevación (pies por pie)
- f = factor lateral de fricción
- v = velocidad (pies/seg)
- V = velocidad (millas/h)
- R = radio de curvatura (pies)
- g = aceleración de la gravedad (32.2 pies/seg^2)

La investigación y la experiencia han establecido valores límite para e y f. El uso de la e máxima con el valor de seguridad de f en la fórmula permite determinar los radios de curvatura mínimos para diferentes velocidades de proyecto. Los factores laterales de fricción de seguridad para el proyecto varían de 0.17 a 20 millas/h hasta 0.10 a 70 millas/h. La práctica actual sugiere una sobreelevación de 0.12 pies por pie. En los lugares en que prevalecen las condiciones de nieve y hielo, la sobreelevación máxima no debería exceder de 0.08 pies por pie. Algunos estados han adoptado una sobreelevación máxima de 0.10, no obstante, se puede aplicar otras en algunos tipos de carreteras de ciertas regiones.

El grado de curvatura máximo de seguridad para una velocidad dada se puede determinar a partir de la sobreelevación y del factor lateral de fricción de seguridad. El radio mínimo R seguro se obtiene con la fórmula dada anteriormente.

$$R = \frac{V^2}{15(e + f)}$$

utilizando D como el grado de curvatura (definición por el arco)

$$D = \frac{5729.6}{R} \text{ o } D = \frac{85{,}900(e + f)}{V^2} \qquad (8\text{-}3)$$

En la figura 8.7 y en la tabla 8.5 se ilustra la relación entre sobreelevación y el grado de curvatura.

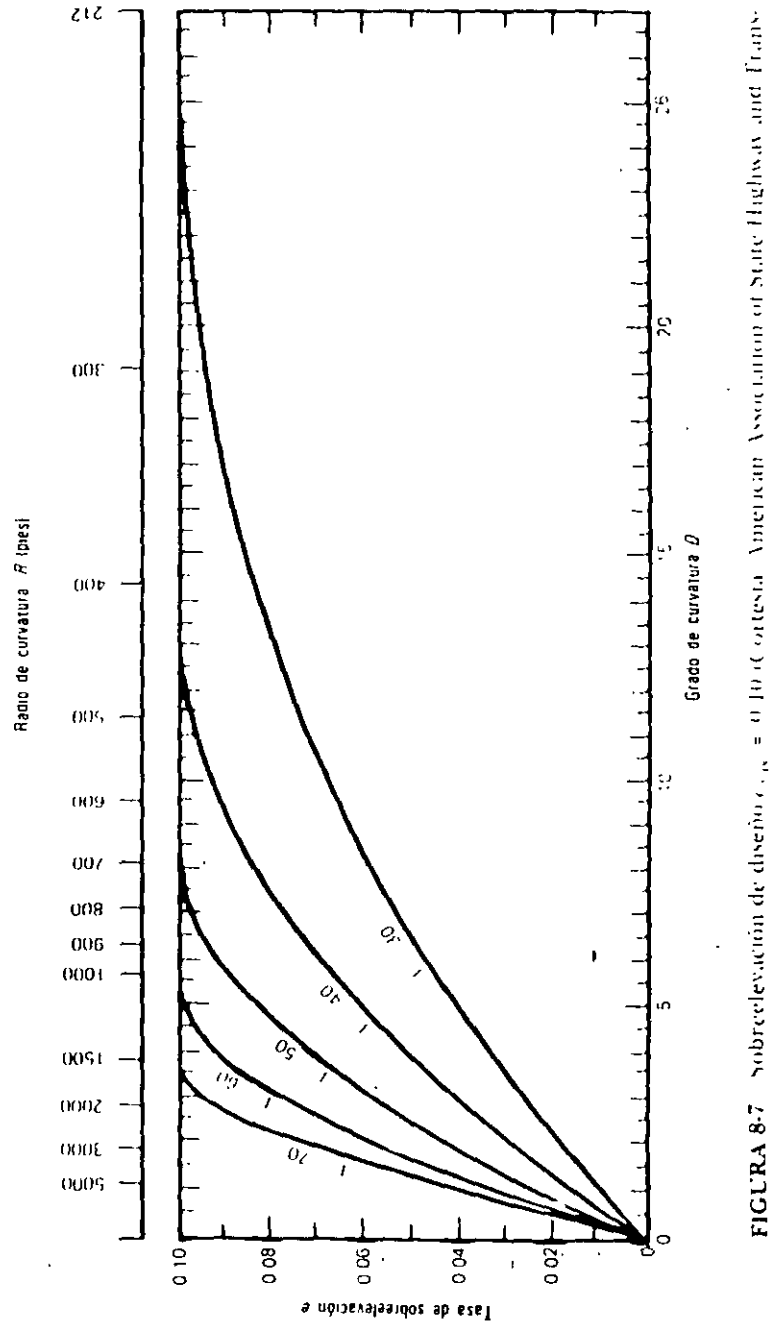


FIGURA 8-7 Sobreelevación de diseño máx. = 0.10 (Cortesía American Association of State Highway and Transportation Officials.)

vía, el uso del suelo, vías de agua que requieren de puentes costosos, caminos existentes, vías de ferrocarril, canales y líneas de energía, y condiciones de la subrasante o la disponibilidad de bancos de préstamos convenientes.

En una región en lomerío, deben considerarse cuidadosamente la pendiente y la curvatura. Las profundidades de corte y las alturas de terraplén, las estructuras de drenaje y el número de puentes dependerán de que el alineamiento de la ruta siga las cordilleras, los valles, o cruce las cuencas hidrográficas.

En zonas montañosas, la pendiente presenta el mayor problema y en general, el alineamiento horizontal (la curvatura) está condicionado por el criterio de máxima pendiente.

8-14 Curvas circulares

Las curvas circulares se definen por el radio o el "grado" de curvatura. En el diseño de carreteras, se define el grado de curvatura como el ángulo central subtendido por un arco de 100 pies, lo cual se conoce como "definición por el arco". De acuerdo con dicha definición, la circunferencia de un círculo tiene la misma relación con 360 grados que la que guarda un arco de 100 pies al grado de curvatura D. Por lo tanto,

$$\frac{2\pi R}{360^\circ} = \frac{100 \text{ ft}}{D}, \quad \text{y} \quad R = \frac{5729.58}{D} \tag{8-1}$$

Los libros sobre el trazo de vías de ferrocarril definen el grado de curvatura como el ángulo central subtendido por una cuerda de 100 pies, y algunas instituciones que tienen carreteras a su cargo siguen esta definición. Se considera que la definición por el arco es igual a la cuerda para todas las curvas de menos de 4° sin que exista un error apreciable. Un análisis de las tablas mostrará que puede suponerse que las cuerdas siguientes son iguales a los arcos sin que haya un error notable.

cuerdas de 100 pies hasta 4°	cuerdas de 25° pies hasta 25°
cuerdas de 50 pies hasta 10°	cuerdas de 10 pies hasta 100°

En la figura 8.6 se ilustra una curva simple para carretera y sus partes, con las fórmulas necesarias para encontrar los valores de los diferentes elementos. Puede formarse una combinación de curvas simples para obtener curvas compuestas o inversas.

En general, el grado máximo de curvatura que es conveniente a campo abierto es de 5 a 7° y, en áreas montañosas, no más de 10°. Muchos estados limitan la curvatura a 3° las carreteras principales. No obstante se tienen excepciones a tales límites.

Dos curvas unidas con una tangente corta, en la misma dirección, y conocidas como curvas "compuestas", deberán combinarse para formar una curva continua, lo cual puede lograrse componiendo la curva, con lo que se obtiene que la diferencia entre los dos segmentos de la curva no exceda de 5°.

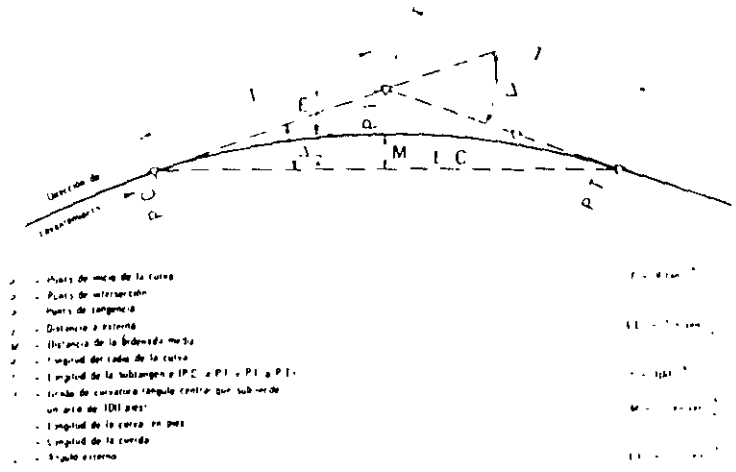


FIGURA 8-6 Curva circular para carretera.

Cuando sean necesarias las curvas inversas, estas deberán quedar separadas por una tangente que cubra cuando menos una distancia de 200 pies con objeto de que permita la transición apropiada de una curva a la otra.

En deflecciones pequeñas, una curva deberá tener cuando menos 500 pies de longitud para un ángulo central de 5° con un incremento de 100 pies por cada reducción de 1° en el ángulo central.

Otros factores que tienen que considerarse con el alineamiento horizontal, y que afectan materialmente al proyecto, son las sobreelevaciones, las transiciones y los ensanchamientos.

8-15 Sobreelevación de curvas

La mayoría de los conductores adopta una velocidad más o menos uniforme en las carreteras rurales, cuando las condiciones del tránsito lo permiten. Cuando pasan de un tramo tangente a un tramo curvo, si estos no están diseñados apropiadamente, el vehículo deberá conducirse a una velocidad reducida, tanto por seguridad como por el confort de los ocupantes. Esto se debe al hecho de que sobre el vehículo actúa una fuerza que tiende a provocar que se deslice hacia afuera, alejándose del centro de la curva. El pavimento de la mayoría de las carreteras tiene un bombeo suave para asegurar el drenaje. Puede observarse fácilmente que cuando este bombeo o corona se lleva a lo largo de la curva, se retarda la tendencia al deslizamiento en el lado interior de la curva debido al efecto del desplazamiento angular de la corona. No obstante el peligro de deslizamiento se incrementa en el lado exterior de la curva, debido a la inclinación de la corona hacia afuera. Con objeto de evitar esta tendencia al deslizamiento y mantener la velocidad

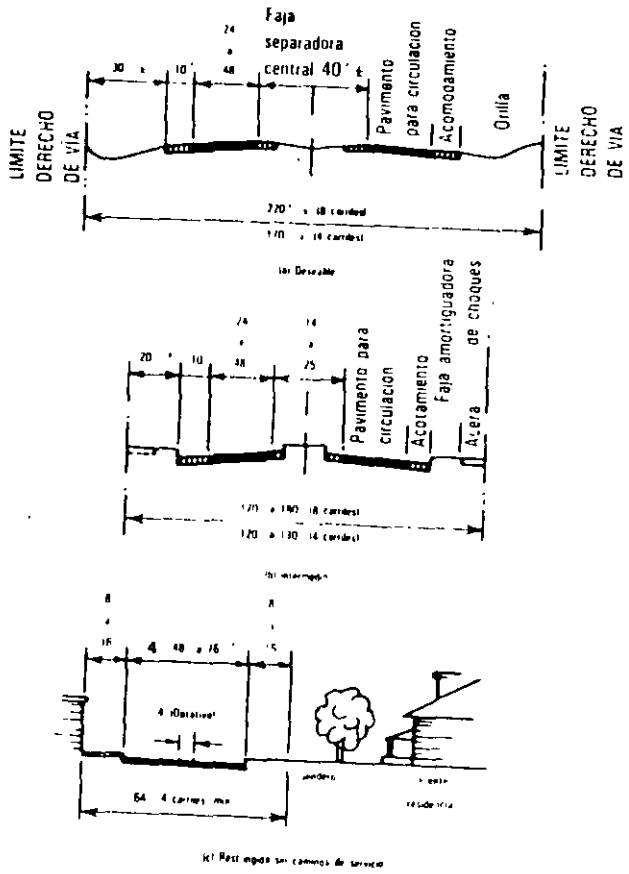


FIGURA 8-4 Dimensiones características de secciones transversales en arterias. (Cortesía de la American Asociation of State Highway Transportation Officials.)

bitos en el alineamiento. Por ejemplo, las tangentes largas deberán conectarse con largas curvas suaves, y las curvas cortas y agudas no deberán entremezclarse con curvas largas de pequeña curvatura. La ubicación ideal es aquélla en que el alineamiento sea consistente tanto en la pendiente como en la curvatura, y satisfagan los criterios límites. El alineamiento final será aquél en el cual se logre el mejor balance entre la pendiente y la curvatura.

El terreno tiene una influencia considerable en la selección final de alineamiento. Generalmente, la topografía de una zona corresponde a una de las tres siguientes clasificaciones: plana, lomerío o montañosa.

En una región plana, el alineamiento está limitado en general por otras consideraciones distintas a la pendiente, como son: el costo del derecho de

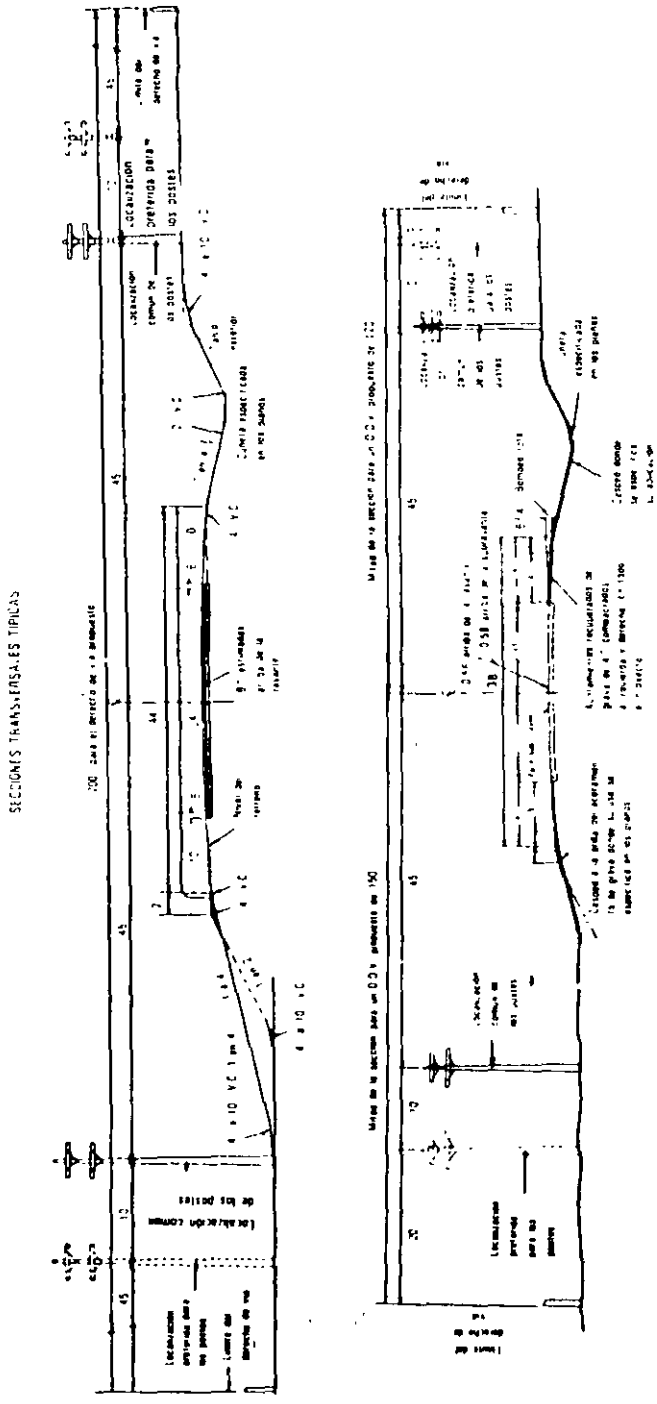


FIGURA 8-5 Secciones representativas

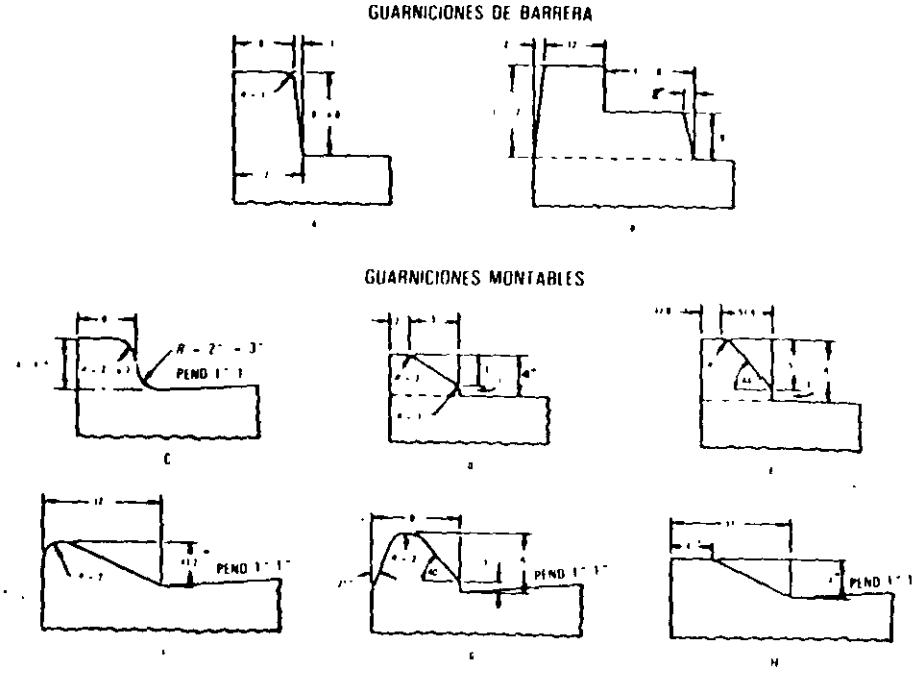


FIGURA 8-3 Secciones típicas de guarniciones (Cortesía de la American Association of State Highway and Transportation Officials.)

amplia, plana y redondeada es más segura que una zanja en forma de "V", la cual además está sometida a una severa acción de deslave. La pendiente longitudinal de la zanja puede variar grandemente con respecto al pavimento advacente.

8-11 Taludes

Los taludes laterales y contra-taludes varían en gran medida, dependiendo del tipo de material con que se construyan y de su ubicación geográfica. Los taludes planos bien acabados presentan una apariencia agradable y son más económicos en su construcción y mantenimiento. Se utilizan con mucha frecuencia los taludes laterales de 1 a 4 en secciones de corte o terraplén que tengan una altura o profundidad hasta de 10 pies, pero en los lugares donde la altura del corte o terraplén no excede de 6 pies, se recomienda un talud lateral máximo de 6:1. En partes pantanosas, se utilizan algunas veces taludes extremadamente planos. Como ya se dijo previamente, cuando se emplean barreras, los taludes pueden ser tan pronunciados como 1 a 1.5. Generalmente los taludes con una altura de 1 a 1 no son satisfactorios y presentan un problema de mantenimiento muy costoso. En ciertas secciones

con terraplén se construyen taludes especiales con revestimiento de piedra, mampostería seca de piedra tosca, concreto reforzado con encofrado y diferentes tipos de muros de contención.

Los taludes exteriores en áreas de corte pueden variar desde 0 a 1 a la vertical en secciones rocosas o en formaciones de loess, hasta 1 a 1.5 en suelos normales. En algunas ocasiones, cuando son necesarios los préstamos laterales, es conveniente tener taludes exteriores tan planos como 1 a 1. La transición de los taludes de corte a terraplén deberá ser gradual y extenderse a una longitud considerable de la carretera.

8-12 Derecho de vía

La AASHTO recomienda que la anchura del derecho de vía para una carretera de dos carriles en caminos secundarios que tenga un volumen de tránsito promedio diario anual de 400 a 1,000 vehículos, sea de 66 pies como mínimo y de 80 pies como la más conveniente. En el sistema interestatal, el ancho mínimo varía dependiendo de las condiciones, desde 150 pies (sin caminos laterales) y 250 pies (con caminos laterales) hasta 200 a 300 pies para una carretera dividida en ocho carriles sin caminos laterales y también con ellos, respectivamente. En las carreteras de alta velocidad de dos carriles en zonas rurales se recomienda que la anchura mínima sea de 100 pies y la conveniente de 120 pies. Para carreteras divididas se recomienda una anchura mínima de 150 pies y una conveniente de 250 pies.

Deberá adquirirse suficiente derecho de vía con objeto de evitar gastos posteriores al comprar propiedades urbanizadas o la eliminación de otras en el derecho de vía de la carretera. Una sección amplia del derecho de vía proporciona una carretera más segura, permite tener taludes de acabado suave y, en general, costos más bajos en el mantenimiento y en la remoción de la nieve.

En resumen, los diferentes elementos de la sección transversal permiten ver fácilmente que se tiene la oportunidad de una amplia variación en el proyecto mediante la selección del bombeo, del ancho de los pavimentos y acotamientos, taludes y otros elementos. Cada característica, desde el eje hasta el extremo del derecho de vía, debe determinarse mediante una cuidadosa selección para lograr un diseño balanceado. En las figuras 8-4 y 8-5 se ilustran los diseños típicos.

8-13 Alineamiento

Una carretera ideal y más interesante es aquella que sigue generalmente la topografía natural existente en el campo. Es la de construcción más económica, pero existen ciertos aspectos de diseño que deben tomarse en cuenta y son los que pueden impedir que el proyectista siga esta superficie ondulante sin antes hacer ciertos ajustes en las direcciones vertical y horizontal.

El proyectista debe diseñar un alineamiento en el cual las condiciones sean consistentes. Deberán evitarse tanto como sea posible los c[illegible]os su

ped pu... n tener una pendiente hasta de 1 pulgada por pie con objeto de permitir que el agua salga del pavimento.

8-9 Barreras de contención

Se deberán colocar barreras en los puntos en los que los terraplenes tengan más de 8 pies de altura, cuando el talud de los acotamientos sea mayor que 1 a 4, y en los sitios en los que hay un cambio brusco en el alineamiento y en los que es necesaria una gran reducción en la velocidad. Frecuentemente es necesario que en los lugares con cunetas profundas que están adyacentes al camino y con terraplenes de altura excesiva debido a limitaciones en el derecho de vía, se les de mayor inclinación a los taludes laterales y que se requiera el uso de barreras de contención. Cuando se utilizan estas últimas se incrementa el ancho de los acotamientos aproximadamente en 2 pies y dejan suficiente espacio para la colocación de los postes.

En la actualidad, se utilizan diferentes tipos de barreras de contención las más importantes son: la barrera en forma de viga en "W", barrera de cable y la que tiene forma de viga tubular, pueden instalarse en madera, acero o postes de concreto. Algunos organismos han utilizado con éxito el llamado sistema de postes frágiles. En este sistema los postes se derrumban cuando reciben el impacto de un vehículo y la barrera se deforma y absorbe la energía del choque. Cuando se utilizan postes resistentes, la barrera deberá sujetarse al poste para minimizar los "daños" que sufra el vehículo (1). En la tabla 8.4 se presentan las características de diseño de las barreras de contención que han tenido un comportamiento satisfactorio.

8-10 Guarniciones, cunetas y zanjas de drenaje

Generalmente, el uso de guarniciones se ha restringido a las carreteras urbanas y suburbanas. El diseño de las guarniciones varía, desde una guarnición baja, plana, tipo bordillo hasta una tipo barrera casi vertical. Las guarniciones adyacentes a los carriles de tránsito en los lugares en que no se utilizan las aceras, deberán ser bajas y muy planas; el frente de la guarnición no deberá tener una inclinación mayor de 45° para que los vehículos puedan subirlas sin dificultad. Las guarniciones en las áreas para estacionamiento y junto a las banquetas deberán tener una altura de 6 a 8 pulgadas, con el frente casi vertical. El claro debe ser suficiente para que pasen libremente las salpicaderas y las defensas y para permitir que abran las puertas de los vehículos. Desde el punto de vista de los peatones, las guarniciones deberán tener la altura de un paso. Cuando se usa una guarnición de barrera, debe separarse un mínimo de 10 pies desde la orilla del carril de tránsito. En la figura 8.3 se indican algunas secciones de guarniciones típicas (2).

Las zanjas de drenaje deberán estar ubicadas y conformadas de tal manera que se impidan riesgos en el tránsito. Bajo condiciones normales, las zanjas deberán ser suficientemente bajas para que drenen el agua que se encuentra bajo el pavimento. Se ha encontrado que una zanja de sección

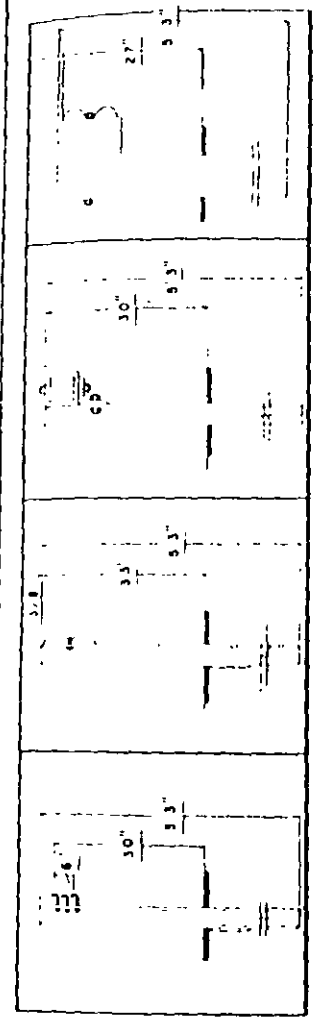


TABLA 8.4 Características de diseño de las barreras de contención que se han utilizado satisfactoriamente

Sistemas	*Cable*	*Viga W (poste de acero tradicional)*	*Viga en forma de caja*	*Viga W sujeta con un bloque (poste de madera)*
Deflexión	12 pies*	8 pies	4 pies	2 pies
Espacio entre postes	16'0"	12'6" Nominal	6'0"	6'3
Poste	8.3 × 5.7	8.3 × 5.7		Patín de Oregón 8" × 8"
Viga	Tres cables de acero de 3/4"	Sección W de acero	Tubo de acero 8" × 6" × 0.180"	Sección W de acero
Soportes de la viga			Ángulo de acero L5 × 3 1/2" × 1/4" de 4 1/2" long	Bloque de pino de Oregón de 8" × 8" × 14"
Montadura	Perno gancho de acero 5/16" de diámetro	Perno de acero de 5/16" de diámetro	Perno de acero de 5/8" de diámetro colocado a ángulo	Perno de apoyo de 5/8"
Base	Placa de acero de 1/4" soldada al poste	Placa de acero de 1/4" soldada al poste	Placa de acero de 1/4" soldada al poste	Ninguna
Desarrollo por aceptaciones	Nueva York Revisada en 1971	Nueva York Revisada en 1971	Nueva York Aumento en la altura del riel, de 30 a 35 pulg en el lado exterior de una curva sobreelevada. Revisada en 1971	California El pino amarillo del Sur es una alternativa aceptable del pino de Oregón

*1 pie = 0.3048 m

tral en el alineamiento de las tangentes, el cambio se obtiene por medio de curvas inversas de 1° o menos de radio, las cuales pueden desarrollarse sin sobreelevaciones ni transiciones. Si se desea cambiar el ancho de las curvas, de ser posible se deberá cambiar la curvatura de uno de ambos lados.

8-6 Carreteras de acceso limitado

Una característica muy importante en el proyecto de las carreteras de carriles múltiples es el control de acceso tomando en cuenta las propiedades adyacentes.

Una carretera de acceso limitado puede definirse como una carretera o calle especialmente proyectada para el tránsito directo, en la cual los conductores y dueños de propiedades colindantes tienen solo un derecho de acceso restringido. Las carreteras de acceso limitado o controlado pueden estar formadas de 1) autopistas abiertas a todo tipo de tránsito y 2) avenidas arboladas en las cuales está excluido todo tránsito comercial. La mayoría del actual sistema de carreteras de alta velocidad en los EE. UU. se ha desarrollado con autopistas.

Las carreteras de acceso limitado pueden ser elevadas, en desnivel o a nivel. En Estados Unidos, pueden encontrarse muchos ejemplos de los diferentes tipos, tanto en el área rural como en la urbana.

El control de acceso se logra si se limita el número de conexiones que llegan y salen de la carretera, facilitando el flujo de tránsito al separar el tránsito cruzado con pasos a desnivel superiores e inferiores y eliminando o restringiendo el acceso directo a los dueños de las propiedades colindantes.

El proyecto de rutas de acceso limitado deberá estar provisto de la anchura adecuada para el derecho de vía, vistas adecuadas, prohibición de publicidad exterior en el acceso controlado propiamente dicho, y las medidas requeridas para controlar las instalaciones de servicio adyacentes, tales como estaciones de gasolina, áreas de estacionamiento y otras instalaciones anexas.

En las áreas urbanas, es usual que el proyecto de una instalación de acceso limitado vaya acompañado por el diseño de los caminos adyacentes, paralelos a aquéllas, los cuales sirven al tránsito local y proporcionan acceso a las tierras adyacentes. Tales caminos pueden proyectarse para que operen en un sentido o en dos. Deberán proporcionarse convenientemente conexiones razonables entre los carriles de tránsito directo y los caminos adyacentes.

8-7 Bombeo del pavimento

Otro elemento de la sección transversal de la carretera es el bombeo o corona del pavimento, que es la elevación del eje del camino con respecto a sus orillas. Dicho elemento ha variado notablemente a lo largo de los años. En los primeros caminos de baja velocidad era necesario un fuerte bombeo para lograr el drenaje adecuado, el bombeo era de 1/2 pulgada o más por pie.

Con las mejoras obtenidas en los materiales de construcción, las técnicas y el equipo, las cuales permiten un control más estricto, la magnitud del bombeo ha ido decreciendo. En la actualidad, los pavimentos para carreteras de alta velocidad con un control conveniente de drenaje tienen bombeos tan bajos como 1/8 pulgada por pie. Los bombeos bajos son satisfactorios cuando no se espera que ocurra un hundimiento, por pequeño que sea, del pavimento y cuando el sistema de drenaje tiene suficiente capacidad para desalojar rápidamente el agua del carril de tránsito. Si se usan cuatro o más carriles, es conveniente disponer de un mayor bombeo en los carriles exteriores con objeto de hacer más expedito el flujo de agua.

El bombeo puede formarse por líneas tangentes o por las líneas curvas que parten del eje del camino. En este último caso, se usan arcos circulares de radios muy grandes, así como también arcos parabólicos. Casi no hay diferencia en el tipo que se emplee, pero los arcos parabólicos se prestan mejor para hacer los cálculos de las ordenadas iniciales en la construcción de plantillas o en la colocación de niveles.

8-8 Acotamientos

La anchura de los acotamientos está estrechamente relacionada con el ancho del carril. Es necesario construir acotamientos para garantizar un funcionamiento seguro y desarrollar la capacidad total de tránsito. Los acotamientos con un buen mantenimiento, que sean uniformes y firmes incrementan el ancho efectivo del carril de tránsito en 2 pies, porque permiten a los conductores manejar más cerca de la orilla del pavimento. Para lograr su objetivo, los acotamientos deberán ser suficientemente anchos como para que se permita y ayude a los conductores de vehículos a salir del pavimento cuando se detengan. A mayor volumen de tránsito, mayor es la probabilidad de que se utilicen los acotamientos en casos de emergencia. En las carreteras de tránsito denso y en las de alta velocidad, es conveniente que el ancho utilizable del acotamiento sea de por lo menos 10 y, de preferencia 12 pies y que esté libre de cualquier obstrucción. Es frecuente que los acotamientos del lado interior no sean tan anchos. En las áreas montañosas, donde el costo extra para habilitar a las carreteras de acotamientos de tal anchura, puede ser muy costoso o en las carreteras de baja velocidad, puede darse una anchura mínima de 4 pies, aunque es preferible que sea de 6 a 8 pies. No obstante, bajo estas condiciones, deberá considerarse el establecimiento de fajas para estacionamientos de emergencia a intervalos apropiados. En terrenos en los que se requieren barreras de contención u otros elementos verticales (tales como muros de contención), los acotamientos deberán tener un ancho adicional de 2 pies.

La pendiente de los acotamientos debe ser mayor que la del pavimento. Un acotamiento con superficie de alta calidad debe tener cuando menos una pendiente de 3/8 de pulgada por pie. Los acotamientos cubiertos con cés-

triles, se registraron una gran cantidad de accidentes por lo que su construcción ya no se recomienda.

Carreteras de cuatro carriles

En las carreteras de cuatro carriles, el flujo de tránsito se realiza en direcciones opuestas en cada par de carriles, y la acción de rebasar se lleva a cabo dentro de los mismos carriles con movimiento del tránsito en el mismo sentido y no en los carriles de circulación contraria. Este sentimiento de libertad del tránsito opuesto generalmente da por resultado una operación más fluida y aumenta la capacidad por carril con respecto a las carreteras de dos y tres carriles pavimentados. Las carreteras de cuatro carriles, tienen cuando menos cuatro veces la capacidad de una carretera de dos carriles para la misma velocidad de proyecto.

Aun cuando la carretera de cuatro carriles es el tipo básico de carreteras con carriles múltiples, algunas veces, los volúmenes de tránsito hacen necesario el uso de carreteras que tengan seis, ocho o más carriles, particularmente en las áreas urbanas.

Sin embargo, parece ser que las carreteras de dos carriles multiples sin división, tienen una tasa de accidentes mayor que la de las carreteras de dos carriles. Aparentemente se debe a las capacidades mayores de tránsito con fricciones entre los carros que van en la misma dirección y en direcciones opuestas.

Existe un acuerdo general en el sentido de que en las carreteras rurales en las que las velocidades de proyecto son altas, y el tránsito es tal que se requiera la construcción de carreteras con carriles multiples, es deseable la separación del tránsito.

8-5 Carreteras divididas

Con objeto de proporcionar una protección adecuada en los conflictos del tránsito en sentido contrario, es común que las carreteras se dividan con una faja central (véase figura 8.2). En tales carreteras, la anchura de los carriles deberá de ser como mínimo de 12 pies, y de 13 pies donde sea probable la circulación de muchas combinaciones grandes de camiones. Es de desearse que todas las carreteras de carriles múltiples estén divididas. La anchura de las fajas centrales varía desde 4 hasta 60 pies, o más. Se considera que una faja central con un ancho menor de 4 ó 6 pies es casi tan pequeña como una línea divisoria central y su uso deberá descartarse, excepto en condiciones especiales. Entre más angosta sea la faja central, mayor deberá ser la abertura que se haga para dar protección a los vehículos que den la vuelta a la izquierda en lugares en donde no haya intersecciones. En los lugares donde deben emplearse fajas centrales angostas, muchos organismos instalan barreras centrales para separar físicamente las corrientes opuestas de tránsito y minimizar el número de colisiones de frente. Se han utilizado fajas centr de 14 a 16 pies, que tienen capacidad suficiente para propor

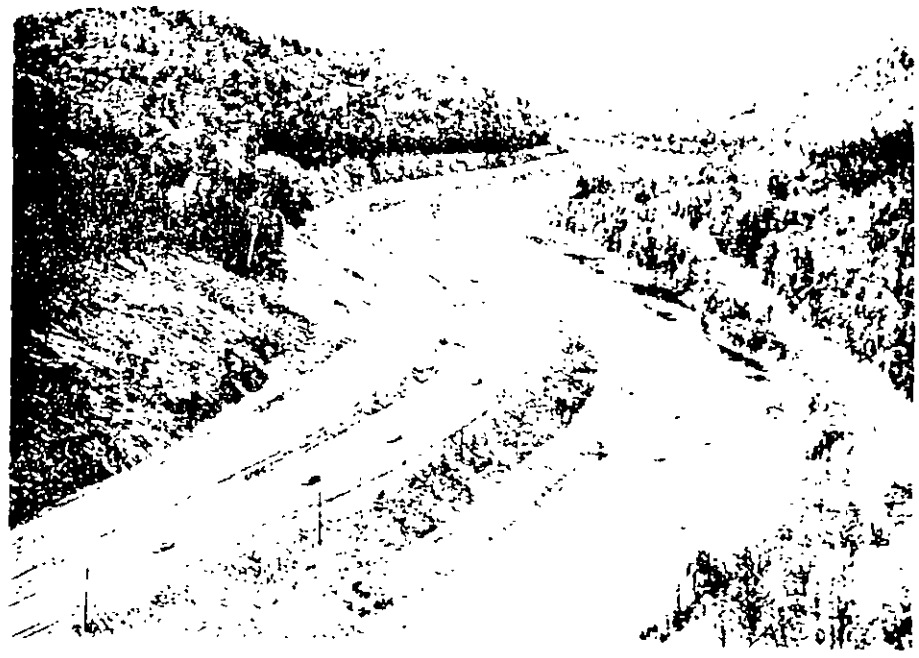


FIGURA 8-2 Carretera dividida en Connecticut (Cortesía de Connecticut *Department of Transportation*.)

cionar la mayoría de las ventajas inherentes a la separación de corrientes opuestas de tránsito y, que además, permiten la inclusión de un carril central en los cruces; no obstante, en la actualidad se recomiendan fajas centrales de 16 a 60 pies de anchura y aun más. La faja central deberá tener también suficiente anchura para mantener la vegetación y para sostener arbustos de poca altura que reduzcan el deslumbramiento provocado por las luces del tránsito en sentido contrario. Las fajas centrales en las intersecciones deben recibir cuidadosas consideraciones y estar diseñadas para permitir los movimientos de vuelta necesarios.

No es necesario que la sección transversal de las carreteras divididas sea constante. Puede variar la anchura de la faja central. Las rasantes de cada faja de circulación pueden tener diferentes elevaciones y las sobreelevaciones de cada pavimento pueden ser independientes. En los terrenos ondulados se obtienen ahorros substanciales en los costos de construcción y mantenimiento si se considera esta variación en el diseño. Este tipo de diseño tiene también la tendencia a eliminar la monotonía de una anchura constante y una pendiente igual.

Si es necesario el uso de fajas centrales angostas o mediar donde las intersecciones hacen que sea necesario el ensanchamiento apa

86

TABLA 8-3 Dimensiones de proyecto del vehículo

Tipo del vehículo de proyecto	Símbolo	Dimensiones (pies)[a,b]										
		Total			Defensa a llanta							
		Altura	Anchura	Longitud	Delantera	Trasera	WB_1	WB_2	S	T	WB_3
Automóvil de pasajeros	P	4.25	7	19	3	5	11				
Camión de unidad sencilla	SU	13.5	8.5	30	4	6	20				
Autobus de unidad sencilla	BUS	13.5	8.5	40	7	8	25				
Autobús articulado	A-BUS	13.5	8.5	60	8.5	9.5	18		4'	20'	
Camiones de combinación											
Semirremolque intermedio	WB-40	13.5	8.5	50	4	6	13	27			
Semirremolque grande	WB-50	13.5	8.5	55	3	2	20	30			
Semirremolque-remolque de "doble fondo"	WB-60	13.5	8.5	65	2	3	17	20	4"	5.4"	20.9
Vehículos recreativos											
Casetas	MH		8	30	4	6	20				
Automóvil con remolque para acampar	PT		8	49	3	10	11	5	18		
Automóvil con remolque para lancha	P/B		8	42	3	8	13	5	15		

WB, WB$_1$, WB$_2$ son distancias efectivas entre ejes. Es la distancia desde el eje (o centro de un conjunto de ejes) del tractor hasta el punto de enganche, o es la distancia desde el punto de enganche del semirremolque hasta el eje (o centro de un conjunto de ejes) del semirremolque o remolque.

[a] 1 pie = 0.3048 m

[b] Dimensión combinada 21' considerando la separación entre unidades.

[c] Dimensión combinada 9.1 m se estima una parición.

Fuente: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C., 1994.

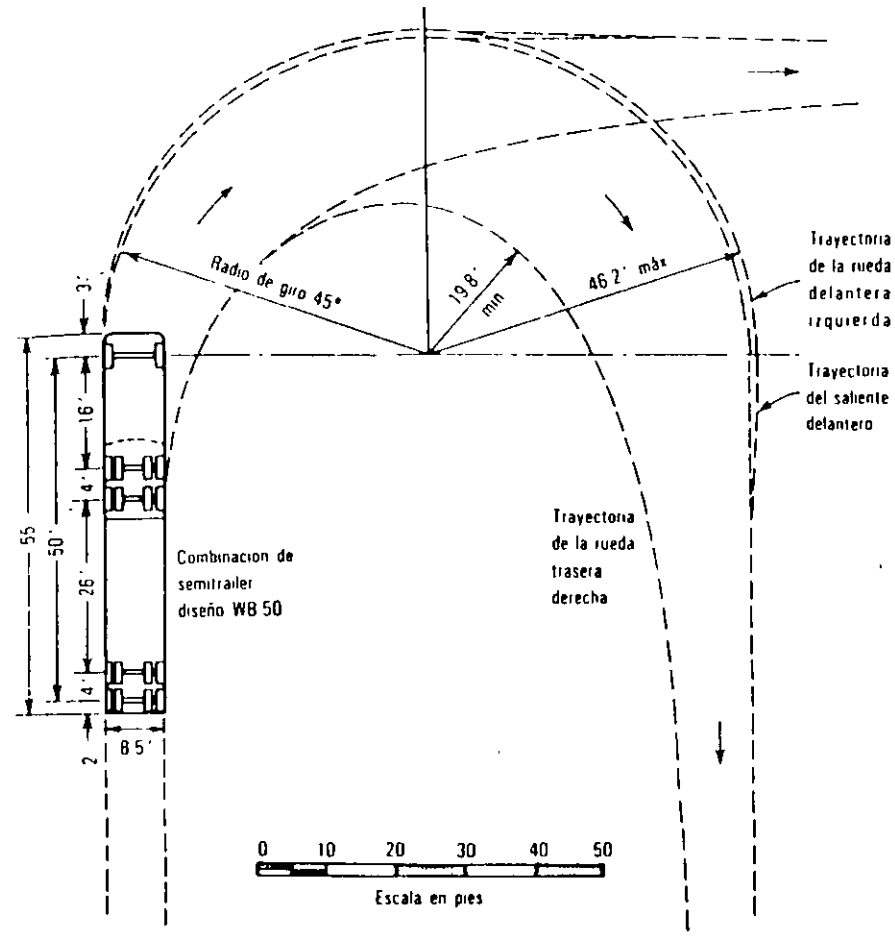


FIGURA 8-1 Trayectoria mínima de giro de un vehículo de diseño WB 50. (Cortesía de la *American Association of State Highway and Transportation Officials*.)

recomendado comúnmente de 24 pies, con acotamientos de 10 pies a cada lado para las rutas principales. Donde se espera flujo de tránsito más ligero, la *AASHTO* recomienda anchuras mínimas de la superficie con base en la velocidad de diseño y en la capacidad de tránsito.

Carreteras de tres carriles

Muchas de las carreteras de tres carriles que se han construido en años anteriores todavía se encuentran en uso. Aparentemente, su gran ventaja reside en el considerable aumento de capacidad si se comparan con la carretera de dos carriles, con un moderado incremento sólo en los costos de construcción y de derecho de vía. Sin embargo, en las carreteras tres ca

Deberá recordarse del capítulo 5 que el tránsito que puede atenderse en cada nivel de servicio se llama "volumen de servicio". Una vez que se ha escogido un nivel de servicio para el proyecto, es lógico que el volumen de servicio correspondiente sea el de proyecto. Esto implica que si el tránsito que utilice los caminos excede esa cantidad, las condiciones de operación serán inferiores al nivel de servicio para el que se diseñó la carretera. (2) En la tabla 8.1 se indica el nivel de servicio apropiado para tipos diferentes de carreteras.

En la tabla 8.2 se describen, desde un punto de vista general, las características de operación de diferentes tipos de carreteras que operan para cada nivel de servicio. Tal información se utiliza para determinar el número de carriles necesario para dar el servicio al tránsito de proyecto. Puede requerirse un análisis de capacidad más detallado que tenga como base los datos y procedimientos dados en la referencia 3, para identificar los cuellos de botella potenciales y para facilitar el proyecto de intersecciones, rampas terminales, mezclas de tránsito en cruzamientos, etc.

Velocidad de proyecto

Se considera que la velocidad de proyecto supuesta para una carretera es "la velocidad máxima segura que puede mantenerse en un tramo dado de la carretera cuando las condiciones son tan favorables que las características de proyecto son las que determinan esa velocidad". (2) La selección de la velocidad de proyecto dependerá en primer lugar del terreno y tipo de carretera. Otros factores determinantes en la selección de la velocidad de proyecto abarcan la cantidad y composición del tránsito, los costos del derecho de vía y construcción y las consideraciones estéticas.

Por lo regular, se escoge la velocidad de proyecto entre 20 y 70 millas/h y valores intermedios, en incrementos de 10 millas/h, 30, 40, 50 millas/h y así sucesivamente. Si es posible, se deberá utilizar una velocidad de proyecto constante en el diseño de una carretera de gran longitud. Donde los cambios en el terreno u otras condiciones obligan a un cambio en la velocidad de proyecto, dicho cambio deberá hacerse en una distancia que sea suficiente para permitir que el conductor cambie gradualmente la velocidad. En consecuencia, los cambios en la velocidad de proyecto deberán estar indicados por dispositivos de control de tránsito apropiados.

Especificaciones de proyecto

La tabulación de los principales controles de tránsito para los que se proyecta una carretera se llama "especificaciones de proyecto". En seguida se dan ejemplos de tales especificaciones. La tabulación de la izquierda es para una carretera de dos carriles, en tanto que la de la derecha es para una carretera de varios carriles:

			Control de acceso lleno		
TDPA (1985)	=	2 500	TDPA (1985)	=	10 200
TDPA (2005)	=	5 200	TDPA (2005)	=	2 950
VHP	=	720	VHP		2 950
D	=	65%	D		60%
T	=	12%	T	=	8%
V	=	60 millas/h	V	=	70 millas/h

Las especificaciones de proyecto normalmente se colocan en los planos de las mejoras propuestas con objeto de indicar a todos aquellos que los manipulan y revisan, los controles de tránsito utilizados en el proyecto.

8-3 Vehículo de proyecto

Las dimensiones de los vehículos de motor influyen también en el proyecto. La anchura del vehículo se relaciona naturalmente con la anchura del carril de tránsito; lo mismo que la longitud con la capacidad de la carretera y afecta el radio de giro. La altura del vehículo influye en el claro de las diferentes estructuras. El peso, como quedó mencionado previamente, interviene en el diseño estructural de la carretera.

La AASHTO recomienda (1) que se utilicen 10 vehículos de diseño para determinar los controles en el proyecto geométrico de una carretera. Estos vehículos varían en tamaño, desde el carro de pasajeros hasta las combinaciones de semitrailer largo y trailer completo. Normalmente el ingeniero deberá seleccionar para el proyecto un número del vehículo más grande que se espera circule en el año de proyecto. En la tabla 8.3 se dan las dimensiones de dichos vehículos de proyecto y en la figura 8.1 se da un ejemplo.

8-4 Sección transversal de la carretera

El ancho de la superficie del camino deberá ser adecuado para acomodar el tipo y capacidad de tránsito previsto y la velocidad de proyecto supuesta. Las carreteras que entrarán en servicio a corto plazo abarcan las de dos, tres carriles, multicarriles sin división y multicarriles divididas.

Carreteras de dos carriles

La mayor parte del sistema carretero en los EE.UU. está compuesto por carreteras de dos carriles y más del 90 por ciento de los caminos rurales en dicho país es de este tipo. Las carreteras de dos carriles varían desde las de tipo bajo, las cuales siguen la superficie natural del terreno, hasta las carreteras principales de alta velocidad con superficies pavimentadas y acotamientos estabilizados. Conforme se ha ido incrementando la densidad del tránsito, velocidad de los vehículos y anchura de los camiones, también ha aumentado el ancho de las carreteras de dos carriles, desde 16 pies hasta [illegible] valor

TABLA 8-2 Características del nivel de servicio por el tipo de carretera

Nivel de servicio	*Carreteras con acceso controlado*	*Rural multicarriles sin control en el acceso*	*De dos carriles*	*Arterias urbanas y suburbanas*
A	Flujo libre. Velocidades de operación mayores o iguales a 60 mph. Volumen de servicio de 1 400 automóviles de pasajeros por hora en dos carriles y una dirección. Cada carril adicional sirve a un volumen de 1 000 vehículos/h por carril.	Velocidad de operación de 60 millas/h o mayor. En condiciones ideales, el volumen se limita 600 automóviles de pasajeros por carril por hora o al 30 por ciento de la capacidad. Es probable que las velocidades medias las determinen los límites de velocidad.	Velocidades de operación de 60 mph o más altas. El 75 por ciento de las maniobras de rebase se pueden hacer con poca o ninguna demora. En condiciones ideales, se puede lograr un volumen de servicio de 400 vehículos de pasajeros por hora para el total de ambas direcciones.	Velocidad media de viaje promedio de 30 mph o mayor. Flujo libre con una relación de volumen/capacidad de 0.60. El factor de carga en las intersecciones está cercano al límite de 0.0. Factor de hora-pico cerca no a 0.70.
B	Mayor diversidad de velocidades para flujo estable. Velocidad de operación igual o mayor a 55 mph. El volumen de servicio en dos carriles en una dirección no es mayor que 2 000 vehículos por hora. Cada carril adicional a los dos existentes en una dirección puede servir a 1 500 automóviles por hora.	Inicio del área de flujo estable. Volumen en el cual las maniobras del vehículo precedente repercutirán en los siguientes vehículos. El volumen no excede al 50 por ciento de la capacidad de 1 000 automóviles de pasajeros por carril por hora a una velocidad de operación de 55 millas/h en condiciones ideales.	Velocidades de operación de 50 millas/h o mayores. Los volúmenes pueden llegar al 45 por ciento de la capacidad con una distancia de visibilidad para pasar continua. En condiciones ideales, puede haber volúmenes de 900 automóviles de pasajeros por hora para el total de ambas direcciones.	Las velocidades medias de viaje promedio bajan debido a la demora en las intersecciones y a los conflictos entre vehículos, pero permanecen a 25 millas/h o más. La demora no es excesiva. Los volúmenes son al 70 por ciento de la capacidad y el factor de hora pico es aproximadamente de 0.80. El factor de carga en las intersecciones es aproximadamente 0.1.
C	La operación todavía es estable, pero se hace más crítica. Velocidad de operación de 50 millas/hora. Flujo de servicio en dos carriles en una dirección al 75 por ciento de la capacidad o no mayor que un flujo vehicular durante 5 min de 3 000 automóviles de pasajeros por hora. En condiciones ideales, cada carril adicional a los existentes en una dirección servirá a 1 800 automóviles por hora.	Flujo estable a un volumen no mayor que el 75 por ciento de la capacidad, es decir 1 500 automóviles de pasajeros por carril por hora, en condiciones ideales, conservando cuando menos una velocidad de operación de 45 millas/h.	Flujo todavía estable. Velocidades de operación de 40 millas/h o mayores con un volumen total en condiciones ideales igual al 70 por ciento de la capacidad con una distancia de visibilidad para pasar continua, que equivale a 1 400 vehículos/h para el total de ambas direcciones.	Los volúmenes de servicio cercanos a 0.80 de la capacidad. Velocidades medias de viaje promedio de 20 mph. Las condiciones de operación en la mayoría de las intersecciones se aproximan a un factor de carga de 0.8. El factor de hora-pico es aproximadamente 0.85. El flujo de tránsito es todavía estable con demoras aceptables.
D	Poca diferencia entre las velocidades para tener flujo estable. La operación se acerca a la inestabilidad y es susceptible a las contribuciones cambiantes. Las velocidades de operación se aproximan a las 30 millas/h. Los flujos vehiculares de servicio al 90 por ciento de la capacidad. El flujo pico durante 5 min en condiciones ideales no puede exceder a 3 000 vehículos/h para ambos carriles y una dirección, 1 800 vehículos/hora para cada carril adicional.	Aproximación al flujo inestable para un volumen hasta del 90 por ciento de la capacidad o una capacidad de 1 800 automóviles de pasajeros por hora a una velocidad de operación de cerca de 35 millas/hora en condiciones ideales.	Aproximación al flujo inestable. Velocidades de operación de aproximadamente 35 millas/h. Volúmenes en ambas direcciones al 85 por ciento de la capacidad con oportunidad continua para pasar, o bien 1 700 automóviles de pasajeros por hora para el total de ambas direcciones en condiciones ideales.	Se comienza a rebasar la capacidad de la sección transversal de la calle. Aproximación al flujo inestable. Los volúmenes de servicio se acercan al 90 por ciento de la capacidad. Las velocidades totales promedio bajan a 15 millas/h. Las demoras en las intersecciones pueden ser largas con algunos carros que esperan durante dos o más ciclos. El factor de hora pico es aproximadamente 0.90; factor de carga de 0.7.
E	Flujo inestable. Velocidades notables de operación de 30 a 35 millas/h. Volúmenes a capacidad o bien 2 000 automóviles por hora por carril en condiciones ideales. El flujo de tránsito está dominado por las características de proyecto y por los cuellos de botella pero normalmente no se forman largas filas acumuladas atrás.	Flujo al 100 por ciento de la capacidad, es decir 2 000 vehículos de pasajeros por carril por hora en condiciones ideales. Velocidades de operación de cerca de 40 millas/h o menos.	Velocidades de operación cercanas a 30 millas/h, pero pueden variar considerablemente. Los volúmenes en condiciones ideales, para el total de ambos carriles iguales a 2 000 vehículos de pasajeros por hora. El nivel E puede ser inalcanzable. La operación puede ir directamente del nivel D al nivel F.	Volúmenes de servicio a capacidad. El tránsito total promedio es variable pero en el intervalo de 15 millas/h. Flujo inestable. Filas acumuladas comunes en las entradas de las intersecciones. El factor de carga en las intersecciones varía entre 0.7 y 1.0. Probablemente el factor de hora pico sea de 0.95.
F	Flujo forzado. La caracterización como un almacenamiento para vehículos acumulados en una fila a partir del cuello de botella calles abajo. Las velocidades de operación varían desde cerca de 30 millas/h a una operación de paro y siga.	Flujo forzado, condiciones congestionadas con características de volumen muy variables. Velocidades de operación menores a 30 millas/hora.	Flujo forzado y congestionado con características impredecibles. Velocidades de operación menores a 30 millas/hora. Volúmenes menores a 2 000 vehículos de pasajeros por hora para el total de dos carriles.	Flujo forzado. Velocidad de tránsito promedio total menor a 15 millas/h. Todas las intersecciones manejan tránsito en exceso de la capacidad con almacenamiento distribuido a lo largo de la sección. Las filas acumuladas de vehículos se prolongan hacia atrás desde las intersecciones con semáforo pasando por las intersecciones sin semáforo.

* Para más detalles ver Highway Capacity Manual. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D. C. (1965).

comités técnicos de la AASHTO. Todos los departamentos de carreteras estatales y la FHWA tienen membresía en esta asociación y se unen a las deliberaciones de los comités técnicos. Para que una norma sea adoptada, se requiere de la aprobación de la mayoría y, solo entonces, se convierte en una guía para todos los miembros de la asociación.

8-1 Controles y criterios de proyecto

Los elementos de proyecto de carreteras están sujetos a una amplia variedad de controles y criterios. Tales factores comprenden

1. La clasificación funcional del camino que será proyectado
2. Capacidad y composición del tránsito
3. Velocidad de proyecto
4. Topografía
5. Costo y disponibilidad de fondos
6. Percepción sensible de los conductores, ciclistas y peatones
7. Dimensiones y características del funcionamiento de los vehículos que utilizarán las vías
8. Seguridad
9. Aspecto social y ambiental

Estos factores no son ciertamente independientes. El tipo de funciones de un servicio propuesto está determinado en gran medida por la cantidad y composición del tránsito que va a recibir. También puede depender de la disponibilidad de fondos y consideraciones sociales y ambientales. Para un tipo dado de carreteras, la selección de la velocidad de proyecto está en función de la topografía, la cual, a su vez, es una determinante del costo de las instalaciones. Una vez que se ha escogido una velocidad de proyecto, muchos de los elementos del mismo (por ejemplo, el alineamento vertical y horizontal) se establecen sobre la base de la percepción sensible que tiene el ser humano y las dimensiones y características del vehículo descritas en el capítulo 3.

Las características de proyecto de una carretera influyen en la capacidad y eficiencia, en la seguridad del funcionamiento y en la aceptabilidad social por parte de los usuarios de las carreteras, los dueños de propiedades colindantes, y el público en general.

Los criterios de proyecto principales para las carreteras son la capacidad de tránsito, la velocidad de proyecto, las características físicas de los vehículos y la cantidad de vehículos de dimensiones diversas que utilizan las carreteras. Estos criterios se definen más detalladamente en los siguientes párrafos.

8-2 Relación entre el tránsito y el proyecto de carreteras

Los elementos principales de tránsito que influyen en el proyecto de las carreteras son: el tránsito promedio diario (*TPD*), volumen horario (*VHP*), la

distribución direccional (*D*), el porcentaje de camiones (*T*) y la velocidad de proyecto o velocidad directriz (*V*). Como se indicó en el capítulo 5, el *TPD* es una medida fundamental del flujo de tránsito. Para el proyectista, la medida más importante del flujo de tránsito es el volumen horario que representa un valor en los dos sentidos y que se determina multiplicando el *TPD* por un porcentaje representativo. Este porcentaje, *K*, es típicamente de 8 a 12 por ciento para instalaciones urbanas y de 12 a 18 por ciento para las rurales. La distribución direccional (*D*) es el tránsito en un solo sentido en la dirección predominante de viaje, expresado como un porcentaje del volumen horario en ambos sentidos. Para caminos rurales, el intervalo de varía de 55 a 80 por ciento y se encuentra típicamente alrededor del 67 por ciento. Como una regla general, el tránsito tiende a dividirse en forma más equitativa en las direcciones opuestas del centro de la ciudad en donde es común un valor de 55, en tanto que en la orilla de la ciudad los valores de 65 y aun de 70 se presentan con una frecuencia considerable"(1)

Es usual que la composición del tránsito (*T*) se exprese como un porcentaje de camiones (excluyendo los camiones ligeros de reparto) durante la hora de proyecto. Dicho porcentaje varía por lo regular entre 5 y 10 por ciento. En las áreas urbanas, el porcentaje de camiones durante las horas pico tiende a ser considerablemente menor que los porcentajes totales diarios (1).

El objetivo del diseño de los caminos es el de crear una carretera de tipo apropiado, con dimensiones y características de alineamientos tales que la capacidad resultante sea cuando menos tan grande como la cantidad de proyecto, pero no tanto como para que su realización represente una extravagancia o un despercdicio. Donde se logre este objetivo, el resultado será un sistema de carreteras bien equilibrado y económico (2).

TABLA 8-1 Guía para la selección de niveles de servicio de proyecto

Tipo de carretera	*Tipo de área y nivel apropiado de servicio*[a]			
	Rural horizontal	*Rural con lomerío*	*Rural montañoso*	*Urbano y suburbano*
Autopista	B	B	B	C
Arteria	B	B	C	C
Colector	C	C	D	C
Local	D	D	D	D

[a] A flujo libre, con volúmenes bajos y velocidades altas. B flujo estable, pero las velocidades comienzan a ser restringidas por las condiciones del tránsito. C en una zona de flujo estable, pero la mayoría de los conductores tienen restricciones en la libertad para escoger su propia velocidad. D flujo inestable de acercamiento: los conductores tienen poca libertad para maniobrar. E flujo inestable: puede haber paradas pequeñas.

FUENTE: *A Policy on Geometric Design of Highways and Streets*, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, DC, (1984).

capítulo ocho

DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS

Este capítulo describe las normas y procedimientos de proyecto para establecer el alineamiento horizontal y vertical así como las dimensiones y pendientes de la sección transversal de una carretera. De lo anterior se encarga el "diseño geométrico", que es la adecuación de los elementos visibles de una calle o carretera. La primera y más extensa parte del capítulo trata del proyecto de instalaciones para los vehículos de motor. El capítulo incluye una breve exposición sobre el proyecto de instalaciones para ciclistas y peatones.

DISEÑO DE INSTALACIONES PARA VEHÍCULOS DE MOTOR

Los métodos de diseño geométrico estructurados por los organismos de carreteras estatales y otras dependencias de proyecto no son enteramente uniformes. Existe una considerable discrepancia entre las leyes de los diferentes estados de EE.UU. en cuanto a la limitación de las dimensiones y pesos de los vehículos de motor. También, existen diferencias en el financiamiento de los diferentes organismos gubernamentales, y estas diferencias ocasionan ciertos efectos en las decisiones de los proyectistas y modifican sus normas de diseño. Asimismo, existen experiencias e interpretaciones diferentes de los estudios, lo que se refleja en una variedad de métodos de diseño.

La FHWA tolera estas diferencias como inevitables y las acepta cuando se requiere que se aprueben los planes ideados por los diferentes estados para realizar las mejoras con ayuda federal. La fuerza con más vigor que tiende a normalizar dichas diferencias está representada por los diferentes

PROBLEMAS

5-1 Tres automóviles viajan en un tramo de carretera de 200 pies, a velocidades constantes de 30, 35 y 40 pies/s. Calcule la velocidad media tiempo y la velocidad media espacio para esta condición.

5-2* Cuatro autos circulan sobre un tramo de carretera de 60 metros a velocidades constantes de 18, 20 y 22 m/s. Calcule la velocidad media tiempo y la velocidad media espacio para esta condición.

5-3 Estime la varianza respecto a la velocidad media espacio para las condiciones descritas en el problema 5-1.

5-4* Estime la varianza respecto a la velocidad media espacio para las condiciones descritas en el problema 5-2.

5-5 El tránsito diario promedio al futuro de una carretera rural es de 9 500 vehículos. Suponiendo que la relación entre el flujo horario pico y el *TPD* es como se muestra en la figura 5-2, estime cuál será el volumen horario de diseño. ¿Qué efecto tendría el utilizar la vigésima hora más alta en relación con el diseño? ¿La quincuagésima hora más alta?

5-6 Suponiendo que las llegadas a un estacionamiento cumplen con la distribución de Poisson, que la tasa promedio de llegadas es de 3 autos por minuto. ¿Cuál es la probabilidad que hay de que durante un minuto dado no llegue ningún vehículo? ¿Qué porcentaje del tiempo cumple con más de tres llegadas?

5-7 Una calle tiene un volumen horario de 300 vehículos. Un peatón requiere un intervalo mínimo de 10 segundos para cruzarla. Suponiendo que el intervalo puede describirse por medio de una distribución exponencial negativa, ¿cuál es la probabilidad de que el peatón tenga que esperar antes de cruzar?

5-8 Calcule la pendiente de la curva densidad-volumen que se muestra en la figura 5-6 en los puntos *A*, *B* y *C*. ¿Cuáles son las unidades de la pendiente? Explique el significado de la pendiente de esta curva. (Véase la referencia 5).

5-9 Calcule la densidad correspondiente al volumen máximo para la curva $q - k$ que se muestra en la figura 5-7.

5-10 Estime el flujo vehicular de servicio para el nivel de servicio B en una autopista de seis carriles (tres carriles para cada dirección), los carriles miden 12 pies de ancho y hay obstrucciones de seis pies a partir de un borde del pavimento sólo en un lado. Esta sección es para servir 10 por ciento de camiones de carga, 5 por ciento de autobuses y nada de vehículos para excursionistas. Suponga que el factor de ajuste para el carácter de la corriente de tránsito, f_p, es de 0.95. La velocidad de diseño es de 75 millas por hora y el tramo está a nivel.

5-11 Estime la capacidad de la autopista del problema 5-10.

5-12 Calcule la capacidad de los carriles de entrada de una intersección con semáforo dadas las siguientes condiciones:

dos carriles de entrada de 10 pies de ancho	15 maniobras de estacionamiento por hora
12 por ciento de vehículos pesados	llegadas del tipo 3
pendiente plana	sólo tránsito de paso
localizada en un distrito central mercantil	duración del ciclo = 65 s
20 [illegible]uses se detiene por hora	luz verde = 0.50

5-13 Determine el nivel de servicio para un flujo vehicular de 1 400 vehículos por hora en los carriles de entrada del problema 5-12. Suponga igual uso para los dos carriles.

REFERENCIAS

1. Wardrop, J. G. Some Theoretical Aspects of Road Traffic Research. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, Pt. 2, Vol. 1, pp. 325–362 (1952).
2. Oppenlander, Joseph C. Multivariate Analysis of Vehicular Speeds. *Highway Research Record No. 35*, p. 63 (1963).
3. *Guide for Traffic Volume Counting Manual*. *Bureau of Public Roads*, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C. (1965).
4. *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board, Special Report No. 209 (1985).
5. *Poisson and Other Distributions in Traffic*. Eno Foundation for Transportation, Saugatuck, Conn. (1971).
6. *Traffic Flow Theory: A Monograph*. Transportation Research Board Special Report No. 165 (1975).
7. Greenshields, B. D. A Study of Traffic Capacity. *Proceedings of the Highway Research Board*, Vol. 14, pp. 448–477 (1934).
8. *Highway Capacity Manual*. Bureau of Public Roads, U.S. Department of Commerce, Washington, D.C. (1950).
9. *Accident Facts, 1984 Edition*. National Safety Council, Chicago, Ill. (1984).
10. Blumenthal, M. Problem Definition: The Driving Task in the System Context. Presented at the American Psychological Association, San Francisco (1968).
11. *National Accident Sampling System 1983*. National Highway Traffic Safety Administration, Washington, D.C. (1985).
12. *Fatal Accident Reporting System 1983*. National Highway Traffic Safety Administration, Washington, D.C. (1984).

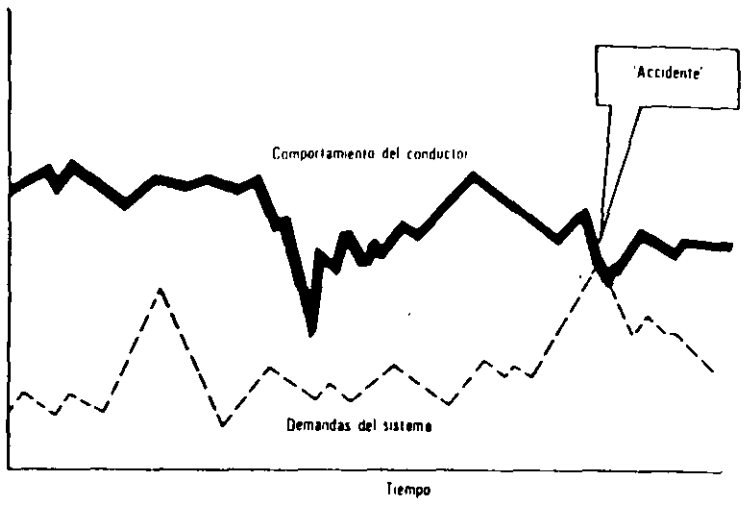


FIGURA 5-11 Un concepto de accidente de tránsito

tentes a la colisión. En EE.UU., el gobierno federal ha impulsado numerosos y costosos programas dirigidos a mejorar la función de manejo, los que han sido ejecutados por los gobiernos estatales. Existe una fuerte evidencia de que estas iniciativas han arrojado resultados positivos. Esto se demuestra de la mejor manera con la tasa de mortalidad que cayó a un mínimo histórico de 2.58 decesos por 100 millones de vehículos-millas de viaje en 1983, aproximadamente la mitad de la tasa de mediados de la década de los años 60. Sin embargo, los accidentes automovilísticos siguen siendo uno de los problemas de salud pública más persistente y problemático de la nación.

A mediados de la década de los años 80, los especialistas en seguridad de tránsito concentraron su atención en cuatro áreas de interés: 1) la influencia del alcohol, 2) el no usar los cinturones de seguridad, 3) las pérdidas por colisión debido a la creciente población de los camiones grandes y 4) los efectos de los accidentes automovilísticos en las personas de edad (11).

Los investigadores informan consistentemente que el alcohol contribuye a más de la mitad de las colisiones mortales. Una encuesta nacional en 1983 (12) reveló que el 57 por ciento de todos los conductores accidentados de gravedad habían ingerido bebidas alcohólicas y el 46 por ciento estaban intoxicados legalmente. La incidencia de la intervención del alcohol en los accidentes mortales tiende a ser máxima en los accidentes que ocurren a altas horas de la noche o temprano en la mañana, en los cuales se informa que del 80 al 90 por ciento de todos los conductores

heridos de gravedad han ingerido bebidas embriagantes (12). Se estima que el alcohol interviene en el 29 por ciento de los accidentes con lesionados y en cerca del 11 por ciento de todos los accidentes (11). Bajo la fuerte presión de grupos de ciudadanos y del público en general, las legislaturas de muchos estados han aumentado la pena por manejar en estado de ebriedad.

La investigación científica ha establecido claramente que es mucho menos probable que se lesionen los ocupantes de vehículos que están sujetos con cinturones de seguridad que aquellos que no lo están. Sin embargo, a pesar de numerosas campañas de dependencias públicas, fabricantes de automóviles y grupos privados para el uso del cinturón de seguridad, pocos conductores usan el cinturón de seguridad. La investigación indica que cerca del 82 por ciento de las personas en automóviles involucrados en colisiones no usaban cinturones de seguridad (11). Es probable que se reduzcan considerablemente las lesiones y muertes relacionadas con las colisiones si se usan más los sistemas de sujeción automática. Estos sistemas son de dos tipos: cinturones automáticos, que se colocan en su lugar cuando se cierra la puerta y bolsas de aire, que se inflan en una colisión grave para amortiguar la colisión de los ocupantes con el interior del vehículo.

Desde hace muchos años los investigadores ya han entendido la relación entre el tamaño del vehículo y la gravedad de la lesión. Existen pruebas de que cuando dos vehículos chocan, es mucho menos probable que los ocupantes del vehículo más grande se lesionen seriamente o mueran que los que viajan en el vehículo más pequeño. Los riesgos relacionados con el tamaño del vehículo son muy notables en colisiones entre un camión grande y un automóvil. En tales colisiones, es 30 veces más probable que los ocupantes del automóvil mueran que los ocupantes del camión. Es probable que la desreglamentación de la industria camionera y el relajamiento de las restricciones en el peso y tamaño de los camiones aumenten las pérdidas por accidentes. Los ingenieros de carreteras y de tránsito enfrentan el difícil reto de suministrar un ambiente de manejo seguro para conductores de un conjunto cada vez mayor de tipos y tamaños de vehículos.

Entre las personas accidentadas, el grupo de los 65 años de edad es muy pequeño, pero es más probable que cuando se accidenten corran un mayor riesgo de muerte o de lesión grave y prolongada que la gente joven (11). Es más probable que los conductores mayores de edad sean los que manejen el vehículo golpeado y no el que golpea en accidentes de varios vehículos y en los accidentes de un solo vehículo, rara vez los conductores son personas mayores de 65 años. Por lo tanto, los esfuerzos para disminuir entre las personas de edad las lesiones y muertes relacionadas con las colisiones deberán traducirse en mejor protección para ellas en la colisión y en el suministro de mejores servicios médicos de urgencia y atención hospitalaria durante el período posterior al choque.

tribuir a la iniciación del choque o a alterar sus consecuencias. En la tabla 5-15 se presentan ejemplos de las nueve clases de factores de pérdida.

Estos factores pueden arreglarse en la forma de una matriz de nueve celdas. Las medidas preventivas destinadas a reducir las muertes y los daños en las carreteras se pueden relacionar con una o más de las celdas que forman la matriz de factores de pérdida. Las medidas preventivas relacionadas con la precolisión tienen que ver con la prevención de accidentes. Las concernientes a la colisión tratan de reducir los daños controlando la energía que se desata en los choques. Los programas para después de la colisión están diseñados para limitar las pérdidas mediante la mejora de los procedimientos de primeros auxilios y de emergencia. Esta parte del capítulo trata principalmente con los factores de la precolisión, esto es, con aquellos aspectos del conductor, del vehículo y de las condiciones externas de la carretera que explican la ocurrencia del accidente.

5-8 La naturaleza de las colisiones entre vehículos

Una de las características más sorprendentes de los datos científicos sobre las causas de accidentes es la amplia variedad de factores humanos, vehiculares y de carretera que contribuyen a los accidentes en que se ven involucrados los vehículos. Muchos accidentes (quizás entre el 3,5 y el 50 por ciento) son hechos poco complicados que pueden explicarse por la presencia de un solo factor ya sea humano, del vehículo o ambiental. Estos factores pueden ir desde un *simple* error de atención del conductor hasta el caso relativamente raro de un conductor que emplea el automóvil como instrumento de suicidio.

Sin embargo, muchos accidentes de vehículos son *hechos complejos* provocados por dos o más factores. Por ejemplo, considérese un accidente en el que el conductor maneje un vehículo con llantas lisas a velocidad excesiva en una carretera húmeda y resbalosa. La presencia combinada de estos factores podría causar un accidente. La eliminación de cualquiera de los factores (el exceso de velocidad, la carretera resbalosa o las llantas lisas) podría haber evitado el accidente.

Por muchos años los especialistas en seguridad de tránsito han sostenido que el 90 por ciento de todos los accidentes se debe a que el conductor guía inadecuadamente. Al parecer, esta conclusión, la cual está basada en el análisis de los informes policiacos de los accidentes, simplifica demasiado un problema complejo y exagera el papel de la conducta del conductor. No obstante, la investigación multidisciplinaria indica que los factores humanos son los factores dominantes que más contribuyen. Sin embargo, se piensa que no más de la mitad de los accidentes de tránsito pueden atribuirse sólo a factores humanos.

La investigación ha demostrado que un gran porcentaje de las colisiones resulta de una variedad de condiciones y errores de los conductores. La falta de atención o la distracción de éstos, la velocidad excesiva

y la violación de otras prácticas de seguridad en el manejo, aparentemente son factores contribuyentes y concurrentes. Muchos accidentes se pueden explicar por alguna forma de malestar del conductor como fatiga, tensión, ansiedad, alguna dolencia física o no usar los lentes correctivos necesarios. Con mucho, la característica dominante del conductor fue la intoxicación alcohólica.

Los factores vehiculares que contribuyen a las colisiones se clasifican más comúnmente como condiciones vehiculares (por ejemplo, llantas lisas) y no como mal funcionamiento o fallas catastróficas debidas a un diseño deficiente. Los frenos defectuosos (especialmente las fallas mayores de los frenos) y las llantas (en especial la poca profundidad del dibujo y la baja presión en el inflado) se citan frecuentemente como factores que contribuyen a las colisiones. Rara vez son los factores vehiculares los únicos responsables de un accidente, sino que por lo general, ocurren conjuntamente con los factores humanos, los ambientales o ambos.

Por lo común, los factores ambientales interactúan con algún otro factor (humano o vehicular) cuando ocurre un accidente. Si bien un choque puede ser el resultado de un desastre natural o de defectos en la construcción de la carretera o de sus anexos, esta eventualidad no es común. Ejemplos típicos de los factores ambientales que contribuyen a las colisiones son las carreteras mojadas, la falta de los dispositivos de control del tránsito y una geometría de diseño deficiente.

5-9 Conceptualización de un accidente

Las investigaciones multidisciplinarias han mostrado que existe una diversidad de factores que pueden ocasionar accidentes de tránsito; los factores humanos, vehiculares y ambientales frecuentemente interactúan en forma compleja para desatar el incidente. Cualquiera de los componentes del sistema humano/máquina/ambiente tiene una tolerancia de variación bastante grande siempre que no sea causa de un accidente. Aun un borracho puede manejar un automóvil con buenos resultados bajo ciertas condiciones, como no hacerlo a lo largo de una calle amplia que conozca bien y en la cual no se encuentren vehículos y no haya situaciones peligrosas a los lados del camino. De manera inversa, un conductor experto puede evitar los peligros inesperados causados por una falla del vehículo o por el ambiente. Blumenthal (10) definió la variabilidad de las tolerancias en términos del desempeño del conductor y de las demandas del sistema, cuando ambos fluctúan en forma impredecible a lo largo de un mismo periodo. Como se ilustra en la figura 5-11, los accidentes ocurren en el momento en que las demandas del sistema exceden la habilidad del conductor.

5-10 Tendencias e importancia actuales de los accidentes

En años recientes, se han hecho avances significativos en el [illegible]amiento de carreteras en cuanto a seguridad y en el diseño de veh[illegible] más resis

Si las llegadas no son aleatorias, la demora obtenida con la ecuación 5 13 se puede multiplicar por un factor de ajuste, que es una función del tipo de llegada, el cociente c/s, y del tipo de semaforo. Tales factores no se incluyen aquí pero se les puede encontrar en la referencia 4

EJEMPLO 5 4 ***Capacidad de una intersección con semáforo.*** a) Determínese la capacidad de las entradas de los carriles del sur de una intersección con semáforo dadas las siguientes condiciones

- 2 entradas de carriles de 11 pies de ancho
- 10 por ciento de vehículos pesados
- 2 por ciento de pendiente descendente en la entrada sur
- Ubicación en el distrito central de negocios
- Los autobuses no paran en la intersección y no está permitido estacionarse
- Llegadas del tipo 3 (aleatorias).
- Solamente tránsito de paso
- Duración del ciclo = 60 s
- luz verde = 0 45

b) ¿Cuál es el nivel de servicio para flujo vehicular de 1 000 vehículos/hora, suponiendo el mismo uso para los dos carriles?

Solucion de la parte a. Con la ecuacion 5 12 y las tablas 5 8 a 5 13

$$s = 1\,800 \times 2 \times 0.97 \times 0.95 \times 1.01 \times 0.90$$

$$s = 3\,015 \text{ vehiculos/h de luz verde}$$

Con la ecuacion 5 11,

$$c_i = 3\,015 \times 0.45 = 1\,375 \text{ vehiculos/h}$$

Solución de la parte b. Si las llegadas son aleatorias, se puede usar la ecuacion 5 13 para estimar la demora promedio por vehiculo

$$d = 0.38(60)\frac{[1 - 0.45]^2}{[1 - (0.45)(0.74)]} + 173\,(0.74)^2\left[(0.74 - 1) + \sqrt{(0.74 - 1)^2 + (16 \times 0.74)/1\,357}\right]$$

$$d = 11.9 \text{ s por vehículo}$$

De la tal 11, la entrada opera al nivel de servicio B

LOS ACCIDENTES EN CARRETERA

Desde 1900, más de 2 millones de personas han muerto a consecuencia de accidentes en vehículos de motor; este número excede con mucho el número de muertos estadounidenses en todas las guerras en las que ha intervenido Estados Unidos. Tan solo en 1983, los accidentes de carretera en ese país, ocasionaron 44 600 decesos, 1.9 millones de inválidos, y pérdidas económicas por más de 43 300 millones de dólares (9). Los accidentes de tránsito representan la cuarta causa de muerte en el país, rebasada únicamente por las enfermedades del corazón, el cáncer y las embolias cerebrales. Los accidentes de vehículos son la causa principal de muerte en las personas que tienen edades de 1 a 24 años.

A pesar de su larga historia y de su persistencia no se han entendido bien la naturaleza y las causas de los accidentes de tránsito. Si bien existen diferencias de opinión entre los profesionales de la seguridad del tránsito respecto al porque de las colisiones, son mayores las diferencias respecto a los programas de acción requeridos para reducir las pérdidas en las carreteras.

5-7 Factores de pérdida en los accidentes

Conviene considerar a los accidentes como hechos que se componen de nueve partes llamadas factores de pérdida. Se puede dividir un accidente en tres fases: antes de la colisión, durante la colisión y después de ella. Dentro de cada fase, factores humanos, de los vehículos y del ambiente pueden con-

TABLA 5 15 Ejemplos de nueve clases de factores de pérdida en accidentes

Denominación	*Ejemplo*
Antes de la colisión	
Humanos	Conductor que se quedó dormido
Vehiculares	Falla de frenos
Ambientales	Carretera de superficie resbaladiza
Durante la colisión	
Humanos	Cinturones de seguridad mal puestos
Vehiculares	Estructura lateral del vehículo frágil
Ambientales	Poste de señal rígido cercano al pavimento
Después de la colisión	
Humanos	Voluntarios no proporcionaron adecuadamente los primeros auxilios
Vehiculares	Vehículo no equipado con extintor
Ambientales	Teléfono de emergencia no disponible

TABLA 5-8 Factor de ajuste por ancho de carril

Ancho de Carril, pies	8	9	10	11	12	13	14	15	≥ 16
Factor por ancho de carril, f_w	0.87	0.90	0.93	0.97	1.00	1.03	1.07	1.10	Use ese dos carriles

Fuente: *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

TABLA 5-9 Factor de ajuste para vehículos pesados

Por ciento de vehículos pesados, %HV	0	2	4	6	8	10	15	20	25	30
Factor f_{HV} para vehículos pesados	1.00	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.93	0.91	0.89	0.87

Fuente: *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

TABLA 5-10 Factor de ajuste por la pendiente

	Descendente			Horizontal	Ascendente		
Pendiente, %	−6	−4	−2	0	+2	+4	+6
Factor por pendiente, f_g	1.03	1.02	1.01	1.00	0.99	0.98	0.97

Fuente: *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

TABLA 5-11 Factor de ajuste por estacionamiento

Número de carriles en el grupo de carriles	*Probabilidad estacionaria*	*Número de maniobras de estacionamiento por hora, N_m*				
		0	*10*	*20*	*30*	*40*
1	1.00	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70
2	1.00	0.95	0.92	0.89	0.87	0.85
3	1.00	0.97	0.95	0.93	0.91	0.89

Fuente: *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board No. 209 (1985).

TABLA 5-12 Factor de ajuste por bloqueo de autobuses

Número de carriles en el grupo de carriles	*0*	*Número de autobuses que se paran por hora, N_b*			
		10	*20*	*30*	*40*
1	1.00	0.96	0.92	0.88	0.83
2	1.00	0.98	0.96	0.94	0.92
3	1.00	0.99	0.97	0.96	0.94

Fuente: *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

TABLA 5-13 Factor de ajuste por el tipo de zona

Tipo de zona	*Factor f_z*
Distrito central de negocios	0.90
Zonas restantes	1.00

Fuente: *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

TABLA 5-14 Nivel de criterios de servicio pa intersecciones con semáforo

Nivel de servicio	*Demora por vehículo (s)*
A	< 5.0
B	5.1 a 15.0
C	15.1 a 25.0
D	25.1 a 40.0
E	40.1 a 60.0
F	> 60.0

La demora promedio por vehículo se puede estimar con la siguiente ecuación, suponiendo un patrón aleatorio de llegadas para los vehículos que se aproximan:

$$d = 0.38C\frac{[1-g/t]^2}{[1-(g/t)X]} + 173X^2\left[(X-1)+\sqrt{(X-1)^2+\frac{(16X)}{c}}\right] \qquad (5\text{-}13)$$

donde

d = demora promedio por vehículo para el grupo de carriles (s/vehículo)
t = duración del ciclo (s)
g/t = luz verde para el grupo de carriles; cociente del tiempo efectivo de luz verde entre la duración del ciclo
X = v/c cociente para el grupo de carriles
c = capacidad del grupo de carriles

- El *tipo 4* es una condición de aglomeración moderadamente favorable, definida como una aglomeración densa que llega a la mitad de la fase verde o una aglomeración dispersa que llega durante la fase verde
- El *tipo 5* es la condición de aglomeración más favorable, definida como una aglomeración densa que llega al inicio de la fase verde

El *Highway Capacity Manual* (4) relaciona los tipos de llegada con un cociente de aglomeración que se define por

$$R_p = PVG/PTG \qquad (5\text{-}10)$$

donde

R_p = cociente de aglomeración
PVG = porcentaje de todos los vehículos en el movimiento que llegan durante la fase verde
PTG = porcentaje del ciclo que es verde para el movimiento

En la tabla 5-7 se muestra la relación entre el tipo de llegada y el cociente de aglomeración.

La capacidad de las intersecciones con semáforo se basa en el concepto de un flujo vehicular de *saturación*. El *Highway Capacity Manual* (4) define el flujo vehicular de saturación como el flujo que puede pasar por la entrada de una intersección o grupo de carriles bajo las condiciones dominantes de la carretera y del tránsito, suponiendo que la entrada o grupo de carriles tenga un 100 por ciento de tiempo real disponible como tiempo efectivo de luz verde. El flujo vehicular de saturación se expresa en unidades de vehículos por hora de tiempo efectivo de luz verde.

La capacidad de un grupo de carriles o de una entrada puede calcularse con la ecuación

$$c_i = s_i \times (g/C)_i \qquad (5\text{-}11)$$

TABLA 5-7 Relación entre tipo de llegada y cociente de aglomeración

Tipo de llegada	*Intervalo del cociente de aglomeración* R_p
1	0.00 a 0.50
2	0.51 a 0.85
3	0.86 a 1.15
4	1.16 a 1.50
5	≥ 1.51

FUENTE: *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

donde

c_i = capacidad del grupo de carriles o de la entrada i (vehículos/h)
s_i = flujo vehicular de saturación para el grupo de carriles o la entrada i (vehículos/h durante la luz verde)
$(g/C)_i$ = luz verde para el carril o entrada i

El cálculo del flujo vehicular de saturación comienza con la selección de un flujo de saturación "ideal", normalmente tomado como 1 800 automóviles por hora de tiempo de luz verde por carril. Luego se ajusta este valor para tomar en cuenta las diferentes condiciones dominantes. La ecuación para estimar el flujo vehicular de saturación es

$$s = s_o N f_w f_{HV} f_g f_p f_{bb} f_a f_{RT} f_{LT}$$

donde

s = flujo vehicular de saturación para el grupo de carriles en estudio, expresada como un total para todos los carriles en el grupo de éstos bajo condiciones dominantes (vehículos/h de luz verde)
s_o = flujo vehicular ideal de saturación por carril, generalmente 1 800 automóviles por hora de tiempo de luz verde por carril
N = número de carriles en el grupo de carriles
f_w = factor de ajuste por ancho de carril; los carriles de 12 pies son estándar; se da en la tabla 5-8
f_{HV} = factor de ajuste para vehículos pesados en la corriente de tránsito, dado en la tabla 5-9
f_g = factor de ajuste para la pendiente de la entrada, dado en la tabla 5-10.
f_p = factor de ajuste para la existencia de un carril de estacionamiento próximo al grupo de carriles y maniobras de estacionamiento en ese carril, se da en la tabla 5-11
f_{bb} = factor de ajuste por el efecto de bloqueo de los autobuses locales que separan dentro del área de la intersección, se da en la tabla 5-12
f_a = factor de ajuste por el tipo de área, se da en la tabla 5-13
f_{RT} = factor de ajuste por vuelta a la derecha en el grupo de carriles
f_{LT} = factor de ajuste por vuelta a la izquierda en el grupo de carriles

Los factores de ajuste para los movimientos de dar vuelta no se muestran aquí pero pueden encontrarse en la referencia 4.

El nivel de servicio para las intersecciones con semáforo se define en términos de la demora. Específicamente, el nivel de servicio se basa en la demora promedio por vehículo para un período de análisis de 15 min, como se especifica en la tabla 5-14.

por carril. c) Estime la velocidad de crucero promedio que corresponde a la capacidad.

Solución a la parte a). De la tabla 5-3, el flujo vehicular máximo de servicio para el NDS C es 1 550 automóviles/hora por carril. El *flujo vehicular* de servicio para el NDS C se calcula con la ecuación 5-8.

De la tabla 5-4, el factor de ajuste por los efectos de ancho de carril y acotamientos en $f_W = 0.96$.

Para ajustar por el efecto de vehículos pesados, se obtienen de las tablas 5-5 y 5-6 los equivalentes de automóviles para camiones y autobuses respectivamente.

$$E_T = 8$$
$$E_R = 1.6$$

Por la ecuación 5-9, el factor de vehículos pesados

$$f_{HV} = 1/[1 + 0.12(8 - 1) + 0 + 0.06(1.6 - 1)] = 0.53$$
$$f_p = 0.90 \text{ (dado)}$$

Por la ecuación 5-8, el flujo vehicular de servicio es

$$SF_C = 1\,550 \times 2 \times 0.96 \times 0.53 \times 0.90 = 1\,420 \text{ vehículos/h}$$

Solución a la parte b). La capacidad corresponde a la densidad crítica de 67 automóviles/milla y de la tabla 5-3 es de 2 000 automóviles/h por carril (condiciones ideales). Para las condiciones dominantes, la capacidad es

$$SF_I = 2\,000 \times 2 \times 0.96 \times 0.53 \times 0.90 = 1\,832 \text{ vehículos/h}$$

Solución a la parte c). De la tabla 5-3, la velocidad crucero promedio es aproximadamente 30 millas/h.

Metodología general para análisis de capacidad en intersecciones con semáforo

La capacidad de una intersección con semáforo depende mucho del tipo de control de semáforo que se use. Se puede usar una amplia variedad de esquemas de equipo y control para estas intersecciones. La capacidad de una intersección con semáforo es, por lo tanto, mucho más variable que aquella de otros tipos de instalación, donde la capacidad depende principalmente de la geometría física de la carretera.

En los análisis de intersección, los conceptos de capacidad y nivel de servicio no están tan bien correlacionados como lo están en otros tipos de instalaciones. El *Highway Capacity Manual* (4) recomienda, por lo tanto, que se usen análisis separados para determinar la capacidad y nivel de servicio para una intersección con semáforo.

Para cada entrada debería definirse la capacidad de las intersecciones con semáforo. La capacidad de la entrada de la intersección es el flujo vehicular máximo que puede pasar por la intersección por esa entrada bajo las condiciones dominantes de la carretera, del tránsito y el semáforo. Para tomar en cuenta los máximos, generalmente se mide o se proyecta el flujo vehicular para un período de 15 min y la capacidad se expresa en vehículos por hora (4).

El análisis operacional de una intersección con semáforo requiere información detallada sobre la carretera, el sistema de semáforos y el tránsito en la intersección. La información requerida sobre la carretera incluye las pendientes de la entrada, el número y ancho de los carriles, las condiciones de estacionamiento y la existencia y longitudes de los carriles de vuelta exclusiva.

Se necesita información completa sobre los semáforos incluyendo el plan de fases, la longitud del ciclo, la duración de la luz verde, el tipo de operación del semáforo manual o cronometrado y la existencia de fases que opere el peatón mediante un botón. Estos y otros conceptos de control de tránsito se estudian con más detalle en el capítulo 12.

Los análisis de capacidad de las intersecciones con semáforo requieren información detallada sobre las condiciones del tránsito incluyendo:

1. Volúmenes de tránsito para cada movimiento en cada entrada.
2. Porcentaje de vehículos pesados.
3. Volumen y patrón del tránsito de peatones.
4. Maniobras para estacionarse en la vecindad de la intersección.
5. Número de autobuses locales que recogen o bajan pasajeros en la intersección.

Además, se requiere información sobre la forma de la distribución de la curva de llegada y su relación con la operación del semáforo. Este factor explica el efecto de aglomeración en los flujos de llegada. Afecta la demora promedio de los vehículos que pasan por la intersección, lo que define el nivel de servicio. El *Highway Capacity Manual* (4) clasifica las distribuciones de llegada en cinco tipos de llegada, que se definen como sigue.

- El *tipo 1* es la peor condición de aglomeración, definida como aglomeración densa que llega a la intersección al inicio de la fase roja.
- El *tipo 2* es una condición de aglomeración generalmente desfavorable, que puede ser una aglomeración densa a la mitad de la fase roja o una aglomeración dispersa que llega durante la fase roja.
- El *tipo 3* se refiere a llegadas totalmente aleatorias que [illegible] muy dispersas durante las fases roja y verde.

TABLA 5- ...nivalentes de automóviles para camiones pesados, 300 LB/HP

		Equivalente de automóviles, E_T, para el porcentaje de camiones															
		Autopistas de 4 carriles								*Autopistas de 6 u 8 carriles*							
Pendiente m_f	*Longitud*[a] *(millas)*	*2*	*4*	*5*	*6*	*8*	*10*	*15*	*20*	*2*	*4*	*5*	*6*	*8*	*10*	*15*	*20*
< 1	Todas	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1	0 – ½	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
	½ – ¾	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	¾ – 1	4	4	4	4	3	3	3	3	4	4	4	3	3	3	3	3
	1 – 1½	5	4	4	4	3	3	3	3	5	4	4	4	3	3	3	3
	> 1½	6	5	5	5	4	4	4	4	6	5	5	4	4	4	3	3
2	0 – ½	4	4	4	4	3	3	3	3	4	4	4	3	3	3	3	3
	½ – ¾	7	6	6	5	4	4	4	4	7	5	5	5	4	4	4	4
	¾ – 1	8	6	6	5	5	4	4	4	8	6	6	6	5	5	4	4
	1 – 1½	8	6	6	6	5	5	5	5	8	6	6	6	5	5	5	5
	> 1½	9	7	7	7	6	6	5	5	9	7	7	6	5	5	5	5
3	0 – ½	6	5	5	5	4	4	4	4	6	5	5	5	4	4	4	4
	½ – ¾	9	7	7	6	5	5	5	5	8	7	7	6	5	5	5	5
	¾ – 1	12	8	8	7	6	6	6	6	10	8	7	6	5	5	5	5
	1 – 1½	13	9	9	8	7	7	7	7	11	8	8	7	6	6	6	6
	> 1½	14	10	10	9	8	8	7	7	12	9	9	8	7	7	7	7
4	0 – ½	7	5	5	5	4	4	4	4	7	5	5	5	4	4	4	4
	½ – ¾	12	8	8	7	6	6	6	6	10	8	7	6	5	5	5	5
	¾ – 1	15	9	9	8	7	7	7	7	11	9	9	8	7	6	6	6
	1 – 1½	17	10	10	9	8	8	8	8	12	10	10	9	8	7	7	7
	> 1½	17	12	12	10	9	9	9	9	13	10	10	9	8	8	8	8
5	0 – ½	8	6	6	6	5	5	5	5	8	6	6	6	5	5	5	5
	½ – ¾	13	9	9	8	7	7	7	7	11	8	8	7	6	6	6	6
	¾ – 1	20	15	15	13	11	11	11	11	11	11	13	10	9	9	9	9
	> 1	22	17	17	16	13	13	11	13	17	11	11	13	12	11	11	11
6	0 – ½	9	7	7	7	6	6	6	6	9	7	7	6	5	5	5	5
	½ – 1	17	12	12	11	9	9	9	9	13	10	10	9	8	8	8	8
	> 1	28	22	22	21	18	18	18	18	20	17	17	16	15	11	11	11

[a] Si un tramo con una pendiente dada cae en una condición de frontera, se usa el equivalente de la categoría con pendiente más larga. Para cualquier pendiente más inclinada que el porcentaje mostrado, úsese la siguiente categoría de pendiente más alta.

[4] *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

...utobuses de pasajeros, *El Highway Capacity Manual* (4) lista valores similares ...ara vehículos de excursionistas.

Si se usan los equivalentes de automóviles como los mostrados en ...s tablas 5-5 y 5-6, el factor de ajuste para los vehículos pesados se pue... calcular con la siguiente ecuación:

$$f_{HV} = 1/[1 + P_T(E_T - 1) + P_R(E_R - 1) + P_B(E_B - 1)] \qquad (5\text{-}9)$$

TABLA 5-6 Equivalentes de automóviles para autobuses

Pendiente (%)	*Equivalente de automóviles, E_B*
0 – 3	1.6
4[a]	1.6
5[a]	3.0
6[a]	3.5

[a] Longitud aproximadamente restringida a no más de 1 milla de longitud.

Fuente: *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

donde

f_{HV} = factor de ajuste para el efecto combinado de camiones de carga, vehículos de excursionistas y autobuses de pasajeros en la corriente de tránsito

E_T, E_R, E_B = equivalentes de automóviles con respecto a camiones de carga, vehículos de excursionistas y autobuses de pasajeros, respectivamente

P_T, P_R, P_B = proporción de camiones de carga, vehículos de excursionistas y autobuses de pasajeros, respectivamente en la corriente de tránsito

Se sabe que ciertos tipos de tránsito como el de fin de semana y el recreativo usan las autopistas en forma más inclinada que el tránsito combinado o los flujos de entrada y salida de empleados. Se ha investigado poco este efecto, pero se sabe que las capacidades tienden a disminuir en los fines de semana, especialmente en las zonas de recreo. Debido a la carencia de datos locales, se debe ejercer un profundo criterio de ingeniería para hacer un ajuste por el tipo de corriente de tránsito. El *Highway Capacity Manual* propone que se use un factor de ajuste f_p que varía de 0.75 a 0.90 para tomar en cuenta este efecto.

EJEMPLO 5-3. ***Capacidad de un tramo de autopista básico.*** a) Determine el flujo vehicular de servicio con nivel de servicio C para un tramo de una autopista de cuatro carriles de 11 pies (dos carriles en cada dirección) y obstáculos de 5 pies del pavimento a un lado del camino. El tramo tiene una pendiente del 4 por ciento con 0.8 millas de longitud. Debe dar cabida a 12 por ciento de camiones pesados, 6 por ciento de autobuses y ningún vehículo de excursionistas. Basándose en estudios locales, se indica un factor de ajuste f_p de 0.90 por el tipo de corriente de tránsito. La velocidad de diseño es 70 millas/h. b) ¿Cuál es la capacidad del tramo (densidad = 67 automóviles por milla)?

TABLA 5-3 Niveles de servicio (NDS) para tramos básicos de autopista con velocidades de diseño de 60 y 70 millas/h

		Velocidad de proyecto de 70 millas/h			*Velocidad de proyecto de 60 millas/h*		
NDS	*Densidad (automoviles/milla por carril)*	*Velocidad[a] (millas/h)*	*v/c*	*FVMV (automoviles/h por carril)*	*Velocidad[a] (millas/h)*	*v/c*	*FVMV (automoviles/h por carril)*
A	≤ 12	≥ 60	0.35	700			
B	≤ 20	≥ 57	0.54	1,100			
C	≤ 30	≥ 54	0.77	1,550	≥ 50	0.49	1,000
D	≤ 42	≥ 46	0.93	1,850	≥ 47	0.69	1,300
E	≤ 67	≥ 30	1.00	2,000	≥ 42	0.84	1,700
F	> 67	< 30	[c]	[c]	≥ 30	1.00	2,000
					< 30	[c]	[c]

[a] Velocidad de marcha promedio.
[b] Flujo vehicular máximo de servicio por carril en condiciones ideales (Nota: todos los valores de FVMV están redondeados a 50 automóviles/h.)
[c] Muy variable, inestable.

FUENTE: *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

para autopistas están definidos por la densidad expresada en automóviles por milla por carril. En la tabla 5-3 se muestran los flujos vehiculares máximos de servicio, FVMS, que se recomiendan.

Estos valores, los cuales representan condiciones ideales, deben ajustarse para tomar en cuenta cualesquiera condiciones predominantes que no sean ideales y para reflejar el número de carriles en una dirección en el tramo de autopista. El flujo vehicular de servicio para el nivel de servicio especificado y las condiciones predominantes se calcula con el uso de factores de corrección, como lo muestra la siguiente ecuación

$$SF_i = MSF_i \times N \times f_W \times f_{HV} \times f_P \qquad (5\text{-}8)$$

donde

SF_i = flujo vehicular de servicio para el nivel de servicio i bajo las condiciones predominantes en la carretera y el tránsito para N carriles en una dirección (vehículos/h)
N = número de carriles en una dirección de la autopista
f_W = factor de ajuste por los efectos de anchos restringidos de carril acotamientos o ambos
f_{HV} = factor de ajuste por el efecto de vehículos pesados (camiones de carga, autobuses de pasajeros y vehículos de excursionistas en la corriente de tránsito
f_P = factor de ajuste por el efecto de la población que maneja.

El factor f_W se basa en el ancho de carril, el número de carriles de la autopista, la distancia a los obstáculos en la cuneta y si hay obstáculos pre-

TABLA 5-4 Factor de ajuste para ancho de carril y acotamiento restringidos

Distancia desde el pavimento transitado (pies)	*Factor de ajuste f_W para un ancho de carril (pies)*							
	Obstáculos a un lado de la carretera				*Obstáculos a ambos lados de la carretera*			
	12	11	10	9	12	11	10	9
	Autopista de 4 carriles (2 carriles en cada dirección)							
≥ 6	1.00	0.97	0.91	0.81	1.00	0.97	0.91	0.81
5	0.99	0.96	0.90	0.80	0.99	0.96	0.90	0.80
4	0.99	0.90	0.90	0.80	0.98	0.95	0.89	0.79
3	0.98	0.95	0.89	0.79	0.96	0.93	0.87	0.77
2	0.97	0.91	0.88	0.79	0.91	0.91	0.86	0.76
1	0.93	0.90	0.85	0.76	0.87	0.85	0.80	0.71
0	0.90	0.87	0.82	0.73	0.81	0.79	0.74	0.66
	Autopista de 6 y 8 carriles (3 o 4 carriles en cada dirección)							
≥ 6	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0.96	0.89	0.78
5	0.99	0.95	0.88	0.77	0.99	0.95	0.88	0.77
4	0.99	0.95	0.88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
3	0.98	0.94	0.87	0.76	0.97	0.93	0.86	0.76
2	0.97	0.93	0.87	0.76	0.96	0.92	0.85	0.75
1	0.95	0.92	0.86	0.75	0.93	0.89	0.83	0.72
0	0.94	0.91	0.85	0.74	0.91	0.87	0.81	0.70

[a] Ciertos tipos de obstáculos específicamente los barreras medianas de tipo diseño tienen ningún efecto notable sobre el flujo del tránsito. Deberá aplicarse el efecto con estos factores.

FUENTE: *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board Special Report No. 209 (1985).

sentes a ambos lados de la autopista. La tabla 5-4 da factores de ajuste recomendados para diversos anchos de carril y acotamientos.

El factor f_{HV} se usa para tomar en cuenta los efectos de camiones de carga, autobuses de pasajeros y vehículos de excursionistas en la corriente de tránsito. El factor depende del terreno, específicamente de la longitud y magnitud de las pendientes ascendentes y de la mezcla de vehículos en la corriente de tránsito. Los vehículos pesados, debido a su maniobrabilidad restringida, reducen el número de vehículos que puede soportar una instalación. Esta reducción está representada por el término *equivalente de automóviles*, que indica el número equivalente de automóviles que han sido desplazados por la presencia de cada camión de carga, autobuses de pasajeros o vehículos de excursionistas. En las tablas 5-5 y 5-6 se muestran, respectivamente, los equivalentes de automóviles para camiones pesados y

La capacidad de las instalaciones con flujo ininterrumpido está limitada no solamente por las características físicas del espacio de la carretera, sino también por el tiempo que está disponible para los diferentes componentes del flujo de tránsito.

Factores que determinan la capacidad, el flujo vehicular de servicio y el nivel de servicio

Muchos de los procedimientos descritos en el *Highway Capacity Manual* se basan en simples tablas o gráficas para condiciones estándar especificadas que deben ajustarse para tomar en consideración condiciones predominantes distintas de las especificadas. Con frecuencia se describen las condiciones así definidas en términos de condiciones ideales.

Las condiciones ideales para instalaciones con flujo sin interrupción incluyen:

1. Anchos de carril de doce pies.
2. Un espacio de seis pies entre la orilla de los carriles y las obstrucciones más cercanas causadas por objetos en la cuneta o en la parte media.
3. Una velocidad de diseño de 70 millas/h para carreteras multicarriles y una de diseño de 60 millas/h para carreteras de dos carriles.
4. Todos los automóviles en la corriente de tránsito.

Las condiciones ideales de una entrada de intersección con semáforo ideal son:

1. Anchos de carril de doce pies.
2. Pendiente horizontal.
3. No se permite estacionarse en la entrada de la intersección.
4. Todos los automóviles entran a la corriente de tránsito.
5. No se permite dar vuelta en las intersecciones.
6. La intersección se encuentra fuera del distrito central de negocios.
7. Siempre se dispone de luz verde (4).

Como las condiciones predominantes rara vez son ideales, los cálculos de capacidad, de flujo vehicular de servicio o de nivel de servicio deben ajustarse para que tomen en cuenta las desviaciones de lo ideal. Las condiciones predominantes se pueden agrupar en tres categorías: condiciones de la carretera, del tránsito o del control.

Los factores de la carretera incluyen:

1. El tipo de instalación y el ambiente donde se encuentra.
2. Los anchos de los carriles.
3. Los anchos de las cunetas, de los acotamientos o de ambos.

4. La velocidad de diseño.
5. Los alineamientos horizontales y verticales.

Las condiciones del tránsito se refieren a los tipos de vehículos que usan la instalación y como se distribuye el flujo del tránsito por carril y por dirección. Es bien sabido que los vehículos más grandes y más pesados tienen un efecto adverso sobre el flujo del tránsito de varias maneras. Los análisis de capacidad que toman en cuenta el efecto de camiones de carga, autobuses y vehículos de excursionistas, utilizan los resultados de estudios empíricos que han cuantificado estos efectos.

Además de la distribución de los tipos de vehículo, deben considerarse los efectos de otras dos características del tránsito en la capacidad, los flujos vehiculares de servicio y el nivel de servicio. La distribución direccional tiene un impacto significativo sobre la operación de carreteras rurales de dos carriles. Generalmente la capacidad declina a medida que se desequilibra la división de direcciones. Para carreteras multicarriles, los procedimientos de análisis, de capacidad se concentran en una sola dirección: la de la tasa máxima de flujo. También debe considerarse la distribución de carriles para las instalaciones multicarriles. Normalmente, el carril de la cuneta de una instalación multicarriles lleva menos tránsito que los otros, los procedimientos de análisis deben considerar estas diferencias.

Para las instalaciones con flujo interrumpido, el control del tiempo disponible para el movimiento de cada flujo de tránsito es de la mayor importancia para determinar la capacidad, los flujos vehiculares de servicio y el nivel de servicio. De la mayor importancia es el control de estas instalaciones con semáforo. Las operaciones con semáforo son afectadas por el tipo de instrumento en uso, la sincronización, la duración de la luz verde y la longitud del ciclo. Los semáforos de ALTO y CEDA también afectan la capacidad pero de una manera distinta. La señal de ALTO o CEDA asigna permanentemente el derecho de paso a una calle principal, mientras que un semáforo asigna tiempos establecidos por diseño cuando se permiten movimientos específicos.

El estudio completo de los análisis de la capacidad de carreteras está fuera del alcance de este libro. Se dan dos ejemplos, uno para flujo sin interrupción y otro para flujo interrumpido, para ilustrar el planteamiento general que se usa para tales análisis.

Metodología general para análisis de capacidad para tramos de autopista

Con accesos controlados, ubicaciones con restricciones para las rampas y sin interrupciones fijas del flujo de tránsito, las autopistas operan bajo la forma más pura de flujo sin interrupción. Un análisis de capacidad de un tramo de autopista comienza aceptando que existe una tasa máxima de flujo de servicio para cada nivel de servicio. Los diferentes niveles de servicio

En la figura 5-10, una representación gráfica del concepto de nivel de servicio, se muestra que conforme aumenta la velocidad de operación en una instalación, se obtienen niveles de servicio más altos; por otra parte, conforme aumenta la relación volumen-capacidad el nivel de servicio tiende a bajar.

El nivel *A* representa el flujo libre a bajas densidades sin restricciones debidas a las condiciones del tránsito. El nivel *B* es el mínimo aceptable en el diseño de carreteras rurales; este nivel es la zona de flujo estable con bajas restricciones de las libertades del conductor. El nivel *C* denota la zona de flujo estable con restricciones más marcadas para elegir la velocidad y con pocas posibilidades para rebasar. En las condiciones del nivel *D* el conductor tiene muy poca libertad de maniobra, y aun cuando las velocidades de operación todavía son aceptables, esta región se aproxima a la condición de flujo inestable. Bajas velocidades de operación y volúmenes próximos a la capacidad máxima caracterizan el nivel de servicio *E*, el cual se encuentra en el área de flujo inestable. El nivel *F* es el nivel de servicio de los conocidos embotellamientos del tránsito, con frecuentes interrupciones y ruptura del flujo, acompañadas de volúmenes por abajo de la capacidad con bajas velocidades de operación.

Los parámetros operacionales que se usan para determinar el nivel de servicio difieren con el tipo de instalación. Estos parámetros o "medidas de efectividad" describen la calidad de operación de cada tipo de instalación. La tabla 5-2 establece las medidas de efectividad que mejor definen al nivel de servicio para cada tipo de instalación.

El Highway Capacity Manual (Manual de capacidad de carreteras). El *Highway Capacity Manual*[1] es la guía autorizada para la ejecución de análisis de capacidad de carreteras. El manual refleja más de 20 años de investigación detallada realizada por varias dependencias. Este documento de 187 páginas fue preparado bajo la guía del *Transportation Research Board's Committee on Highway Capacity and Quality of Service*.

Los procedimientos descritos en el *Highway Capacity Manual* comprenden varios tipos de servicios e instalaciones, incluyendo calles y carreteras así como servicios para el tránsito, los peatones y los ciclistas. Como ilustra la tabla 5-2, se ejecutan análisis de capacidad para dos categorías generales de instalaciones, las que tienen *flujo sin interrupción* y las de *flujo interrumpido*. Las instalaciones y servicios con flujo sin interrupción incluyen las carreteras de dos carriles, las autopistas y otras carreteras multicarriles. Las condiciones de flujo del tránsito en tales instalaciones son el resultado de las interacciones entre los vehículos en la corriente de tránsito así como entre los vehículos y las características físicas y ambientales de la carretera.

Las instalaciones y servicios con flujo interrumpido generalmente tienen dispositivos de control del tránsito que causan interrupciones periódicas del flujo de tránsito. Los ejemplos de estas instalaciones son las vías con semáforos de dos y cuatro sentidos, controladas con la señal de ALTO

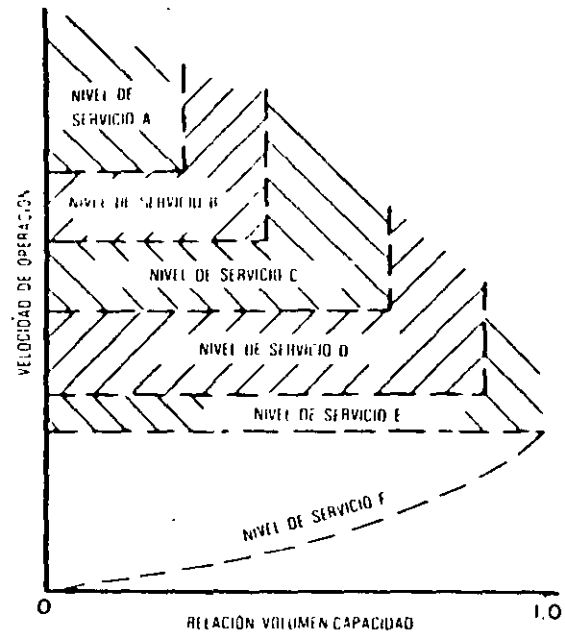


FIGURA 5-10 Determinación del nivel de servicio mediante la relación entre la velocidad de operación y la relación volumen/capacidad (no está a escala). (Cortesía de *Transportation Research Board*.)

TABLA 5-2 Medidas de efectividad para la definición del nivel de servicio

Tipo de servicio	*Medida de efectividad*	*Unidades*
Instalaciones para el flujo sin interrupción		
Autopistas		
Tramos básicos de autopista	Densidad	Automóviles por milla por carril
Entrecruzadas	Velocidad de marcha promedio	Millas por hora
Confluencias con rampa	Flujo vehicular	Automóviles por hora
Carreteras multicarriles	Densidad	Automóviles por milla por carril
Carreteras de dos carriles	Tiempo de demora en porcentaje	Por ciento
	Velocidad de marcha promedio	Millas por hora
Instalaciones para el flujo interrumpido		
Intersecciones con semáforo	Demora individual promedio	Segundos por vehículo
Intersecciones sin semáforo	Capacidad de reserva	Automóviles por hora
Caminos troncales	Velocidad de marcha promedio	Millas por hora
Tránsito	Factor de carga	Personas por asiento
Peatones	Espacio	Pies cuad[illegible] por peatón

FUENTE: *Highway Capacity Manual*, Transportation Research Board Special Report, (1985).

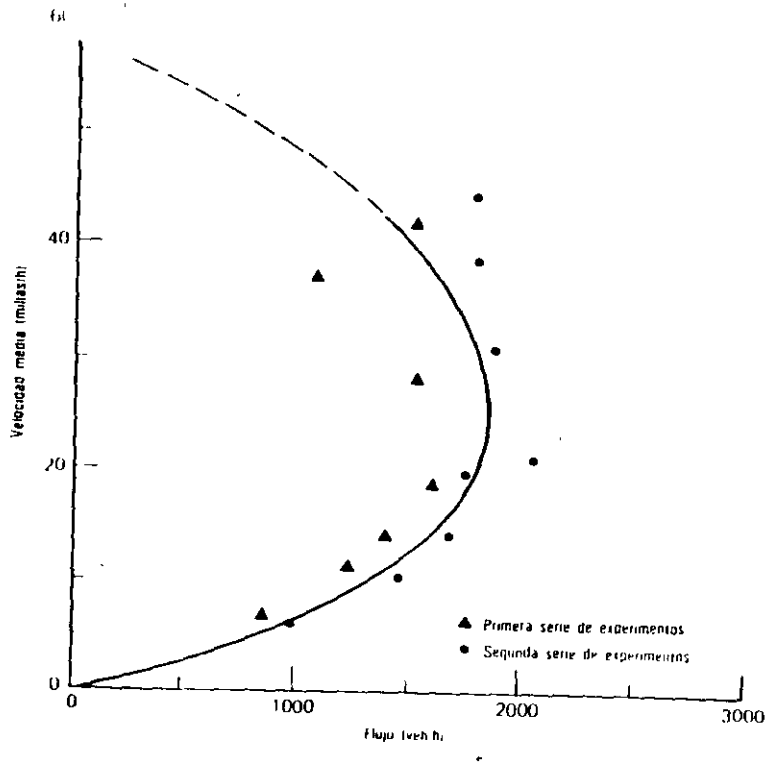


FIGURA 5-8 Relación experimental velocidad–flujo en una pista de prueba con un tramo recto. (Cortesía de *Transportation Research Board*.)

Sin embargo, las carreteras no son ideales, y las estimaciones de capacidad deben hacerse tomando en cuenta las condiciones de la carretera y del tránsito que reducen la aptitud de las mismas para dar cabida al tránsito. A continuación se describe el método general para determinar la capacidad de una carretera en condiciones de flujo ininterrumpido, se calcula primero la de la carretera en condiciones ideales y luego se aplican los factores de ajuste empírico apropiados para incluir las condiciones prevalecientes de la carretera y del tránsito. Puede definirse la *capacidad* de un tramo de carretera dado (de dos o tres carriles y con tránsito en uno o dos sentidos), como la razón horaria máxima para la cual se puede esperar razonablemente que los vehículos pasen por un punto o una sección uniforme de un carril o de un camino durante un tiempo dado bajo las condiciones predominantes de la carretera, del tránsito y del control (4).

En condiciones de carretera y tránsito similares, el volumen de vehículos que puede circular en el tramo es fijo, pero existe una serie de volúmenes más bajos que pueden ocurrir en condiciones de operación diferentes. Ope-

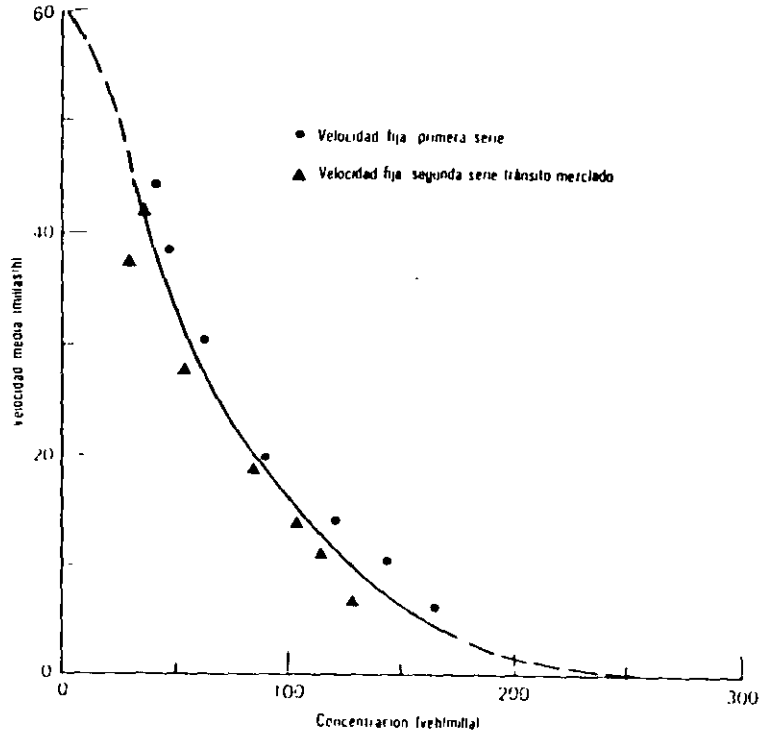


FIGURA 5-9 Curva de la concentración de la velocidad para un tramo recto en el Laboratorio Británico de Investigación de Caminos. (Cortesía de *Transportation Research Board*.)

rando a la capacidad máxima se obtiene el volumen máximo, pero conforme disminuye el volumen y el congestionamiento, mejora el nivel de servicio.

El *nivel de servicio* es una medida cualitativa que describe las condiciones operativas dentro de una corriente de tránsito y cómo las perciben los conductores, los pasajeros o ambos (4). Los niveles de servicio se dividen en seis categorías, desde la A hasta la F, que representan el total de condiciones de manejo, desde la mejor hasta la peor, en ese orden. Los niveles de servicio miden cualitativamente el efecto de factores como el tiempo de viaje, la velocidad, el costo y la libertad de maniobra, los que, en combinación con otros factores, determinan el tipo de servicio que una instalación proporciona al usuario bajo las condiciones establecidas. Con cada nivel de servicio se define un, *flujo vehicular de servicio*. Éste es el volumen máximo que puede circular en un tramo de carril o de carretera dados en tanto que se mantienen las condiciones de operación al nivel de servicio especificado.

Los niveles de servicio se han basado tradicionalmente en la relación que existe entre la velocidad de operación y la relación volumen–capacidad

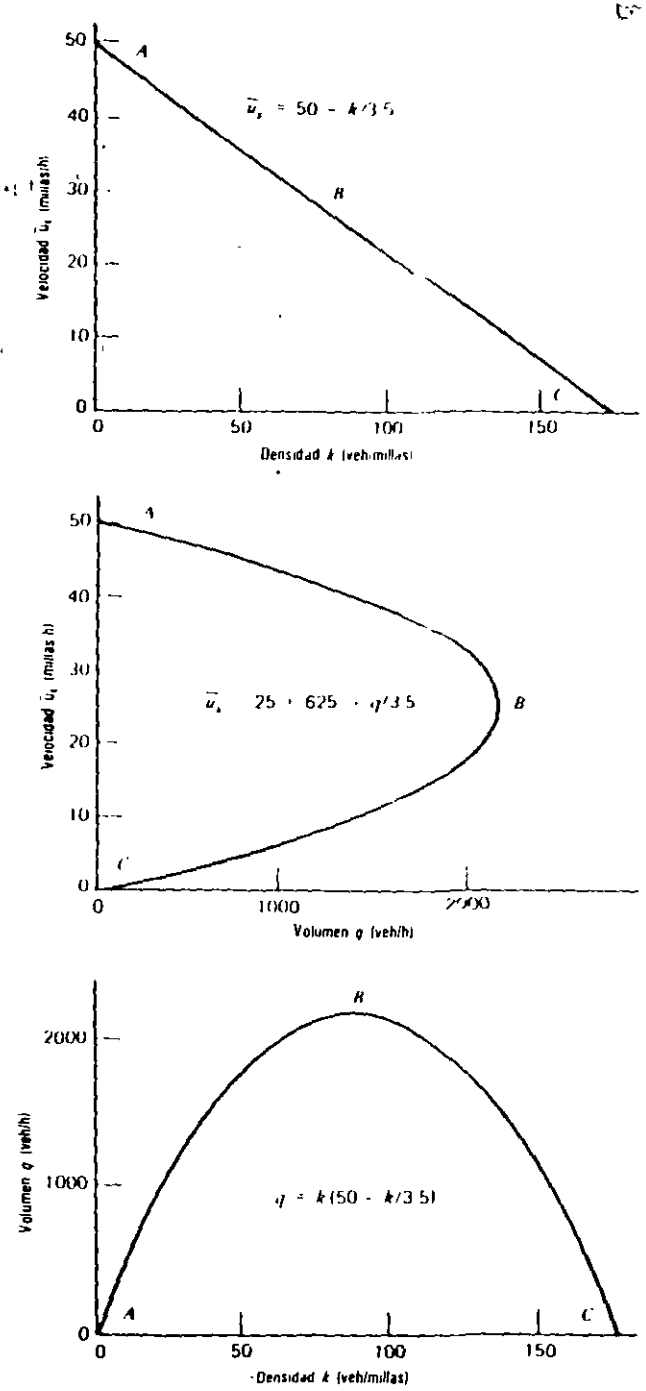


FIGURA 5-6 Relación teórica entre el flujo, la densidad y la velocidad

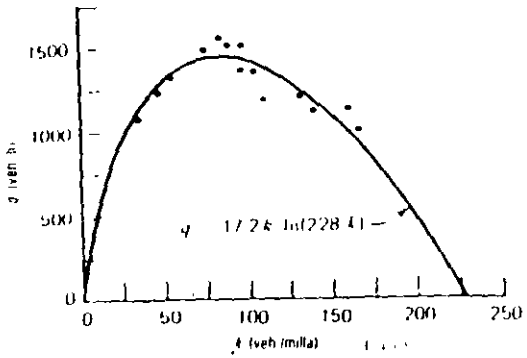


FIGURA 5-7 Diagrama logarítmico de la concentración del flujo. (Cortesía de *Trans portation Research Board*.)

Para los datos representados en la figura 5-7, u_f = 17.2 vehículos/h/milla y k_j = 228 vehículos/milla.

5-6 Capacidad de las carreteras

Aun con carreteras en condiciones ideales (por ejemplo una pista de pruebas) el volumen de tránsito tiende a alcanzar un punto máximo a una velocidad relativamente baja (véase la figura 5-8). Este fenómeno, que tal vez sorprenda a los legos, se debe al hecho de que la distancia que guarda el conductor promedio cuando viaja detrás de otro vehículo no varía linealmente con el aumento de la velocidad (8). Expresado de otra manera la densidad del tránsito disminuye exponencialmente al aumentar la velocidad, como se ilustra en la figura 5-9. En la ecuación (5-6) el incremento en la velocidad tiende a incrementar el volumen, pero este efecto se neutraliza con la disminución concomitante en la densidad.

Otro factor que limita al número de vehículos que pasa por un punto es el hecho de que ciertos vehículos interfieren con la marcha de otros. Este efecto se observa con mayor claridad en las carreteras de dos carriles. Con un volumen de tránsito bajo, el conductor de un vehículo puede elegir libremente la velocidad a la que desea viajar. Conforme aumenta el volumen del tránsito los vehículos más lentos afectan la marcha de los demás. Al aumentar la densidad del tránsito, finalmente se alcanza un punto en el que todos los vehículos avanzan a la velocidad de los vehículos más lentos. Esta situación indica que se ha alcanzado la capacidad máxima. Por lo tanto, la capacidad de una carretera se mide por su aptitud para dar cabida al tránsito y normalmente se expresa como el número de vehículos que puede pasar por un punto determinado durante un período especificado y a una velocidad dada.

capítulo cinco

CARACTERÍSTICAS DEL TRÁNSITO

El ingeniero de caminos debe conocer las características del tránsito, ya que esto le será útil durante el desarrollo de carreteras y planes de transporte, en el análisis del comportamiento económico, en el establecimiento de criterios de diseño geométrico, en la selección e implantación de medidas de control de tránsito y en la evaluación del desempeño de las instalaciones de transporte. Se han empleado muchas medidas para describir la calidad y cantidad del flujo del tránsito. En este capítulo, se presenta la información acerca de aquellas características del flujo que determinan fundamentalmente la planeación, el diseño y la operación de las carreteras e instalaciones de transporte; estas características son: el tránsito, la velocidad, el tiempo de recorrido, el volumen y la densidad. En una sección acerca de la capacidad de las carreteras, se analizarán las maneras para estimar la aptitud de diferentes obras para dar cabida al flujo de tránsito. Por último se tratará sobre la descripción de la naturaleza y la gravedad del problema de los accidentes en carretera y se examinarán sus causas.

CARACTERÍSTICAS DEL FLUJO DE TRÁNSITO

5-1 Velocidad y tiempo de recorrido

La velocidad de viaje es una medida simple que se usa comúnmente para determinar la calidad del flujo de tránsito. En términos generales, la velocidad es la distancia total recorrida dividida entre el tiempo de recorrido. Por lo común, la velocidad se expresa en millas por hora o pies por segundo. Su inverso, el tiempo de recorrido, normalmente se expresa en minutos por milla.

	Sistema A	*Sistema B*
Costo primario	$3500	$8500
Mantenimiento rutinario anual	300	200
Costos de reparación después de cada colisión	1200	Ninguno
Vida	20 años	20 años
Valor de rescate	1000	2500

4-7 Se ha estimado que los beneficios de un cierto proyecto de carretera son de 12 000 dólares en el primer año y de 30 000 dólares en el año 21. Si se supone una tasa de crecimiento uniforme y una tasa de interés de 9 por ciento, calcúlese el valor presente de los beneficios en un periodo de análisis de 20 años.

REFERENCIAS

1. American Association of State Highway Officials. *Road User Benefit Analyses for Highway Improvements*. Washington, D.C. (1952).
2. Winfrey, Robley. *Economic Analysis for Highways*. International Textbook, Scranton, Pa. (1968).
3. Claffey, P. J. *Running Costs of Motor Vehicles as Affected by Road Design and Traffic*. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) Report No. 111, Washington, D.C. (1971).
4. Winfrey, R., and Zellner, C. *Summary and Evaluation of Economic Consequences of Highway Improvements*. NCHRP Report No. 122. Washington, D.C. (1971).
5. Curry, D. A., and Anderson, D. G. *Procedures for Estimating Highway User Costs, Air Pollution and Noise Effects*. NCHRP Report No. 133. Washington, D.C. (1972).
6. Anderson, D. G., Curry, D. A., and Pozdena, R. J. *Use Benefit Analysis for Highway and Bus Transit Improvements*. Final Report NCHRP Project 2-12, Stanford Research Institute, Menlo Park, Calif. (published as *A Manual on User Benefit Analysis of Highway and Bus-Transit Improvements, 1977* by the American Association of State Highway and Transportation Officials).
7. *Accident Facts, 1985 Edition*. National Safety Council, Chicago (1985).
8. *Estimating the Cost of Accidents 1983*. National Safety Council Bulletin, Chicago (1983).
9. Cribbins, P. D., Arey, J. M., and Donaldson, J. K. Effects of Selected Roadway and Operational Characteristics Accidents on Multi Lane Highways. *Highway Research Record No. 188* (1967).
10. Dart, Olin K., and Mann, Jr., Lawrence. Relationships of Rural Highway Geometry to Accident Rates in Louisiana. *Highway Research Record No. 312* (1970).
11. Kihlberg, J. K., and Tharp, K. J. Accident Rates as Related to Design Elements of Rural Highways. NCHRP Report No. 47, Washington, D.C. (1968).
12. Grant, Eugene L., and Ireson, W. Grant. *Principles of Engineering Economy*, 7th ed. Wiley, New York (1982).
13. *Highway Capacity Manual*. Transportation Research Board Special Report No. 209, (1985).
14. *Code of Federal Regulations*. Title 23, Part 771.

15. *Federal-Aid Highway Program Manual*. Vol. 7, Chap. 7, Federal Highway Administration. Washington, D.C.
16. *Intergovernmental Review of Federal Programs*. Executive Order 12372. *Federal Register*, Vol. 48, No. 16, January 24, 1983.
17. Schultz, T. J., Bolt Beranek and Newman, Inc. *Noise Assessment Guidelines Technical Background*. Prepared for U.S. Department of Housing and Urban Development. Washington, D.C. (1972).
18. *Guide on Evaluation and Attenuation of Traffic Noise*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1974).
19. *Highway Noise—A Design Guide for Highway Engineers*. NCHRP Report No. 117, Highway Research Board, Washington, D.C. (1971).
20. *Fundamentals and Abatement of Highway Traffic Noise*. Federal Highway Administration, National Highway Institute, Washington, D.C. (3 vols.). Vol. 1 (1973), Vol. 2 (1974), and Vol. 3 (1974).
21. Snow, C. H. *Highway Noise Barrier Selection, Design, and Construction Experiences—A State of the Art Report—1975*. Implementation Package 76-8, Federal Highway Administration. Washington, D.C. (1976).
22. *Fundamentals of Air Quality*. Implementation Package 76-5 prepared for the Federal Highway Administration by Gremer Engineering Sciences, Inc., Baltimore, Md. (1976).

limitada un tramo en corte, en el que los contaminantes queden atrapados y se acumulen.

Velocidades de operación. Como ya se mencionó, las emisiones contaminantes de los vehículos dependen de la velocidad. Conforme aumentan las velocidades de operación en un tramo de carretera dado, disminuyen las emisiones de monóxido de carbono e hidrocarburos, en tanto que aumentan los de óxidos de nitrógeno. Los cambios en la velocidad contribuyen a emisiones mayores, ya que las de HC y NO_x que corresponden a la aceleración son significativamente más altas que las que se obtienen a una velocidad constante.

Entronques e intersecciones. La existencia de entronques y rampas afecta las velocidades de operación. Generalmente, los entronques direccionales en las autopistas permiten un flujo más uniforme y requieren de menor número de cambios de velocidad y, por lo tanto, provocan menos emisiones que los entronques en trébol o en diamante.

En las intersecciones a nivel se generan cantidades importantes de emisiones, debido principalmente a los cambios en la forma de conducir originados por la desaceleración, aceleración y marcha en vacío de los vehículos. En términos generales, las estrategias que mejoran el flujo del tránsito contribuyen también a disminuir el volumen total de emisiones.

Operación. Las estrategias de gestión del sistema de transporte, pueden contribuir a la reducción de las emisiones de contaminantes, mediante acciones que generen un flujo uniforme del tránsito en arterias y autopistas. Por ejemplo un sistema de semáforos sincronizados contribuye a reducir las emisiones al disminuir los tiempos de demora de los vehículos y aumentar las velocidades de circulación. Si se reemplazan las señales de alto por señales de "ceda el paso", o si se permite la vuelta a la derecha con luz roja, aumenta la velocidad promedio de los vehículos, lo que da por resultado una disminución en las emisiones de CO y HC. En las autopistas, las rampas de distribución y las diferentes señales con información y avisos pueden reducir las congestiones, y en consecuencia, reducir también las emisiones.

OTRAS REPERCUSIONES DE LAS CARRETERAS

Además de las mencionadas, las mejoras a las carreteras producen muchos otros impactos sociales y ambientales; los cuales deben considerarse como parte del proceso de evaluación entre éstos se encuentran:

1. **El impacto en el uso del suelo.**
2. **Los impactos hidrológicos, incluyendo inundaciones y desviaciones de los cursos de agua.**
3. La contaminación del agua, incluyendo erosión de los suelos.
4. Los impactos ecológicos.

Es lamentable que las limitaciones de espacio impidan una explicación más amplia de estas repercusiones de las carreteras.

PROBLEMAS

4-1 Determine los costos básicos del tramo para autos de pasajeros utilizando una carretera de múltiples carriles bajo las siguientes condiciones:

- Velocidad de proyecto = 60 millas/h
- Relación volumen/capacidad = 0.7
- Nivel de servicio = *B*.
- Pendiente = 2 por ciento
- Curvatura = 6°

4-2 Calcule los costos de transición de un tramo en un solo sentido para la carretera descrita en el problema 4-1 dado que la velocidad promedio de recorrido en un tramo adyacente es de 55 mph.

4-3 El volumen de tránsito a lo largo del acceso de una cierta intersección es de 600 autos de pasajeros por hora. Determine el costo debido a las detenciones (excluyendo la marcha en vacío) en la intersección bajo las siguientes condiciones:

- Flujo de saturación = 1650 vehículos/h
- Duración del ciclo del semáforo = 60 seg
- Tiempo de duración de la luz verde = 33 seg
- Velocidad de acceso = 45 millas/h

4-4 Para las condiciones descritas en el problema 4-3, determine los costos debidos a la marcha en vacío.

4-5 Se ha planeado que un cierto proyecto de carretera tenga un costo de inversión inicial de 1.2 millones de dólares. Se estima que los beneficios de los usuarios de la instalación (ademas de los costos de mantenimiento) sean de 87 000 dólares por año durante su vida útil de 20 años. Al final del período de 20 años el valor residual (de rescate) será de 200 000 dólares. Tomando como base el concepto del valor presente ¿Debera construirse el proyecto? Si se supone una tasa de interés (de descuento) de 8 por ciento ¿Cuál es la razon beneficio/costo?

4-6 Una dependencia de carreteras esta evaluando dos sistemas alternativos de absorción de energía para disminuir la gravedad de los choques contra las columnas de los puentes y otros objetos fijos peligrosos, estos sistemas se esbozan a continuación. El sistema *A* tiene un bajo costo inicial, pero requiere muchas reparaciones despues de cada colisión. El sistema *B* tiene un alto costo inicial, pero necesita muy poco mantenimiento. La expectativa de que ocurran colisiones es de una cada dos años para cada dispositivo. Tomando como base el concepto del valor presente ¿cual es el sistema elegido? Utilice una tasa de interés anual de 10 por ciento.

Las condiciones fuera de lo común pueden requerir de análisis especiales que conduzcan a adoptar en los proyectos niveles de ruido diferentes a los indicados antes.

4-15 Atenuación del ruido

Los ingenieros de carreteras pueden reducir el impacto del ruido de las carreteras sobre las actividades humanas de tres formas:

1. Disponiendo una zona de amortiguamiento entre la carretera y las actividades en los terrenos adyacentes.
2. Modificando el alineamiento horizontal o vertical de la carretera.
3. Proporcionando una protección contra el ruido.

El ruido tiende a esparcirse uniformemente conforme se aleja del origen y el nivel del sonido decrece más o menos a una razón de 6 dB cada vez que se duplica la distancia. Por lo tanto, disponer de una zona amortiguadora entre la carretera y los usuarios de los terrenos adyacentes constituye una forma eficaz para atenuar el ruido. La adquisición de una franja adicional de derecho de vía puede resultar costosa y no justificarse solamente con el propósito de atenuar el ruido. No obstante, dichas áreas sirven para otros propósitos, como calzadas para bicicletas, banquetas peatonales, zonas de seguridad vial para recuperarse de las fallas mecánicas, etc.

Los proyectistas pueden reducir considerablemente el impacto del ruido de las nuevas carreteras orientando el trazo de modo que evite las áreas sensibles al ruido. Se pueden disminuir los niveles del ruido a lo largo de las áreas adyacentes disponiendo carriles independientes para cada sentido de tránsito, y aprovechando las particularidades naturales que permitan atenuar el ruido (18). El mismo efecto puede obtenerse modificando la altura hacia arriba o hacia abajo de ciertos tramos de la calzada o reduciendo la pendiente de la carretera.

Se ha utilizado una gran variedad de protecciones y barreras contra el ruido para disminuir su impacto en los terrenos adyacentes. Entre éstas se encuentran: 1) bermas de tierra, 2) paredes de troncos, 3) paredes de concreto y mampostería, 4) paredes metálicas, 5) pantallas vegetales, y 6) estuco y cerca de alambre. La experiencia indica que con una barrera bien diseñada se obtiene una atenuación del ruido de 10 dBA más o menos.

A continuación se esbozan algunos principios generales para diseñar barreras contra el ruido:

1. **Las barreras deben ser suficientemente altas y largas para interceptar la línea visual entre la fuente y el observador.** Es especialmente importante que la barrera sea bastante alta para que proteja contra el ruido del escape de los camiones. Para lograr esto sin sacrificar la estética algunos organismos han construido barreras combinadas que consisten de una berma sobre la cual se apoya algún tipo de pared vertical.
2. Para ser más eficaces, las barreras deben construirse para "dar sombra" a un sonido fuerte. Por lo general, esto implica colocar la barrera cerca de la fuente o bien cerca del receptor. Debe tenerse en cuenta que las barreras contra el ruido son objetos fijos, que si se colocan cerca de los carriles de tránsito pueden resultar peligrosos. Por esta y otras razones es frecuente que las barreras se localicen cerca del límite del derecho de vía.
3. Las barreras deben construirse de materiales compactos que no permitan el paso del aire a través o por debajo de ellos, ya que esto provoca fugas de ruido.
4. En busca de la aceptación de la comunidad, las barreras deberán hacerse lo más atractivas posible, también deben ser compatibles con la arquitectura local y armonizar con el paisaje.

En la referencia 21 se da información adicional sobre la selección, diseño y construcción de las barreras contra el ruido.

CALIDAD DEL AIRE EN LAS CARRETERAS

La contaminación del aire puede significar el impacto ambiental más grave que provoca el transporte en carretera. Es un problema complejo y es posible que sólo se pueda evaluar y controlar mediante la intervención de especialistas ambientales muy experimentados. En esta obra no se pretende explicar detalladamente el tema. En esta sección se incluirá un breve análisis del problema de la contaminación del aire y de la forma en que los ingenieros de carreteras pueden disminuir su impacto. Para obtener información adicional, se sugiere consultar la publicación *Fundamentals of Air Quality* (22) de la FHWA la cual ha servido como fuente principal de referencia para el presente material.

4-16 Contaminación del aire

Los contaminantes del aire en la atmósfera pueden ser naturales o fabricados por el hombre. La Agencia de Protección Ambiental ha estimado que durante 1974 se produjeron en Estados Unidos 198 millones de toneladas de contaminantes al aire. El 50 por ciento de esta cantidad fue producida por los transportes.* Los contaminantes del aire pueden agruparse en cin-

* Las fuentes de transporte incluyen todos los vehículos de motor de carretera más los no utilizan carreteras, como aeronaves, ferrocarriles, botes y maquinaria industrial [illegible] es móviles que [illegible] y para la agricultura.

tante, la respuesta del oyente al ruido no depende del nivel total de presión del sonido no ponderado. Como se indicó en un principio, el oído humano es por lo general más sensible a los sonidos de frecuencia relativamente alta.

El *nivel de sonido ponderado A* fue ideado para representar mejor la respuesta subjetiva de las personas frente al sonido. En la red de filtro ponderado A se eliminan las frecuencias más bajas en forma similar al oído humano. El nivel de sonido ponderado A, medido en decibeles (dBA), es la escala aceptada para medir los ruidos del transporte por carretera.

El grado de molestia que siente una persona a causa del ruido depende en gran medida de la duración de éste. La molestia temporal se origina por el intervalo que dura un ruido por su carácter repetitivo y por el tiempo de ocurrencia. Evidentemente, cuanto más dure un ruido y más frecuentemente se repita, mayor es la interrupción de la actividad humana y más clara la molestia.

Un factor que da una buena idea tanto de la magnitud como el patrón de fluctuación del ruido es el nivel del percentil 10, L_{10}, es decir, el nivel de ruido que excede al 10 por ciento del tiempo[18]. Tomando como referencia la figura 4-5, el nivel de ruido L_{10} es el valor para el cual la suma de los deltas es igual al 10 por ciento del tiempo total considerado, T_t.

Por razones obvias, el ruido tiende a ser más molesto durante las horas de la tarde y de la noche que durante el día. La necesidad de silencio es mayor durante las horas de sueño y durante los períodos en que hay menos

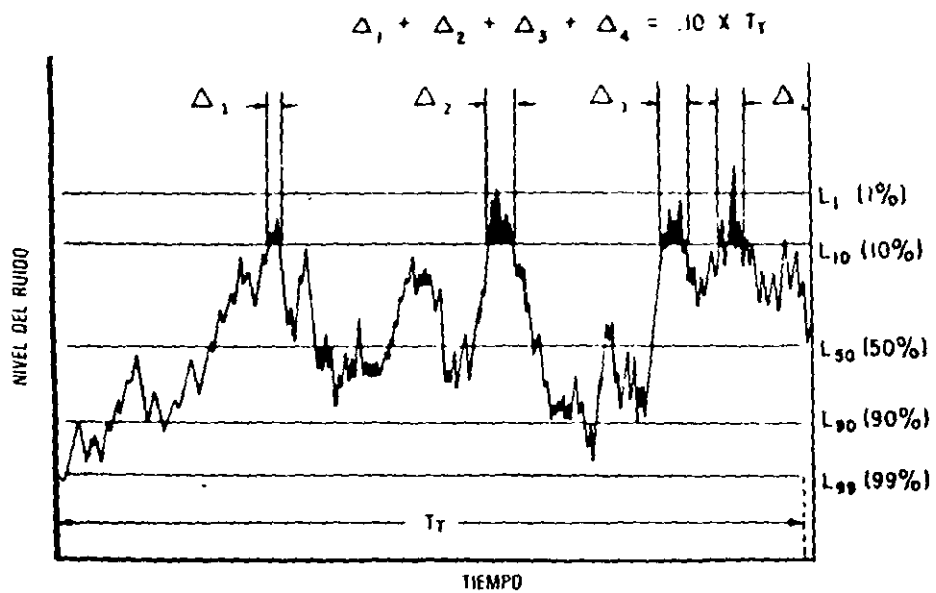


FIGURA 4-5 Medidas estadísticas del ruido. (Cortesía de *American Association of State Highway and Transportation Officials*)

ruido de otras fuentes, los ruidos debidos del tránsito tienden a ser más molestos que los de volumen más alto de las horas diurnas.

4-14 Estudios y especificaciones del ruido

La AASHTO [19] recomienda que se hagan estudios de ruido durante la etapa de ubicación de los trazos alternativos que se consideran en los proyectos de carreteras. Una de las primeras medidas que debe considerar un proyecto, es la determinación de los usos presente y futuro de los terrenos adyacentes a la carretera y la identificación de áreas sensibles al ruido.

Las mediciones de campo, utilizando tiempos y localizaciones representativas, permiten conocer los niveles de ruido, y éstos tienen una utilidad especial en las áreas y horas potencialmente sensibles al ruido. Existe una gran variedad de equipo con diferentes niveles de sofisticación y no todas las dependencias dedican el mismo esfuerzo a los estudios sobre el ruido. En la referencia 19 se dan los procedimientos detallados para efectuar estas medidas.

La predicción de los niveles futuros de ruido es una tarea compleja en la cual deben considerarse los efectos de un gran número de parámetros, como son el volumen y la composición del tránsito, aceleraciones y velocidades, la pendiente de los caminos, la topografía, la existencia y clase de barreras, y la distancia entre la carretera y el área afectada. En las referencias 19 y 20 se dan algunas guías para la predicción de los niveles futuros de ruido.

La AASHTO[18] ha establecido las especificaciones para evaluar el impacto del ruido que produce una carretera sobre la utilización o actividades en los terrenos próximos. Las especificaciones proporcionan un criterio para la elección de medidas apropiadas que atenúen el ruido. Los siguientes niveles de ruido L_{10} exterior se recomiendan para los usos y actividades indicados de los terrenos:

Categoría	*Descripción*	*Nivel de ruido*
A	Terrenos en los cuales la serenidad y quietud son de extraordinario significado; la conservación de estas cualidades es esencial si el área continuará al servicio del objetivo propuesto	60 dBA (exterior)
B	Áreas para días de campo, zonas recreativas, campos de juego, áreas de deportes activos, parques, residencias, moteles, hoteles, escuelas, iglesias, bibliotecas y hospitales	70 dBA (exterior)
C	Terrenos urbanizados, propiedades o actividades no incluidas en las categorías A y B anteriores	75 dBA (exterior)
D	Terrenos sin urbanizar	
E	Residencias, moteles, hoteles, salas de reuniones públicas, escuelas, iglesias, bibliotecas, hospitales y auditorios	55 dBA (interior)

de controlar el ruido en las carreteras. Primero, se explicarán las características y medición del ruido y después se examinarán algunos programas para reducir los niveles de ruido y para suavizar sus efectos dañinos.

4-13 Características y medidas del ruido

Se define el ruido como un sonido excesivo o indeseable. Es indeseable porque molesta, interfiere con la conversación, interrumpe el sueño, y llega al extremo de ser un peligro para la salud pública. El sonido ya sea estridente o inaudible, es producido por vibraciones en el aire, agua, u otras sustancias. Cuando un objeto vibra, produce variaciones rápidas de pequeña escala en la presión atmosférica normal. Esta alteración se propaga a partir de la fuente, según un patrón esférico repetitivo a una velocidad (en el aire) de aproximadamente 1,100 pies/seg. (340 m/seg). Puede ser reflejado, absorbido parcialmente o atenuado antes de que llegue al tímpano para producir la sensación de sonido.

El ruido se caracteriza por su *nivel de sonido*, su espectro de frecuencia, y su variación a través del tiempo. El término nivel de sonido se refiere a una medida física que corresponde a la concepción subjetiva del volumen por parte de los oyentes. Es una función de la magnitud de las fluctuaciones de la presión sobre la presión barométrica del aire en el ambiente. Se puede hacer referencia a la fuerza de estas fluctuaciones en términos de diferentes variables, las más comunes son la *intensidad de sonido* y la *presión del sonido*.

La intensidad del sonido (también llamada densidad de potencia del sonido) es la cantidad media de energía de sonido transmitida a través de una unidad de área perpendicular a la dirección de propagación del sonido, medida normalmente en picowatts (10^{-12} watts) por metro cuadrado. El oído humano puede detectar sonidos de intensidades tan bajas como picowatt y tolerar intensidades tan altas como 10^{13} picowatts. Debido a las dificultades de tratar con tan amplio rango de números, se utiliza una medida logarítmica llamada decibel (dB) la cual se utiliza para describir el nivel del sonido. La intensidad del sonido, expresada en dB es:

$$\text{Intensidad del sonido} = 10 \log_{10} \left(\frac{I}{I_0} \right) \qquad (4\text{-}12)$$

donde

I = intensidad del sonido (picowatts/m^2)

I_0 = 1 picowatt/m^2, intensidad de referencia estándar que representa aproximadamente la más baja intensidad de sonido audible.

En virtud de que no existe un instrumento para medir directamente el nivel de potencia de una fuente, se utiliza la presión del sonido para medir la magnitud de las alteraciones en el nivel; en condiciones normales la presión es proporcional a la raíz cuadrada de la potencia del sonido. La presión del sonido expresada en decibeles, se calcula como sigue:

$$\text{presión del sonido} \quad 10 \log_{10} \left(\frac{P}{P_0} \right)^2$$

$$20 \log_{10} \left(\frac{P}{P_0} \right) \qquad (4\text{-}13)$$

donde

P = media cuadrática de la presión del sonido, expresada normalmente en newtons/m^2

P_0 = 20 micro newtons/m^2 o 0.0002 dinas/cm^2, una referencia estándar de la presión correspondiente al sonido audible más débil

El nivel de sonido se mide con un medidor de nivel de sonido el cual consta de un micrófono (el cual convierte el patrón de las fluctuaciones de la presión del sonido en una forma similar al voltaje eléctrico) amplificadores y un voltímetro que está calibrado normalmente para leerse en decibeles. En la práctica, la escala en decibeles parte de cero, que representa el umbral del sentido auditivo, hasta 140 dB, que es el punto donde principia el dolor. Por cada incremento de 10 dB, se duplica el volumen aparente del sonido.

El volumen aparente de un sonido depende también de la *frecuencia* del sonido. La frecuencia es la tasa de ocurrencia de las fluctuaciones de la presión del sonido, expresada por lo común en ciclos por segundo o hertz (Hz). La frecuencia determina el tono del sonido, a mayor frecuencia corresponde un tono más elevado. El oído humano normal puede escuchar sonidos con frecuencias de 20 a 20 000 Hz, pero es más sensible a los sonidos que se encuentran entre la frecuencia media y la alta.

> La mayoría de los ruidos se forman de una mezcla de componentes con frecuencias diferentes, el sonido de un tractor/remolque de diesel que circula a gran velocidad en una carretera, combina el tono alto del zumbido de las llantas y el estruendo de tono bajo del motor y escape, los cuales puede distinguir fácilmente el oído. . Por otro lado, una llanta tocada suavemente, produce un tono casi puro que contiene una sola frecuencia prominente. La forma en que los componentes de un ruido se distribuyen en la frecuencia, influye en el juicio subjetivo de "calidad" que hacen nuestros oídos (17).

Se han utilizado una gran cantidad de escalas para expresar los niveles de ruido. Una de las técnicas más sencillas y más directas de medición del ruido, consiste en medir el *nivel de presión total del sonido* que está relacionado a la energía total del sonido en el rango de frecuencia audible. No obstante

TABLA 4-1 Contenido de una declaración sobre impacto ambiental

1 Descripción de la acción propuesta y alternativas consideradas
   Localización, tipo y longitud de la carretera terminales, números de carriles, ancho del derecho de vía.
   Otras características del proyecto, tales como el alineamiento horizontal y vertical, estructuras, etc.
   Deficiencias en los medios existentes, beneficios anticipados.
2 Planeación sobre el uso del suelo
   Descripción del proceso de planeación para el área
3 Probable impacto de la acción propuesta sobre el ambiente
   Impactos sobre recursos naturales, ecológicos y escénicos
   Reubicación de individuos y familias
   Impacto social
   Impacto sobre la calidad del aire
   Impacto del ruido.
   Impacto sobre la calidad del agua
   Impacto de la construcción
4 Alternativas a la acción propuesta
5 Probables efectos ambientales adversos que no puedan ser evitados
6. Relación entre el uso del medio ambiente del hombre a corto plazo y el mantenimiento e intensificación de la productividad a largo plazo
7 Recursos irreversibles e irrecuperables comprometidos
8 Impacto sobre las propiedades y sitios de significancia histórica y cultural
9 Resumen de coordinación, público y minorías involucradas

tros. Después de recibir comentarios y recomendaciones sobre el borrador de EIS y de hacer las modificaciones apropiadas, la dependencia somete, para su revisión y aprobación, una EIS final a las oficinas regionales o a las centrales con Washington de la FHWA.

La sección 4(f) de la *Department of Transportation Act* requiere un informe de la sección 4(f). El informe se relaciona con el uso propuesto de terrenos de propiedad pública de un parque, un área recreativa o un refugio para la vida silvestre. Con objeto de que por tales terrenos se tracen carreteras, la declaración 4(f) debe establecer que

1. No hay otra posibilidad factible y prudente al uso de tal terreno.
2. El programa propuesto incluye toda la planificación posible para reducir el daño al terreno, en lo que toca a la situación 4(f) que resulte de tal uso.

En la planificación y realización de proyectos de carretera complejos, la FHWA fomenta la preparación de informes sobre el impacto en el ambiente por niveles. El primer nivel se centra en aspectos amplios, como la elección del modo, la ubicación general y la calidad del aire de toda la zona

y las secuelas en el uso del suelo al modificar las opciones de transporte. El segundo nivel es específico del sitio y describe detalladamente las consecuencias del proyecto, así como las medidas para mitigar los efectos perjudiciales.

4-12 Coordinación y participación del público

Las dependencias estatales de carreteras de E.U.A. celebran audiencias públicas para brindar a las personas interesadas la oportunidad de participar en el proceso de determinar la necesidad de una carretera y su ubicación. Para las carreteras de ayuda federal, normalmente se necesitan una o más audiencias públicas para los proyectos propuestos.

1. Si se requieren cantidades importantes de derechos de vía.
2. Si hay un cambio importante en la red de los caminos que conecta o no el proyecto.
3. Si hay efectos adversos en la propiedad limítrofe.
4. Si la propiedad tiene repercusiones sociales, económicas o ambientales significativas desde otros puntos de vista.

En estas audiencias, un representante de la dependencia estatal de carreteras explica el objetivo y la necesidad del proyecto, sus principales características de diseño, las consecuencias sociales, económicas y ambientales y las medidas planeadas para mitigar tales efectos. La dependencia también debe aceptar declaraciones orales y escritas del público y consultar con los ciudadanos en las diferentes etapas de los proyectos con apoyo federal.

En las etapas iniciales de la construcción de todos los proyectos importantes de carreteras de ayuda federal, la oficina u organismo estatal de carreteras responsable deberá notificar el proyecto y planes disponibles al centro de información estatal o del área metropolitana. Después, el centro de información da a conocer el proyecto a otros organismos interesados y solicita sus comentarios sobre el trabajo propuesto. Este mismo proceso se utiliza para los programas anuales que proponen proyectos futuros. El proceso de coordinación es conocido como la "notificación A 95", llamada así por la circular de la *U.S. Office of Management and Budget*" en que se exigía. Actualmente se llama *Intergovernmental Review of Federal Programs* (Revisión Intergubernamental de Programas Federales." Varios organismos federales han publicado otras reglas en el *Federal Register* en cumplimiento de la orden ejecutiva 12372 (16).

CONTROL DEL RUIDO EN LAS CARRETERAS

En las secciones siguientes, se analizan los impactos ambientales comunes de las carreteras. El primer impacto que se percibe es que [illegible] más difícil

aire. En 19[illegible] Congreso aprobó la ley de Control de Vehículos de Motor con la cual se [illegible]ció el control sobre los fabricantes de vehículos de motor exigiéndoles la instalación de dispostivos para el control de la contaminación del aire en todos los vehículos nuevos. A partir de entonces se han emitido otras leyes que aumentaron la responsabilidad de las dependencias estatales y federales en el control de la contaminación del aire.

En 1970, el Congreso aprobó la *Uniform Relocation Assistance and Real Property Acquisitions Policies Act* (Ley de Políticas de Adquisición de Propiedad y de Ayuda para la Reubicación Uniforme) en un esfuerzo para establecer un tratamiento uniforme para todas las personas afectadas por los proyectos públicos financiados con fondos federales. La ley establece políticas y procedimientos estándar para determinar una compensación justa, negociar con los propietarios, tomar posesión de la propiedad y, cuando sea necesario, entablar juicios.

Como se indicó en el capítulo 1, en la ley de carreteras de ayuda federal de 1970 se ordena a la Secretaría del Transporte que publique las guías diseñadas para asegurar que se consideren apropiadamente los posibles efectos adversos, económicos, sociales y ambientales durante la planeación y desarrollo de los proyectos de carreteras de ayuda federal.

4-9 Políticas sobre el ambiente para carreteras federales

Como un medio para observar las diferentes leyes relacionadas con el ambiente, la FHWA ha promulgado reglamentos (11, 13) FHWA que especifican el proceso por el cual las dependencias de carreteras planifican y elaboran proyectos en cualquier sistema de carreteras de ayuda federal.

La política de la FHWA es, hasta donde sea posible, coordinar todas las investigaciones, estudios y consultas sobre el ambiente en un solo proceso. La dependencia pretende, además, que las decisiones sobre acciones propuestas se basen en una consideración balanceada de la necesidad de transporte seguro y eficiente y en objetivos nacionales, estatales y locales para proteger y magnificar el ambiente, conservar energía y revitalizar las áreas urbanas.

Otros aspectos de la política ambiental de la FHWA incluyen:

1. Participación del público en el proceso de planificación.
2. Aplicación de un enfoque interdisciplinario sistemático en el proceso de avance de la planificación.
3. Incorporación de medidas para mitigar los impactos adversos de los proyectos propuestos.

4-10 Documentación necesaria para los análisis con respecto al ambiente

La *Federal Highway Administration* define tres clases de acciones que prescriben el nivel de documentación necesaria en el proceso de planificación ambiental (14):

1. *Acciones de Clase I.* Requieren la preparación de una declaración sobre las repercusiones en el ambiente (*environmental impact statement*, EIS). Los ejemplos de proyectos de la clase I incluyen los caminos de acceso controlado; los proyectos con cuatro o más carriles en una nueva localidad y los proyectos principales cuya construcción requiera una gran cantidad de demolición, gran desplazamiento de personas o negocios o trastornos de los patrones del tránsito local.
2. *Acciones de Clase II* (exclusiones categóricas) que no requieren una declaración sobre las consecuencias en el ambiente o una evaluación con respecto al ambiente. Tales proyectos incluyen estudios de planificación y técnicos que no financien la construcción de instalaciones; la construcción de carriles para bicicleta y peatones, veredas e instalaciones; y la reconstrucción de la estructura de puentes existentes esencialmente con la misma alineación o en el mismo lugar.
3. *Acciones de Clase III*, en las que no se establece claramente el significado del impacto. Tales acciones requieren la preparación de una evaluación ambiental (*environmental assessment*, EA) que describa concisamente el efecto sobre el ambiente del trabajo propuesto y sus opciones o posibilidades. Esta evaluación sirve como base para decidir la naturaleza de análisis y documentación posteriores sobre el ambiente. Si la FHWA determina que un proyecto propuesto no tendrá un impacto significativo en el ambiente, se prepara una declaración con ese propósito. Este documento, llamado comprobación de que no hay repercusiones significativas, debe estar disponible a solicitud del público.

4-11 Declaraciones sobre las consecuencias en el ambiente

Debe prepararse una declaración para todas las acciones federales que tengan un "impacto significativo" en el ambiente. Para los proyectos de carreteras con apoyo federal, la FHWA determina la necesidad de un EIS basándose en estudios preliminares sobre el ambiente o cuando el análisis de la evaluación ambiental y los comentarios recibidos indican que los impactos esperados pueden ser significativos.

La declaración sobre el impacto en el ambiente es un informe escrito que contiene una evaluación de los efectos significativos previstos que la acción propuesta puede tener en la calidad del ambiente. El objetivo del EIS es asegurar que se dé atención cuidadosa a los aspectos ambientales y que tales aspectos se tomen en cuenta en la decisión de la dependencia de carreteras. En la tabla 4-9 se esboza el contenido de una declaración sobre las consecuencias en el ambiente.

Las declaraciones sobre el impacto en el ambiente se procesan en dos etapas. La dependencia de carreteras prepara y da a conocer un borrador de la declaración en una forma especial para las dependencias públicas, los grupos de particulares y personas para que la analicen y haga comenta-

tes: 1) millas recorridas anualmente por los autobuses en el sistema de autobuses, 2) tamaño del autobús, 3) salarios del conductor del autobús y 4) velocidad de servicio promedio. Anderson y colaboradores (6) obtuvieron una ecuación empírica por medio de la cual pueden estimarse los costos anuales de operación de los autobuses.

El valor presente de los beneficios a los usuarios por las mejoras al tránsito de autobuses debe compararse con el valor presente de los cambios en los costos del sistema de autobuses. Los beneficios del usuario deben exceder a los cambios en los costos del sistema (expresados ambos en sus valores presente) si se busca que el proyecto sea económicamente viable.

En esta obra sólo se presenta un esbozo del análisis económico relativo al tránsito de autobuses. Para obtener mayor información sobre esta materia, el lector deberá consultar la referencia 6.

CONSECUENCIAS SOCIALES Y AMBIENTALES DE LAS CARRETERAS

En años recientes, se ha incrementado la conciencia pública sobre el impacto que tienen las carreteras y otros proyectos públicos sobre el medio ambiente. En respuesta a esta inquietud el Congreso de Estados Unidos ha aprobado algunas leyes que introdujeron cambios fundamentales en el proceso de evaluación de las carreteras. En lo que resta del presente capítulo, se examinarán estas leyes junto con ciertos procedimientos y técnicas que se emplean para evaluar los impactos sociales y ambientales de las carreteras. En términos generales, es obligatorio seguir las guías de evaluación que se mencionan en este capítulo en los proyectos de las mejoras a las carreteras de ayuda federal, pero normalmente, se prescinde de ellas en los proyectos que se construyen con fondos locales o estatales.

4-8 Legislación sobre el ambiente

Las acciones legislativas de mayor trascendencia con respecto a la evaluación de las consecuencias sociales y ambientales de las carreteras, quedaron plasmadas en la ley del *Deparment of Transportation* de 1966, la *National Environmental Policy Act* de 1969 (ley sobre el medio ambiente), la *Clean Air Act* de 1963 (ley del aire limpio), (y las leyes subsecuentes que tratan sobre la contaminación del aire), la *Uniform Relocation Assistance and Real Property Acquisitions Polices Act* de 1970, (ley de ayuda para la reubicación uniforme y las políticas de adquisición de inmuebles y la *Federal-Aid Highway Act* de 1970, (ley de carreteras de ayuda federal).

En la ley del *Deparment of Transportation* (Oficina de Transporte) del 16 de octubre de 1966, la conservación de la belleza natural del campo se elevó a política nacional, declarando que deben realizarse esfuerzos especiales en ese sentido. La sección 4 (f) de esta ley establece que la Secretaría del Transporte no aprobará ningún programa o proyecto que afecte los terrenos de un parque público, las áreas de recreación, los refugios de fauna silvestre y aves acuáticas, o los sitios históricos, a menos de que no exista una alternativa viable y prudente para emplear otro terreno. Además, exige que los programas de transporte que utilicen terrenos de tales áreas incluyan todos los planes posibles para minimizar el daño ambiental.

En 1969, en la ley *National Environmental Policy* se declaró política nacional el uso, por parte del Gobierno Federal de todos los medios y medidas prácticos "para crear y mantener condiciones en las que el hombre y la naturaleza puedan coexistir en armonía productiva". Con objeto de desarrollar las guías para las dependencias afectadas por la ley, se estableció en la oficina ejecutiva del presidente un consejo sobre Calidad del Medio Ambiente compuesto por tres miembros. A continuación se cita la sección 102 de la ley, en la que se establecen los requerimientos que debe cubrir el informe del impacto ambiental.

> Sección 102. El congreso autoriza y ordena que en la mayor medida posible: 1) las políticas, reglamentos y leyes publicadas de Estados Unidos se interpreten y administren de acuerdo con las políticas declaradas en esta ley, y 2) todas las dependencias del Gobierno Federal deberán:
>
> (A) utilizar un enfoque sistemático interdisciplinario para asegurar el uso conjunto de las artes del diseño ambiental y de las ciencias naturales y sociales en la planeación y en las decisiones que pueden afectar el medio ambiente del hombre.
>
> (B) identificar y desarrollar métodos y procedimientos, aprobados por el Consejo sobre Calidad del Medio Ambiente establecido por el título II de esta ley, el cual verificará que las bellezas y valores ambientales, actualmente no cuantificables, se tomen en cuenta antes de tomar decisiones que sólo consideren los factores técnicos y económicos.
>
> (C) incluir en cada recomendación o informe elaborados con propósitos legislativos y en otras acciones federales trascendentes que afecten de manera importante la calidad del medio ambiente una exposición detallada por el funcionario responsable que considere:
>
> i el impacto ambiental de la acción propuesta.
>
> ii los efectos ambientales adversos que no podrían evitarse en caso de ejecutar la acción propuesta.
>
> iii las alternativas a la acción propuesta.
>
> iv la relación entre el uso a corto plazo del medio ambiente local del hombre, y el mantenimiento e intensificación de la productividad a largo plazo, y
>
> v el empleo irreversible de recursos no recuperables en la ejecución de la acción propuesta.

La ley Clean Air de 1963 alentó la implantación de vastos programas tanto locales como estatales, para controlar la contaminación del aire. En dicha ley se previó también el desarrollo de normas mínimas [illegible] reza del

de tran[illegible] entre los tramos, también cambiarán, la velocidad en las secciones anterior y posterior deberá especificarse (como en la tabla 4-5).

Cálculo de los costos de los usuarios

Los datos del tránsito y de las instalaciones permiten efectuar el cálculo de los costos de los usuarios en las rutas existente y propuesta, como se muestra en la tabla 4-6. Los costos unitarios de los usuarios (*CC*) se calculan a partir de la ecuación (4-9) utilizando los costos básicos del tramo (*B*), la longitud del tramo (*L*) y el costo de transición (*T*). En este ejemplo no se necesita calcular el costo de los retrasos en las intersecciones, y tampoco se han considerado aquí los costos inducidos por accidentes, pero si las tasas de accidentes fuesen conocidas y se previera una reducción sensible como el resultado de esta mejora, el costo unitario de los mismos se hubiera agregado a *B* antes de multiplicar por *L*. Los valores de *B* y *T* fueron tomados de las ecuaciones (4-11) y (4-12), empleando los datos del tránsito y de las instalaciones dados en las tablas 4-4 y 4-5. Se ha supuesto un valor unitario del tiempo de 3 dólares por hora por vehículo.

La determinación de *B* y *T* para la ruta existente (alternativa 0) en el año uno se describe a continuación. En la gráfica interior izquierda (velocidad flujo) de la figura 4-4 con una relación *v/c* de 0.50, y una velocidad de diseño de 50 millas/h se obtiene una velocidad de recorrido promedio de aproximadamente 36 millas/h y un tiempo de viaje correspondiente de 27.8 horas por cada millas-vehículo. El costo de recorrido en tangente a 36 millas/h en una pendiente a nivel (0 por ciento) es aproximadamente de 71 dólares por cada mil millas vehículo (KVM). El costo adicional por curvatura de 8 grados (figura 4-4) es aproximadamente de 20 dólares por KVM. El costo adicional debido a los cambios de velocidad para la relación *v/c* de 0.50 es aproximadamente de 3 dólares por KVM. Por lo tanto, el costo total de recorrido por KVM en la ruta existente es de alrededor de 94 dólares (71 + 20 + 3). Al agregar a esto el valor de tiempo total de aproximadamente 83.40 dólares (27.8 × 3 dólares por hora) por KVM se obtiene un costo unitario básico del tramo (*B*) para la ruta existente en el año uno de 177.40 dólares por KVM.

Tabla 4.6 Cálculo de CC

Alternativa	*Tramo*	*Año*	*Período*	$(B \times L)^a$	+ T =	*CC por KV*[b] en un sentido
0	*ab*	1	Hora típica	177.4 × 0.2	3.5	$38.98
1	*ab*	1	Hora típica	148.7 × 0.16	1.7	$25.49
0	*ab*	20	Hora típica	186.90 × 0.2	3.0	$40.38
1	*ab*	20	Hora típica	165.00 × 0.16	2.0	$28.40

[a] *B* y *T* están dadas en dólares; *L* en millas; 1 mi = 1.6093 km
[b] *KV* = miles de vehículos

Si en la gráfica de la figura 4-2 se considera una velocidad de 44 millas/h en el tramo anterior y 36 millas/h en el tramo que se está analizando se admite que el costo de transición adicional en un sentido es aproximadamente de 1.00 dólar por cada mil vehículos (KV). En forma similar, para la transición del tramo bajo análisis al siguiente, con una velocidad de 50 mph, el costo de transición, según la figura 4-2, es aproximadamente de 2.50 dólares por KV. El costo total de transición de un tramo en un solo sentido es en estos términos de 3.50 dólares por KV.

Un uso similar de las figuras 4-4 y 4-2 aplicado a la ruta propuesta en el primer año y a ambas rutas, la existente y la propuesta, en el año 20 da los correspondientes valores para *B* y *T*. La ausencia de curvas en la opción 1 produce la máxima reducción de los valores de *B* relativos a la opción 0, en tanto que la reducción en la magnitud de los cambios de velocidad entre los tramos reduce los valores de *T* para la alternativa 1 con respecto a la alternativa 0. En la tabla 4-6, multiplicando los costos básicos del tramo (*B*) por la longitud de éste (*L*) y agregando los costos de transición de los tramos se obtienen los costos de los usuarios (*CC*) de las posibilidades en un sentido por KV:

Cálculo de los beneficios de los usuarios

Los beneficios en los años representativos, primero y vigésimo, pueden calcularse a partir del costo del usuario estimado arriba (*CC*) aplicando la ecuación (4-11), como se muestra en la tabla 4-7.

Cálculo de los valores presentes y de las medidas económicas convenientes

Si se supone que los beneficios crecen a una tasa anual constante, pueden convertirse los beneficios en los dos años representativos en una estimación del valor presente de todos los beneficios mediante la aplicación de las ecuaciones (4-4) y (4-5). Utilizando la relación α de beneficios en el año 20o con respecto a los del año 1o (232 190/172 827 = 1.34), se obtiene la tasa de crecimiento del valor anual, $r = ln(\alpha)/19 = 0.0155$. Con la ecuación (4-4) y para un período de análisis supuesto de 25 años y una tasa de descuento del 4 por ciento, se obtiene un factor de valor presente PW_g de

TABLA 4.7 Cálculo de los beneficios de los usuarios [a]

Tramo	*Año*	*Período*	*Días por año* ×	*Horas por día en el período* ×	$(CC_a - CC_1) \times (V_0 + V_1)/2$ =	*Beneficio anual por sentido (dólares)*
ab	1	Hora típica	365	18	(38.98 − 25.49) × (1.9 + 2.0)/2	172 827
ab	20	Hora típica	365	18	(40.38 − 28.40) × (2.9 + 3.0)/2	232 190

[a] Los costos unitarios de los usuarios (*CC*) están expresados en unidades de dólares por cada mil vehículos y los volúmenes de tránsito (*V*) están expresados en unidades de miles de vehículos.

TABLA . Datos del proyecto

		Datos del tramo básico				
Alternativa	*Tramo*	*Longitud (millas)*[a]	*Carriles (en un sentido)*	*Pendiente*	*Curvatura*	*Velocidad de proyecto (mph)*[a]
0	*ab*	0.20	2	0%	8°	50
1	*ab*	0.16	2	0%	0°	60

[a] 1 mi = 1.6093 km

como se muestra, o más pequeño, como cuando el tráfico es desviado a partir de un tramo a una instalación nueva que es paralela)

Para contabilizar apropiadamente los beneficios para el tránsito ya sea inducido o desviado, así como para el tránsito continuo, se aplica la ecuación a cada tramo en la red de carreteras que está sujeta a análisis y se suman todos estos resultados (6)

Procedimientos de actualización de costos

Se notará que los nomogramas que se muestran en las figuras 4-1, 4-2, 4-3 y 4-4, tienen como base los niveles de precios de enero de 1975. Se sugiere que los costos de los usuarios se revisen para actualizarlos por lo menos una vez cada dos años. La referencia 6 recomienda un procedimiento de actualización de costos que emplea multiplicadores basados en los índices disponibles de precios al consumidor y al mayoreo publicados por la *U.S. Bureau of Labor Statistics* (Oficina de Estadísticas del Trabajo de Estados Unidos)

4-6 Ejemplo del cálculo del análisis económico de las carreteras

El siguiente ejemplo, tomado de la referencia 6, ilustra la aplicación de algunos de los datos y procedimientos presentados antes en este capítulo

TABLA 4-5 Datos de tránsito

				Número de vehículos				*Velocidad (milla/h)*	
Opción	*Tramo*	*Años estudiados*	*Período*	*Volumen en un sentido*	*Capacidad en un sentido*	*Relación v/c*	*Velocidad promedio de recorrido (milla/h)*[a]	*Tramo anterior*	*Siguiente tramo*
0	*ab*	1	Típica hora	1 900	3 800	0.50	36	41	50
1	*ab*	1	Típica hora	2 000	3 800	0.53	41	41	50
0	*ab*	20	Típica hora	2 900	3 500	0.83	30	34	45
1	*ab*	20	Típica hora	3 000	3 500	0.86	31	31	45

[a] 1 milla = 1.6093 km

Una dependencia encargada de una carretera multicarril está considerando la sustitución de una curva en forma de S por un tramo recto. Se estima que el costo total de la mejora, es de 2 000 000 de dólares y será cubierto al principio del proyecto. Se anticipa que una vez concluida la obra, los costos del mantenimiento anual se reducirán en 2 000 dolares ya que con la eliminación de la curva, los daños al pavimento y a la barrera de protección serán menores

Actualmente la curva en S está formada por dos curvas de 8 grados, con alineamiento invertido de una con respecto a la otra. Como las curvas tienen el mismo grado de curvatura, pueden analizarse juntas, además puede suponerse que el tránsito es uniforme en todo el tramo de carretera afectado y, por lo tanto, el analista puede ver la mejora en términos del análisis de un solo tramo designado como *ab*. En el análisis de las dos curvas juntas, debería suponerse que la velocidad promedio a lo largo de cada curva es la misma y que no existen cambios en la velocidad de los vehículos al pasar de una curva a la otra. Si no se pueden hacer tales suposiciones, deberán analizarse por separado para cada una de las curvas

En la tabla 4-4 se resumen las características de la ruta existente (alternativa 0) y las de la ruta propuesta (alternativa 1). Nótese que la longitud del tramo *ab* incluye ambas curvas de 8 grados. Nótese también que después de la mejora, la velocidad proyecto para la sección recta es de 60 millas/h en vez de 50 millas/h que tenía el tramo curvo

El analista calculó el tránsito con y sin la mejora propuesta para los años primero y vigésimo (dos años de estudio) del período de análisis de 25 años. Se supone que las condiciones del nivel de servicio *F* no prevalecerán durante el período analizado, y que las variaciones del tránsito a diferentes horas son lo suficientemente pequeñas como para no tomar en cuenta las características de los niveles máximos. De aquí que el análisis puede llevarse a cabo esencialmente sobre una base del TPDA. Esto implica el uso de datos sobre el volumen de tránsito en horas típicas de día para cada uno de los años del período estudiado. En la tabla 4-5 se resumen los datos de tránsito, donde el volumen típico por hora se define como TPDA dividido entre 18 (el número de horas supuesto, con el fin de realizar el análisis, en un día). Nótese que se anticipa que un pequeño incremento en el tránsito es consecuencia de la mejora propuesta

Nótese también que la capacidad en el año 20 es un poco menor que en el primero. Esto es el reflejo del deterioro normal del camino con el paso de los años.

Hay tan pocos camiones en la corriente de tránsito que ésta se considerará formada totalmente por automóviles de pasajeros; de otra forma, el porcentaje de camiones por tipo deberá indicarse en la tabla 4-5.

La velocidad de recorrido promedio (determinada en la figura 4-1 como una función de *v/c*) también está anotada en la tabla 4-5. Como la velocidad en el tramo que se analiza va a cambiar como resultado de la mejora, los costos

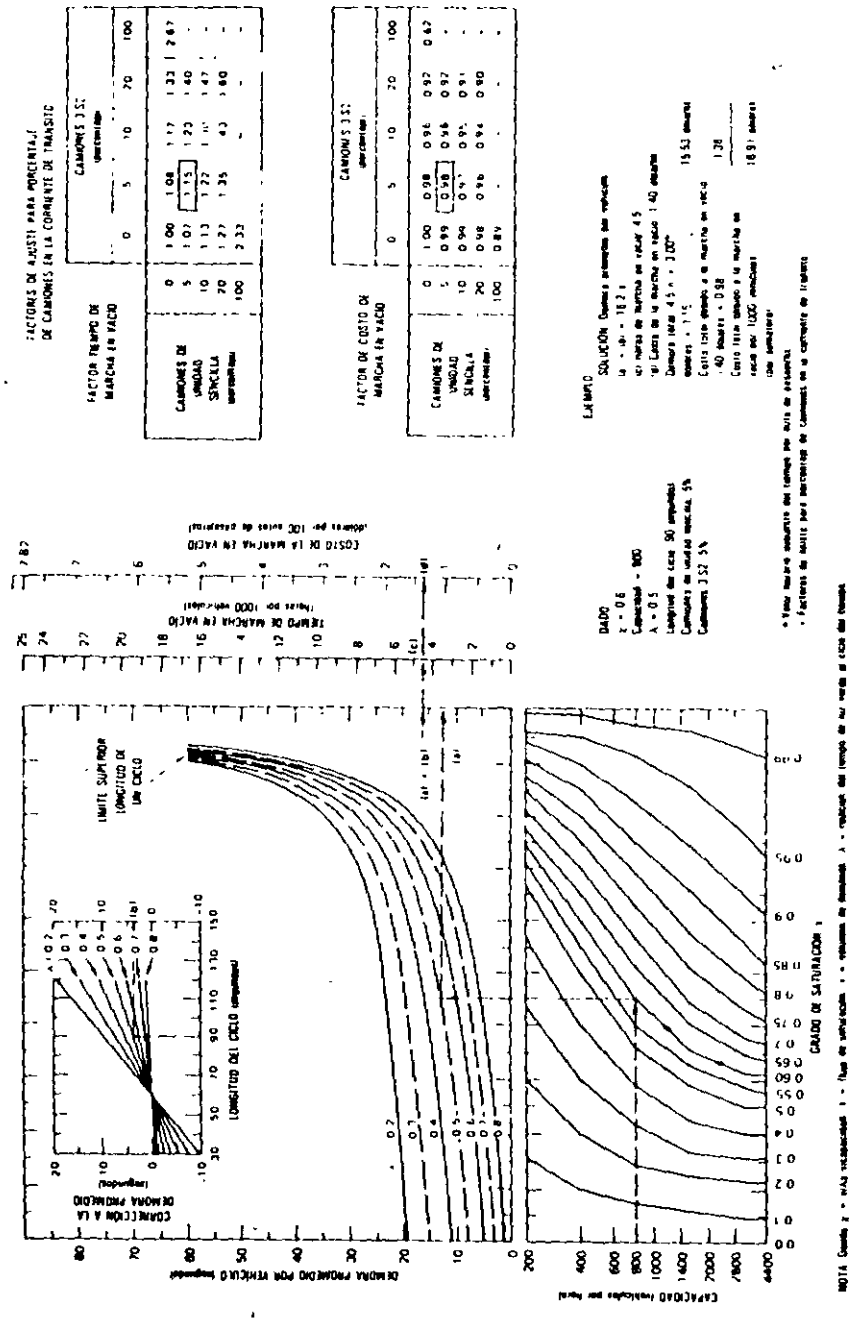


Figura 4.4 Costos debidos a marcha en vacío en las intersecciones

con las soluciones que proporciona el Manual de Capacidad de Carreteras, (13) se recomienda usar para el flujo de saturación cantidades de 1 700 a 1 800 vehículos por hora en cada carril.

3. ***Capacidad c.*** Cuando se emplea el Manual de Capacidad de Carreteras, la capacidad es el volumen de servicio de la rama de entrada con un factor de carga de 1.0. También, es igual al flujo de saturación por la relación del tiempo de luz verde y el tiempo del ciclo.
4. ***Grado de saturación X.*** Es la relación del volumen de tráfico aproximándose a la intersección (por lo general, en vehículos por hora) entre la capacidad de la intersección expresados en las mismas unidades.
5. ***Velocidad de aproximación.*** También llamada "velocidad de media cuadra", esta es la velocidad promedio de recorrido a la cual la intersección con semáforo es abordada por la corriente de vehículos.

Los ejemplos que acompañan las figuras 4-3 y 4-4 ilustran su uso. Se proporcionan en el manual factores de ajuste para considerar los efectos de camiones de unidad sencilla y combinaciones.

Tránsito en un sentido y tránsito en dos sentidos

Los costos dados por los nomogramas para los usuarios de carreteras son para el tránsito en un sentido de la carretera. En el caso común, donde las mejoras afectan ambos lados del camino y la dirección del tráfico es balanceada en el curso de un día típico, los beneficios calculados a partir del análisis de un sentido deben multiplicarse por dos.

Consecuencias del tránsito inducido y del tránsito desviado

El análisis económico de carreteras deberá tomar en cuenta los cambios en el volumen del tránsito que son: 1) inducido por mejoras, es decir, viajes que no se hubieran hecho de no existir las mejoras, y 2) el tráfico desviado de otras rutas menos atractivas a los nuevos servicios públicos. Por lo tanto se recomienda multiplicar la diferencia en los costos de los usuarios por el volumen de tránsito promedio con y sin las mejoras

$$\text{Beneficios a los usuarios} = (U_0 - U_1)\left[\frac{(V_0 + V_1}{2}\right] \qquad (4\text{-}11)$$

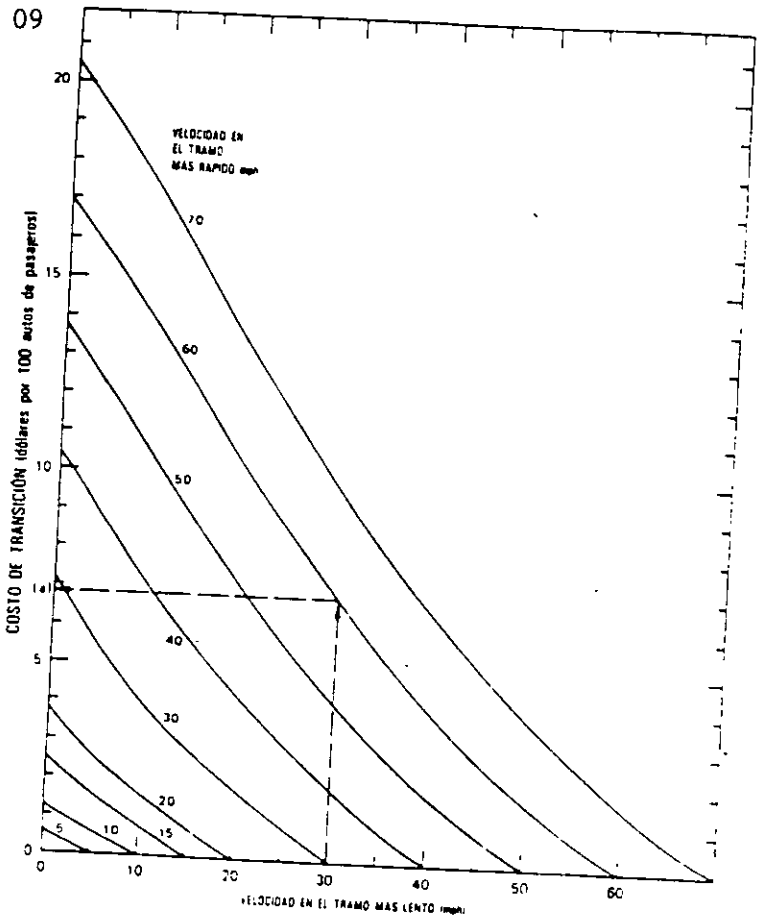
donde

U_0 = costo del usuario por unidad de tránsito (vehículos o viajes) sin las mejoras.

U_1 = costo del usuario por unidad de tránsito con las mejoras.

V_0 = nivel de tránsito sin las mejoras.

V_1 = nivel de tránsito con las mejoras, incluyendo cualquier cantidad de tránsito inducido o desviado (V_1 puede ser mayor que V_0.



FACTORES DE AJUSTE PARA EL TRANSITO DE CAMIONES

CAMIONES UNIDAD SENCILLA (porcentaje)	TRACTOR TRAILER 3 S2 (porcentaje)										
	0	1	2	3	4	5	6	8	10	20	50	100
0	1.00	1.10	1.19	1.29	1.38	1.48	1.57	1.77	1.96	2.92	5.7	
1	1.02	1.12	1.21	1.31	1.40	1.50	1.59	1.79	1.98	2.94	5.7	
2	1.04	1.14	1.23	1.33	1.42	1.52	1.61	1.81	2.00	2.96	5.7	
3	1.06	1.16	1.25	1.35	1.44	1.54	1.63	1.83	2.02	2.98	5.8	
4	1.08	1.18	1.27	1.37	1.46	1.56	1.65	1.85	2.04	3.00	5.87	
5	1.10	1.20	1.29	1.39	1.48	1.58	1.67	1.87	2.06	3.02	5.86	
6	1.12	1.22	1.31	1.41	1.50	1.60	1.69	1.89	2.08	3.04	5.97	
8	1.16	1.26	1.35	1.45	1.54	1.64	1.73	1.93	2.12	3.08	5.93	
10	1.20	1.30	1.40	1.49	1.58	1.68	1.77	1.97	2.16	3.12	5.97	
20	1.41	1.50	1.60	1.70	1.78	1.88	1.97	2.17	2.36	3.32	6.17	
50	2.02	2.12	2.21	2.31	2.39	2.49	2.58	2.78	2.95	3.93	6.78	
100	3.04											

EJEMPLO

DADO

Una corriente de tráfico formada por el 5 % de camiones unidad sencilla y el 15% de camiones 3 S2. El tránsito se desplaza a 50 mph y está a un tramo más lento en el cual la velocidad es de 30 mph.

SOLUCIÓN

(a) Costo autos de pasajeros = 6.75 dólares

T = 6.75 dólares + 2.06

= 13.81 dólares por 100 vehículos

Figura 4.2 Costos de transición entre flujos

EJEMPLO

DADO

Volumen 480 vehículos/h

Flujo de saturación 1600 vehículos/h

Ciclo de tiempo del semáforo 90 seg

Tiempo verde efectivo = 30 seg

Velocidad de acceso a la intersección 30 mph

Camiones de unidad sencilla 5%

Camiones 3-S2 5%

SOLUCIÓN

X = 30.80 = 0.5

Capacidad de acceso = 0.5 × 1600 = 800

v = 480.800 = 0.6

(a) Paradas promedio por vehículo (por semáforo) 0.7

(b) Demoras en paradas por semáforo 2.5 seg

(c) Costo de paradas 10.30 dólares

Costo del tiempo 2.5 × 3.00* dólares × 1.35† 110.13

Costo de recorrido 10.30 dólares × 1.42 14.63

Costo total debido a paradas por 1000 vehículos por semáforo incluyendo la marcha en vacío 124.76

*Valor normal incluyendo el tiempo por auto de pasajeros

†Factores de ajuste para camiones en la corriente de tráfico

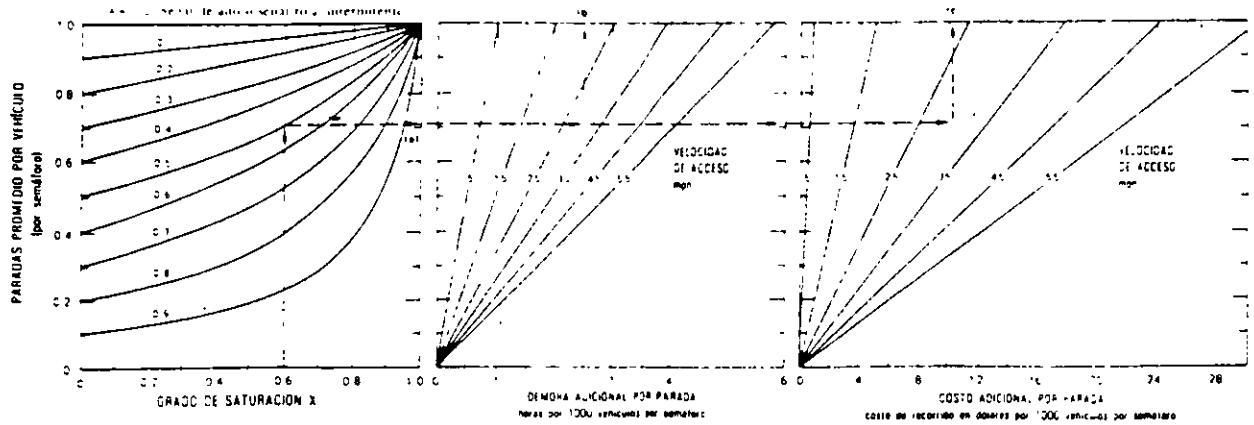
FACTORES DE AJUSTE POR PORCENTAJE DE CAMIONES EN LA CORRIENTE DE TRÁFICO

COSTO DE TIEMPO

VELOCIDAD DE ACCESO mph	CAMIONES DE UNIDAD SENCILLA (porcentaje)	CAMIONES 3 S2 O MÁS (porcentaje en la corriente de tráfico)				
		0	5	10	20	100
5 20	0	1.00	1.15	1.30	1.61	4.03
	5	1.07	1.22	1.37	1.67	
	10	1.13	1.28	1.43	1.74	
	20	1.26	1.41	1.57	1.87	
	100	2.31				
21 40	0	1.00	1.15	1.31	1.61	4.03
	5	1.10	1.25	1.40	1.71	
	10	1.20	1.45	1.70	2.21	
	20	1.41	1.65	1.90	2.41	
	100	2.89				
41 60	0	1.00	1.41	1.82	2.63	6.57
	5	1.11	1.56	1.93	2.74	
	10	1.22	1.67	2.04	2.85	
	20	1.44	1.85	2.26	3.07	
	100	3.20				

COSTO DE RECORRIDO

VELOCIDAD DE ACCESO mph	CAMIONES DE UNIDAD SENCILLA (porcentaje)	CAMIONES 3 S2 O MÁS (porcentaje en la corriente de tráfico)				
		0	5	10	20	100
5 20	0	1.00	1.35	1.70	2.40	8.02
	5	1.08	1.43	1.78	2.48	
	10	1.16	1.51	1.86	2.57	
	20	1.31	1.66	2.03	2.73	
	100	2.67				
21 40	0	1.00	1.35	1.70	2.40	8.02
	5	1.07	1.42	1.78	2.48	
	10	1.14	1.49	1.84	2.55	
	20	1.27	1.63	1.98	2.69	
	100	2.37				
41 60	0	1.00	1.55	1.92	2.75	7.98
	5	1.06	1.47	1.96	2.49	
	10	1.12	1.47	1.83	2.61	
	20	1.24	1.59	1.94	2.63	
	100	2.21				



*Nota: Donde X = v/s, s = capacidad, S = flujo de saturación, v = volumen, A = relación del tiempo de luz verde al ciclo del tiempo

SA 3334-7

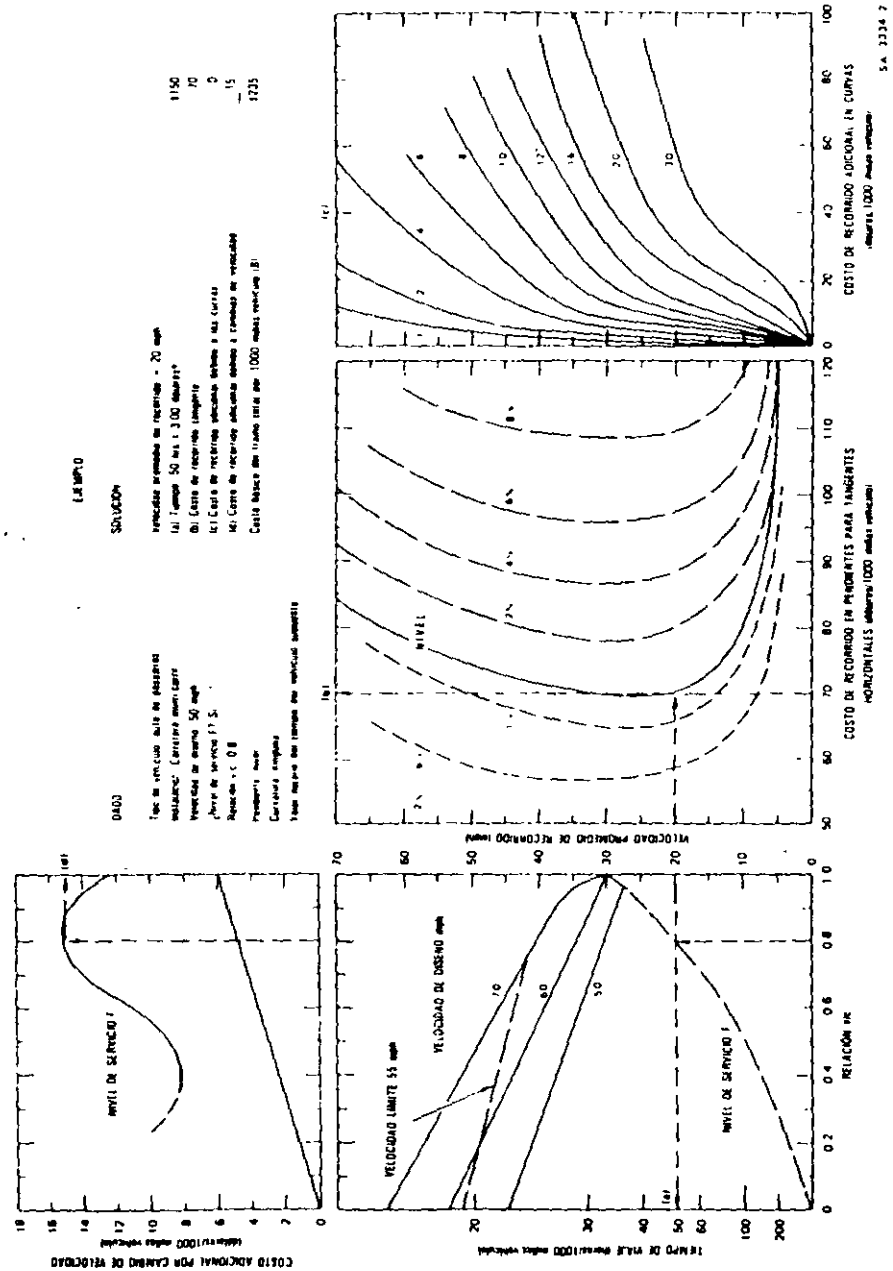


Figura 4.1 Costos básicos del tramo *H*) para automóviles de pasajeros en carreteras de varios carriles

en la ordenada. Los costos adicionales debidos a los ciclos de cambio de velocidad son relativamente bajos excepto para el nivel de servicio *F* (forma con de colas). En la figura se muestra un ejemplo del uso del nomograma

El costo básico del tramo dado en la figura 4.1 se aplica únicamente a caminos pavimentados. Pueden estimarse los costos de operación de los vehículos sobre caminos con superficie de grava o piedra multiplicando los costos básicos del tramo obtenidos de los nomogramas, (por ejemplo, la figura 4.1), por un factor de ajuste. En autos de pasajeros, el intervalo de cada factor de conversión se encuentra más o menos entre 1.1 para velocidades de 5 millas/h hasta más o menos 1.6 para velocidades de 60 millas/h (2). Se recomienda el empleo de valores más grandes para camiones, ya sean de unidad sencilla o combinaciones.

Como se detalla en la sección 4.1, puede estimarse el costo unitario de accidentes sobre la base de tasas empíricas de accidentes que reflejan los efectos regionales de la mezcla de vehículos, comportamiento de los conductores, el tipo de carretera, y el clima, o puede estimarse a partir de las tasas promedio (tabla 4.2) y de los costos (por tipo de accidente), establecidos previamente.

Los estudios empíricos han hecho posible estimar los costos de los cambios de velocidad, cuando pasan entre secciones con diferentes características físicas o de tráfico. Estos costos de transición, simbolizados por la letra *T* en la ecuación (4.7), dependen de la magnitud del cambio de velocidad promedio. La figura 4.2 proporciona un medio para estimar los costos de transición para tráfico en un solo sentido, el cual tiene como base las velocidades en las secciones advacentes. En la referencia 6 se dan los factores de ajuste que pueden aplicarse a los valores gráficos para estimular los costos de transición para camiones de unidad sencilla y combinaciones.

Quizá uno de los aspectos más complejos para determinar el costo unitario de los usuarios en un tramo de carretera es la estimación de los costos debidos a las demoras en intersecciones (anotadas como *D* en la ecuación (4.7)). Anderson y colaboradores (6) publicaron dos nomogramas para determinar los costos por demoras en las intersecciones: uno para estimar el costo unitario al pararse en un semáforo y el otro para estimar el costo unitario mientras se está parado. Estos nomogramas se muestran en las figuras 4.3 y 4.4. Los nomogramas requieren los datos de tránsito y de los parámetros del semáforo siguientes:

1. ***Relación λ entre el tiempo que dura la luz verde y el tiempo total del ciclo.*** La relación del tiempo de luz verde efectivo del semáforo (generalmente tomado para que sea el tiempo de luz verde real) comparado con la longitud del ciclo del semáforo, expresados ambos en la misma unidad de tiempo (por la común, segundos).
2. ***Flujo s de saturación.*** El volumen de entrada a la intersección en vehículos por hora de tiempo de luz verde cuando el factor de carga es 1.0 y se han aplicado los factores de ajuste apropiado[illegible] se cuenta

sente neto, cuidando que éstos no excedan el presupuesto disponible. Alternativa y aproximadamente, pueden seleccionarse los proyectos en orden decreciente de las relaciones *B/C*, agregando proyectos hasta agotar el presupuesto.

En los casos en que diversas ubicaciones o proyectos son mutuamente excluyentes, debera escogerse la alternativa con el valor presente neto más alto. Si se utilizan relaciones beneficio/costo para elegir el proyecto, la selección debe hacerse en incrementos. Empezando con la alternativa de más bajo costo que tenga una relación *B/C* mayor de uno, cada incremento de costo adicional se justifica únicamente si el incremento de la relación *B/C* es mayor de uno. Esto queda ilustrado por el siguiente ejemplo.

EJEMPLO 4-4 Considérense para un entronque importante tres diseños alternativos (X_1, X_2 y X_3). Para cada alternativa, se muestran abajo los valores actuales de los beneficios, a los usuarios, de los costos de inversión, y de mantenimiento y del valor residual. Con las ecuaciones (4-6) y (4-7), se calculan la relación *B/C* y el *VPN* como se indica. ¿Cuál es la alternativa elegida?

Tomando como base el valor presente neto, se escoge la alternativa X_2.

Para hacer la selección utilizando el método de la relación *B/C*, es necesario emplear las relaciones de incrementos, es decir, hay que basarse en la diferencias en los costos de pares de alternativas. Se selecciona tentativamente la alternativa X_1, que tiene el costo de inversión más bajo. La alternativa siguiente más costosa X_2, se prueba por el cálculo de la relación *B/C* para el incremento $X_2 - X_1$. La relación es mayor de 1, por lo que se selecciona la alternativa X_2 para reemplazar X_1. Después se prueba la alternativa X_3 por la relación de incremento de la relación *B/C* para $X_3 - X_2$. Como esta razón es menor que uno, la alternativa X_3 no se justifica, y se elige X_2.

	*X*1	*X*2	*X*3	(*X*2 − *X*1)	(*X*3 − *X*2)
$PV(\Delta U)$	95	127	128	32	1
$PV(\Delta I)$	12	13	20	1	7
$PV(\Delta M)$	7	20	17	13	−3
$PV(\Delta R)$	2	1	3	−1	2
B/C cociente	5.6	4.0	3.8	2.1	0.5
NPV	78	95	94	17	−1

4-5 Medida de los beneficios a los usuarios

Uno de los aspectos más difíciles del análisis económico para carreteras, es la medida de los beneficios a los usuarios. Primero se analizan las carreteras que no dan servicio de transporte público de pasajeros. Los costos unitarios de los usuarios de la carretera para un tramo dado de carretera *CC* expresados en dólares por miles de vehículos, es la suma de los costos básicos del tramo, costos por accidentes y costos por retrasos:

$$CC = (B + AL + T + D \qquad (4\text{-}9)$$

donde

B = costos básicos del tramo, formados por el costo unitario (valor del tiempo y otros de recorrido de los vehículos) asociados con el flujo de vehículos y la geometría básica (pendientes y curvas) del tramo que se analiza
A = costo unitario del accidente en ese tramo
L = longitud en millas del tramo.
T = costos de transición (costos unitarios de recorrido y de tiempo causados por cambios de velocidad al pasar de un tramo a otro de diferentes características).
D = costos unitarios de recorrido y de tiempo causados por retardos en las intersecciones, en los semáforos, señales de alto, u otros dispositivos de control del tráfico.

El beneficio de los usuarios ΔU en la ecuación (4-6) es la diferencia en el costo de los usuarios de la carretera para dos alternativas cualesquiera:

$$\Delta U = HU_0 - HU_1 \qquad (4\text{-}10)$$

Los costos de los usuarios de las carreteras se determinan principalmente con base en datos empíricos, y la referencia 6 proporciona datos para la estimación de los costos básicos del tramo, costos de transición, y costos de retardo para diferentes carreteras y condiciones de tráfico.

Los textos revisados incluyen nomogramas que dan costos básicos del tramo en un sentido de circulación para tres clases de vehículos (autos de pasajeros, camiones unidad sencilla y tractor-semitrailer 3-S2) en cuatro tipos de carreteras (autopistas, carreteras multicarril, carreteras de dos carriles y arteriales). En la figura 4-1 se reproduce uno de los doce nomogramas que muestra los costos básicos del tramo para autos de pasajeros en carreteras de varios carriles.

Para usar la figura 4-1, se entra a la parte inferior izquierda del nomograma con la velocidad promedio de recorrido o la relación volumen/capacidad para la hora representativa de la operación en el tramo sujeto a análisis. El tiempo de viaje (el inverso de la velocidad de recorrido) puede leerse en la ordenada izquierda de la gráfica inferior del mismo lado. Hecho esto, se proyecta hacia la derecha una línea horizontal al nivel de la velocidad de recorrido promedio para determinar el costo de recorrido en tangente (a lo largo de una pendiente especificada) y el costo de recorrido adicional debido a las curvas. Finalmente, se determina el costo de recorrido adicional debido a los ciclos de cambio de velocidad, entrando a la gráfica superior izquierda con la relación volumen capacidad y leyendo el [illegible] adicional

donde

α = valor anual futuro estimado/valor estimado del primer año

Y = el número de años entre estimaciones.

EJEMPLO 4-3 Cierta carretera ha producido a los usuarios beneficios por 17 500 dólares durante el primer año, que aumentan de manera uniforme a una tasa del 1 por ciento por cada año que pasa. Determine el valor actual de los beneficios, dado un periodo de análisis de 12 años. Use una tasa de interés de 6 por ciento.

De la ecuación (1-4), el factor de beneficio actual,

$$PW_g = \frac{e^{(0.01-0.06)12} - 1}{0.01 - 0.06} = 10.67$$

$$\text{Valor presente} = 10.67 \times 17\,500 = 186\,725 \text{ dólares}$$

4-4 Técnicas de análisis financiero

Los cálculos financieros que sirven para demostrar la justificación económica de un proyecto en particular, para permitir la comparación de esquemas o ubicaciones alternativas, para determinar la prioridad de las mejoras etcétera, pueden ser llevados a la práctica por varios métodos. Los métodos utilizados en los estudios económicos de ingeniería comprenden: 1) la relación beneficio/costo, 2) el valor presente neto, 3) la comparación de costos anuales, y 4) la determinación de la tasa de interés en la que las alternativas son igualmente atractivas. La relación beneficio/costo (B/C) y el valor presente neto (VPN), descritos aquí, son los utilizados comúnmente por los ingenieros de carreteras y administradores. Para información adicional sobre estas dos técnicas, el lector puede recurrir a cualquier libro de texto sobre análisis financiero.

Relación beneficio/costo

Tradicionalmente, en el método de la relación beneficio/costo, se ha hecho el análisis comparando las relaciones del costo *anual* de los usuarios de caminos con el costo *anual* de la carretera en las alternativas lógicas de ubicación y diseño. El uso de la fórmula de la relación beneficio/costo, en la cual se utilizan los valores actuales, se recomienda ahora como un indicador aproximado de la conveniencia del proyecto de carretera (6). La relación beneficio/costo:

$$\frac{B}{C} = \frac{PV(\Delta U)}{PV(\Delta I) + PV(\Delta M) - PV(\Delta R)} \qquad (4\text{-}6)$$

donde

PV = valor presente de la cantidad o serie indicada.

ΔU = beneficios de los usuarios, la reducción en los costos de los usuarios de la carretera o del transporte público, debidos a la inversión (costos sin la mejora, menos costos con ella)

ΔM = incremento en los costos anuales de mantenimiento, operación y administrativos debidos a la inversión (costos con la mejora menos costos sin ella)

ΔR = aumento en el valor residual debido al proyecto al finalizar la vida del mismo

ΔI = incremento en los costos de la inversión debido al proyecto

Método del valor presente neto

En este método, el procedimiento consiste en reducir todos los beneficios y costos a su valor actual de acuerdo con los principios dados en la sección 1-3. Se ha definido el valor presente neto NPV como la diferencia entre los valores actuales de los beneficios a partir del proyecto y los costos realizados para desarrollarlo. Este valor puede calcularse como sigue:

$$VPN = PV(\Delta U) + (PV(\Delta R) - PV(\Delta I) - PV(\Delta M) \qquad (4\text{-}7)$$

expresado de otra forma,

$$VPN = \frac{B_1 - C_1}{(1+i)} + \frac{B_2 - C_2}{(1+i)^2} + \cdots + \frac{B_n - C_n + R}{(1+i)^n} \qquad (4\text{-}8)$$

donde B_1 y C_1 son el beneficio y el costo para el primer año, B_2 y C_2 para el segundo año, y así sucesivamente, R es el valor residual, i es la tasa de descuento y n es el período de análisis.

Reglas de decisión en el análisis económico

Las reglas para aplicar la relación B/C y la técnica del valor presente neto varían de si existen restricciones presupuestales y de si los proyectos en consideración son independientes o mutuamente excluyentes. Consideremos en primer lugar, el caso en el que no hay restricciones presupuestales y en el que se comparan proyectos independientes, es decir que la elección de un proyecto no impide la elección de otros. En este caso, todos los proyectos que tengan valores presentes netos positivos o relaciones beneficio/costo mayores que uno, serán económicamente factibles.

Pero si el presupuesto restringe la inversión* el analista deberá seleccionar la combinación de proyectos que produzcan el máximo valor pre-

* Se recomienda un procedimiento de programación lineal o dinámica para situaciones en que tanto el presupuesto de inversión como el mantenimiento futuro y el presupuesto de operación estén restringidos (6).

con [illegible]nceptos de interés compuesto y de valor presente. Estos conceptos se [illegible]plican más ampliamente en la mayoría de los libros de texto que tratan del análisis económico. Por ejemplo, véanse Winfrey (2) y Grant e Ireson (12).

El valor presente P (también llamado beneficio presente) de algún pago futuro F, puede calcularse con la siguiente ecuación.

$$P = \frac{F}{(1 + i)^n} \tag{4-1}$$

donde

i = el interés o tasa de descuento por período.

n = número de períodos de interes, usualmente años.

Otra posibilidad es que el valor presente puede determinarse utilizando los factores de beneficio presente (PW), tal como se dan en la tabla 4-3.

EJEMPLO 4-1. En 20 años, el valor residual o de rescate de cierta carretera será de 250 000 dólares. Determine el valor actual de esa suma utilizando una tasa de interes del 6 por ciento.

Con la ecuación (4-1)

$$\text{Valor presente} = \frac{250\,000}{(1 + 0.06)^{20}} = 77\,951 \text{ dólares}$$

El mismo resultado se obtiene multiplicando 250 000 dólares por el factor de valor presente PW apropiado dado en la tabla 4-3.

El valor presente P_s de una serie de pagos uniformes anuales a fin de período A, puede determinarse empleando la ecuación de la siguiente plana

TABLA 4-3 Factores de interés compuesto del valor presente (PW) y de serie de valor presente (SPW) para un dólar y diferentes tasas de interes

Años n	4%		6%		8%		10%	
	PW	SPW	PW	PSW	PW	SPW	PW	SPW
5	0.8219	4.4518	0.7473	4.2121	0.6806	3.9927	0.6209	3.7908
10	0.6756	8.1109	0.5584	7.3601	0.4632	6.7101	0.3855	6.1446
15	0.5553	11.1184	0.4173	9.7122	0.3152	8.5595	0.2391	7.6061
20	0.4564	13.5903	0.3118	11.4699	0.2145	9.8181	0.1486	8.5136
25	0.3751	15.6221	0.2330	12.7834	0.1460	10.6748	0.0923	9.0770
30	0.3083	17.2920	0.1741	13.7648	0.0994	11.2578	0.0573	9.4269
40	0.2083	19.7928	0.0972	15.0463	0.0460	11.9246	0.0221	9.7791

FUENTE: *A Manual on User Benefit Analysis of Highway and Bus Transit Improvements*. American Association of State Highway and Transportation Officials (1977).

$$P_s = A\left[\frac{(1 + i)^n - 1)}{i(1 + i)^n}\right]$$

o bien,

$$P_s = A(SPW)$$

donde

SPW = factor de la serie de valor presente (tabla 4-3).

EJEMPLO 4-2. Se ha estimado que el beneficio de los usuarios de una c[illegible] la carretera es de 85 000 dólares por año. Determine el valor presente estos beneficios, suponiendo una tasa de interés del 8 por ciento y un pe[illegible] do de análisis de 25 años.

De la ecuación (4-2),

$$P_s = 85\,000\left\{\frac{(1 + 0.08)^{25} - 1}{0.08(1.08)^{25}}\right\} = 907\,358 \text{ dólares}$$

En muchos casos, el valor anual de los beneficios de los usuarios (o c[illegible] tos de la carretera) cambian de un año a otro. En estos casos, no puede c[illegible] cularse el valor presente empleando las ecuaciones (4-2) ó (4-3), pero c[illegible] la ecuación (4-1) pueden calcularse para cada año del período sujeto a a[illegible] lisis y sumarse los resultados. Una ecuación dada en la referencia 6, ha[illegible] posible aproximar con bastante exactitud el valor actual de una serie de[illegible] flores anuales, tomando como base la tasa de crecimiento anual promed[illegible] de los valores. La ecuación que sigue, se basa en la suposición de que l[illegible] valores anuales aumentan (o disminuyen) en un porcentaje anual apro[illegible] madamente igual. El factor de valor presente es:

$$PW_g = \frac{e^{n\left(\frac{i}{100} - \frac{r}{100}\right)} - 1}{i - r} \tag{4}$$

donde

i = tasa de interés supuesta (fracción decimal).

r = tasa de crecimiento del valor anual (porcentaje por año/100).

n = período de análisis (años).

La tasa promedio de crecimiento r puede aproximarse tomando como base los valores estimados de dos años:

$$r = \frac{\ln(a)}{1} \tag{4}$$

TABLA 4-2 Tasas de accidentes para diferentes tipos de camino

Ubicación y tipo de camino	*Tasa (Número por MVA[a])*			
	Accidentes fatales	*Accidentes con lesiones*	*Accidentes que sólo ocasionan daños a la propiedad*	*Accidentes totales*
Rural				
Sin control de acceso				
2 carriles	0.070	0 94	1.39	2.39
4 ó más carriles no dividido	0.047	0 89	1 95	2 89
4 ó más carriles divididos	0.063	0 77	1 25	2 09
Control parcial de acceso				
Vía rápida 2 carriles	0 051	0 52	0.76	1.33
Vía rápida dividida	0 038	0.44	0.76	1.24
Autopista	0.025	0.27	0.49	0.79
Urbano				
Sin control de acceso				
2 carriles	0.045	1.51	3 38	4 94
4 ó más carriles no dividido	0.040	2.12	4 49	6 65
4 ó más carriles dividido	0.027	1.65	3.19	4 86
Control parcial de acceso				
Vía rápida 2 carriles	0 033	6.65	1.05	1.73
Vía rápida dividida	0.022	1.08	2.04	3.14
Autopista	0.0.12	0 40	1 01	1.43
Suburbano				
Sin control de acceso				
2 carriles	0.048	1.26	2 56	3.88
4 ó más carriles no dividida	0.037	1.58	3.31	4.93
4 ó más carriles dividida	0.030	1.10	2 24	3 37
Control parcial de acceso				
Vía rápida 2 carriles	0.096	0.82	1.42	2.34
Vía rápida dividida	0 060	0 82	1.29	2.16
Autopista	0 015	0 32	0.74	1 07
Estatales				
Sin control de acceso				
2 carriles	0 066	1.01	1 66	2 74
4 ó más carriles no dividida	0 041	1.88	3.97	5.88
4 ó más carriles dividida	0.031	1.50	2.89	4.43
Control parcial de acceso				
Vía rápida 2 carriles	0.053	0.54	0.81	1.40
Vía rápida dividida	0.037	0.61	1.08	1.73
Autopista	0.015	0.36	0.86	1.23

[a] *1 milla = 1,6093 km*

Fuente A Manu ...*ser Benefit Analysis of Highway and Bus Transit Improvements* American Association of State Highway ... nsportation Officials (1977)

tes para el analista son aquellos que dan por resultado una reducción en los costos de los usuarios. Como se indica en la sección previa tales beneficios son el resultado de reducir los costos de operación aumentando la velocidad de operación, de un número de retrasos menor, y de pérdidas menores por causa de accidentes. Más adelante en este capítulo se examinan los procedimientos para hacer una estimación de dichos beneficios.

Los beneficios que resultan para los dueños de propiedades afectados por las carreteras mejoradas son evidentes pero en cierto modo, es difícil de evaluarlos. En la mayor parte de los casos, las mejoras practicadas a las carreteras dan por resultado un aumento en el valor de los terrenos adyacentes, o que resultan beneficiados con las ampliaciones. Un caso sencillo en el que puede apreciarse el beneficio directo a la propiedad: un rancho o un cierto número de ranchos localizados a lo largo de un camino de tierra, accidentado, lodoso en tiempo de aguas y polvoriento en tiempo de secas, recibirán beneficios directos por cualquier mejora que se practique en el camino, por pequeña que ésta sea. Estas propiedades tendrán un acceso más fácil a los mercados, escuelas y a las áreas recreativas. En forma similar, los habitantes de una ciudad que viven en una calle residencial a la que se le hacen ciertas mejoras pueden obtener beneficios directos. En muchos casos, puede ser más difícil descubrir y evaluar los beneficios que obtienen las propiedades.

Puede considerarse a los beneficios que resultan para el público en general al transportarse por una carretera mejorada como los más importantes de entre los tres tipos de beneficios mencionados. Estos beneficios se traducen en forma de ventajas que comúnmente se atribuyen a la civilización moderna, incluyendo cosas tales como protección eficaz contra el fuego, seguridad policial, distribución postal rápida, accesos mejorados a las áreas recreativas, educativas y sociales, disminución del costo de los productos, una defensa nacional más eficaz y así sucesivamente. Las ventajas generales que se obtienen por el uso de las carreteras mejoradas están tan vinculadas con cada fase de la vida moderna en Estados Unidos, que resulta casi imposible imaginarse la existencia sin ellas.

Aun cuando la importancia de los beneficios indirectos es evidente, por lo general, no pueden evaluarse más que, en un sentido general y, por lo tanto, rara vez se incluyen en los cálculos económicos.

4-3 Conceptos del valor presente

Es importante tener en cuenta en los estudios económicos, el valor del dinero con respecto al tiempo. Debido a la existencia del interés, una cantidad de dinero tiene mayor valor ahora que la misma cantidad en una fecha futura. Por consiguiente, a fin de comparar en forma congruente los costos y beneficios de las mejoras a las carreteras, éstos deberán convertirse a valores equivalentes en alguna fecha dada. Este procedimiento conocido como descuento, se efectúa mediante una tasa de interés apr... de acuerdo

más que como un costo de capital. Otros costos de operación de transporte son los salarios de los conductores, el gasto en combustible, llantas y mantenimiento, así como los costos de gerencia, administración y seguros.

Los costos de los usuarios del transporte se forman con la suma de las tarifas que se pagan en el autobús, los costos en que incurren los usuarios al pagar un coche para llegar a una parada o terminal, los costos de la espera y caminata a la terminal en su caso (6).

Costos de los usuarios de carretas

Uno de los mayores componentes de los costos del transporte por carretera, el costo de los usuarios, incluye los costos de operación de los vehículos de motor, el valor del tiempo de viaje y los costos de los accidentes de tránsito. Por lo general, en los análisis económicos de las carreteras, solo se incluyen aquellos costos de operación que dependen de las millas de viaje, junto con el costo de combustible, llantas, aceite, mantenimiento y una parte de depreciación. Cuando se estima que los costos de los usuarios se redujeron debido al mejoramiento de las carreteras se pueden excluir los gastos del registro y estacionamiento, bonificaciones de seguros y la parte de depreciación que depende del tiempo. Anderson y colaboradores (6) han publicado un conjunto de nomogramas con los que se pueden hacer estimaciones de los costos de operación. En la sección 4-4 se presentan ejemplos de estos nomogramas y una explicación de su uso.

El valor del tiempo de viaje es el producto del total de horas-vehículo de viaje (por tipo de vehículo) y el valor unitario promedio del tiempo. La magnitud del tiempo de viaje depende de la velocidad de recorrido promedio y del número y duración de las paradas. Los estudios han indicado que el valor que se le otorga al tiempo de viaje depende del propósito del viaje y con el tiempo ahorrado por viaje. Por lo general, los viajeros otorgan valores pequeños a los ahorros de tiempo menores a 5 minutos. La referencia 6 recomienda para los automóviles un valor de tiempo de viaje de 3.00 dólares por hora para los vehículos, tomando como base un valor de 2.40 dólares por hora-persona y 1.25 personas por vehículo. El informe recomienda un valor del tiempo de 7.00 dólares por hora en un camión sencillo y 8.00 dólares por hora en las combinaciones, tomando como base el salario del conductor del camión y los beneficios marginales.

Los accidentes que ocurren cada año en las calles y carreteras de Estados Unidos representan grandes pérdidas económicas junto con la pena y sufrimiento que provocan. El total en las pérdidas económicas resultantes de accidentes de vehículos de motor se estimó en 47.6 miles de millones de dólares durante 1984 (7). En este total se incluyen las pérdidas registradas en accidentes fatales, en accidentes con daños no fatales a las personas y aquellos que únicamente ocasionaron daños a la propiedad. De lo anterior se desprende que desde un punto de vista económico las mejoras a las carreteras que [illegible]den a reducir las tasas de accidentes, traen consigo ahorros monetarios para los usuarios de los caminos y para el público en general.

El Consejo de Seguridad Nacional publica informes periódicos (3) sobre el costo de los accidentes de tránsito. Tales costos incluyen las pérdidas en salario, los gastos médicos, los daños a la propiedad y los costos de administración de seguros. En 1983, los costos de estos conceptos por caso fueron:

Muerte	210 000 dólares
Lesiones graves no mortales	8 600 dólares
Accidentes que ocasionaron daños a la propiedad (incluyendo lesiones leves)	1 150 dólares

Para evaluar los ahorros en el costo de los accidentes al hacer los estudios económicos de las carreteras, debe estimarse la tasa de accidentes antes y después de realizar una mejora. En muchas ocasiones, el analista puede confiar en datos empíricos que describan en forma acertada las diferencias regionales en la mezcla que utilizan los vehículos, en el comportamiento de los conductores y en el clima. En la tabla 4-2 se da una guía general de las tasas de accidentes típicos en diferentes clases de caminos. Por ende, un cierto número de investigadores (9, 11) ha desarrollado ecuaciones de regresión múltiple por medio de las cuales se estima que las tasas de accidentes se pueden obtener fundamentándose en las características del camino y del tránsito.

4-2 Beneficios de las mejoras a las carreteras

Es obvio que se obtienen muchos beneficios de las mejoras realizadas en las carreteras o, expresado más ampliamente del transporte en carreteras mejoradas. Algunos de estos beneficios son directos y fácilmente identificables; otros son indirectos y de más difícil comprensión. De manera semejante, algunos beneficios pueden evaluarse inmediatamente en términos monetarios por el contrario, resulta casi imposible evaluar otros beneficios con ese criterio, aunque éstos sean tan reales y duraderos como los monetarios. Algunas veces, por supuesto, los resultados de una mejora practicada a una carretera no siempre son benéficos, por ejemplo, la construcción de una supercarretera urbana puede producir un descenso en el número de abonados del ferrocarril, y los fondos públicos que provee la tesorería general para emplearse en carreteras no pueden utilizarse, por decir, en la educación. Tales consecuencias deben considerarse en análisis económicos comprensibles.

Para una mejor explicación, es conveniente agrupar los beneficios de las carreteras en las siguientes categorías: 1) beneficios directos que resultan de reducir los costos de los usuarios, y 2) beneficios indirectos, en los que se incluyen los beneficios a las propiedades adyacentes y al público en general. Los beneficios mejor cuantificables y [illegible]as importan

3-3 Inf ción necesaria para los conductores

El numero de tareas que implica la conduccion de un vehiculo va en aumento, por lo cual es importante que los ingenieros de tránsito y carreteras entiendan las necesidades de información de los conductores y la forma en que este se transmite. AIL, división de Cutler Hammer emprendió, a fines de los 60 una investigacion para identificar los tipos de información que necesitan los conductores y los principales factores e interacciones que afectan la recepción y uso de ésta. Allen, Lunenfeld y Alexander recogen los resultados de ese trabajo en un artículo escrito por ellos (11). El material que se presenta en los siguientes párrafos se basa principalmente en ese artículo.

Para que un conductor pueda tomar decisiones acertadas, debe recibir información confiable e inteligible para reducir su incertidumbre. Un conductor acumula información que proviene de diversas fuentes, utiliza ésta como una base para la toma de decisiones que después transforma en acciones para controlar el vehículo (12).

Conforme se indica en la tabla 3-1, las diferentes actividades que conciernan al manejo de un vehículo de motor, pueden agruparse en tres categorías o niveles de desempeño 1) el nivel de control, 2) el nivel de conducción, y 3) el nivel de navegación.

El nivel de control del conductor sobre el vehículo depende de las características del diseño físico de éste. Este nivel incluye al control lateral que se mantiene con el volante y al control longitudinal que se ejerce acelerando y desacelerando. Para mantener el control del vehículo, el conductor requiere información sobre la posición y orientación del vehículo con respecto al camino y se retroalimenta con la información que recibe del frenado, de la aceleración y del giro del volante. Dicha información se recibe en primer lugar a través de los sentidos visual, cinestésico y vestibular.

El nivel de conducción en el desempeño del conductor se refiere a la labor de éste para elegir una velocidad y una trayectoria seguras en la carretera. En tanto que el desempeño al nivel de control es una acción evidente, la operación a nivel de conducción es un proceso de decisión. El conductor debe evaluar la situación inmediata, elegir la velocidad y la trayectoria correctas y trasladar estas decisiones a la acción de control necesaria para sobrevivir en la corriente de tránsito. Las actividades de conducción incluyen decisiones para colocarse en el carril adecuado, alcanzar al vehículo de adelante y rebasarlo.

El conductor reparte constantemente el tiempo entre las actividades del nivel de conducción con las de los niveles de control y de navegación. A más de esto, una situación puede requerir reacciones simultáneas en dos o más niveles. Dichos niveles pueden no ser necesariamente compatibles. Lo anterior realza la importancia de la experiencia y del conocimiento previo en todo momento en la operación de vehículos,

TABLA 3-1 Cuadro de referencia para conceptualizar las tareas en la conducción.

Categoría y subtarea	*Relativo a:*	*Ejemplos de fuentes de información*	*Importancia de la información*	*Consecuencias probables de una falla*
Control (Microcomportamiento)	Operación física del vehículo	Orillas de los caminos	Muy alta	Situaciones de emergencia o colisión
	Control con volante	Divisiones de los carriles		
	Control de velocidad	Señales de peligro		
Conducción (Comportamiento de situación)	Selección y mantenimiento de una velocidad y trayectoria seguras	Cinestesia	Intermedia	Situación de emergencia o colisión
		Geometría de los caminos		
		Obstáculos		
		Condiciones de tráfico		
		Condiciones del tiempo		
Navegación (Microcomportamiento)	Seguimiento de la ruta	Experiencia	Muy baja	Retardo, confusión o ineficiencia
	Determinación de la dirección	Señales direccionales		
		Mapas		
	Planeación del viaje	Servicio al turismo		

ya que el actor puede verse presionado para tomar varias decisiones en lapsos muy cortos (12)

El nivel de navegación del desempeño del conductor se refiere a la habilidad de este para proyectar y realizar un viaje. Esto incluye la planeación y los preparativos del viaje, así como la elección del rumbo. Las dos primeras actividades pueden llevarse a cabo antes de iniciar el viaje, mientras que la determinación del rumbo se realiza en el transcurso del viaje. La información en el nivel de navegación se obtiene de mapas, señales direccionales, marcas en el pavimento, y de la memoria del conductor con base en experiencias anteriores.

Allen y colaboradores (1) definieron cinco principios básicos para presentar sistemáticamente la información que necesitan los conductores:

1. Primero es lo primero, primacía
2. No sobrecargar limitaciones en los canales de procesamiento
3. Estudiar el camino antes de salir a carretera, conocimiento *a priori*
4. Mantenerlos ocupados, diseminación
5. Evitar sorpresas, proporcionarles expectativas de respuesta.

Primacía

El concepto de primacía se basa en el hecho de que en un momento dado, cierta información es más importante para el conductor que otra. En la evaluación de la primacía de la información se consideran los efectos de una mala recepción. La falta de ciertos tipos de información puede conducir a una situación de emergencia o a una colisión, la falta de otros tipos de información puede provocar solo una confusión o un retraso momentáneo. Es más importante evitar a un auto que se sale del camino (subtarea de control), que decidir si se rebasa a un vehículo que avanza lentamente (subtarea de conducción). Cualquiera de estas subtareas tendrá predominio sobre la observación de los letreros direccionales (subtarea de navegación)

> En la categoría de conducción los errores tienden a ser catastróficos. Por lo general, chocar contra una valla de protección es menos serio que hacerlo contra el soporte de un puente. Una colisión contra un vehículo que se mueve en la misma dirección es menos grave que estrellarse de frente. . .
>
> Un segundo aspecto del juicio de primacía se basa en el criterio de distancia. Un peligro cercano tendrá mayor primacía que otro más distante del mismo tipo. . . La evaluación de la primacía (tanto en su potencial de distancia como en el de gravedad) de un solo peligro es una tarea que puede hacer bien la mayoría de los conductores. Evaluar la primacía relativa de dos peligros competitivos en una situación dinámica es

una tarea difícil que hace que el conductor tenga más probabilidades de cometer un error (12)

Limitación en el proceso

A medida que aumenta la complejidad de una situación de manejo, el tiempo de respuesta del conductor se incrementa. Es claro que si un conductor se enfrenta con diversas situaciones complejas en un lapso corto, se alcanza cierto punto en el que el conductor es incapaz de recibir y procesar la cantidad de información que requiere una respuesta sin error. La información necesaria que el conductor necesita debe presentársele sistemáticamente; para lo cual es preferible una sucesión de opciones simples, a un número menor de posibilidades complejas

Conocimientos a *priori*

Antes de salir a carretera, los conductores deben tratar de obtener toda la información que puedan. En la medida de lo posible, *a priori* los conductores deben conocer las distancias y dirección de los puntos de destino, el tiempo promedio de viaje, los tipos de carreteras, las características de diseño y demás informaciones que faciliten la planeación de los viajes

Diseminación

Durante el curso de los viajes, los conductores pueden encontrarse con objetos, muy diferentes que demandan su atención. En ciertas áreas contara con mucha información y en otras con muy poca. Deben hacerse esfuerzos para distribuir la carga de información con el objeto de evitar que el conductor se aburra en algunos tramos y que se sobrecargue su capacidad de proceso en otros. Esto se lleva a cabo con los análisis de primacía, transfiriendo la información menos importante desde los "picos" con mucha información hacia los "valles" con poca información.

Expectativa de respuesta

La capacidad de los conductores para responder rápidamente a las condiciones de la carretera, a las situaciones del tránsito, o a los sistemas de información ha sido llamada expectativa de respuesta del conductor. En función de sus experiencias anteriores, los conductores dan por sentado que en los caminos encontrarán ciertas características del diseño y operación. Por ejemplo, generalmente los conductores esperan que las rampas de entrada y salida de las autopistas se localicen sobre el lado derecho de éstas. Los conductores generalmente no esperan cambios en el número de carriles u otros cambios en la sección transversal de la carretera. Si las expectativas del conductor no se cumplen, éste puede necesitar un tiempo de respuesta más largo y es posible que la respuesta sea inapropiada o peligrosa. Aun cuando las expectativas se presentan en todos los niveles del manejo, probablemente su importancia es mayor en el nivel de c nducción

CARACTERÍSTICAS DE LOS PEATONES

El peatón es la persona que más utiliza los sistemas de caminos; cuando el sistema falla, él es la víctima más frecuente. En términos aproximados, cada año mueren 7 000 peatones en Estados Unidos y alrededor de 120 000 resultan heridos. Este problema es más grave en las áreas urbanas donde las muertes de peatones alcanzan alrededor del 48 por ciento del total de las muertes debidas al tráfico.

Ciertos tipos de peatones, en especial los muy jóvenes y los ancianos, no conocen las reglas de seguridad para peatones o bien son indiferentes a los esfuerzos que se efectúan para hacer cumplir los reglamentos del tránsito peatonal. Wiener (13) estudió las respuestas de peatones ancianos a un programa de educación y de refuerzo a la ley dirigido a eliminar los cruces imprudentes en las calles. Concluyó que:

> Un gran porcentaje de los peatones ancianos son notablemente indiferentes a las campañas de seguridad y a las sanciones legales así como a los símbolos de coacción o de regulación de tránsito. Por más campañas publicitarias que se hagan, este grupo no cambiará sus hábitos de toda la vida a causa de la ignorancia de los peligros y de los reglamentos del tránsito, de la senilidad y de la negligencia intencional; no es posible modificar su conducta por medio de la amenaza de sanciones. Por lo tanto, para hacer las ciudades más seguras para los peatones, deben utilizarse medios que no requieran la cooperación consciente de éstos.

Los ingenieros enfrentan el problema de diseñar instalaciones seguras y adecuadas para los peatones, que pueden ser utilizadas eficazmente hasta por aquellas personas que voluntariamente o por ignorancia, desobedecen las reglas de seguridad peatonal. Tales instalaciones deben servir tanto para los niños pequeños, como para los ancianos y las personas físicamente impedidas, incluso aquellas que carecen de la vista o que cojean.

Los diseñadores de las instalaciones peatonales deben conocer sobre las necesidades de espacio, las velocidades al caminar de los peatones y deben tomar en cuenta las características del flujo de tránsito de los grupos de peatones. En los siguientes párrafos se tratan los dos primeros temas mencionados, en tanto que el último se analiza en el capítulo 5.

3-4 Necesidades de espacio para peatones

El diseño de instalaciones para peatones depende en gran medida de la anchura de los hombros y del grosor del tronco del cuerpo humano. Un estudio de obreros masculinos totalmente vestidos indicó que el 95 por ciento tenía un ancho de espaldas de 22.8 pulgadas y un grosor de tronco de 13.0 pulgadas (14). Para determinar la capacidad de los vagones del metro se utiliza una forma elíptica con 24 pulgadas en el eje mayor y 18 pulgadas en el eje menor (14). La elipse abarca un área de 2.3 pies cuadrados, que es ligeramente mayor que el área ocupada por el 95 por ciento de los hombres. Este espacio es suficiente para permitir el balanceo del cuerpo, la tendencia a evitar los contactos corporales con otras personas, y transportar los paquetes o artículos que cargan muchos peatones. No obstante, debe tenerse presente que la elipse de 18 por 24 pulgadas se emplea principalmente para determinar el espacio o la capacidad necesarios en los elevadores, otros vehículos o locales donde los peatones no caminan. En el diseño de banquetas o de otro tipo de andadores para peatones, es necesario considerar requerimientos de espacio dinámico para evitar las colisiones entre peatones.

> El espacio requerido para la locomoción puede dividirse en dos zonas: la primera zona sirve para colocar los pies al caminar; la segunda zona, o zona sensorial, es el área que los peatones necesitan para la percepción, evaluación y reacción. La longitud de la zona para colocar los pies depende de la edad, del sexo y de las condiciones físicas de los peatones, y se ha demostrado que esta zona está en función lineal directa de la velocidad. Ambas zonas pueden verse afectadas por influencias externas tales como las condiciones del terreno y del tránsito. La longitud del paso puede medirse físicamente, pero los límites de la zona sensorial dependen de muchos factores humanos, tanto de percepción como psicológicos (14).

Las investigaciones han demostrado que un peatón que sigue a otro, prefiere dejar una distancia promedio de alrededor de 8 pies entre él y el guía. Esto corresponde a un intervalo de tiempo de 2 segundos más o menos entre peatones que marchan en línea.

En una forma por demás eficiente, el peatón percibe las variaciones de la velocidad y del ángulo de las trayectorias de otros peatones que se aproximan y hace los ajustes convenientes a su paso y velocidad para evitar colisiones.

3-5 Velocidades al caminar y al correr

Investigaciones empíricas han demostrado que las velocidades de los peatones caminando en condiciones de flujo libre tienden a distribuirse normalmente. En tales condiciones, la velocidad de los peatones al caminar varía dentro de 2.0 a 6.0 pies/segundo más o menos. La velocidad media típica al caminar está en el intervalo de 4.0 a 4.5 pies/segundo. Por lo general, se supone que un peatón camina a una velocidad de 4 pies/segundo para regular los semáforos para peatones. En las áreas en que existe un gran número de peatones ancianos, la AASHTO (10) recomienda el uso de una velocidad de marcha de 3.0 pies/segundo. La presencia de un número considerable de personas impedidas también motiva el empleo de una velocidad de desplazamiento más baja.

La velocidad de marcha en flujo libre varía con la edad y sexo del peatón así como con el propósito del viaje. Se ha visto que las pendientes menores del 5 por ciento afectan poco a la velocidad de marcha, y que los caminantes que llevan bultos tienden a caminar casi tan rápido como los que no los cargan (14).

La velocidad de marcha disminuye cuando aumenta la densidad de caminantes. Estudios empíricos indican que para un promedio de 25 pies cuadrados o más por peatón, la velocidad de marcha varía muy ligeramente debido a los conflictos peatonales (14). Cuando el espacio disponible por peatón es menor a los 25 pies cuadrados (14), el promedio de la velocidad de marcha disminuye abruptamente. En el capítulo 5 se examinan con más detalle las características del flujo de tránsito de peatones.

Las velocidades superiores a 470 pies/minuto (7.8 pies/segundo) pueden considerarse como una carrera (14). El desplazamiento más rápido a pie se ha logrado al correr 100 yardas en 9.1 segundos, a una velocidad de 33 pies/segundos.

CARACTERÍSTICAS DE LOS VEHÍCULOS

Durante la década 1970-1980, el registro de automóviles en Estados Unidos se incrementó en 36 por ciento, en tanto que el número de camiones registrados aumentó 36 en 80 por ciento. Para 1984, en Estados Unidos se matricularon más de 168 millones de vehículos de motor, entre los que se incluyeron 130 millones de autos de pasajeros, 37 millones de camiones y 611 000 autobuses (4). En el mismo año se había alcanzado el 36 por ciento de los autos de pasajeros del mundo y alrededor del 35 por ciento del total de camiones y autobuses.

El 19 por ciento de los automóviles en uso en ese país tienen menos de 3 años de uso, en tanto que cerca del 30 por ciento tienen 8 o más años

TABLA 3-2 Porcentaje de ventas de coches nuevos por clase en Estados Unidos en 1984

Clase	*Por ciento*
Subcompacto	14.0
Compacto	18.1
Mediano	25.5
Estándar	10.6
De lujo	8.3
Importado	23.5
Total	100.0

FUENTE *MVMA Motor Vehicle Facts and Figures '85* Motor Vehicle Manufacturers Association, Detroit, Mich. (1985)

TABLA 3-3 Ventas al menudeo de camiones nuevos de fabricación americana de distribuidores autorizados en 1984

Peso bruto del vehículo tipo	*Ventas*
Camiones con peso bruto de 10 000 lb o menor	
De uso general	173 141
Pickup tipo coche	25 699
Pickup compacto	
Nacional	560 378
Importada	52 894
Van	386 371
Minivan	23 727
Van, chasis recortado	51 954
Pickup común	1 204 996
Station wagon (chasis de camión)	117 679
Minitransporte de pasajeros	168 774
Transporte de pasajeros	99 088
De paradas múltiples	59 540
Subtotal	3 255 241
10 001 - 14 000 lb	6 019
14 001 - 26 000 lb	60 903
26 001 - 33 000 lb	78 479
33 001 lb o mayor	137 693
Gran total	3 538 335

FUENTE *MVMA Motor Vehicle Facts and Figures '85* Motor Vehicle Manufacturers Association, Detroit, Mich. (1985)

de servicio. Hay más de 2 millones de autos en circulación que tienen 1 o más años de servicio (4). La vida promedio de los automóviles en uso en Estados Unidos, es más o menos de 7.4 años, en tanto que la de los camiones es de 8.1 años.

Las ventas al menudeo de los automóviles de pasajeros en Estados Unidos dieron un total de 10.39 millones en 1984, incluyendo 2.44 millones de automóviles importados. Las ventas de los de tamaño mediano abarcaron 25.5 por ciento de las ventas al menudeo. (Véase la tabla 3-2).

El total de las ventas al menudeo de camiones nuevos en Estados Unidos en 1984 sobrepasó los 4 millones. En la tabla 3-3 se presenta un análisis, por peso y tipo, de las ventas al menudeo de camiones de distribuidores autorizados.

3-6 Tamaño de los vehículos

El tamaño de los vehículos de motor influye en los claros de puentes, túneles y en las estructuras de los pasos a desnivel, en las características geométricas de las calles y caminos y en las medidas de los estacionamientos. Las calle

y carreteras son utilizadas por una amplia variedad de vehículos que van desde las bicicletas, hasta los camiones articulados hasta 75 pies de longitud y con un peso superior a las 100 000 libras (en ciertos estados). El sistema de carreteras debe diseñarse para acomodar toda clase de vehículos, por lo tanto, el diseñador requiere información sobre dimensiones máximas y mínimas de los mismos. Por ejemplo, la clase de vehículo con el mayor ancho total, el radio de giro más amplio, la dimensión más pequeña entre la parte inferior de la defensa y el piso, etc. En la tabla 3-4 se dan las dimensiones máximas y mínimas de los vehículos de pasajeros estándar fabricados en Estados Unidos en 1975. Se considera que estas dimensiones son razonablemente representativas de la población total de este tipo de vehículos debido a que las dimensiones no experimentaron grandes cambios durante la década pasada.

Las leyes estatales establecen el tamaño máximo de los camiones y autobuses, pero los límites varían considerablemente de un estado a otro.

TABLA 3-4 Dimensiones máxima y mínima de autos de pasajeros americanos estándar fabricados en 1985 (pulg)[a]

Dimensiones	*Mínima*	*Máxima*
Longitud total	160.6	220.5
Anchura total	61.8	79.8
Anchura total, con las puertas abiertas	126.0	169.5
Altura total	46.4	60.0
Longitud de proyección frontal	30.9	46.5
Longitud de proyección trasera	30.1	60.3
Distancia entre ejes	93.4	134.4
Anchura entre ruedas del eje delantero	51.2	62.2
Anchura entre ruedas del eje trasero	51.2	64.0
Altura de la parte interior de la defensa con respecto al piso	4.9	20.7
Altura de la parte inferior de la defensa trasera con respecto al piso	9.1	18.12
Ángulo de salida de rampa	10.0	20.5
Diámetro de giro, parte exterior del frente		
Pared a pared	32.5	51.1
Salpicadera a salpicadera	30.3	47.8
Diámetro de giro, parte interior trasera		
Pared a pared	7.4	28.1
Salpicadera a salpicadera	7.6	28.4

[a] 1 pulg = 2.54 cm

FUENTE *Parking Dimensions, 1985 Model Year Passenger Cars*, Motor Vehicle Manufacturers Association, Detroit, Mich. (1985)

TABLA 3-5 Resumen de las restricciones estatales sobre los pesos y las dimensiones de los vehículos

Concepto	*Mínimo en cualquier estado*	*Máximo en cualquier estado*
Anchura (pulg[a])	96	108 [c]
Altura (pies[b])	12.5	14.0
Longitud (pies)		
Camión unidad sencilla	35	60
Autobús	35	55
Tractor con semirremolque	55	85
Otra combinación	55	108
Peso bruto máximo[c]		
práctico de cualquier vehículo, libras.	73,000	139,000

[a] 1 pulg 2.54 cm

[b] 1 pie 0.3048 m

[c] 120 pulg en los caminos de cuota de Indiana y Pennsylvania

FUENTE *NCHRP Report 198*, Transportation Research Board, Washington, D.C. (1979)

En la tabla 3.5 se da el rango de las limitaciones estatales. El peso máximo de los vehículos y el ancho de los mismos que utiliza el Sistema Interestatal está regulado por leyes federales. El Título 23 del Código de Estados Unidos especifica una anchura máxima de 102 pulgadas para todos los vehículos. El código bruto especifica un máximo permisible en los vehículos que circulan por el Sistema Interestatal de 80,000 libras, incluidas las tolerancias. En la ley también se especifica un límite de 20,000 libras para cualquier eje sencillo, incluidas las tolerancias, y se da una fórmula para calcular el peso bruto máximo en una combinación cualquiera de dos o más ejes consecutivos.

Características del funcionamiento de los vehículos

Las limitaciones de funcionamiento y en la capacidad de vehículos determinan el ancho de los carriles para cambio de velocidad, los carriles para rebasar, las zonas de paso prohibido y en el diseño de los sistemas de control de tráfico. Si se pretende operar los sistemas de carreteras con seguridad y eficiencia, los ingenieros de tránsito y de carreteras necesitan conocer las características del funcionamiento de los diferentes vehículos que utilizan tales sistemas. En los siguientes párrafos, se describirán vehículos que utilizan tales sistemas. En los siguientes párrafos, se describirán algunas de las características más importantes de la operación de los vehículos.

3-7 Resistencias

Un vehículo en movimiento tiende a ser retardado por ...do menos cinco tipos de resistencia:

1. [illegible]encia por la inercia.
2. Resistencia por pendiente
3. Resistencia a rodar.
4. Resistencia por curvatura al tomar las curvas
5. Resistencia al aire.

Resistencia por la inercia

Recordamos del estudio de la física que la inercia es la tendencia de un cuerpo a resistir la aceleración: la tendencia a permanecer en reposo o a permanecer en movimiento en una trayectoria recta, a menos que actúe sobre él una fuerza externa. La fuerza, F_i, requerida para vencer la inercia del vehículo se define con la conocida relación,

$$F_i = ma = \frac{W}{g}\, a, lb \qquad (3.1)$$

donde

m = masa del vehículo
a = aceleración (pies/s^2)
W = peso del vehículo (lb)
g = fuerza de aceleración debida a la gravedad (32.2 pies/s^2

Cuando actúa para mover un vehículo hacia adelante, esta fuerza es positiva. Cuando la fuerza se aplica para reducir la velocidad del vehículo o para detenerlo, ésta y la aceleración correspondiente (desaceleración) son negativas.

Resistencia por pendiente

Esta resistencia está dada por la componente del peso del vehículo que actúa hacia abajo en un plano inclinado sin fricciones. Como se ilustra en la figura 3.4, la magnitud de la fuerza es directamente proporcional a la pendiente. Por medio de triángulos semejantes:

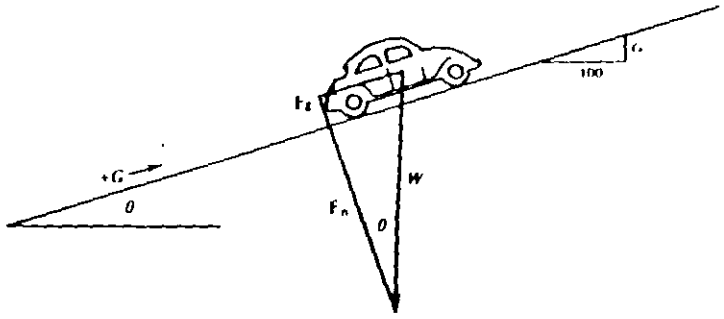


FIGURA 3.4 Fuerzas sobre un vehículo en un plano inclinado sin fricciones

$$\frac{G}{100} = \frac{F_g}{F_n}$$

$$F_g = F_n \frac{G}{100} = W \cos\theta \frac{G}{100}$$

donde

G = pendiente (porcentaje)
W = peso del vehículo (lb)
F_g = resistencia por pendiente (lb)
F_n = fuerza normal (l)

La experiencia demostró aun en carreteras de máxima pendiente $\cos\theta \approx 1.0$. En la práctica, la resistencia por pendiente es

$$F_g = \frac{WG}{100} \qquad (3.2$$

Resistencia a rodar

Los vehículos no ruedan sobre superficies sin fricciones. La resistencia a movimiento ocurre cuando las ruedas giran sobre las irregularidades en la superficie y cuando empujan contra el lodo, la arena o la nieve. Este tipo de resistencia llamada resistencia a rodar también se ve afectada por la flexión de las llantas y por la fricción interna de las partes móviles del vehículo. Pruebas empíricas han mostrado que, para velocidades hasta de 60 mph, la resistencia a rodar de los automóviles modernos es una fuerza prácticamente constante de alrededor de 27 lb/ton de peso (15). En la tabla 3.6 se presenta la resistencia a rodar de los autos de pasajeros sobre superficies de mala calidad.

TABLA 3-6 Resistencia al rodamiento de autos de pasajeros en caminos de superficie de baja pendiente (1b/ton[a])

Tipo de superficie	*Velocidad uniforme (millas/hr)*			
	20	*30*	*40*	*5*
Carpeta asfáltica peligrosamente irregular y mal reparada	29	34	40	51
Grava seca bien compactada	31	35	50	6
Arena suelta	35	40	57	76

[a] 1 lbf = 1.448N
[b] 1 mi = 1.6093 km

Fuller, Claffey, J. "Vehicle Operating Characteristic." *Transportation and Traffic Engineering Handbook*. Institute of Transportation Engineers. Arlington, VA (1975)

TABLA 3-7 Resistencia típica por curvatura en autos de pasajeros en carpetas asfálticas de alta calidad(lb[a])

Grado de curvatura	*Velocidad (mph[b])*	*Resistencia (lb)*
5	50	18
5	60	36
10	30	18
10	40	54
10	50	108

[a] 1 lbf = 4.448N
[b] 1 mi = 1.609 Km

FUENTE: Claffey, Paul J. "Vehicle Operating Characteristics" *Transportation and Traffic Engineering Handbook* Institute of Transportation Engineers, Arlington Va. (1975)

Resistencia por curvatura al tomar las curvas

Como se explicó al principio, una vez que un vehículo se encuentra en movimiento, éste tiende a permanecer en movimiento en línea recta a menos que actúe sobre él alguna fuerza externa. Las fuerzas que cambian la dirección de un vehículo se ejercen por medio de las ruedas delanteras. Los componentes de estas fuerzas tienden a impedir el movimiento del vehículo hacia adelante. Entonces, la resistencia a tomar las curvas es la fuerza requerida para hacer que un vehículo se mueva a lo largo de una trayectoria curva. Ésta es un función del radio o grado de curvatura y de la velocidad del vehículo. En la tabla 3-7 se muestra la resistencia típica a tomar las curvas en los automóviles de pasajeros.

Resistencia del aire

La resistencia del aire está dada por la fuerza requerida para desplazar el aire del frente de la trayectoria del vehículo y por los efectos de la fricción del aire contra el toldo, los lados y la parte inferior de la carrocería. Esta fuerza está en función del área de la sección transversal frontal del vehículo y del cuadrado de su velocidad. Según Claffey, (16) puede estimarse la resistencia del aire en los autos de pasajeros con la siguiente ecuación:

$$F_a = 0.0006\ AV^2 \qquad (3\text{-}3)$$

donde

A = área de la sección transversal frontal (pies^2)
V = ...ocidad del vehículo (mph)

Potencia necesaria

Se define a la potencia como la capacidad para realizar un trabajo. La potencia P requerida para vencer las diversas resistencias y para propulsar un vehículo puede calcularse con la siguiente ecuación:

$$P = \frac{Rv}{550} \text{ hp} \qquad (3$$

donde

R = suma de las diversas resistencias = $F_t + F_g + F_r + F_i + F_a$ (en
v = velocidad del vehículo (pies/s)

Debe observarse que la potencia calculada con la ecuación (3-4) es únicamente la que requiere la propulsión. Ésta no incluye la potencia requerida para un vehículo con transmisión automática, dirección hidráulica, aire acondicionado y otros accesorios.

3-8 Comportamiento durante la aceleración y desaceleración

Un vehículo de motor se mueve de acuerdo con las leyes fundamentales del movimiento; en las siguientes ecuaciones se dan las relaciones entre la distancia, el tiempo, la velocidad y la aceleración uniforme:

$$v_f = v_0 + at \qquad (3$$

$$d = v_0 t + \tfrac{1}{2} at^2 \qquad (3$$

$$v_f^2 = v_0^2 + 2ad \qquad (3$$

donde

v_f = velocidad final (pies/s)
v_0 = velocidad inicial (pies/s)
a = tasa de aceleración o desaceleración (pies/s)
t = tiempo (s)
d = distancia (pies)

La tasa de aceleración máxima varía con la medida del vehículo y velocidad de operación. Los vehículos pueden desarrollar la aceleración máxima en bajas velocidades. Para ir del estado de reposo a una velocidad de 15 millas/h los valores de la aceleración máxima varían dentro de un rango de 2 millas/h s/s^2 (2.9 pies/s^2) en los camiones con semirremolque hasta 10 millas/h/s^2 (14.7 pies/s^2), en los autos grandes (16). Si para la velocidad varía de 0 a 30 millas/h, las aceleraciones máximas típicas son:

en camión tractor con semirremolque	1.5 pies/s^2
en autos grandes	10.3 pies/s^2
en autos deportivos pequeños de alto rendimiento	14.2 pies/s^2

En la figura 3.5 se muestran las tasas típicas de aceleración máxima en incrementos de 10 millas/h/s a diferentes velocidades sobre caminos a nivel. Las tasas varían mucho según diferentes tipos de vehículos y las velocidades de éstos.

Sin frenar un vehículo desacelera cuando el conductor deja de acelerar debido al "arrastre" del motor, a la resistencia del aire, a la resistencia por la pendiente, etcétera.

Un auto de pasajeros reducido a una velocidad de 50 a 60 millas/h desacelera aproximadamente 3.0 pies/s^2 sin utilizar los frenos; a velocidad de 20 a 30 millas/h, un automóvil desacelera alrededor de 1.5 pies/s^2.

En condiciones normales de frenado, los niveles de desaceleración desarrollados, normalmente no llegan al límite de la capacidad de frenado del vehículo ni tampoco al de la interfase piso llanta. La magnitud de la fuerza

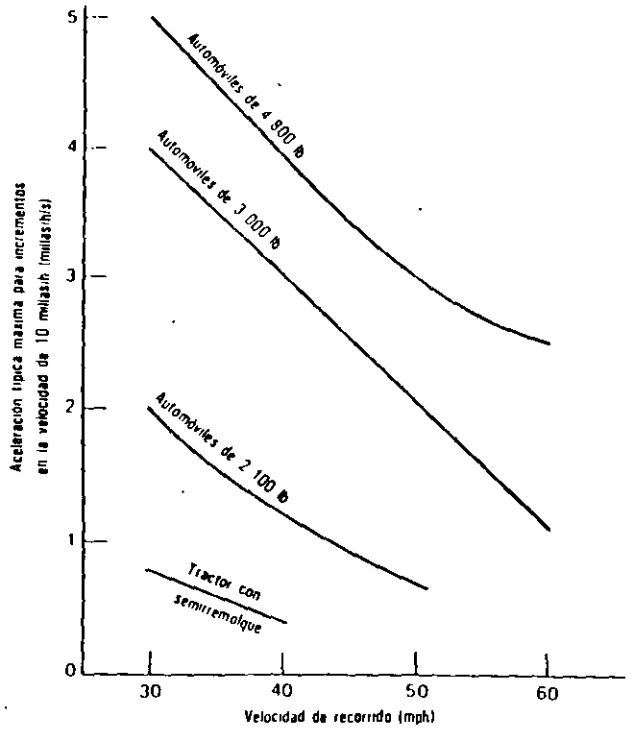


FIGURA 3.5 Máxima aceleración típica en vehículos de motor para incrementos en la velocidad de 10 millas/h a diferentes velocidades de recorrido sobre camino a nivel (Tomando de: Claffey, Paul J. Vehicle Operating Characteristics. Traffic and Transportation Engineers, Arlington, Va., 1975.)

de desaceleración del frenado normal, sin derrapar las llantas, depende de la fuerza que el conductor aplique sobre el pedal del freno. Esta última se relaciona directamente con el confort del conductor. Claffey (16) descubrió que en los vehículos de pasajeros las tasas de desaceleración normal observadas (sin utilizar el freno), en el intervalo de 30 a 70 millas/h son más de menos de 3.3 millas/h/s (4.8 pies/s^2) y en el de 0 a 30 millas/h están alrededor de 1.6 millas/h/s (6.7 pies/s^2).

La desaceleración puede verse limitada ya sea por el estado de los frenos o por el de las llantas y el de la superficie de rodamiento. Un vehículo con frenos muy deteriorados generará una poca desaceleración sin importar las condiciones del lomo de las llantas ni las de la superficie de rodaje. Por otro lado un vehículo con llantas nuevas y excelente capacidad de frenado corre el peligro de deslizar sobre un pavimento helado. Suponiendo que el vehículo tiene frenos adecuados, la desaceleración máxima depende principalmente del coeficiente de fricción entre las llantas y la superficie de rodamiento. En el capítulo 8 se presenta una explicación más amplia del efecto del coeficiente de fricción sobre la distancia necesaria para detener un vehículo.

En pruebas de frenado a velocidades de 70 millas/h, Wilson (17) encontró que una tasa de desaceleración promedio que no afecte al confort no debe exceder a 9.00 pies/s^2. Generalmente los conductores consideran que las desaceleraciones alrededor de los 11 pies/s^2 son indeseables y con las de 14 pies/s^2 se pierde el confort y posiblemente causen alarma (17). La máxima desaceleración generada en condiciones adecuadas de carga sobre un pavimento seco con buenas características de deslizamiento es de alrededor de 25 pies/s^2. En situaciones de pánico, la mayoría de los conductores tienden a aplicar los frenos hasta el punto en que una rueda frenada empieza a patinar, aunque la fuerza de fricción mayor se produce antes de que se presente el patinazo.

PROBLEMAS

3-1 Un conductor de un vehículo que viaja a 55 millas/h mueve sus ojos de izquierda a derecha y los enfoca sobre un vehículo que surge de una calle lateral. Estime la distancia en pies que recorre su vehículo durante el tiempo que tardan los ojos del conductor en moverse y fijarse.

3-2* Un conductor en un vehículo que viaja a 88 km/h mueve sus ojos de derecha a izquierda y los enfoca sobre un niño a punto de lanzarse a atravesar la calle. Estime la distancia en metros que el vehículo avanza mientras los ojos del conductor se mueven y se fijan.

3-3 Es una colisión ocurrida en una intersección, uno de los vehículos dejó marcada una huella de patinazo de 140 pies. Un análisis de la marca indica que el vehículo viajaba a 50 millas/h en el momento de frenar

Suponiendo un conductor promedio (es decir, de tiempo medio de reacción al freno), estime la distancia del punto del impacto a la posición que guardaba el vehículo cuando el conductor reaccionó inicialmente.

3-4* Para una velocidad de proyecto de 45 millas/h una distancia de frenado de 152 pies. Demuestre que una distancia de proyecto 97 m para detener el vehículo es suficiente para esa velocidad de proyecto.

3-5 Estime cuántos caballos de fuerza (hp) se requieren para acelerar a 6 pies/s^2 un vehículo de 2500 lb que se mueve a 30 millas/h en una pendiente de 5.0 por ciento. El vehículo tiene un área de frontal de la sección transversal de 20 pies cuadrados. El camino es de trazo recto y la carpeta asfáltica es peligrosamente irregular y está mal reparada.

3-6* Deduzca una ecuación para determinar la resistencia del aire en un vehículo en newtons, dada un área frontal de la sección transversal en metros cuadrados y una velocidad en kilometros por hora.

3-7 Un automóvil de 2100 lb entra a un carril de aceleración con una velocidad de 25 millas/h y sale a un carril de tránsito a 55 millas/h. Calcule la longitud que debe tener el carril de aceleración.

3-8* Tomando como base los datos de la figura 3.5, elabore una tabla que muestre las tasas de aceleración máxima típica en metros por segundo al cuadrado, para un vehículo de 3000 lb a 50, 60, 70, 80 y 90 km/h.

REFERENCIAS

1. Goldstein, Leon G., On the Future of Driving Licensing and Driver Licensing Research. Transportation Research Board Special Report No. 151 (1974).
2. Kerrick, John C. What Have We Learned to Date? Transportation Research Board Special Report No. 151 (1974).
3. Marsh, Burton W. Aging and Driving. *Traffic Engineering*, Arlington, Va. (November 1960).
4. *Motor Vehicle Facts and Figures '85*. Motor Vehicle Manufacturers Association, Detroit, Mich. (1985).
5. Matson, Theodore M., Smith, Wilburs S., and Hurd, Frederick W. *Traffic Engineering*. McGraw Hill, New York (1955).
6. Mourant, Ronald R., and Rockwell, Thomas H. Strategies of Visual Search by Novice and Experienced Drivers. *Human Factors*, Vol. 19, No. 4, pp. 325-335 (1972).
7. Greenshields, Bruce D. The Driver. *Traffic Engineering Handbook*, John E. Baerwald (ed.). Institute of Traffic Engineers, Washington, D.C. (1965).
8. Greenshields, Bruce D. Reaction Time in Automobile Driving. *J. Appl. Psych.*, Vol. 20, No. 3, p. 355 (1936).
9. Johansson, Gunnar, and Rumar, Kare. Driver's Brake Reaction Time. *Human Factors*, Vol. 13, No. 1, pp. 23-37 (1971).
10. *A Policy on Design of Urban Highway and Arterial Streets*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1973).

11. Allen, T.M., Lunenfeld, H., and Alexander, G.J. Driver Information Needs. *Highway Research Record 366* (1971).
12. Alexander, Gerson J., and Lunenfeld, Harold. *Positive Guidance in Traffic Control*, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C. (1975).
13. Wiener, Earl L. The Elderly Pedestrian. Response to an Enforcement Campaign. *Research Review* (December 1968).
14. Fruin, John J. *Pedestrian Planning and Design*. Metropolitan Association of Urban Designers and Environmental Planners, New York (1971).
15. Kessler, Jay C., and Wallis, Stanley B. Aerodynamic Test Techniques. *SAE Trans.* Vol. 75, Sec. 3, p. 12 (1967).
16. Claffey, Paul J. Vehicle Operating Characteristics. *Transportation and Traffic Engineering Handbook*. Institute of Transportation Engineers, Arlington, Va. (1975).
17. Wilson, Ernest F. Deceleration Distances for High Speed Vehicles. *Proceedings 20th Annual Meeting of the Highway Research Board*, pp. 393-397, Washington, D.C. (1940).

LECTURAS RECOMENDADAS

Driver Expectancy Checklist, A Desing Review Tool. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C. (1972).

Forbes, Theodore W. Human Factors in Highway Design Operation and Safety Problems. *Human Factors*, Vol. **2**, No. 1 (1960).

Hulbert, Slade. Driver and Pedestrian Characteristics. *Transportation and Traffic Engineering Handbook*. Institute of Transportation Engineers, Arlington, Va. (1975).

Proceedings, National Conference for the Aging Driver. American Medical Association and the American Association of Motor Vehicle Administrators, Washington, D.C. (1971).

Physician's Guide for Determining Driver Limitation. American Medical Association, Chicago, Ill. (1973).

Tignor, S.C. Braking Performance of Motor Vehicles. *Public Roads, Vol* **34**, No. 4 (1966).

capítulo cuatro

EVALUACIÓN DE LAS CARRETERAS

En Estados Unidos, hasta 1950 con frecuencia los ingenieros de carreteras podían seleccionar los proyectos y planes convenientes de carreteras, diseñarlas y construirlas atendiendo principalmente los factores ingenieriles y de demanda de viajes. Los ingenieros, y también el público, entendieron la necesidad de realizar grandes mejoras en el sistema de carreteras y reconocieron los considerables beneficios de tales proyectos.

Durante las décadas de los 50 y 60, se construyeron miles de millas de carreteras nuevas, muchas de ellas en áreas densamente pobladas, provocando disolución social, hostilidad del público, y en ciertos casos oposición organizada. Algunos sectores del público manifestaron preocupación acerca de un posible daño ecológico y ambiental provocado por la construcción de las carreteras. La satisfacción parcial de la necesidad de carreteras nuevas y de los cambios en las actitudes del público ocasionaron que se establecieran estándares más altos para la revisión económica, social y ambiental.

Conforme el sistema de carreteras interestatales tiende a estar completo, las oficinas de carreteras prefieren dedicar su atención a la reconstrucción y mejoramiento de los sistemas de carreteras ya existentes, más que a la construcción de nuevos servicios públicos. Ahora, los nuevos sistemas de carreteras y las mejoras a las instalaciones existentes se sujetan a un examen más detallado, y la evaluación formal de los impactos económicos, social y ambiental causados por los proyectos de carreteras se realiza comúnmente.

En este capítulo, examinaremos algunas de las técnicas y procedimientos para hacer tales evaluaciones. Como en el caso de muchos de los temas tratados en este texto, el espacio no permite una explicación muy detallada de todos los aspectos de la evaluación de carreteras. Por lo tanto será necesario simplificar algo del material presentado, enfatizando ciertos asuntos de fundamental importancia

ANÁLISIS ECONÓMICO PARA EL MEJORAMIENTO DE LAS CARRETERAS

Aun cuando desde mediados del siglo XIX se propusieron utilizar el análisis económico como herramienta para la toma de decisiones en los proyectos de carreteras, la técnica fue adoptada por los funcionarios correspondientes mucho tiempo después. Alrededor de 1920, se publicaron por primera vez los datos relacionados al costo de recorrido de los vehículos de motor, pero el análisis económico para las carreteras no fue aceptado en forma general sino hasta después de la publicación del "*Libro rojo*" de la AASHTO(1) en 1952. Este libro fue actualizado en 1960, y desde entonces se han publicado otros (2) referentes a los factores de costo de los usuarios de las carreteras y a la metodología del análisis económico especializado. Un informe del *Stanford Research Institute* (Instituto de Investigación de Stanford) (6) elaboró un informe para el *National Cooperative Highway Research Program* (Programa Nacional Cooperativo de Investigación sobre Carreteras) el cual contiene los costos unitarios de los factores que afectan a los usuarios de las carreteras basándose en las características de funcionamiento y en los precios de los vehículos en 1975; dicho informe ha reemplazado al original "*Libro rojo*" de AASHTO como la fuente de referencia básica. El material de los párrafos siguientes se fundamenta en gran medida en el informe del *Stanford Research Institute*.

Los estudios económicos dirigidos principalmente a las carreteras, se hacen por una o más de las siguientes razones.

1. Para determinar la viabilidad de un proyecto.
2. Para comparar ubicaciones alternativas.
3. Para evaluar diferentes aspectos del diseño de carreteras, por ejemplo, el tipo de superficie que va a utilizarse.
4. Para determinar la prioridad de mejoramientos.
5. Para asignar la responsabilidad de los costos del mejoramiento de las carreteras entre las diferentes clases de usuarios (y no usuarios, en algunos casos).
6. Ocasionalmente, para comparar proyectos de mejoramiento de carreteras de otros proyectos públicos como la educación.

Antes de describir los conceptos analíticos y los planteamientos necesarios para efectuar estudios económicos, se examinarán brevemente los costos y beneficios del transporte por carretera.

4-1 Costos del transporte por carretera

El costo del transporte por carretera se ha definido como la suma de los costos de construcción, operación y mantenimiento de las carreteras más los costos de los usuarios. Donde hay tránsito de autobuses, los costos de transportación incluyen los costos del capital de transporte, los costos de operación del sistema de transporte y los costos que resultan del transporte de los usuarios (tarifas y tiempo de viaje). En la tabla 4-1 se presentan ejemplos de los costos de transporte por carretera.

El costo de inversión, es el costo que se requiere en la preparación de mejoramiento de una carretera para el servicio, incluyendo el costo de derechos de vía; diseños de ingeniería, construcción, dispositivos de control de tráfico y la adaptación del terreno. El costo de mantenimiento es el costo que se requiere para la preservación de la carretera y sus anexos y para conservar las instalaciones en condiciones de servicio. Los costos de operación incluyen los costos del control de tránsito, alumbrado y demás aspectos de la operación.

Los costos de capital de transporte son las inversiones en instalaciones fijas para el transporte en autobuses tales como, terminales, talleres, instalaciones para estacionamiento de autobuses, bancas y cobertizos. También puede incluirse los carriles especiales para autobuses en las carreteras. La referencia 6 trata del costo de los autobuses como un costo de operación.

TABLA 4-1 Ejemplos de costo de transporte por carretera

Tipo de costo	*Ejemplos*
Costo de inversión de la carretera	Proyecto de ingeniería, derecho de vía, rasante y drenaje, pavimento
Costo de mantenimiento de la carretera	Arreglo y cuidado de los parques adyacentes a la carretera, alumbrado
Costo de los usuarios de la carretera	
(a) Costo de operación de los vehículos de motor	Combustible, lubricación, llantas.
(b) Tiempo de viaje	Total de horas-vehículo de viaje por el valor del tiempo
(c) Costos de accidente	Tasa estimada de accidentes por costo unitario de accidente
Costo del capital de transporte	Terminales, tiendas, oficinas administrativas.
Costos de operación del transporte	Salario de los conductores, costo de operación y mantenimiento de los autobuses.
Costo de los usuarios del transporte	
(a) Costo monetario del transporte	Suma de tarifas pagadas, costo de recorrido en auto para llegar a la terminal
(b) Costo del tiempo de viaje del transporte	Tiempo de espera por el autobús por el valor unitario de tiempo Tiempo de viaje en el autobús por el valor unitario de tiempo

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

IMPORTANCIA DE LA VARIABLE AMBIENTAL

EXPOSITOR: ING. ALFREDO C. BONNIN ARRIETA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

IMPORTANCIA DE LA VARIABLE AMBIENTAL

EN LA EJECUCION DE LOS PROYECTOS.

ING. ALFREDO C. BONNIN ARRIETA
Director General de Sigma Ingenieria Civil, S A. de C.V.

IMPORTANCIA DE LA VARIABLE AMBIENTAL EN LA EJECUCION DE LOS PROYECTOS

DEFINICIONES

Ambiente en una de sus acepciones más simples, es todo aquello que rodea a las personas o cosas. Si lo relacionamos con la materia que nos ocupa, los proyectos de las modernas vías terrestres, podemos decir que el concepto de ambiente se refiere al conjunto de sistemas naturales o ecosistemas, los sistemas naturales modificados por el hombre y los sistemas transformados por éste, llámense desarrollos agrícolas, pecuarios, forestales, industriales o urbanos.

En esta forma la variable ambiental se puede considerar que es no sólo el estado de los ecosistemas en un momento determinado, sino sus variaciones en el tiempo y con el clima; así como la dinámica de su interacción o funcionamiento con los sistemas modificados y transformados; entre estos últimos destacan el de los asentamientos humanos, con sus obras de infraestructura, equipamiento y servicios, que necesariamente los acompañan.

IMPACTOS

Los impactos ambientales son las modificaciones del ambiente ocasionadas tanto por la acción humana inducida y, en ocasiones, por la naturaleza misma, así como sus efectos sobre los sistemas naturales y el resto del ambiente. Si nos referimos solamente a la actividad humana, los impactos se pueden dar en dos sentidos, en el **primero buscan los efectos de una transformación planeada a través de un proceso de cambio o desarrollo y lo que esto representa para la sociedad traducido en beneficios,** en sentido contrario son los **efectos negativos sobre los ecosistemas** y **el resto del medio ambiente**, los cuales necesariamente tendrán un costo para la naturaleza y la sociedad, que se debe ponderar cuidadosamente antes de iniciar la ejecución de cualquier proyecto.

EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL

La evaluación de los impactos ambientales, comprende su análisis sobre los ecosistemas mediante la identificación de las diferentes actividades que conforman un proyecto, el conocimiento de las condiciones anteriores al mismo y los cambios predecibles que generará la ejecución de las actividades sobre los ecosistemas y su funcionamiento.

Estas evaluaciones se tienen que hacer dentro de un marco normativo que permita establecer los grados de afectación de los componentes de los ecosistemas y las medidas que se deben tomar para prevenir, revertir, evitar o mitigar los impactos negativos.

En México la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente y su Reglamento en Materia de Impacto Ambiental, establece que las evaluaciones deben presentarse a través de una Manifestación de Impacto Ambiental (M.I.A.), cuya modalidad o nivel se establece previamente, en función del tipo y magnitud de obra, así como de la calidad y sensibilidad de los ecosistemas que se encuentren en las áreas que resultarán afectadas.

La M.I.A. puede ser un instrumento que generará información ambiental, así como un proceso analítico para estimar los elementos más significativos de los costos ecológicos y los beneficios sociales, lo que hará posible la formulación de medidas prácticas que minimicen los costos y aumenten los beneficios y en esta forma, resulte más ventajoso el balance ambiental del proyecto.

Para garantizar los resultados de un estudio de impacto ambiental resulta indispensable proyectar, programar y presupuestar las medidas de mitigación y vigilar su correcta y oportuna ejecución. La consecución operativa de las medidas de protección y mitigación ordenadas por la M.I.A. nos aproxima a estadios de sustentabilidad del desarrollo.

DESARROLLO SUSTENTABLE

A través de las que se denominan funciones ambientales, los ecosistemas aportan una gran cantidad de bienes y servicios. Entre dichas funciones sobresalen la capacidad de proveer recursos como el agua, el aire limpio, el suelo, recursos forestales, alimentos naturales, regulación climática, etc. y la capacidad de asimilar desechos, tales como las emisiones contaminantes a la atmósfera, descargas de aguas residuales y residuos o basura urbana e industrial.

El desarrollo sustentable significa una revaloración de los bienes ecológicos que comprende todos los recursos ambientales que proveen un flujo vital de bienes y servicios, cuya cantidad y calidad tiene que cuidar la sociedad, tanto para desarrollarse en forma sustentable, como para no comprometer el futuro del sustrato que hace posible la calidad de vida y el desarrollo y en esa forma, se pueda transmitir a las generaciones futuras un patrimonio que, en todas sus dimensiones, no resulte inferior al que está a nuestra disposición.

En el sentido biofísico, un desarrollo ambientalmente sustentable exige que el empleo o eliminación de los recursos naturales renovables no exceda a la capacidad de la renovación, que se respete la capacidad de carga de los sistemas hidrológicos, atmosféricos y de suelos para transformar y asimilar los desechos y que, los beneficios de la explotación de recursos no renovables permitan generar alternativas en previsión de su agotamiento.

Tratar de alcanzar el desarrollo sustentable, significa establecer un cuidadoso equilibrio dinámico entre la creciente población, los cambios de los patrones de consumo y la transformación de las tecnologías de producción, con la adecuada conservación de los recursos naturales a través del equilibriõ de los ecosistemas.

Para resumir estas líneas, nos podemos remitir a las ideas aprobadas por la Comisión Mundial sobre el Medio Ambiente y el Desarrollo de la Organización de las Naciones Unidas, que a la letra dicen:

"... El desarrollo sustentable es un modelo de crecimiento que satisface las necesidades de la generación presente, sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras para satisfacer sus propias necesidades...", continúo citando:

"... El desarrollo sustentable es un proceso de cambio social en el cual la explotación de los recursos, el sentido de las inversiones, la orientación del desarrollo tecnológico y las reformas institucionales se realizan en forma armónica, ampliándose el potencial actual y futuro para satisfacer las necesidades y aspiraciones humanas..."

Las ideas anteriores fueron recogidas por la Declaración de Río en diversos principios, entre los que destacan:

- El derecho al desarrollo debe ejercerse en forma tal, que responda equitativamente a las necesidades de desarrollo y ambientales de las generaciones presente y futuras.

- A fin de alcanzar el desarrollo sustentable, la protección del medio ambiente deberá constituir parte integrante del proceso de desarrollo y no debe considerarse en forma aislada.

- Para alcanzar el desarrollo sustentable y una mejor calidad de vida para todos los habitantes, los estados deberían reducir y eliminar los sistemas de producción y consumo insostenibles y fomentar políticas demográficas adecuadas.

IMPACTOS AMBIENTALES DIRECTOS

La construcción y operación de los sistemas de transporte, acarrean en la mayoría de los casos numerosos impactos al medio natural; el suelo, agua y aire se ven afectados por las actividades que se realizan y el medio socioeconómico se ve modificado.

Según evaluaciones oficiales de las autoridades ambientales los sistemas de transporte afectan de distintas maneras y grados al ambiente, así tenemos:

Transporte Marítimo

Que el Subsistema marítimo portuario causa muy altos impactos locales al concentrarse los puertos en áreas relativamente pequeñas y afectar a dos ambientes, cuando menos, el terrestre y el acuático.

La flora y fauna costera es alterada por los derrames de hidrocarburos y disposición inadecuada de basura y desechos tóxicos; en la fase de construcción, el dragado transforma radicalmente las condiciones del fondo, exterminando el hábitat de las especies que pudieran existir. Los movimientos de tierras para los accesos y los rellenos para patios y muelles alteran el suelo y la erosión se presenta produciendo turbiedad y sedimentación. Las obras de protección generan impactos importantes con la explotación de pedreras, instalación de plantas de trituración y de concreto, transporte de materiales a través de zonas pobladas.

Los impactos socioeconómicos principales propician cambios en el uso del suelo, crecimiento urbano desordenado, insuficiencia de los servicios urbanos, industrialización descontrolada, etc.

Transportes Carretero y Ferroviario

Los impactos ambientales de la construcción y operación de carreteras y ferrocarriles se consideran impactos medios, son ocasionados por su gran longitud, ya que afectan a la flora y fauna por los trabajos de desmonte y despalme, así como por la apertura de bancos de materiales, la instalación de patios para campamentos, talleres y plantas de trituración y de fabricación de concretos, así como de patios de almacenamiento de agregados.

En su operación, flora y fauna se afectan por la inadecuada disposición de los desechos sólidos, por el tránsito de vehículos y los asentamientos humanos que se posicionan irregularmente, muchas veces en el propio derecho de vía, como es el caso de las vías ferroviarias en los centros de población y zonas suburbanas. Además, caminos y vías férreas constituyen muchas veces barreras artificiales que afectan los desplazamientos de personas y de la fauna.

El paisaje, el relieve y el drenaje superficial también se ven impactados con el desmonte y los movimientos de tierra, cortes y terraplenes. los que en zonas con fuerte pendiente transversal pueden originar graves problemas de inestabilidad de taludes, erosión, modificación de los patrones de drenaje, azolvamiento y degradación del paisaje.

Los impactos socioeconómicos ocasionados por la construcción de carreteras y ferrocarriles se han considerado que son secundarios y que se presentan a mediano plazo; en nuestra opinión, estos efectos no son tan secundarios y la relevancia que pueden tener la expondremos más adelante, junto con los efectos que ocasiona la operación de estos dos subsistemas.

Transporte Aéreo

Debido a la puntual ubicación de las terminales aéreas y de que las superficies que ocupan no son considerables relativamente, se considera que los impactos ambientales que ocasionan son bajos.

Al igual que carreteras y ferrocarriles, los ecosistemas se ven alterados por el desmonte, el despalme y los movimientos de tierras, así como por la compactación de los suelos y la pavimentación de grandes áreas operacionales.

En la fase de operación, flora y fauna se afectan por las emisiones de gases tóxicos y ruido a la atmósfera, como pueden ser hidrocarburos sin quemar y monóxidos de carbono, de alta toxicidad y que modifican los procesos fotoquímicos. El clima, en el área del aeropuerto y su entorno, se ve alterado y la fauna desaparece.

Entre los efectos socioeconómicos desfavorables se pueden presentar, cambios de uso de suelo, demandas de transporte, energía y agua potable, disposición inadecuada de las aguas servidas y de la basura generada por la terminal, presentación de vectores de enfermedades y plagas, tanto de humanos como de animales y vegetales que se transporten.

PRINCIPALES MEDIDAS DE CONTROL ECOLOGICO

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes, consciente de la importancia que pueden tener los impactos ambientales directos durante la construcción, ha desarrollado y aplicado diferentes instrumentos que previenen y mitigan estas situaciones; para ello formula Manifestaciones de Impacto Ambiental, Normas Técnicas de Control Ecológico para la Construcción de Carreteras, Especificaciones Técnicas Ambientales Generales y Particulares para Carreteras Alimentadoras y Caminos Rurales y tiene en preparación un Manual de Ecología, que será de observancia obligatoria para el proyecto, construcción, conservación y operación de la infraestructura de los cuatro modos de transporte.

Vale la pena hacer hincapié en algunas de las principales medidas que ha adoptado el Sector C. y T., para prevenir y mitigar los impactos ambientales directos y algunos indirectos, entre ellas se encuentran:

- Formular las Manifestaciones de Impacto Ambiental, cuando la normatividad lo exija y aplicarlas cuando éstas sean aprobadas.

- Desmontar únicamente las superficies indispensables para la construcción de las obras y para que en la operación no se obstruya la visibilidad.

- Conservar los estratos herbáceos y arbustivos que protejan al bosque, eviten la erosión y sirvan como elemento de amortiguamiento y frenado de los vehículos que accidentalmente se salgan de la carretera.

- Despalmar sólo las superficies necesarias, y utilizar el material de despalme, cuando éste sea adecuado, para arropar taludes y propiciar su vegetación, restaurar bancos de materiales y controlar la erosión.

- Prohibir las excavaciones de préstamo lateral, salvo excepciones justificadas.

- Depositar los desperdicios de cortes y derrumbes en bancos que se planeen cuidadosamente en ubicación y forma; queda cancelada la posibilidad de desperdiciar lateralmente el producto de los cortes en balcón, que tanto dañan el paisaje y a la vegetación de las laderas y que ocasionan el azolve de cuerpos de agua y obras de drenaje.

- Estabilizar los taludes de cortes y terraplenes tanto por medios mecánicos tales como bermas, anclas, subdrenes, etc. como por medios vegetativos con siembra de especies herbáceas, cactáceas o arbustivas o utilizando técnicas mixtas de control de la erosión a base de productos industrializados como mallas, geotextiles, georredes, etc. y siembras.

- Restauración de las áreas que se abandonen de campamentos, patios, almacenes y bancos de materiales.

- Forestación con especies nativas para cortinas rompevientos, para ocultar vistas desagradables, tales como basureros públicos, rellenos sanitarios, bancos de materiales, etc., y en el derecho de vía para mejorar el paisaje.

- Racionalizar el ancho de los caminos de acceso y desviaciones, sobre todo en zonas con pendientes y en áreas agrícolas o protegidas. También se deberán estabilizar las superficies de rodamiento revestidas para disminuir la erosión y el polvo.

- Controlar las emisiones a la atmósfera de gases y ruidos, de los equipos de construcción y plantas de procesamiento.

- Cubrir los equipos de transporte de materiales térreos con lonas que eviten la emisión de polvos.

- Prevenir y controlar en su caso, los derrames de combustibles, materiales asfálticos y residuos.

- Ubicar y aislar bancos de materiales en explotación, plantas de trituración, concreto y asfaltos, así como almacenes de materiales pétreos, de tal manera que los vientos dominantes no lleven polvo y partículas a los poblados.

- Tomar medidas contra el ruido excesivo que genere el tránsito, como la construcción de carpetas con granulometría abierta, tratamientos superficiales que amortigüen el ruido o mediante la construcción de barreras, cuidando que éstas, no causen una contaminación mayor del paisaje que la que solucionan del ruido.

- En terminales, campamentos y centros de trabajo donde no exista sistema municipal de alcantarillado sanitario, se deberán diseñar y construir sistemas adecuados para el tratamiento de aguas residuales.

IMPACTOS INDIRECTOS

Se producen en nuestro país un buen número de impactos poco atendidos que causan un gran deterioro, no tan sólo a los ecosistemas, sino a la salud de la población y a la seguridad de la operación de los sistemas de transporte, a los cuales por su complejidad, por la necesaria intervención de diferentes autoridades y

niveles de gobierno o por la carencia de presupuestos, no se les ha dado el cuidado necesario, entre otros podemos mencionar:

1) La ausencia o lo reducido de las asignaciones presupuestarias para el mantenimiento de las redes carreteras secundaria y terciaria, que aceleran su deterioro, sobre todo en sus extendidas fracciones revestidas, produce graves impactos ambientales; en los medios naturales, por la erosión que sufren y las emisiones de polvo que perjudican los cultivos y en el socioeconómico, por la incomunicación y falta de movilidad que ocasionan, perjudicando la productividad del campo en su zona de influencia y aumentando la pérdida de valor patrimonial de la nación.

2) La disposición al aire libre de basura, dentro o en las inmediaciones de los derechos de vía, lo que ocurre con gran frecuencia en las inmediaciones de las localidades rurales, urbanas y en los asentamientos irregulares en los perímetros de las zonas urbanas.

3) La proliferación de anuncios comerciales y de otra índole, que no tan sólo contaminan el paisaje, sino que representan un peligro para la seguridad, pues por su ubicación y mensaje muchas veces distrae a los conductores.

4) El establecimiento desordenado de vendimias a la vera del derecho de vía de los caminos.

5) La construcción arbitraria, por parte de autoridades locales y vecinos, de obstáculos que ponen en peligro la seguridad del tránsito, tales como jardineras de mampostería o concreto armado en acotamientos, taludes muy tendidos, franjas separadoras o zonas planas del derecho de vía. Lo mismo ocurre cuando reforestan con especies de gran porte en esos mismos lugares.

6) El crecimiento incontrolable de topes, aún en zonas rurales, en las que, para proteger a los habitantes de tres o cuatro casas, instalan dos o tres líneas de topes.

7) Al paso por poblaciones, los impactos anteriores, aunados a señalizaciones de tránsito deficientes, a las carencias de las vialidades locales, a las ausencias de educación vial y de vigilancia, propician serios accidentes en la articulación del tránsito carretero con los flujos de peatones y de vehículos urbanos, motorizados o no.

8) En las terminales ferroviarias, patios de maniobra y talleres la generación de cantidades considerables de desechos líquidos, contaminados con aceites y grasas que se vierten libremente.

9) Dentro de las manchas urbanas, en algunas de las terminales, patios y derechos de vía de los ferrocarriles, proliferan los asentamientos humanos irregulares, los cuales carecen de servicios municipales, agua y drenaje principalmente, que producen tiraderos de basura a cielo abierto e inseguridad para los propios habitantes y sus vecinos.

10) El rápido y desordenado crecimiento de asentamientos humanos que se dan en las cercanías de los aeropuertos, inducidos por la construcción de la terminal aérea o por la falta de previsión de los programas urbanísticos o del mismo proyecto aeroportuario. Es común ver el establecimiento de viviendas de personas de escasos recursos, cercanas a las cabeceras de las aeropistas por debajo de las trayectorias de aproximación y despegue, quedando expuestos sus habitantes a deterioros en la salud de su sentido auditivo y a otros males.

Estos y otros problemas se traducen en amplios y negativos impactos ambientales que caen en las esferas de responsabilidad de varias autoridades federales y a veces, simultáneamente en las de las estatales y municipales. Resolverlos requiere de una eficiente y enérgica coordinación interinstitucional que supervise las acciones que aseguren la solución permanente a estos problemas y que garanticen a los usuarios de los medios de transporte y a los habitantes de sus vecindades condiciones de seguridad, salubridad y equilibrio ecológico que brinden calidad a su sistema de vida.

MACROIMPACTOS INDIRECTOS

En líneas anteriores, hemos visto que un buen proyecto aunado a la observación de la normatividad ecológica del Sector y a las buenas prácticas de ingeniería, puede dar como resultado una reducción adecuada de los impactos negativos a los ecosistemas, la sociedad y su patrimonio. Sin embargo, cuando se trata de obras nuevas, se deben extremar las precauciones para manejar los impactos que puedan generar, en particular cuando se trate de vías de acceso no controlado que crucen por áreas naturales o zonas rurales dedicadas a las actividades primarias productivas, en las que se puede inducir asentamientos humanos irregulares no deseados, abuso en la utilización de servicios o facilitar la explotación ilegal de recursos; un claro ejemplo de lo anterior, puede ser la tala inmoderada de los recursos forestales en diversas entidades del centro y sureste del país.

Los problemas señalados anteriormente, aparentemente no son de la responsabilidad de la entidad que construye la obra y los efectos de estos impactos negativos recaen en el ámbito del control de diferentes dependencias y niveles de gobierno, pero a final de cuentas, los que resultan afectados son el entorno ecológico, los usuarios de las obras y la sociedad misma en su conjunto.

Resulta factible que en la concepción del proyecto las autoridades responsables de la áreas afectadas no hayan participado y carezcan de los medios para controlar los impactos.

Ya nos hemos referido a la instalación descontrolada de servicios, comercios y habitaciones a lo largo de las carreteras, a las que les siguen bodegas e industrias que se sienten atraídas por los bajos precios del suelo y la existencia de una infraestructura, como son la vía de comunicación y muchas veces la energía eléctrica, las cuales obtienen prácticamente sin costo alguno; crean un desarrollo desordenado que se desprende de la construcción de los accesos y de la falta de orden y planeación urbana, que tienen el efecto de producir mayor especulación con la tierra y crear otros problemas como:

- entorpecer la operación y seguridad de la carretera.
- producir una conurbación indeseable entre los centros de población.
- generar demandas de servicios municipales que no se pueden atender.
- causar cambios de usos de suelo, que abaten la producción de alimentos.
- deteriorar o destruir los ecosistemas frágiles.

La expansión urbana y suburbana desordenada, es un fenómeno común que no deja de presentarse en México, producto de la falta de planeación participativa regional, proceso integrador indispensable que debe articular los diferentes planes o intereses en una región, que por su ausencia puede coartar o hasta cancelar un buen proyecto de obras infraestructura.

En resumen, podemos decir que la falta de lineamientos y estrategias para la zonificación de uso del suelo y de ordenamientos ecológicos regionales, en los que también se señale el papel que deben tener las nuevas obras carreteras y ferroviarias, provocarán que la urbanización desordenada se expanda paralelamente a las vialidades fuera de control, lo que representará mayores cargas para las instituciones a cargo de la conservación de la infraestructura de servicios y de la protección ecológica en la zona, en la misma medida que la falta de previsión del desarrollo inducido. Es notable que estos desarrollos inducidos en forma indirecta, se van enlazando hasta producir más oleadas de habitantes que producen desajustes en los mercados de trabajo, en la cultura y en la presión política que impacta a la población local e inclusive, en muchos casos, llega a hacer inoperantes a las vías de comunicación que indirectamente propiciaron su existencia.

La interacción de los problemas descritos anteriormente, no tan sólo contribuyen al deterioro de la operación de la infraestructura del transporte con las consecuentes deseconomías para los usuarios y el Estado, sino que impactan negativamente a la calidad del aire al

entorpecer y hacer más lentos los movimientos de los vehículos, aumentando innecesariamente sus emisiones a la atmósfera, de óxidos de carbono y nitrógeno e hidrocarburos, que provocan en nuestras principales ciudades efectos contaminantes muy perjudiciales y contribuyen a la acumulación global de gases que generan el desequilibrio del ciclo de carbono y el efecto de invernadero que amenaza a nuestro planeta.

Todo esto nos lleva a reiterar algunas proposiciones, cuya importancia ya se ha puesto de manifiesto en diferentes foros de esta misma Asociación.

RECOMENDACIONES

- Incorporar, desde la etapa de planeación y análisis de rutas, a especialistas en materia de protección al ambiente que examinen la normatividad aplicable, sobre todo los ordenamientos ecológicos territoriales.

- Someter a Consulta, en los foros adecuados, a los proyectos de nuevas obras o ampliación de las existentes.

- Realizar los estudios de campo y proyectos de las obras simultáneamente con los trabajos para la elaboración de las Manifestaciones de Impacto Ambiental (M.I.A.) correspondientes.

- Incorporar al proyecto explícitamente las medidas de protección ambiental que dicte la M.I.A.

- Capacitar al personal del Sector que realiza la supervisión de las obras, para que paralelamente efectúe la supervisión ambiental de las mismas.

- Gestionar, en los tres niveles de gobierno, mayores recursos para la atención de la conservación de las redes carreteras alimentadoras.

- Promover el desarrollo y el empleo racional de nuevas tecnologías, que contemplen la utilización de materiales no contaminantes y el reciclamiento de materiales industrializados.

- Incrementar la presencia de las autoridades del Sector y de los representantes de la AMIVTAC, en los foros locales y regionales de planeación, para promover las acciones institucionales que abatan los problemas que generan los impactos indirectos de las carreteras.

- Cooperar con las autoridades, en un programa permanente de capacitación, que prepare a servidores públicos y asociados para atender a la solución de la problemática ambiental aquí planteada.

- Analizar y promover alternativas de nuevas obras que apoyen el transporte masivo de pasajeros, que coadyuven a descongestionar carreteras y vialidades urbanas para abatir la emisión de contaminantes a la atmósfera.

CUARTO.- El Ejecutivo Federal expedirá el Reglamento de esta Ley en un plazo no mayor a 120 días naturales, contados a partir del día siguiente en que entre en vigor el presente ordenamiento.

QUINTO.- Los procedimientos de contratación, de aplicación de sanciones, y de inconformidades, así como los demás asuntos que se encuentren en trámite o pendientes de resolución se tramitarán y resolverán conforme a las disposiciones vigentes al momento en el que se iniciaron.

Los contratos de adquisiciones, arrendamientos y prestación de servicios de cualquier naturaleza que se encuentren vigentes al entrar en vigor esta Ley, continuarán rigiéndose por las disposiciones vigentes en el momento en que se celebraron. Las rescisiones administrativas que por causas imputables al proveedor se hayan determinado de acuerdo con lo dispuesto en la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, se continuarán considerando para los efectos de los artículos 50, fracción III, y 60 de esta Ley.

México, D.F., a 30 de noviembre de 1999.- Sen. **Dionisio Pérez Jácome**, Vicepresidente en funciones.- Dip. **Francisco José Paoli Bolio**, Presidente.- Sen. **Raúl Juárez Valencia**, Secretario.- Dip. **Francisco J. Loyo Ramos**, Secretario.- Rúbricas".

En cumplimiento de lo dispuesto por la fracción I del Artículo 89 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, y para su debida publicación y observancia, expido el presente Decreto en la residencia del Poder Ejecutivo Federal, en la Ciudad de México, Distrito Federal, a los veintinueve días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y nueve.- **Ernesto Zedillo Ponce de León**.- Rúbrica.- El Secretario de Gobernación, **Diódoro Carrasco Altamirano**.- Rúbrica.

LEY de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos - Presidencia de la República.

ERNESTO ZEDILLO PONCE DE LEÓN, Presidente de los Estados Unidos Mexicanos, a sus habitantes sabed:

Que el Honorable Congreso de la Unión, se ha servido dirigirme el siguiente

DECRETO

"EL CONGRESO GENERAL DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS, D E C R E T A:

LEY DE OBRAS PÚBLICAS Y SERVICIOS RELACIONADOS CON LAS MISMAS

TÍTULO PRIMERO
DISPOSICIONES GENERALES

CAPÍTULO ÚNICO

ARTÍCULO 1.- La presente Ley es de orden público y tiene por objeto regular las acciones relativas a la planeación, programación, presupuestación, contratación, gasto, ejecución y control de las obras públicas, así como de los servicios relacionados con las mismas, que realicen:

I. Las unidades administrativas de la Presidencia de la República;

II. Las Secretarías de Estado, Departamentos Administrativos y la Consejería Jurídica del Ejecutivo Federal;

III. La Procuraduría General de la República;

IV. Los organismos descentralizados;

V. Las empresas de participación estatal mayoritaria y los fideicomisos en los que el fideicomitente sea el Gobierno Federal o una entidad paraestatal, y

VI. Las entidades federativas, con cargo total o parcial a fondos federales, conforme a los convenios que celebren con el Ejecutivo Federal, con la participación que, en su caso, corresponda a los municipios interesados. No quedan comprendidos los fondos previstos en el capítulo V de la Ley de Coordinación Fiscal.

Las personas de derecho público de carácter federal con autonomía derivada de la Constitución, aplicarán los criterios y procedimientos previstos en esta Ley, en lo que no se contraponga a los ordenamientos legales que los rigen, sujetándose a sus propios órganos de control.

Los contratos que celebren las dependencias con las entidades, o entre entidades y los actos jurídicos que se celebren entre dependencias, o bien, los que se lleven a cabo entre alguna dependencia o entidad de la Administración Pública Federal con alguna perteneciente a la administración pública de una entidad federativa, no estarán dentro del ámbito de aplicación de esta Ley. Cuando la dependencia o entidad obligada a realizar los trabajos no tenga la capacidad para hacerlo por sí misma y contrate a un tercero para llevarlos a cabo, éste acto quedará sujeto a este ordenamiento.

No estarán sujetas a las disposiciones de esta Ley, las obras que deban ejecutarse para crear la infraestructura necesaria en la prestación de servicios públicos que los particulares tengan concesionados, en los terminos de la legislación aplicable, cuando éstos las lleven a cabo.

Los proyectos de infraestructura productiva de largo plazo se realizarán conforme a lo dispuesto por los artículos 18 de la Ley General de Deuda Pública y 30 de la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal, y estarán regidos por esta Ley únicamente en lo que se refiere a los procedimientos de contratación y ejecución de obra pública.

Los titulares de las dependencias y los órganos de gobierno de las entidades emitirán, bajo su responsabilidad y de conformidad con este mismo ordenamiento, las políticas, bases y lineamientos para las materias a que se refiere este artículo.

Las dependencias y entidades se abstendrán de crear fideicomisos, otorgar mandatos o celebrar actos o cualquier tipo de contratos, que evadan lo previsto en este ordenamiento.

ARTÍCULO 2.- Para los efectos de la presente Ley, se entenderá por:

I. Secretaría: la Secretaría de Hacienda y Crédito Público;

II. Contraloría: la Secretaría de Contraloría y Desarrollo Administrativo;

III. Dependencias: las señaladas en las fracciones I a III del artículo 1;

IV. Entidades: las mencionadas en las fracciones IV y V del artículo 1;

V. Tratados: los convenios regidos por el derecho internacional público, celebrados por escrito entre el Gobierno de los Estados Unidos Mexicanos y uno o varios sujetos de Derecho Internacional Público, ya sea que para su aplicación requiera o no la celebración de acuerdos en materias específicas, cualquiera que sea su denominación, mediante los cuales los Estados Unidos Mexicanos asumen compromisos;

VI. Contratista: la persona que celebre contratos de obras públicas o de servicios relacionados con las mismas, y

VII. Licitante: la persona que participe en cualquier procedimiento de licitación pública, o bien de invitación a cuando menos tres personas.

ARTÍCULO 3.- Para los efectos de esta Ley, se consideran obras públicas los trabajos que tengan por objeto construir, instalar, ampliar, adecuar, remodelar, restaurar, conservar, mantener, modificar y demoler bienes inmuebles. Asimismo, quedan comprendidos dentro de las obras públicas los siguientes conceptos:

I. El mantenimiento y la restauración de bienes muebles incorporados o adheridos a un inmueble, cuando implique modificación al propio inmueble;

II. Los trabajos de exploración, geotécnia, localización y perforación que tengan por objeto la explotación y desarrollo de los recursos petroleros y gas que se encuentren en el subsuelo y la plataforma marina;

III. Los proyectos integrales o llave en mano, en los cuales el contratista se obliga desde el diseño de la obra hasta su terminación total, incluyéndose, cuando se requiera, la transferencia de tecnología;

17

IV. Los trabajos de exploración, localización y perforación distintos a los de extracción de petróleo y gas; mejoramiento del suelo y subsuelo; desmontes; extracción y aquellos similares, que tengan por objeto la explotación y desarrollo de los recursos naturales que se encuentren en el suelo o en el subsuelo;

V. Instalación de islas artificiales y plataformas utilizadas directa o indirectamente en la explotación de recursos naturales;

VI. Los trabajos de infraestructura agropecuaria;

VII. La instalación, montaje, colocación o aplicación, incluyendo las pruebas de operación de bienes muebles que deban incorporarse, adherirse o destinarse a un inmueble, siempre y cuando dichos bienes sean proporcionados por la convocante al contratista; o bien, cuando incluyan la adquisición y su precio sea menor al de los trabajos que se contraten, y

VIII. Todos aquellos de naturaleza análoga.

ARTÍCULO 4.- Para los efectos de esta Ley, se consideran como servicios relacionados con las obras públicas, los trabajos que tengan por objeto concebir, diseñar y calcular los elementos que integran un proyecto de obra pública; las investigaciones, estudios, asesorías y consultorías que se vinculen con las acciones que regula esta Ley; la dirección o supervisión de la ejecución de las obras y los estudios que tengan por objeto rehabilitar, corregir o incrementar la eficiencia de las instalaciones. Asimismo, quedan comprendidos dentro de los servicios relacionados con las obras públicas los siguientes conceptos:

I. La planeación y el diseño, incluyendo los trabajos que tengan por objeto concebir, diseñar, proyectar y calcular los elementos que integran un proyecto de ingeniería básica, estructural, de instalaciones, de infraestructura, industrial, electromecánica y de cualquier otra especialidad de la ingeniería que se requiera para integrar un proyecto ejecutivo de obra pública;

II. La planeación y el diseño, incluyendo los trabajos que tengan por objeto concebir, diseñar, proyectar y calcular los elementos que integran un proyecto urbano, arquitectónico, de diseño gráfico o artístico y de cualquier otra especialidad del diseño, la arquitectura y el urbanismo, que se requiera para integrar un proyecto ejecutivo de obra pública;

III. Los estudios técnicos de agrología y desarrollo pecuario, hidrología, mecánica de suelos, sismología, topografía, geología, geodesia, geotécnia, geofísica, geotermia, oceanografía, meteorología, aerofotogrametría, ambientales, ecológicos y de ingeniería de tránsito;

IV. Los estudios económicos y de planeación de preinversión, factibilidad técnico económica, ecológica o social, de evaluación, adaptación, tenencia de la tierra, financieros, de desarrollo y restitución de la eficiencia de las instalaciones;

V. Los trabajos de coordinación, supervisión y control de obra; de laboratorio de análisis y control de calidad; de laboratorio de geotecnia, de resistencia de materiales y radiografías industriales; de preparación de especificaciones de construcción, presupuestación o la elaboración de cualquier otro documento o trabajo para la adjudicación del contrato de obra correspondiente;

VI. Los trabajos de organización, informática, comunicaciones, cibernética y sistemas aplicados a las materias que regula esta Ley;

VII. Los dictámenes, peritajes, avalúos y auditorías técnico normativas, y estudios aplicables a las materias que regula esta Ley;

VIII. Los estudios que tengan por objeto rehabilitar, corregir, sustituir o incrementar la eficiencia de las instalaciones en un bien inmueble;

IX. Los estudios de apoyo tecnológico, incluyendo los de desarrollo y transferencia de tecnología entre otros, y

X. Todos aquéllos de naturaleza análoga.

ARTÍCULO 5.- La aplicación de esta Ley será sin perjuicio de lo dispuesto en los tratados.

ARTÍCULO 6.- Será responsabilidad de las dependencias y entidades mantener adecuada y satisfactoriamente aseguradas las obras públicas a partir del momento de su recepción.

18

ARTÍCULO 7.- El gasto para las obras públicas y servicios relacionados con las mismas se sujetará, en su caso, a las disposiciones específicas del Presupuesto de Egresos de la Federación, así como a lo previsto en la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal y demás disposiciones aplicables.

ARTÍCULO 8.- La Secretaría, la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial y la Contraloría, en el ámbito de sus respectivas competencias, estarán facultadas para interpretar esta Ley para efectos administrativos.

La Contraloría dictará las disposiciones administrativas que sean estrictamente necesarias para el adecuado cumplimiento de esta Ley, tomando en cuenta la opinión de la Secretaría y, cuando corresponda, la de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial. Tales disposiciones se publicarán en el Diario Oficial de la Federación.

ARTÍCULO 9.- Atendiendo a las disposiciones de esta Ley y a las demás que de ella emanen, la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial dictará las reglas que deban observar las dependencias y entidades, derivadas de programas que tengan por objeto promover la participación de las empresas nacionales, especialmente de las micro, pequeñas y medianas.

Para la expedición de las reglas a que se refiere el párrafo anterior, la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial tomará en cuenta la opinión de la Secretaría y de la Contraloría.

ARTÍCULO 10.- En materia de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, los titulares de las dependencias y los órganos de gobierno de las entidades serán los responsables de que, en la adopción e instrumentación de las acciones que deban llevar a cabo en cumplimiento de esta Ley, se observen criterios que promuevan la modernización y desarrollo administrativo, la descentralización de funciones y la efectiva delegación de facultades.

Las facultades conferidas por esta Ley a los titulares de las dependencias podrán ser ejercidas por los titulares de sus órganos desconcentrados, previo acuerdo delegatorio.

ARTÍCULO 11.- Corresponde a las dependencias y entidades llevar a cabo los procedimientos para contratar y ejecutar las obras públicas y servicios relacionados con las mismas, por lo que en ningún caso se podrán contratar servicios para que por su cuenta y orden se contraten las obras o servicios de que se trate.

ARTÍCULO 12.- En los casos de obras públicas y servicios relacionados con las mismas financiados con créditos externos otorgados al Gobierno Federal, o con su aval, los procedimientos, requisitos y demás disposiciones para su contratación serán establecidos por la Contraloría aplicando en lo procedente lo dispuesto por esta Ley y deberán precisarse en las convocatorias, invitaciones, bases y contratos correspondientes.

ARTÍCULO 13.- En lo no previsto por esta Ley y demás disposiciones que de ella se deriven, serán aplicables supletoriamente el Código Civil para el Distrito Federal en materia común y para toda la República en materia federal, la Ley Federal de Procedimiento Administrativo y el Código Federal de Procedimientos Civiles.

ARTÍCULO 14.- Cuando por las condiciones especiales de las obras públicas o de los servicios relacionados con las mismas se requiera la intervención de dos o más dependencias o entidades, cada una de ellas será responsable de la ejecución de la parte de los trabajos que le corresponda, sin perjuicio de la responsabilidad que, en razón de sus respectivas atribuciones, tenga la encargada de la planeación y programación del conjunto.

En los convenios a que se refiere la fracción VI del artículo 1 de esta Ley, se establecerán los términos para la coordinación de las acciones entre las entidades federativas que correspondan y las dependencias y entidades.

ARTÍCULO 15.- Las controversias que se susciten con motivo de la interpretación o aplicación de esta Ley o de los contratos celebrados con base en ella, serán resueltas por los tribunales federales.

Sólo podrá convenirse compromiso arbitral respecto de aquellas controversias que determine la Contraloría mediante reglas de carácter general, previa opinión de la Secretaría y de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, ya sea en cláusula compromisoria incluida en el contrato o en convenio independiente.

19

Lo previsto en los dos párrafos anteriores es sin perjuicio de lo establecido en los tratados de que México sea parte, o de que en el ámbito administrativo la Contraloría conozca de las inconformidades que presenten los particulares en relación con los procedimientos de contratación, o bien, de las quejas que en audiencia de conciliación conozca sobre el incumplimiento de lo pactado en los contratos.

Lo dispuesto por este artículo se aplicará a los organismos descentralizados sólo cuando sus leyes no regulen de manera expresa la forma en que podrán resolver controversias.

Los actos, contratos y convenios que las dependencias y entidades realicen o celebren en contravención a lo dispuesto por esta Ley, serán nulos previa determinación de la autoridad competente.

ARTÍCULO 16.- Los contratos celebrados en el extranjero respecto de obras públicas o servicios relacionados con las mismas que deban ser ejecutados o prestados fuera del territorio nacional, se regirán por la legislación del lugar donde se formalice el acto, aplicando en lo procedente lo dispuesto por esta Ley.

Cuando las obras y servicios hubieren de ser ejecutados o prestados en el país, tratándose exclusivamente de licitaciones públicas, su procedimiento y los contratos que deriven de ellas deberán realizarse dentro del territorio nacional.

TÍTULO SEGUNDO
DE LA PLANEACIÓN, PROGRAMACIÓN Y PRESUPUESTACIÓN

CAPÍTULO ÚNICO

ARTÍCULO 17.- En la planeación de las obras públicas y de los servicios relacionados con las mismas, las dependencias y entidades deberán ajustarse a:

I. Lo dispuesto por la Ley General de Asentamientos Humanos;

II. Los objetivos y prioridades del Plan Nacional de Desarrollo y de los programas sectoriales, institucionales, regionales y especiales que correspondan, así como a las previsiones contenidas en sus programas anuales, y

III. Los objetivos, metas y previsiones de recursos establecidos en los presupuestos de egresos de la Federación o de las entidades respectivas.

ARTÍCULO 18.- Las dependencias o entidades que requieran contratar o realizar estudios o proyectos, previamente verificarán si en sus archivos o, en su caso, en los de la coordinadora del sector correspondiente, existen estudios o proyectos sobre la materia de que se trate. En el supuesto de que se advierta su existencia y se compruebe que los mismos satisfacen los requerimientos de la entidad o dependencia, no procederá la contratación, con excepción de aquellos trabajos que sean necesarios para su adecuación, actualización o complemento.

A fin de complementar lo anterior, las entidades deberán remitir a su coordinadora de sector una descripción sucinta del objeto de los contratos que en estas materias celebren, así como de sus productos.

Los contratos de servicios relacionados con las obras públicas sólo se podrán celebrar cuando las áreas responsables de su ejecución no dispongan cuantitativa o cualitativamente de los elementos, instalaciones y personal para llevarlos a cabo, lo cual deberá justificarse a través del dictamen que para tal efecto emita el titular del área responsable de los trabajos.

ARTÍCULO 19.- Las dependencias y entidades que realicen obras públicas y servicios relacionados con las mismas, sea por contrato o por administración directa, así como los contratistas con quienes aquellas contraten, observarán las disposiciones que en materia de asentamientos humanos, desarrollo urbano y construcción rijan en el ámbito federal, estatal y municipal.

Las dependencias y entidades, cuando sea el caso, previamente a la realización de los trabajos, deberán tramitar y obtener de las autoridades competentes los dictámenes, permisos, licencias, derechos de bancos de materiales, así como la propiedad o los derechos de propiedad incluyendo derechos de vía y expropiación de inmuebles sobre los cuales se ejecutarán las obras públicas. En las bases de licitación se precisarán, en su caso, aquellos trámites que corresponderá realizar al contratista.

ARTÍCULO 20.- Las dependencias y entidades estarán obligadas a considerar los efectos sobre el medio ambiente que pueda causar la ejecución de las obras públicas con sustento en la evaluación de impacto ambiental prevista por la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente. Los proyectos deberán incluir las obras necesarias para que se preserven o restituyan en forma equivalente las condiciones ambientales cuando éstas pudieren deteriorarse y se dará la intervención que corresponda a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, y a las dependencias y entidades que tengan atribuciones en la materia.

ARTÍCULO 21.- Las dependencias y entidades según las características, complejidad y magnitud de los trabajos formularán sus programas anuales de obras públicas y de servicios relacionados con las mismas y los que abarquen más de un ejercicio presupuestal, así como sus respectivos presupuestos, considerando:

I. Los estudios de preinversión que se requieran para definir la factibilidad técnica, económica, ecológica y social de los trabajos;

II. Los objetivos y metas a corto, mediano y largo plazo;

III. Las acciones previas, durante y posteriores a la ejecución de las obras públicas, incluyendo, cuando corresponda, las obras principales, las de infraestructura, las complementarias y accesorias, así como las acciones para poner aquéllas en servicio;

IV. Las características ambientales, climáticas y geográficas de la región donde deba realizarse la obra pública;

V. Las normas aplicables conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización o, a falta de éstas, las normas internacionales;

VI. Los resultados previsibles;

VII. La coordinación que sea necesaria para resolver posibles interferencias y evitar duplicidad de trabajos o interrupción de servicios públicos;

VIII. La calendarización física y financiera de los recursos necesarios para la realización de estudios y proyectos, la ejecución de los trabajos, así como los gastos de operación;

IX. Las unidades responsables de su ejecución, así como las fechas previstas de iniciación y terminación de los trabajos;

X. Las investigaciones, asesorías, consultorías y estudios que se requieran, incluyendo los proyectos arquitectónicos y de ingeniería necesarios;

XI. La adquisición y regularización de la tenencia de la tierra, así como la obtención de los permisos de construcción necesarios;

XII. La ejecución, que deberá incluir el costo estimado de las obras públicas y servicios relacionados con las mismas que se realicen por contrato y, en caso de realizarse por administración directa, los costos de los recursos necesarios; las condiciones de suministro de materiales, de maquinaria, de equipos o de cualquier otro accesorio relacionado con los trabajos; los cargos para pruebas y funcionamiento, así como los indirectos de los trabajos;

XIII. Los trabajos de mantenimiento de los bienes inmuebles a su cargo;

XIV. Los permisos, autorizaciones y licencias que se requieran;

XV. Toda instalación pública deberá asegurar la accesibilidad, evacuación, libre tránsito sin barreras arquitectónicas, para todas las personas; y deberán cumplir con las normas de diseño y de señalización que se emitan, en instalaciones, circulaciones, servicios sanitarios y demás instalaciones análogas para las personas con discapacidad, y

XVI. Las demás previsiones y características de los trabajos.

21

ARTÍCULO 22.- Las dependencias y entidades pondrán a disposición de los interesados y remitirán a la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, a más tardar el 31 de marzo de cada año, su programa anual de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, con excepción de aquella información que, de conformidad con las disposiciones aplicables, sea de naturaleza confidencial.

El citado programa será de carácter informativo, no implicará compromiso alguno de contratación y podrá ser adicionado, modificado, suspendido o cancelado, sin responsabilidad alguna para la dependencia o entidad de que se trate.

Para efectos informativos, la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial integrará y difundirá los programas anuales de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, para lo cual podrá requerir a las dependencias y entidades la información que sea necesaria respecto de las modificaciones a dichos programas.

ARTÍCULO 23.- En las obras públicas y los servicios relacionados con las mismas, cuya ejecución rebase un ejercicio presupuestal, las dependencias o entidades deberán determinar tanto el presupuesto total, como el relativo a los ejercicios de que se trate; en la formulación de los presupuestos de los ejercicios subsecuentes, además de considerar los costos que, en su momento, se encuentren vigentes, se deberán tomar en cuenta las previsiones necesarias para los ajustes de costos y convenios que aseguren la continuidad de los trabajos.

El presupuesto actualizado será la base para solicitar la asignación de cada ejercicio presupuestal subsecuente.

La asignación presupuestal aprobada para cada contrato servirá de base para otorgar, en su caso, el porcentaje pactado por concepto de anticipo.

Para los efectos de este artículo, las dependencias y entidades observarán lo dispuesto en el artículo 30 de la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal.

ARTÍCULO 24.- Las dependencias y entidades podrán convocar, adjudicar o contratar obras públicas y servicios relacionados con las mismas, solamente cuando cuenten con la autorización global o específica, por parte de la Secretaría, del presupuesto de inversión y de gasto corriente, conforme a los cuales deberán elaborarse los programas de ejecución y pagos correspondientes.

En casos excepcionales y previa aprobación de la Secretaría, las dependencias y entidades podrán convocar sin contar con dicha autorización.

Para la realización de obras públicas se requerirá contar con los estudios y proyectos, especificaciones de construcción, normas de calidad y el programa de ejecución totalmente terminados, o bien, con un avance en su desarrollo que permita a los licitantes preparar una propuesta solvente y ejecutar ininterrumpidamente los trabajos hasta su conclusión.

ARTÍCULO 25.- Los titulares de las dependencias y los órganos de gobierno de las entidades, atendiendo a la cantidad de obras públicas y servicios relacionados con las mismas que realicen, podrán establecer comités de obras públicas, los cuales tendrán como mínimo las siguientes funciones:

I. Revisar los programas y presupuestos de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, así como formular las observaciones y recomendaciones convenientes;

II. Proponer las políticas, bases y lineamientos en materia de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, así como autorizar los supuestos no previstos en éstos, sometiéndolas a consideración del titular de la dependencia o al órgano de gobierno en el caso de las entidades;

III. Dictaminar, previamente a la iniciación del procedimiento, sobre la procedencia de no celebrar licitaciones públicas por encontrarse en alguno de los supuestos de excepción previstos en el artículo 42 de esta Ley;

IV. Autorizar, cuando se justifique, la creación de subcomités de obras públicas, así como aprobar la integración y funcionamiento de los mismos;

V. Elaborar y aprobar el manual de integración y funcionamiento del comité, conforme a las bases que expida la Contraloría, y

VI. Coadyuvar al cumplimiento de esta Ley y demás disposiciones aplicables.

ARTÍCULO 26.- Las dependencias y entidades podrán realizar las obras públicas y servicios relacionados con las mismas por alguna de las dos formas siguientes:

I. Por contrato, o

II. Por administración directa.

TÍTULO TERCERO
DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CONTRATACIÓN
CAPÍTULO PRIMERO
GENERALIDADES

ARTÍCULO 27.- Las dependencias y entidades, bajo su responsabilidad, podrán contratar obras públicas y servicios relacionados con las mismas, mediante los procedimientos de contratación que a continuación se señalan:

I. Licitación pública;

II. Invitación a cuando menos tres personas, o

III. Adjudicación directa.

En los procedimientos de contratación deberán establecerse los mismos requisitos y condiciones para todos los participantes, especialmente por lo que se refiere a tiempo y lugar de entrega, plazos de ejecución, normalización aplicable en términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, forma y tiempo de pago, penas convencionales, anticipos y garantías; debiendo las dependencias y entidades proporcionar a todos los interesados igual acceso a la información relacionada con dichos procedimientos, a fin de evitar favorecer a algún participante.

La Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, tomando en cuenta la opinión de la Contraloría, determinará de acuerdo con lo establecido en el artículo 30 de esta Ley el carácter nacional o internacional de los procedimientos de contratación y los criterios para determinar el contenido nacional de los trabajos a contratar, en razón de las reservas, medidas de transición u otros supuestos establecidos en los tratados.

La Contraloría pondrá a disposición pública, a través de los medios de difusión electrónica que establezca, la información que obre en su base de datos correspondiente a las convocatorias y bases de las licitaciones y, en su caso, sus modificaciones; las actas de las juntas de aclaraciones y de visita a instalaciones, los fallos de dichas licitaciones o las cancelaciones de éstas, y los datos relevantes de los contratos adjudicados, sean por licitación, invitación o adjudicación directa.

ARTÍCULO 28.- Los contratos de obras públicas y los de servicios relacionados con las mismas se adjudicarán, por regla general, a través de licitaciones públicas, mediante convocatoria pública, para que libremente se presenten proposiciones solventes en sobre cerrado, que será abierto públicamente, a fin de asegurar al Estado las mejores condiciones disponibles en cuanto a precio, calidad, financiamiento, oportunidad y demás circunstancias pertinentes, de acuerdo con lo que establece la presente Ley.

El sobre a que hace referencia este artículo podrá entregarse, a elección del licitante, en el lugar de celebración del acto de presentación y apertura de proposiciones; o bien, si así lo establece la convocante, enviarlo a través del servicio postal o de mensajería, o por medios remotos de comunicación electrónica, conforme a las disposiciones administrativas que establezca la Contraloría.

En el caso de las proposiciones presentadas por medios remotos de comunicación electrónica el sobre será generado mediante el uso de tecnologías que resguarden la confidencialidad de la información de tal forma que sea inviolable, conforme a las disposiciones técnicas que al efecto establezca la Contraloría.

Las proposiciones presentadas deberán ser firmadas autógrafamente por los licitantes o sus apoderados; en el caso de que éstas sean enviadas a través de medios remotos de comunicación electrónica, en sustitución de la firma autógrafa, se emplearán medios de identificación electrónica, los cuales producirán los mismos efectos que las leyes otorgan a los documentos correspondientes y, en consecuencia, tendrán el mismo valor probatorio.

23

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE, RECURSOS NATURALES Y PESCA

REGLAMENTO de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Evaluación del Impacto Ambiental.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice Estados Unidos Mexicanos.- Presidencia de la Republica

ERNESTO ZEDILLO PONCE DE LEÓN, Presidente de los Estados Unidos Mexicanos, en ejercicio de la facultad que me confiere la fracción I del artículo 89 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, y con fundamento en los artículos 1o , fracciones II, III, V, VII y VIII, 5o , fracciones I, II y X, 6o., 15, fracciones IV, VI, XI, 17, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 35 BIS, 35 BIS 1, 35 BIS 2, 35 BIS 3, 167, 169, 170, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, he tenido a bien expedir el siguiente:

REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y LA PROTECCIÓN AL AMBIENTE EN MATERIA DE EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

CAPÍTULO I

DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 1o.- El presente ordenamiento es de observancia general en todo el territorio nacional y en las zonas donde la Nación ejerce su jurisdicción; tiene por objeto reglamentar la Ley General del Equilibrio Ecologico y la Protección al Ambiente, en materia de evaluación del impacto ambiental a nivel federal.

Artículo 2o.- La aplicación de este reglamento compete al Ejecutivo Federal, por conducto de la Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, de conformidad con las disposiciones legales y reglamentarias en la materia.

Artículo 3o.- Para los efectos del presente reglamento se considerarán las definiciones contenidas en la ley y las siguientes:

I. Cambio de uso de suelo: Modificación de la vocacion natural o predominante de los terrenos, llevada a cabo por el hombre a través de la remoción total o parcial de la vegetación;

II. Especies de difícil regeneración: Las especies vulnerables a la extinción biológica por la especificidad de sus requerimientos de hábitat y de las condiciones para su reproducción,

III - Daño ambiental: Es el que ocurre sobre algún elemento ambiental a consecuencia de un impacto ambiental adverso;

IV - Daño a los ecosistemas: Es el resultado de uno o más impactos ambientales sobre uno o varios elementos ambientales o procesos del ecosistema que desencadenan un desequilibrio ecológico;

V.- Daño grave al ecosistema: Es aquel que propicia la pérdida de uno o varios elementos ambientales, que afecta la estructura o función, o que modifica las tendencias evolutivas o sucesionales del ecosistema,

VI. Desequilibrio ecológico grave: Alteracion significativa de las condiciones ambientales en las que se prevén impactos acumulativos, sinérgicos y residuales que ocasionarian la destruccion, el aislamiento o la fragmentación de los ecosistemas,

VII. Impacto ambiental acumulativo: El efecto en el ambiente que resulta del incremento de los impactos de acciones particulares ocasionado por la interacción con otros que se efectuaron en el pasado o que están ocurriendo en el presente;

VIII. Impacto ambiental sinérgico. Aquel que se produce cuando el efecto conjunto de la presencia simultánea de varias acciones supone una incidencia ambiental mayor que la suma de las incidencias individuales contempladas aisladamente;

IX. Impacto ambiental significativo o relevante: Aquel que resulta de la acción del hombre o de la naturaleza, que provoca alteraciones en los ecosistemas y sus recursos naturales o en la salud, obstaculizando la existencia y desarrollo del hombre y de los demás seres vivos, así como la continuidad de los procesos naturales;

X. Impacto ambiental residual: El impacto que persiste despues de la aplicacion de medidas de mitigación;

XI. Informe preventivo: Documento mediante el cual se dan a conocer los datos generales de una obra o actividad para efectos de determinar si se encuentra en los supuestos señalados por el artículo 31 de la Ley o requiere ser evaluada a través de una manifestación de impacto ambiental;

XII. Ley: La Ley General del Equilibrio Ecologico y la Protección al Ambiente,

XIII. Medidas de prevención: Conjunto de acciones que deberá ejecutar el promovente para evitar efectos previsibles de deterioro del ambiente;

XIV. Medidas de mitigación: Conjunto de acciones que deberá ejecutar el promovente para atenuar los impactos y restablecer o compensar las condiciones ambientales existentes antes de la perturbación que se causare con la realización de un proyecto en cualquiera de sus etapas;

XV. Parque industrial: Es la superficie geográficamente delimitada y diseñada especialmente para el asentamiento de la planta industrial en condiciones adecuadas de ubicación, infraestructura, equipamiento y de servicios, con una administración permanente para su operación. Busca el ordenamiento de los asentamientos industriales y la desconcentración de las zonas urbanas y conurbadas, hacer un uso adecuado del suelo, proporcionar condiciones idóneas para que la industria opere eficientemente y se estimule la creatividad y productividad dentro de un ambiente confortable. Además, forma parte de las estrategias de desarrollo industrial de la región;

XVI. Reglamento. Este reglamento, y

XVII. Secretaría: La Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

Artículo 4o.- Compete a la Secretaría:

I. Evaluar el impacto ambiental y emitir las resoluciones correspondientes para la realización de proyectos de obras o actividades a que se refiere el presente reglamento;

II. Formular, publicar y poner a disposición del público las guías para la presentación del informe preventivo, la manifestación de impacto ambiental en sus diversas modalidades y el estudio de riesgo;

III. Solicitar la opinión de otras dependencias y de expertos en la materia para que sirvan de apoyo a las evaluaciones de impacto ambiental que se formulen;

IV. Llevar a cabo el proceso de consulta pública que en su caso se requiera durante el procedimiento de evaluación de impacto ambiental;

V Organizar, en coordinación con las autoridades locales, la reunión pública a que se refiere la fracción III del artículo 34 de la Ley;

VI. Vigilar el cumplimiento de las disposiciones de este reglamento, así como la observancia de las resoluciones previstas en el mismo, e imponer las sanciones y demás medidas de control y de seguridad necesarias, con arreglo a las disposiciones legales y reglamentarias aplicables, y

VII. Las demás previstas en este reglamento y en otras disposiciones legales y reglamentarias en la materia

CAPÍTULO II

DE LAS OBRAS O ACTIVIDADES QUE REQUIEREN AUTORIZACIÓN EN MATERIA DE IMPACTO AMBIENTAL Y DE LAS EXCEPCIONES

Artículo 5o.- Quienes pretendan llevar a cabo alguna de las siguientes obras o actividades, requerirán previamente la autorización de la Secretaría en materia de impacto ambiental:

A) HIDRÁULICAS:

I. Presas de almacenamiento, derivadoras y de control de avenidas con capacidad mayor de 1 millón de metros cúbicos, jagueyes y otras obras para la captación de aguas pluviales, canales y cárcamos de bombeo, con excepción de aquellas que se ubiquen fuera de ecosistemas frágiles, Áreas Naturales Protegidas y regiones consideradas prioritarias por su biodiversidad y no impliquen la inundación o remoción de vegetación arbórea o de asentamientos humanos, la afectación del hábitat de especies incluidas en alguna categoría de protección, el desabasto de agua a las comunidades aledañas, o la limitación al libre tránsito de poblaciones naturales, locales o migratorias;

II. Unidades hidroagrícolas o de temporal tecnificado mayores de 100 hectáreas,

III. Proyectos de construcción de muelles, canales, escolleras, espigones, bordos, dársenas, represas, rompeolas, malecones, diques, varaderos y muros de contención de aguas nacionales, con excepción de los bordos de represamiento del agua, con fines de abrevadero para el ganado, autoconsumo y riego local que no rebase 100 hectáreas;

IV. Obras de conducción para el abastecimiento de agua nacional que rebasen los 10 kilómetros de longitud, que tengan un gasto de mas de quince litros por segundo y cuyo diámetro de conducción exceda de 15 centímetros;

V. Sistemas de abastecimiento múltiple de agua con diámetros de conducción de mas de 25 centímetros y una longitud mayor a 100 kilómetros;

VI. Plantas para el tratamiento de aguas residuales que descarguen líquidos o lodos en cuerpos receptores que constituyan bienes nacionales,

VII. Depósito o relleno con materiales para ganar terreno al mar o a otros cuerpos de aguas nacionales;

VIII. Drenaje y desecación de cuerpos de aguas nacionales;

IX. Modificación o entubamiento de cauces de corrientes permanentes de aguas nacionales,

X. Obras de dragado de cuerpos de agua nacionales;

XI Plantas potabilizadoras para el abasto de redes de suministro a comunidades, cuando esté prevista la realización de actividades altamente riesgosas;

XII Plantas desaladoras;

XIII Apertura de zonas de tiro en cuerpos de aguas nacionales para desechar producto de dragado o cualquier otro material, y

XIV Apertura de bocas de intercomunicación lagunar marítimas.

B) VIAS GENERALES DE COMUNICACIÓN:

Construccion de carreteras, autopistas, puentes o túneles federales vehiculares o ferrovianos; puertos, vias férreas, aeropuertos, helipuertos, aerodromos e infraestructura mayor para telecomunicaciones que afecten áreas naturales protegidas o con vegetación forestal, selvas, vegetacion de zonas aridas, ecosistemas costeros o de humedales y cuerpos de agua nacionales, con excepcion de:

a) La instalación de hilos, cables o fibra óptica para la transmisión de señales electrónicas sobre la franja que corresponde al derecho de vía, siempre que se aproveche la infraestructura existente, y

b) Las obras de mantenimiento y rehabilitación cuando se realicen en la franja del derecho de vía correspondiente.

C) OLEODUCTOS, GASODUCTOS, CARBODUCTOS Y POLIDUCTOS.

Construccion de oleoductos, gasoductos, carboductos o poliductos para la conducción o distribución de hidrocarburos o materiales o sustancias consideradas peligrosas conforme a la regulación correspondiente, excepto los que se realicen en derechos de vía existentes en zonas agricolas, ganaderas o eriales.

D) INDUSTRIA PETROLERA.

I. Actividades de perforación de pozos para la exploración y producción petrolera, excepto:

a) Las que se realicen en zonas agrícolas, ganaderas o de eriales, siempre que éstas se localicen fuera de áreas naturales protegidas, y

b) Las actividades de limpieza de sitios contaminados que se lleven a cabo con equipos móviles encargados de la correcta disposición de los residuos peligrosos y que no impliquen la construcción de obra civil o hidráulica adicional a la existente;

II Construcción e instalación de plataformas de producción petrolera en zona marina;

III. Construcción de refinerias petroleras, excepto la limpieza de sitios contaminados que se realice con equipos móviles encargados de la correcta disposicion de los residuos peligrosos y que no implique la construcción de obra civil o hidráulica adicional a la existente;

IV. Construcción de centros de almacenamiento o distribución de hidrocarburos que prevean actividades altamente riesgosas;

V. Prospecciones sismológicas marinas distintas a las que utilizan pistones neumaticos, y

VI. Prospecciones sismológicas terrestres excepto las que utilicen vibrosismos.

E) INDUSTRIA PETROQUÍMICA:

Construcción y operación de plantas y complejos de producción petroquímica

F) INDUSTRIA QUÍMICA.

Construcción de parques o plantas industriales para la fabricación de sustancias químicas básicas, de productos químicos orgánicos; de derivados del petróleo, carbón, hule y plásticos; de colorantes y pigmentos sintéticos; de gases industriales, de explosivos y fuegos artificiales; de materias primas para fabricar plaguicidas, así como de productos químicos inorgánicos que manejen materiales considerados peligrosos, con excepción de

a) Procesos para la obtención de oxígeno, nitrógeno y argón atmosféricos;

b) Producción de pinturas vínilicas y adhesivos de base agua;

c) Producción de perfumes, cosméticos y similares;

d) Producción de tintas para impresión;

e) Producción de artículos de plástico y hule en plantas que no estén integradas a las instalaciones de producción de las materias primas de dichos productos, y

f) Almacenamiento, distribución y envasado de productos químicos.

G) INDUSTRIA SIDERÚRGICA:

Plantas para la fabricación, fundición, aleación, laminado y desbaste de hierro y acero, excepto cuando el proceso de fundición no esté integrado al de siderúrgica básica.

H) INDUSTRIA PAPELERA:

Construcción de plantas para la fabricación de papel y otros productos a base de pasta de celulosa primaria o secundaria, con excepción de la fabricación de productos de papel, cartón y sus derivados cuando ésta no este integrada a la producción de materias primas.

I) INDUSTRIA AZUCARERA:

Construcción de plantas para la producción de azúcares y productos residuales de la caña, con excepción de las plantas que no estén integradas al proceso de producción de la materia prima.

26

J) INDUSTRIA DEL CEMENTO:

Construcción de plantas para la fabricación de cemento, así como la producción de cal y yeso, cuando el proceso de producción esté integrado al de la fabricación de cemento.

K) INDUSTRIA ELÉCTRICA:

I. Construcción de plantas nucleoeléctricas, hidroeléctricas, carboeléctricas, geotermoeléctricas, eoloeléctricas o termoeléctricas, convencionales, de ciclo combinado o de unidad turbogás, con excepción de las plantas de generación con una capacidad menor o igual a medio MW, utilizadas para respaldo en residencias, oficinas y unidades habitacionales;

II. Construcción de estaciones o subestaciones eléctricas de potencia o distribución;

III. Obras de transmisión y subtransmisión eléctrica, y

IV. Plantas de cogeneración y autoabastecimiento de energía eléctrica mayores a 3 MW.

Las obras a que se refieren las fracciones II a III anteriores no requerirán autorización en materia de impacto ambiental cuando pretendan ubicarse en áreas urbanas, suburbanas, de equipamiento urbano o de servicios, rurales, agropecuarias, industriales o turísticas.

L) EXPLORACIÓN, EXPLOTACIÓN Y BENEFICIO DE MINERALES Y SUSTANCIAS RESERVADAS A LA FEDERACIÓN:

I. Obras para la explotación de minerales y sustancias reservadas a la federación, así como su infraestructura de apoyo;

II. Obras de exploración, excluyendo las de prospección gravimétrica, geológica superficial, geoeléctrica, magnetotelúrica, de susceptibilidad magnética y densidad, así como las obras de barrenación, de zanjeo y exposición de rocas, siempre que se realicen en zonas agrícolas, ganaderas o eriales y en zonas con climas secos o templados en donde se desarrolle vegetación de matorral xerófilo, bosque tropical caducifolio, bosques de coníferas o encinares, ubicadas fuera de las áreas naturales protegidas, y

III. Beneficio de minerales y disposición final de sus residuos en presas de jales, excluyendo las plantas de beneficio que no utilicen sustancias consideradas como peligrosas y el relleno hidráulico de obras mineras subterráneas.

M) INSTALACIONES DE TRATAMIENTO, CONFINAMIENTO O ELIMINACIÓN DE RESIDUOS PELIGROSOS, ASÍ COMO RESIDUOS RADIOACTIVOS:

I. Construcción y operación de plantas para el confinamiento y centros de disposición final de residuos peligrosos;

II. Construcción y operación de plantas para el tratamiento, reuso, reciclaje o eliminación de residuos peligrosos, con excepción de aquellas en las que la eliminación de dichos residuos se realice dentro de las instalaciones del generador, en las que las aguas residuales del proceso de separación se destinen a la planta de tratamiento del generador y en las que los lodos producto del tratamiento sean dispuestos de acuerdo con las normas jurídicas aplicables, y

III. Construcción y operación de plantas e instalaciones para el tratamiento o eliminación de residuos biológico infecciosos, con excepción de aquellas en las que la eliminación se realice en hospitales, clínicas, laboratorios o equipos móviles, a través de los métodos de desinfección o esterilización y sin que se generen emisiones a la atmósfera y aguas residuales que rebasen los límites establecidos en las disposiciones jurídicas respectivas.

N) APROVECHAMIENTOS FORESTALES EN SELVAS TROPICALES Y ESPECIES DE DIFÍCIL REGENERACIÓN:

I. Aprovechamiento de especies sujetas a protección;

II. Aprovechamiento de cualquier recurso forestal maderable y no maderable en selvas tropicales, con excepción del que realicen las comunidades asentadas en dichos ecosistemas, siempre que no se utilicen especies protegidas y tenga como propósito el autoconsumo familiar, y

III. Cualquier aprovechamiento persistente de especies de difícil regeneración, y

IV. Aprovechamientos forestales en áreas naturales protegidas, de conformidad con lo establecido en el artículo 12, fracción IV de la Ley Forestal.

Ñ) PLANTACIONES FORESTALES:

I. Plantaciones forestales con fines comerciales en predios cuya superficie sea mayor a 20 hectáreas, las de especies exóticas a un ecosistema determinado y las que tengan como objetivo la producción de celulosa, con excepción de la forestación con fines comerciales con especies nativas del ecosistema de que se trate en terrenos preferentemente forestales, y

II. Reforestación o instalación de viveros con especies exóticas, híbridos o variedades transgénicas.

O) CAMBIOS DE USO DEL SUELO DE ÁREAS FORESTALES, ASÍ COMO EN SELVAS Y ZONAS ÁRIDAS:

I. Cambio de uso del suelo para actividades agropecuarias, acuícolas, de desarrollo inmobiliario, de infraestructura urbana, de vías generales de

comunicación o para el establecimiento de instalaciones comerciales, industriales o de servicios en predios con vegetación forestal, con excepción de la construcción de vivienda unifamiliar y del establecimiento de instalaciones comerciales o de servicios en predios menores a 1000 metros cuadrados, cuando su construcción no implique el derribo de arbolado en una superficie mayor a 500 metros cuadrados, o la eliminación o fragmentación del hábitat de ejemplares de flora o fauna sujetos a un régimen de protección especial de conformidad con las normas oficiales mexicanas y otros instrumentos jurídicos aplicables;

II. Cambio de uso del suelo de áreas forestales a cualquier otro uso, con excepción de las actividades agropecuarias de autoconsumo familiar, que se realicen en predios con pendientes inferiores al cinco por ciento, cuando no impliquen la agregación ni el desmonte de más del veinte por ciento de la superficie total y ésta no rebase 2 hectáreas en zonas templadas y 5 en zonas áridas, y

III Los demás cambios de uso del suelo, en terrenos o areas con uso de suelo forestal, con excepción de la modificación de suelos agrícolas o pecuarios en forestales, agroforestales o silvopastoriles, mediante la utilización de especies nativas.

P) PARQUES INDUSTRIALES DONDE SE PREVEA LA REALIZACIÓN DE ACTIVIDADES ALTAMENTE RIESGOSAS:

Construcción e instalación de Parques Industriales en los que se prevea la realizacion de actividades altamente riesgosas, de acuerdo con el listado o clasificación establecida en el reglamento o instrumento normativo correspondiente.

Q) DESARROLLOS INMOBILIARIOS QUE AFECTEN LOS ECOSISTEMAS COSTEROS:

Construcción y operacion de hoteles, condominios, villas, desarrollos habitacionales y urbanos, restaurantes, instalaciones de comercio y servicios en general, marinas, muelles, rompeolas, campos de golf, infraestructura turística o urbana, vias generales de comunicación, obras de restitución o recuperación de playas, o arrecifes artificiales, que afecte ecosistemas costeros, con excepcion de:

a) Las que tengan como propósito la protección, embellecimiento y ornato, mediante la utilización de especies nativas;

b) Las actividades recreativas cuando no requieran de algún tipo de obra civil, y

c) La construcción de viviendas unifamiliares para las comunidades asentadas en los ecosistemas costeros.

R) OBRAS Y ACTIVIDADES EN HUMEDALES, MANGLARES, LAGUNAS, RÍOS, LAGOS Y ESTEROS CONECTADOS CON EL MAR, ASÍ COMO EN SUS LITORALES O ZONAS FEDERALES:

I. Cualquier tipo de obra civil, con excepción de la construcción de viviendas unifamiliares para las comunidades asentadas en estos ecosistemas, y

II. Cualquier actividad que tenga fines u objetivos comerciales, con excepción de las actividades pesqueras que no se encuentran previstas en la fracción XII del artículo 28 de la Ley y que de acuerdo con la Ley de Pesca y su reglamento no requieren de la presentacion de una manifestacion de impacto ambiental, así como de las de navegación, autoconsumo o subsistencia de las comunidades asentadas en estos ecosistemas

S) OBRAS EN ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS:

Cualquier tipo de obra o instalación dentro de las áreas naturales protegidas de competencia de la Federación, con excepción de:

a) Las actividades de autoconsumo y uso doméstico, así como las obras que no requieran autorización en materia de impacto ambiental en los términos del presente artículo, siempre que se lleven a cabo por las comunidades asentadas en el área y de conformidad con lo dispuesto en el reglamento, el decreto y el programa de manejo respectivos;

b) Las que sean indispensables para la conservación, el mantenimiento y la vigilancia de las áreas naturales protegidas, de conformidad con la normatividad correspondiente;

c) Las obras de infraestructura urbana y desarrollo habitacional en las zonas urbanizadas que se encuentren dentro de áreas naturales protegidas, siempre que no rebasen los límites urbanos establecidos en los Planes de Desarrollo Urbano respectivos y no se encuentren prohibidos por las disposiciones jurídicas aplicables, y

d) Construcciones para casa habitación en terrenos agrícolas, ganaderos o dentro de los límites de los centros de población existentes, cuando se ubiquen en comunidades rurales.

T) ACTIVIDADES PESQUERAS QUE PUEDAN PONER EN PELIGRO LA PRESERVACIÓN DE UNA O MÁS ESPECIES O CAUSAR DAÑOS A LOS ECOSISTEMAS.

I. Actividades pesqueras de altamar, ribereñas o estuarinas, con fines comerciales e industriales que utilicen artes de pesca fijas o que impliquen la captura, extracción o colecta de especies amenazadas o sujetas a protección especial, de conformidad con lo que establezcan las disposiciones jurídicas aplicables, y

28

II. Captura, extracción o colecta de especies que hayan sido declaradas por la Secretaría en peligro de extinción o en veda permanente.

U) ACTIVIDADES ACUÍCOLAS QUE PUEDAN PONER EN PELIGRO LA PRESERVACIÓN DE UNA O MÁS ESPECIES O CAUSAR DAÑOS A LOS ECOSISTEMAS:

I. Construcción y operación de granjas, estanques o parques de producción acuícola, con excepcion de la rehabilitación de la infraestructura de apoyo cuando no implique la ampliación de la superficie productiva, el incremento de la demanda de insumos, la generación de residuos peligrosos, el relleno de cuerpos de agua o la remoción de manglar, popal y otra vegetación propia de humedales, así como la vegetación riparia o marginal;

II. Produccion de postlarvas, semilla o simientes, con excepción de la relativa a crías, semilla y postlarvas nativas al ecosistema en donde pretenda realizarse, cuando el abasto y descarga de aguas residuales se efectúe utilizando los servicios municipales;

III. Siembra de especies exóticas, híbridos y variedades transgénicas en ecosistemas acuáticos, en unidades de producción instaladas en cuerpos de agua, o en infraestructura acuícola situada en tierra, y

IV. Construcción o instalación de arrecifes artificiales u otros medios de modificación del hábitat para la atracción y proliferación de la vida acuática.

V) ACTIVIDADES AGROPECUARIAS QUE PUEDAN PONER EN PELIGRO LA PRESERVACIÓN DE UNA O MÁS ESPECIES O CAUSAR DAÑOS A LOS ECOSISTEMAS

Actividades agropecuarias de cualquier tipo cuando estas impliquen el cambio de uso del suelo de áreas forestales, con excepción de:

a) Las que tengan como finalidad el autoconsumo familiar, y

b) Las que impliquen la utilización de las técnicas y metodologías de la agricultura orgánica.

Artículo 6o.- Las ampliaciones, modificaciones, sustituciones de infraestructura, rehabilitación y el mantenimiento de instalaciones relacionado con las obras y actividades señaladas en el artículo anterior, así como con las que se encuentren en operación, no requerirán de la autorización en materia de impacto ambiental siempre y cuando cumplan con todos los requisitos siguientes:

I. Las obras y actividades cuenten previamente con la autorización respectiva o cuando no hubieren requerido de ésta;

II. Las acciones por realizar no tengan relacion alguna con el proceso de produccion que genero dicha autorización, y

III. Dichas acciones no impliquen incremento alguno en el nivel de impacto o riesgo ambiental, en virtud de su ubicación, dimensiones, caracteristicas o alcances, tales como conservacion, reparacion y mantenimiento de bienes inmuebles, construccion, instalación y demolicion de bienes inmuebles en áreas urbanas, o modificación de bienes inmuebles cuando se pretenda llevar a cabo en la superficie del terreno ocupada por la construccion o instalación de que se trate

En estos casos, los interesados deberan dar aviso a la Secretaría previamente a la realizacion de dichas acciones.

Las ampliaciones, modificaciones, sustitucion de infraestructura, rehabilitación y el mantenimiento de instalaciones relacionadas con las obras y actividades señaladas en el artículo 5o., así como con las que se encuentren en operacion y que sean distintas a las que se refiere el primer parrafo de este artículo, podrán ser exentadas de la presentación de la manifestación de impacto ambiental cuando se demuestre que su ejecución no causará desequilibrios ecologicos ni rebasara los límites y condiciones establecidos en las disposiciones juridicas relativas a la protección al ambiente y a la preservacion y restauración de los ecosistemas.

Para efectos del párrafo anterior, los promoventes deberán dar aviso a la Secretaría de las acciones que pretendan realizar para que ésta, dentro del plazo de diez dias, determine si es necesaria la presentacion de una manifestación de impacto ambiental, o si las acciones no requieren ser evaluadas y, por lo tanto, pueden realizarse sin contar con autorización.

Artículo 7o.- Las obras o actividades que, ante la inminencia de un desastre, se realicen con fines preventivos, o bien las que se ejecuten para salvar una situación de emergencia, no requerirán de previa evaluación del impacto ambiental; pero en todo caso se deberá dar aviso a la Secretaría de su realización, en un plazo que no excederá de setenta y dos horas contadas a partir de que las obras se inicien, con objeto de que ésta, cuando así proceda, tome las medidas necesarias para atenuar los impactos al medio ambiente en los terminos del artículo 170 de la Ley.

Artículo 8o.- Quienes hayan iniciado una obra o actividad para prevenir o controlar una situación de emergencia, además de dar el aviso a que se refiere el artículo anterior, deberán presentar, dentro de un plazo de veinte dias, un informe de las acciones

realizadas y de las medidas de mitigación y compensacion que apliquen o pretendan aplicar como consecuencia de la realización de dicha obra o actividad.

CAPÍTULO III

DEL PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

Artículo 9o.- Los promoventes deberán presentar ante la Secretaria una manifestación de impacto ambiental, en la modalidad que corresponda, para que ésta realice la evaluación del proyecto de la obra o actividad respecto de la que se solicita autorización.

La Informacion que contenga la manifestación de impacto ambiental deberá referirse a circunstancias ambientales relevantes vinculadas con la realización del proyecto.

La Secretaría proporcionará a los promoventes guias para facilitar la presentación y entrega de la manifestacion de impacto ambiental de acuerdo al tipo de obra o actividad que se pretenda llevar a cabo. La Secretaria publicará dichas guias en el Diario Oficial de la Federación y en la Gaceta Ecológica

Artículo 10.- Las manifestaciones de impacto ambiental deberan presentarse en las siguientes modalidades:

I. Regional, o

II. Particular.

Artículo 11.- Las manifestaciones de impacto ambiental se presentarán en la modalidad regional cuando se trate de

I Parques industriales y acuicolas, granjas acuicolas de más de 500 hectáreas, carreteras y vias ferreas, proyectos de generación de energia nuclear, presas y, en general, proyectos que alteren las cuencas hidrologicas;

II Un conjunto de obras o actividades que se encuentren incluidas en un plan o programa parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico que sea sometido a consideración de la Secretaria en los terminos previstos por el articulo 22 de este reglamento,

III. Un conjunto de proyectos de obras y actividades que pretendan realizarse en una región ecologica determinada, y

IV Proyectos que pretendan desarrollarse en sitios en los que por su interacción con los diferentes componentes ambientales regionales, se prevean impactos acumulativos, sinérgicos o residuales que pudieran ocasionar la destrucción, el aislamiento o la fragmentación de los ecosistemas.

En los demás casos, la manifestación debera presentarse en la modalidad particular.

Articulo 12.- La manifestacion de impacto ambiental, en su modalidad particular, debera contener la siguiente información:

I. Datos generales del proyecto, del promovente y del responsable del estudio de impacto ambiental,

II. Descripción del proyecto,

III. Vinculación con los ordenamientos juridicos aplicables en materia ambiental y, en su caso, con la regulación sobre uso del suelo,

IV. Descripción del sistema ambiental y señalamiento de la problemática ambiental detectada en el área de influencia del proyecto,

V. Identificación, descripción y evaluación de los impactos ambientales;

VI. Medidas preventivas y de mitigacion de los impactos ambientales;

VII. Pronósticos ambientales y, en su caso, evaluación de alternativas, y

VIII. Identificación de los instrumentos metodológicos y elementos técnicos que sustentan la información señalada en las fracciones anteriores.

Artículo 13.- La manifestacion de impacto ambiental, en su modalidad regional, debera contener la siguiente información:

I. Datos generales del proyecto, del promovente y del responsable del estudio de impacto ambiental;

II Descripción de las obras o actividades y, en su caso, de los programas o planes parciales de desarrollo;

III. Vinculación con los instrumentos de planeación y ordenamientos juridicos aplicables;

IV. Descripción del sistema ambiental regional y señalamiento de tendencias del desarrollo y deterioro de la región;

V. Identificación, descripción y evaluación de los impactos ambientales, acumulativos y residuales, del sistema ambiental regional;

VI. Estrategias para la prevención y mitigación de impactos ambientales, acumulativos y residuales, del sistema ambiental regional,

VII. Pronósticos ambientales regionales y, en su caso, evaluación de alternativas, y

VIII. Identificación de los instrumentos metodológicos y elementos técnicos que sustentan los resultados de la manifestación de impacto ambiental.

Artículo 14.- Cuando la realización de una obra o actividad que requiera sujetarse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental involucre, además, el cambio de uso del suelo de áreas forestales y en selvas y zonas áridas, los promoventes podran presentar una sola manifestación de impacto ambiental que incluya la informacion relativa a ambos proyectos.

Artículo 15.- Los aprovechamientos forestales y las plantaciones forestales previstas en el artículo 5o., incisos n) y ñ), respectivamente, podrán presentar de manera simultánea la manifestacion de impacto ambiental y el plan de manejo.

Artículo 16.- Para los efectos de la fracción XIII del artículo 28 de la Ley, cuando la Secretaría tenga conocimiento de que pretende iniciarse una obra o actividad de competencia federal o de que, ya iniciada ésta, su desarrollo pueda causar desequilibrios ecológicos graves e irreparables; daños a la salud pública ocasionados por problemas ambientales o daños a los ecosistemas, o rebasar los límites y condiciones establecidos en las disposiciones jurídicas relativas a la preservación del equilibrio ecologico y la protección al ambiente, notificará inmediatamente al interesado su determinación para que someta al procedimiento de evaluación de impacto ambiental la obra o actividad que corresponda o la parte de ella aún no realizada, explicando las razones que lo justifiquen, con el propósito de que aquél presente los informes, dictámenes y consideraciones que juzgue convenientes, en un plazo no mayor a diez días.

Una vez recibida la documentación, la Secretaría, en un plazo no mayor a treinta días, comunicará al interesado si procede o no la presentación de una manifestación de impacto ambiental indicando, en su caso, la modalidad y el plazo en que deberá hacerlo. Asimismo, cuando se trate de obras o actividades que se hubiesen iniciado, la Secretaría aplicará las medidas de seguridad que procedan de acuerdo con lo previsto en el artículo 170 de la Ley.

Si la Secretaría no emite la comunicación en el plazo señalado, se entenderá que no es necesaria la presentación de la manifestación de impacto ambiental.

Artículo 17.- El promovente deberá presentar a la Secretaría la solicitud de autorización en materia de impacto ambiental, anexando:

I. La manifestación de impacto ambiental;

II. Un resumen del contenido de la manifestación de impacto ambiental, presentado en disquete, y

III. Una copia sellada de la constancia del pago de derechos correspondientes.

Cuando se trate de actividades altamente riesgosas en los términos de la Ley, deberá incluirse un estudio de riesgo.

Artículo 18.- El estudio de riesgo a que se refiere el artículo anterior, consistirá en incorporar a la manifestación de impacto ambiental la siguiente información:

I. Escenarios y medidas preventivas resultantes del análisis de los riesgos ambientales relacionados con el proyecto,

II. Descripcion de las zonas de proteccion en torno a las instalaciones, en su caso, y

III. Señalamiento de las medidas de seguridad en materia ambiental

La Secretaría publicará, en el Diario Oficial de la Federación y en la Gaceta Ecológica, las guías que faciliten la presentación y entrega del estudio de riesgo

Artículo 19.- La solicitud de autorización en materia de impacto ambiental, sus anexos y, en su caso, la información adicional, deberán presentarse en un disquete al que se acompañarán cuatro tantos impresos de su contenido.

Excepcionalmente, dentro de los diez días siguientes a la integracion del expediente, la Secretaría podrá solicitar al promovente, por una sola vez, la presentacion de hasta tres copias adicionales de los estudios de impacto ambiental cuando por alguna causa justificada se requiera En todo caso, la presentación de las copias adicionales deberá llevarse a cabo dentro de los tres días siguientes a aquel en que se hayan solicitado.

Artículo 20.- Con el objeto de no retardar el procedimiento de evaluación, la Secretaría comunicará al promovente, en el momento en que éste presente la solicitud y sus anexos, si existen deficiencias formales que puedan ser corregidas en ese mismo acto.

En todo caso, la Secretaría se ajustará a lo previsto en el artículo 43 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo.

Artículo 21.- La Secretaría, en un plazo no mayor a diez días contados a partir de que reciba la solicitud y sus anexos, integrará el expediente, en ese lapso, procederá a la revisión de los documentos para determinar si su contenido se ajusta a las disposiciones de la Ley, del presente reglamento y a las normas oficiales mexicanas aplicables.

Artículo 22.- En los casos en que la manifestación de impacto ambiental presente insuficiencias que impidan la evaluación del proyecto, la Secretaría podrá solicitar al promovente, por única vez y dentro de los cuarenta días siguientes a la integración del expediente,

aclaraciones, rectificaciones o ampliaciones al contenido de la misma y en tal caso, se suspenderá el termino de sesenta dias a que se refiere el articulo 35 bis de la Ley

La suspensión no podrá exceder de sesenta días computados a partir de que sea declarada. Transcurrido este plazo sin que la información sea entregada por el promovente, la Secretaria podrá declarar la caducidad del trámite en los términos del articulo 60 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo.

Artículo 23.- Las autoridades competentes de los Estados, del Distrito Federal o de los Municipios podran presentar a la Secretaria los planes o programas parciales de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico en los que se prevea la realización de obras o actividades de las incluidas en el articulo 5o. de este reglamento, para que ésta lleve a cabo la evaluación del impacto ambiental del conjunto de dichas obras o actividades y emita la resolución que corresponda

La evaluación a que se refiere el párrafo anterior, deberá realizarse a través de una manifestacion de impacto ambiental en su modalidad regional, elaborada respecto de la totalidad o de una parte de las obras o actividades contempladas en los planes y programas. Dicha manifestación será presentada por las propias autoridades locales o municipales.

Artículo 24.- La Secretaria podrá solicitar, dentro del procedimiento de evaluación y en los terminos previstos en la Ley Federal de Procedimiento Administrativo, la opinión técnica de alguna dependencia o entidad de la Administración Pública Federal, cuando por el tipo de obra o actividad así se requiera.

Asimismo, la Secretaria podrá consultar a grupos de expertos cuando por la complejidad o especialidad de las circunstancias de ejecución y desarrollo se estime que sus opiniones pueden proveer de mejores elementos para la formulación de la resolución correspondiente; en este caso, notificará al promovente los propósitos de la consulta y le remitirá una copia de las opiniones recibidas para que éste, durante el procedimiento, manifieste lo que a su derecho convenga.

La Secretaria deberá mantener, al momento de realizar la consulta, la reserva a que se refiere el articulo 37 de este reglamento.

Artículo 25.- Cuando se trate de obras o actividades incluidas en las fracciones IV, VIII, IX y XI del articulo 28 de la Ley que deban sujetarse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental de conformidad con este reglamento, la Secretaría notificará a los gobiernos estatales y municipales o del Distrito Federal, dentro de los diez días siguientes a la integración del expediente, que ha recibido la manifestación de impacto ambiental respectiva, con el fin de que estos, dentro del procedimiento de evaluación hagan las manifestaciones que consideren oportunas

La autorización que expida la Secretaria, no obligará en forma alguna a las autoridades locales para expedir las autorizaciones que les correspondan en el ámbito de sus respectivas competencias.

Artículo 26.- Iniciado el trámite de evaluacion, la Secretaria deberá ir agregando al expediente

I. La información adicional que se genere,

II. Las opiniones técnicas que se hubiesen solicitado;

III. Los comentarios y observaciones que realicen los interesados en el proceso de consulta pública, así como el extracto del proyecto que durante dicho proceso se haya publicado,

IV. La resolución;

V. Las garantías otorgadas, y

VI. Las modificaciones al proyecto que se hubieren realizado.

Artículo 27.- Cuando se realicen modificaciones al proyecto de obra o actividad durante el procedimiento de evaluación del impacto ambiental, el promovente deberá hacerlas del conocimiento de la Secretaria con el objeto de que ésta, en un plazo no mayor de diez días, proceda a:

I. Solicitar información adicional para evaluar los efectos al ambiente derivados de tales modificaciones, cuando éstas no sean significativas, o

II. Requerir la presentación de una nueva manifestación de impacto ambiental, cuando las modificaciones propuestas puedan causar desequilibrios ecológicos, daños a la salud, o causar impactos acumulativos o sinérgicos.

Artículo 28.- Si el promovente pretende realizar modificaciones al proyecto después de emitida la autorización en materia de impacto ambiental, deberá someterlas a la consideración de la Secretaria, la que, en un plazo no mayor a diez días, determinará:

I. Si es necesaria la presentación de una nueva manifestación de impacto ambiental;

II. Si las modificaciones propuestas no afectan el contenido de la autorización otorgada, o

III. Si la autorización otorgada requiere ser modificada con objeto de imponer nuevas condiciones a la realización de la obra o actividad de que se trata.

En este último caso, las modificaciones a la autorización deberan ser dadas a conocer al promovente en un plazo máximo de veinte días.

CAPÍTULO IV

DEL PROCEDIMIENTO DERIVADO DE LA PRESENTACIÓN DEL INFORME PREVENTIVO

Artículo 29.- La realización de las obras y actividades a que se refiere el artículo 5o. del presente reglamento requerirán la presentación de un informe preventivo, cuando:

I. Existan normas oficiales mexicanas u otras disposiciones que regulen las emisiones, las descargas, el aprovechamiento de recursos naturales y, en general, todos los impactos ambientales relevantes que las obras o actividades puedan producir;

II. Las obras o actividades estén expresamente previstas por un plan parcial o programa parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico que cuente con previa autorización en materia de impacto ambiental respecto del conjunto de obras o actividades incluidas en él, o

III. Se trate de instalaciones ubicadas en parques industriales previamente autorizados por la Secretaría, en los términos de la Ley y de este reglamento.

Artículo 30.- El informe preventivo deberá contener:

I. Datos de identificación, en los que se mencione:

a) El nombre y la ubicación del proyecto;

b) Los datos generales del promovente, y

c) Los datos generales del responsable de la elaboración del informe;

II. Referencia, según corresponda.

a) A las normas oficiales mexicanas u otras disposiciones que regulen las emisiones, las descargas o el aprovechamiento de recursos naturales, aplicables a la obra o actividad;

b) Al plan parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico en el cual queda incluida la obra o actividad, o

c) A la autorización de la Secretaría del parque industrial, en el que se ubique la obra o actividad, y

III. La siguiente información:

a) La descripcion general de la obra o actividad proyectada;

b) La identificación de las sustancias o productos que vayan a emplearse y que puedan impactar el ambiente, así como sus caracteristicas físicas y químicas;

c) La identificacion y estimacion de las emisiones, descargas y residuos cuya generacion se prevea, así como las medidas de control que se pretendan llevar a cabo,

d) La descripción del ambiente y, en su caso la identificación de otras fuentes de emision de contaminantes existentes en el area de influencia del proyecto;

e) La identificación de los impactos ambientales significativos o relevantes y la determinacion de las acciones y medidas para su prevencion y mitigación;

f) Los planos de localizacion del area en la que se pretende realizar el proyecto, y

g) En su caso, las condiciones adicionales que se propongan en los términos del artículo siguiente

Artículo 31.- El promovente podra someter a la consideración de la Secretaría condiciones adicionales a las que se sujetará la realizacion de la obra o actividad con el fin de evitar atenuar o compensar los impactos ambientales adversos que pudieran ocasionarse. Las condiciones adicionales formarán parte del informe preventivo

Artículo 32.- El informe preventivo deberá presentarse en un disquete al que se acompañaran tres tantos impresos de su contenido Debera anexarse copia sellada del pago de derechos correspondiente.

La Secretaría proporcionará a los promoventes las guías para la presentacion del informe preventivo. Dichas guías serán publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** y en la Gaceta Ecológica.

Artículo 33.- La Secretaría analizara el informe preventivo y, en un plazo no mayor a veinte días, notificará al promovente:

I. Que se encuentra en los supuestos previstos en el artículo 28 de este reglamento y que, por lo tanto, puede realizar la obra o actividad en los términos propuestos, o

II. Que se requiere la presentacion de una manifestación de impacto ambiental, en alguna de sus modalidades.

Tratándose de informes preventivos en los que los impactos de las obras o actividades a que se refieren se encuentren totalmente regulados por las normas oficiales mexicanas, transcurrido el plazo a que se refiere este artículo sin que la Secretaría haga la notificacion correspondiente, se entenderá que dichas obras o actividades podrán llevarse a cabo en la forma en la que fueron proyectadas y de acuerdo con las mismas normas.

Artículo 34.- Cuando dos o más obras o actividades se pretendan ubicar o realizar en un parque industrial o se encuentren previstas en un plan o programa parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico que cuente con autorizacion en materia de impacto ambiental, los informes preventivos de cada una de ellas podrán ser presentados conjuntamente

CAPÍTULO V

DE LOS PRESTADORES DE SERVICIOS DE EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

Artículo 35.- Los informes preventivos, las manifestaciones de impacto ambiental y los estudios de riesgo podran ser elaborados por los interesados o por cualquier persona fisica o moral.

Artículo 36.- Quienes elaboren los estudios deberan observar lo establecido en la Ley, este reglamento, las normas oficiales mexicanas y los demas ordenamientos legales y reglamentarios aplicables Asimismo, declararán, bajo protesta de decir verdad, que los resultados se obtuvieron a traves de la aplicación de las mejores técnicas y metodologias comúnmente utilizadas por la comunidad científica del país y del uso de la mayor informacion disponible, y que las medidas de prevencion y mitigación sugeridas son las mas efectivas para atenuar los impactos ambientales.

La responsabilidad respecto del contenido del documento corresponderá al prestador de servicios o, en su caso, a quien lo suscriba. Si se comprueba que en la elaboración de los documentos en cuestion la información es falsa, el responsable será sancionado de conformidad con el Capitulo IV del Titulo Sexto de la Ley, sin perjuicio de las sanciones que resulten de la aplicación de otras disposiciones juridicas relacionadas.

CAPÍTULO VI

DE LA PARTICIPACIÓN PÚBLICA Y DEL DERECHO A LA INFORMACIÓN

Artículo 37.- La Secretaría publicará semanalmente en la Gaceta Ecológica un listado de las solicitudes de autorización, de los informes preventivos y de las manifestaciones de impacto ambiental que reciba. Asimismo, incluirá dicho listado en los medios electrónicos de los que disponga

Los listados deberán contener, por lo menos, la siguiente información.

I. Nombre del promovente;

II. Fecha de la presentación de la solicitud;

III. Nombre del proyecto e identificación de los elementos que lo integran;

IV. Tipo de estudio presentado, informe preventivo o manifestación de impacto ambiental y su modalidad, y

V. Lugar en donde se pretende llevar a cabo la obra o la actividad, indicando el Estado y el Municipio.

Artículo 38.- Los expedientes de evaluación de las manifestaciones de impacto ambiental, una vez integrados en los términos del artículo 20 del presente reglamento, estarán a disposición de cualquier persona para su consulta

El promovente, desde la fecha de la presentación de su solicitud de evaluacion en materia de impacto ambiental, podrá solicitar que se mantenga en reserva aquella información que, de hacerse pública, afectaría derechos de propiedad industrial o la confidencialidad de los datos comerciales contenidos en ella, en los términos de las disposiciones legales aplicables. Asimismo, la información reservada permanecerá bajo responsabilidad y custodia de la Secretaría, en los términos de la Ley y de las demás disposiciones legales aplicables.

En todo caso, el promovente deberá identificar los derechos de propiedad industrial y los datos comerciales confidenciales en los que sustente su solicitud.

Artículo 39.- La consulta de los expedientes podrá realizarse en horas y días hábiles, tanto en las oficinas centrales de la Secretaría como en la Delegación que corresponda.

Artículo 40.- La Secretaría, a solicitud de cualquier persona de la comunidad de que se trate, podrá llevar a cabo una consulta pública, respecto de proyectos sometidos a su consideración a través de manifestaciones de impacto ambiental.

La solicitud a que se refiere al párrafo anterior deberá presentarse por escrito dentro del plazo de diez días contados a partir de la publicación de los listados de las manifestaciones de impacto ambiental En ella se hará mención de:

a) La obra o actividad de que se trate;

b) Las razones que motivan la petición;

c) El nombre o razón social y domicilio del solicitante, y

d) La demás información que el particular desee agregar.

Artículo 41.- La Secretaría, dentro de los cinco días siguientes a la presentación de la solicitud, notificará al interesado su determinación de dar o no inicio a la consulta pública.

Cuando la Secretaría decida llevar a cabo una consulta pública, deberá hacerlo conforme a las bases que a continuación se mencionan:

I. El dia siguiente a aquel en que resuelva iniciar la consulta pública, notificará al promovente que deberá publicar, en un término no mayor de cinco días contados a partir de que surta efectos la notificación, un extracto de la obra o actividad en un periódico de amplia circulación en la entidad federativa donde se pretenda llevar a cabo; de no hacerlo, el plazo que restare para concluir el procedimiento quedará suspendido. La Secretaría podrá, en todo caso, declarar la caducidad en los términos del artículo 60 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo.

El extracto del proyecto de la obra o actividad contendrá, por lo menos, la siguiente información:

a) Nombre de la persona física o moral responsable del proyecto;

b) Breve descripción de la obra o actividad de que se trate, indicando los elementos que la integran;

c) Ubicación del lugar en el que la obra o actividad se pretenda ejecutar, indicando el Estado y Municipio y haciendo referencia a los ecosistemas existentes y su condición al momento de realizar el estudio, y

d) Indicación de los principales efectos ambientales que puede generar la obra o actividad y las medidas de mitigación y reparación que se proponen;

II. Cualquier ciudadano de la comunidad de que se trate, dentro de los diez días siguientes a la publicación del extracto del proyecto, podrá solicitar a la Secretaría que ponga a disposición del público la manifestación de impacto ambiental en la entidad federativa que corresponda,

III Dentro de los veinte días siguientes a aquél en que la manifestación de impacto ambiental haya sido puesta a disposición del público conforme a la fracción anterior, cualquier interesado podrá proponer el establecimiento de medidas de prevención y mitigación, así como las observaciones que considere pertinentes, las cuales se agregaran al expediente.

Las observaciones y propuestas a que se refiere el párrafo anterior deberán formularse por escrito y contendrán el nombre completo de la persona física o moral que las hubiese presentado y su domicilio, y

IV. La Secretaría consignará, en la resolución que emita, el proceso de consulta pública y los resultados de las observaciones y propuestas formuladas. Estos resultados serán publicados, además, en la Gaceta Ecológica.

Artículo 42.- El promovente deberá remitir a la Secretaría la página del diario o periódico donde se hubiere realizado la publicación del extracto del proyecto, para que sea incorporada al expediente respectivo.

Artículo 43.- Durante el proceso de consulta pública a que se refiere el artículo 40 de este reglamento, la Secretaría, en coordinación con las autoridades locales, podrá organizar una reunión pública de información cuando se trate de obras o actividades que puedan generar desequilibrios ecológicos graves o daños a la salud pública o a los ecosistemas, de conformidad con las siguientes bases:

I. La Secretaría, dentro del plazo de veinticinco días contados a partir de que resuelva dar inicio a la consulta pública, emitirá una convocatoria en la que expresará el día, la hora y el lugar en que la reunión deberá verificarse. La convocatoria se publicará, por una sola vez, en la Gaceta Ecológica y en un periódico de amplia circulación en la entidad federativa correspondiente Cuando la Secretaría lo considere necesario, podrá llevar a cabo la publicación en otros medios de comunicación que permitan una mayor difusión a los interesados o posibles afectados por la realización de la obra o actividad;

II. La reunión deberá efectuarse, en todo caso, dentro de un plazo no mayor a cinco días con posterioridad a la fecha de publicación de la convocatoria y se desahogará en un solo día;

III. El promovente deberá exponer los aspectos técnicos ambientales de la obra o actividad de que se trate, los posibles impactos que se ocasionarían por su realización y las medidas de prevención y mitigación que serían implementadas. Asimismo, atenderá, durante la reunión, las dudas que le sean planteadas;

IV. Al finalizar, se levantará un acta circunstanciada en la que se asentarán los nombres y domicilios de los participantes que hayan intervenido formulando propuestas y consideraciones, el contenido de éstas y los argumentos, aclaraciones o respuestas del promovente.

En todo caso, los participantes podrán solicitar una copia del acta circunstanciada levantada, y

V. Después de concluida la reunión y antes de que se dicte la resolución en el procedimiento de evaluación, los asistentes podrán formular observaciones por escrito que la Secretaría anexará al expediente.

35

CAPÍTULO VII

DE LA EMISIÓN DE LA RESOLUCIÓN SOBRE LA EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

Artículo 44.- Al evaluar las manifestaciones de impacto ambiental la Secretaría deberá considerar:

I. Los posibles efectos de las obras o actividades a desarrollarse en el o los ecosistemas de que se trate, tomando en cuenta el conjunto de elementos que los conforman, y no únicamente los recursos que fuesen objeto de aprovechamiento o afectación;

II. La utilización de los recursos naturales en forma que se respete la integridad funcional y las capacidades de carga de los ecosistemas de los que forman parte dichos recursos, por periodos indefinidos, y

III. En su caso, la Secretaría podrá considerar las medidas preventivas, de mitigación y las demás que sean propuestas de manera voluntaria por el solicitante, para evitar o reducir al mínimo los efectos negativos sobre el ambiente.

Artículo 45.- Una vez concluida la evaluación de la manifestación de impacto ambiental, la Secretaría deberá emitir, fundada y motivada, la resolución correspondiente en la que podrá:

I. Autorizar la realización de la obra o actividad en los términos y condiciones manifestados;

II. Autorizar total o parcialmente la realización de la obra o actividad de manera condicionada.

En este caso la Secretaría podrá sujetar la realización de la obra o actividad a la modificación del proyecto o al establecimiento de medidas adicionales de prevención y mitigación que tengan por objeto evitar, atenuar o compensar los impactos ambientales adversos susceptibles de ser producidos en la construcción, operación normal, etapa de abandono, término de vida útil del proyecto, o en caso de accidente, o

III. Negar la autorización en los términos de la fracción III del Artículo 35 de la Ley.

Artículo 46.- El plazo para emitir la resolución de evaluación de la manifestación de impacto ambiental no podrá exceder de sesenta días. Cuando por las dimensiones y complejidad de la obra o actividad se justifique, la Secretaría podrá, excepcionalmente y de manera fundada y motivada, ampliar el plazo hasta por sesenta días más, debiendo notificar al promovente su determinación en la forma siguiente:

I. Dentro de los cuarenta días posteriores a la recepción de la solicitud de autorización, cuando no se hubiere requerido información adicional, o

II. En un plazo que no excederá de diez días contados a partir de que se presente la información adicional, en el caso de que ésta se hubiera requerido.

La facultad de prorrogar el plazo podrá ejercitarse una sola vez durante el proceso de evaluación.

Artículo 47.- La ejecución de la obra o la realización de la actividad de que se trate deberá sujetarse a lo previsto en la resolución respectiva, en las normas oficiales mexicanas que al efecto se expidan y en las demás disposiciones legales y reglamentarias aplicables.

En todo caso, el promovente podrá solicitar que se integren a la resolución los demás permisos, licencias y autorizaciones que sean necesarios para llevar a cabo la obra o actividad proyectada y cuyo otorgamiento corresponda a la Secretaría.

Artículo 48.- En los casos de autorizaciones condicionadas, la Secretaría señalará las condiciones y requerimientos que deban observarse tanto en la etapa previa al inicio de la obra o actividad, como en sus etapas de construcción, operación y abandono.

Artículo 49.- Las autorizaciones que expida la Secretaría sólo podrán referirse a los aspectos ambientales de las obras o actividades de que se trate y su vigencia no podrá exceder del tiempo propuesto para la ejecución de éstas.

Asimismo, los promoventes deberán dar aviso a la Secretaría del inicio y la conclusión de los proyectos, así como del cambio en su titularidad.

Artículo 50.- Todo promovente que decida no ejecutar una obra o actividad sujeta a autorización en materia de impacto ambiental, deberá comunicarlo por escrito a la Secretaría para que ésta proceda a:

I. Archivar el expediente que se hubiere integrado, si la comunicación se realiza durante el procedimiento de evaluación del impacto ambiental, o

II. Dejar sin efectos la autorización cuando la comunicación se haga después de que aquélla se hubiere otorgado.

En el caso a que se refiere la fracción anterior, cuando se hayan causado efectos dañinos al ambiente la Secretaría hará efectivas las garantías que se hubiesen otorgado respecto del cumplimiento de las condicionantes establecidas en la autorización y ordenará la adopción de las medidas de mitigación que correspondan.

CAPÍTULO VIII

DE LOS SEGUROS Y LAS GARANTÍAS

Artículo 51.- La Secretaría podrá exigir el otorgamiento de seguros o garantías respecto del cumplimiento de las condiciones establecidas en las

autorizaciones, cuando durante la realización de las obras puedan producirse daños graves a los ecosistemas.

Se considerará que pueden producirse daños graves a los ecosistemas, cuando:

I. Puedan liberarse sustancias que al contacto con el ambiente se transformen en tóxicas, persistentes y bioacumulables;

II. En los lugares en los que se pretenda realizar la obra o actividad existan cuerpos de agua, especies de flora y fauna silvestre o especies endemicas, amenazadas, en peligro de extinción o sujetas a protección especial;

III. Los proyectos impliquen la realización de actividades consideradas altamente riesgosas conforme a la Ley, el reglamento respectivo y demás disposiciones aplicables, y

IV. Las obras o actividades se lleven a cabo en Áreas Naturales Protegidas.

Artículo 52.- La Secretaría fijará el monto de los seguros y garantías atendiendo al valor de la reparación de los daños que pudieran ocasionarse por el incumplimiento de las condicionantes impuestas en las autorizaciones.

En todo caso, el promovente podrá otorgar sólo los seguros o garantías que correspondan a la etapa del proyecto que se encuentre realizando.

Si el promovente dejara de otorgar los seguros y las fianzas requeridas, la Secretaría podrá ordenar la suspension temporal, parcial o total, de la obra o actividad hasta en tanto no se cumpla con el requerimiento.

Artículo 53.- El promovente deberá, en su caso, renovar o actualizar anualmente los montos de los seguros o garantías que haya otorgado.

La Secretaría, dentro de un plazo de diez días, ordenará la cancelación de los seguros o garantías cuando el promovente acredite que ha cumplido con todas las condiciones que les dieron origen y haga la solicitud correspondiente.

Artículo 54.- La Secretaría constituirá un Fideicomiso para el destino de los recursos que se obtengan por el cobro de seguros o la ejecución de garantías. Asimismo, dichos recursos serán aplicados a la reparación de los daños causados por la realización de las obras o actividades de que se trate.

CAPÍTULO IX

DE LA INSPECCIÓN, MEDIDAS DE SEGURIDAD Y SANCIONES

Artículo 55.- La Secretaría, por conducto de la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, realizará los actos de inspección y vigilancia del cumplimiento de las disposiciones contenidas en el presente ordenamiento, así como de las que del mismo se deriven, e impondrá las medidas de seguridad y sanciones que resulten procedentes.

Asimismo, la Secretaría podrá requerir a los responsables que corresponda, la presentación de información y documentación relativa al cumplimiento de las disposiciones anteriormente referidas.

Artículo 56.- Cuando exista riesgo inminente de desequilibrio ecológico o de daño o deterioro grave a los recursos naturales, casos de contaminación con repercusiones peligrosas para los ecosistemas, sus componentes o para la salud pública, o causas supervenientes de impacto ambiental, la Secretaría, fundada y motivadamente, podrá ordenar alguna o algunas de las medidas de seguridad previstas en el artículo 170 de la Ley.

En todo caso, con la debida fundamentación y motivación, la autoridad competente deberá indicar los plazos y condiciones a que se sujetará el cumplimiento de las medidas correctivas, de urgente aplicación y de seguridad, así como los requerimientos para retirar estas últimas conforme a lo que se establece en el artículo 170 BIS de la Ley.

Artículo 57.- En los casos en que se lleven a cabo obras o actividades que requieran someterse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental conforme a la Ley y al presente Reglamento, sin contar con la autorización correspondiente, la Secretaría, con fundamento en el Título Sexto de la Ley, ordenará las medidas correctivas o de urgente aplicación que procedan. Lo anterior, sin perjuicio de las sanciones administrativas y del ejercicio de las acciones civiles y penales que resulten aplicables, así como de la imposición de medidas de seguridad que en términos del artículo anterior procedan.

Para la imposición de las medidas de seguridad y de las sanciones a que se refiere el párrafo anterior, la Secretaría deberá determinar el grado de afectación ambiental ocasionado o que pudiera ocasionarse por la realización de las obras o actividades de que se trate. Asimismo, sujetará al procedimiento de evaluación de impacto ambiental las obras o actividades que aún no hayan sido iniciadas.

Artículo 58.- Para los efectos del presente capítulo, las medidas correctivas o de urgente aplicación tendrán por objeto evitar que se sigan ocasionando afectaciones al ambiente, los ecosistemas o sus elementos; restablecer las condiciones de los recursos naturales que hubieren resultado afectados por obras o actividades; así como generar un efecto positivo alternativo y equivalente a los efectos adversos en el ambiente, los ecosistemas y sus elementos que se hubieren identificado en los procedimientos de inspección

En la determinación de las medidas señaladas, la autoridad deberá considerar el orden de prelación a que se refiere este precepto

El interesado, dentro del plazo de cinco días contados a partir de la notificación de la resolución mediante la cual se impongan medidas correctivas, podrá presentar ante la autoridad competente una propuesta para la realización de medidas alternativas a las ordenadas por aquélla, siempre que dicha propuesta se justifique debidamente y busque cumplir con los mismos propósitos de las medidas ordenadas por la Secretaría. En caso de que la autoridad no emita una resolución respecto a la propuesta antes referida dentro del plazo de diez días siguientes a su recepción, se entenderá contestada en sentido afirmativo.

Los plazos ordenados para la realización de las medidas correctivas referidas en el párrafo que antecede, se suspenderán en tanto la autoridad resuelva sobre la procedencia o no de las medidas alternativas propuestas respecto de ellas. Dicha suspensión procederá cuando lo solicite expresamente el promovente, y no se ocasionen daños y perjuicio a terceros, a menos que se garanticen éstos para el caso de no obtener resolución favorable.

Artículo 59.- Cuando el responsable de una obra o actividad autorizada en materia de impacto ambiental, incumpla con las condiciones previstas en la autorización y se den los casos del artículo 170 de la Ley, la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, ordenará la imposición de las medidas de seguridad que correspondan, independientemente de las medidas correctivas y las sanciones que corresponda aplicar.

Lo anterior sin perjuicio del ejercicio de las acciones civiles y penales que procedan por las irregularidades detectadas por la autoridad en el ejercicio de sus atribuciones de inspección y vigilancia.

Artículo 60.- Cuando la autoridad emplace al presunto infractor en términos del artículo 167 de la Ley, y este comparezca mediante escrito aceptando las irregularidades circunstanciadas en el acta de inspección, la Secretaría procederá, dentro de los veinte días siguientes, a dictar la resolución respectiva.

Artículo 61.- Si como resultado de una visita de inspección se ordena la imposición de medidas de seguridad, correctivas o de urgente aplicación, el inspeccionado deberá notificar a la autoridad del cumplimiento de cada una, en un plazo máximo de cinco días contados a partir de la fecha de vencimiento del plazo concedido por aquélla para su realización.

Artículo 62.- Cuando el infractor realice las medidas correctivas o de urgente aplicación o subsane las irregularidades en que hubiere incurrido, previamente a que la Secretaría imponga una sanción, dicha autoridad deberá considerar tal situación como atenuante de la infracción cometida.

Asimismo, en los casos en que el infractor realice las medidas correctivas o de urgente aplicación, o subsane las irregularidades detectadas en los plazos ordenados por la Secretaría en los supuestos a que se refiere el artículo 169 de la Ley, podrá solicitar a la autoridad la modificación o revocación de la sanción impuesta en un plazo de quince días contados a partir del vencimiento del último plazo concedido para la realización de las medidas correspondientes.

El escrito de solicitud de reconsideración deberá presentarse ante la autoridad que impuso la sanción y será resuelto por el superior jerárquico de la misma, conforme a los plazos previstos en la Ley Federal de Procedimiento Administrativo. En este caso procederá la suspensión de la ejecución de la sanción en los casos previstos por el artículo 87 del ordenamiento antes señalado.

Artículo 63.- En los casos a los que se refiere el último párrafo del artículo 173 de la Ley, el infractor deberá presentar su solicitud para realizar inversiones equivalentes en la adquisición e instalación de equipo para evitar contaminación o en la protección, preservación o restauración del ambiente y los recursos naturales, en un plazo de quince días contados a partir de la notificación de la resolución que impuso la multa que corresponda.

La solicitud deberá presentarse ante la autoridad que emitió la resolución y será resuelta por el superior jerárquico dentro de los veinte días siguientes.

Artículo 64.- La Secretaría promoverá la creación de fondos, fideicomisos u otros instrumentos económicos de carácter financiero, a efecto de canalizar a éstos los recursos que se obtengan en virtud de la aplicación de las disposiciones de la Ley, este Reglamento y los demás ordenamientos que de ella se deriven de manera eficaz y transparente.

CAPÍTULO X

DE LA DENUNCIA POPULAR

Artículo 65.- Toda persona, grupos sociales, organizaciones no gubernamentales, asociaciones y sociedades podrán denunciar ante la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente o ante otras autoridades todo hecho, acto u omisión que produzca o pueda producir desequilibrio ecológico o daños al ambiente o a los recursos naturales, o

contravengan las disposiciones jurídicas en esta materia, y se relacionen con las obras o actividades mencionadas en el artículo 28 de la Ley y en el presente reglamento. Las denuncias que se presentaren serán substanciadas de conformidad con lo previsto en el Capítulo VII del Título sexto de la propia Ley.

TRANSITORIOS

Primero. El presente reglamento entrará en vigor treinta días naturales después de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

Segundo. Se abroga el Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente en materia de impacto ambiental publicado en el **Diario Oficial de la Federación** el día 7 de junio de 1988 y todas aquellas disposiciones que se opongan al presente reglamento

Tercero. Todos los procedimientos de solicitudes de evaluación de impacto ambiental que se encuentren en trámite se resolverán de conformidad con el reglamento vigente en el momento de su presentación, excepto aquellos en los que los promoventes soliciten la aplicación del presente ordenamiento.

Cuarto. Las obras o actividades que correspondan a remodelaciones de una obra que se encuentre operando desde antes de 1988, no deberán someterse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental.

Dado en la residencia del Poder Ejecutivo Federal, en la Ciudad de México, Distrito Federal, a los veintitrés días del mes de mayo de dos mil.- **Ernesto Zedillo Ponce de León**.- Rúbrica.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, **Julia Carabias Lillo**.- Rúbrica.- El Secretario de Energía, **Luis Téllez Kuenzler**.- Rúbrica - El Secretario de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, **Romárico Arroyo Marroquín**.- Rúbrica.- El Secretario de Comunicaciones y Transportes, **Carlos Ruiz Sacristán**.- Rúbrica.

AVISO de demarcación de zona federal del arroyo Base Naval o Barranca Principal, que se localiza en el Municipio de Acapulco de Juárez, Gro.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.- Comisión Nacional del Agua.- Subdirección General de Administracion del Agua.- Gerencia de Servicios a Usuarios.

AVISO DE DEMARCACION DE ZONA FEDERAL DEL ARROYO BASE NAVAL O BARRANCA PRINCIPAL, QUE SE LOCALIZA EN EL MUNICIPIO DE ACAPULCO DE JUAREZ, GRO.

Conforme lo dispuesto en los artículos 14, 16 y 27 párrafo quinto de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos; 32 bis fracciones III, V, XXIV y XLI de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 2o., 3o. y 4o de la **Ley del Diario Oficial de la Federación** y Gacetas Gubernamentales; 3 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo; 3o fracciones I, V, VIII y XII, 4o., 9o. fracciones V y XV, 113 fracciones III y IV y demás relativos de la Ley de Aguas Nacionales; 4o. fracción IV del Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales; 40 fracción I y 44 fracción V del Reglamento Interior de la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca; se hace del conocimiento general que la Subdirección General Técnica de la Comisión Nacional del Agua, realizo los trabajos técnicos topográficos correspondientes a la delimitación del cauce y la zona federal del Arroyo Base Naval o Barranca Principal, con una longitud de aproximadamente 2,760.00 m. localizado desde su origen en las estribaciones de la cadena montañosa en el Puerto de Acapulco, Gro., hasta su desembocadura en la Bahía de Acapulco, en el lugar denominado Base Naval I, en el Municipio de Acapulco de Juarez, Estado de Guerrero. Las aguas del Arroyo Base Naval o Barranca Principal están determinadas de propiedad nacional, según Declaratoria número 7/99 de fecha 22 de noviembre de 1999, publicada en el Diario **Oficial de la Federación**, Organo del Gobierno Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, el 15 de febrero del año 2000.

El presente Aviso deberá publicarse por una sola vez en el **Diario Oficial de la Federación** y en el periódico de mayor circulación en el Estado de Guerrero, también deberá notificarse en forma personal, a los propietarios colindantes; acto continuo a la notificación, se procederá a la localización de las mojoneras provisionales que indiquen los linderos de la zona federal del Arroyo Base Naval o Barranca Principal, levantándose acta circunstanciada, en la que se asienten los trabajos realizados, los documentos que exhiban los propietarios colindantes y lo que hayan manifestado, para que en un término que no exceda de diez días hábiles contados a partir de la fecha de levantamiento del acta circunstanciada, expongan lo que a su derecho convenga, vencido dicho plazo se resolverá sobre la demarcación correspondiente en un término no mayor de 15 días hábiles.

Los trabajos técnicos de delimitación y los planos correspondientes estaran a disposicion de los interesados, en la oficina de la Comision Nacional del Agua, conocida como Colegio Argudin, sita en Gran Via Tropical número 26, fraccionamiento Las Playas Caleta, en el Municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero.

39

CONTROLES EXTERNOS

Comisión Nacional del Agua (SEMARNAP) o C.N.A.

En materia de puentes la Ley de Vías Generales de Comunicación prescribe que se oirá la opinión de SARH (C.N.A.), por lo que respecta a las condiciones hidráulicas que deben satisfacer (los puentes) para no alterar el régimen de las aguas.

Entre las atribuciones de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, corresponde a la SARH (ahora a la C.N.A. SEMARNAP), entre otras cosas:

- Vigilar el cumplimiento de la Ley de Aguas Nacionales.
- Reconocer derechos y otorgar concesiones, permisos y autorizaciones para el aprovechamiento de las aguas nacionales.
- Administrar, controlar y reglamentar el aprovechamiento de cuencas hidráulicas, vasos, manantiales y aguas de propiedad nacional y de las zonas federales correspondientes.
- Regular y vigilar la conservación de las corrientes, lagos y lagunas, en la protección de cuencas alimentadoras y las obras de protección torrencial.
- Controlar los ríos y demás corrientes y ejecutar las obras contra inundaciones, etc.

Las demás funciones están orientadas a la dotación de asignaciones de aguas para riego y centros de población, administración de sistemas de riego, inventarios, obras hidráulicas, etc.

La Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente establece por su parte criterios ecológicos para el aprovechamiento racional del agua y de los ecosistemas acuáticos, entre otros los siguientes:

- Corresponde al Estado y a la Sociedad la protección de los ecosistemas acuáticos y del **equilibrio de los elementos** naturales que intervienen en el ciclo hidrológico.
- El aprovechamiento de los recursos naturales que abarcan los ecosistemas acuáticos debe realizarse de manera que no se afecte su equilibrio ecológico.

- Para el equilibrio de los elementos naturales que intervienen en el ciclo hidrológico, se deberá considerar la protección de suelos y áreas boscosas y selváticas y el mantenimiento de los caudales básicos de las corrientes de agua.

Estos criterios deben tomarse en cuenta en las siguientes actividades:

- Formulación e integración del Plan Nacional Hidráulico.
- Otorgamiento de concesiones y permisos para el aprovechamiento de recursos naturales.
- Otorgamiento de autorizaciones para la desviación, extracción o derivación de aguas de propiedad nacional.
- Establecimiento de vedas de aguas subterráneas.
- **Las suspensiones que decretó el Ejecutivo Federal,** de todos aquellos aprovechamientos, **obras** y actividades que dañen los recursos hidráulicos nacionales o afecten el equilibrio ecológico de una región.
- Las políticas y programas para la protección de especies acuáticas endémicas, amenazadas o en peligro de extinción, etc., etc.

IMPACTOS DE LAS OBRAS DE DRENAJE

Ausencia o Insuficiencia de Drenaje Transversal

Aguas Arriba	1.- Exceso de humedad.- Putrefacción de raices. 2.- Cambios en la Biota acuática. 3.- Aparición de vectores de enfermedades 4.- Bloqueo de migración de la fauna acuática. 5.- Empantanamiento de áreas o inundación
Aguas Abajo	1.- Disminución de la humedad. 2.- Desaparición de la flora. 3.- Falta de nutrientes para la fauna. 4.- Desecación de cuerpos de agua.
En el terraplén	1.- Flujo sobre la corona del camino y deslaves. 2.- Tierra y lodo sobre la carpeta. 3.- Disminución de la resistencia estructural de terraplén y pavimento.- Fallas. 4.- Inestabilidad de taludes.

Durante la construcción del drenaje	1.- Modificaciones a la morfología del curso de agua. 2.- Desviaciones del cauce. 3.- Aporte de mats. prod. de la excavación al mismo drenaje. 4.- Aporte de residuos de construcción. 5.- Contaminación del agua por residuos de la construcción y de los trabajadores. 6.- Afectación de la biota acuática. 7.- Afectación de los usuarios de la corriente tanto a la población, como a la fauna circundante y riegos de cultivo.

MEDIDAS DE MITIGACION

1.- Tal como lo señalan las Normas S.C.T., la construcción del drenaje debe ir adelante de los trabajos de terracerías, deseable 2 Km, mínimo 500 m.

2.- Durante todos los trabajos de terracerías, cortes y terraplenes, los tramos en cuestión deben estar perfectamente drenados.

3.- Cuando se desvíe un curso natural, el cauce abandonado temporalmente deberá restaurarse a sus condiciones originales, retirando y depositando en sitios adecuados los desperdicios y terracerías empleadas en la desviación, así como los desechos producidos por la construcción de la estructura.

4.- Para no vadear frecuentemente las corrientes con el equipo de construcción, se utilizarán tubos metálicos o de otro material, que deberán retirarse cuando ya no sean necesarios.

5.- Las descargas de canales y cunetas deberán diseñarse de tal manera que no erosionen el terreno natural, ni acarreen sedimentos a las corrientes naturales, para lo cual se les deben proyectar tanques de sedimentación (los cuales se limpiarán periódicamente).

6.- Construir obras transversales adecuadas, por mínima que sea el área por drenar.

7.- En casos de subdrenaje proyectar y construir obras adecuadas, registrables y conservables, las cuales garanticen la estabilidad de los taludes y la resistencia de terraplenes.

8.- Construir pozos de absorción, en zonas de recarga de acuíferos, al reducirse la tasa de infiltración. En estos casos se deberá observar que el agua debe tener la misma calidad, que la que se infiltraba antes; para ello se debe tratar o en su defecto drenarla a otra cuenca.

9.- Los bancos de agregados en los lechos de cuerpos de agua, no deben abrirse sino en zonas aprobadas, que no causen erosiones y que puedan recargarse naturalmente. La explotación de los mismos debe ser planeada.

10.- El contratista debe tener siempre en cuenta, que no podrá verter desperdicios sólidos o líquidos de materiales, talleres y campamentos a los cuerpos de agua, a menos que los líquidos reciban un tratamiento adecuado.

IMPACTOS DE PUENTES

1.- Contaminación de las aguas.

2.- Residuos de campamentos y talleres de maquinaria.

3.- Desperdicios de plantas de trituración o concreto.

4.- Apertura de bancos de materiales.

5.- Desmonte y despalme.

6.- Excavaciones y terraplenes.

7.- Residuos líquidos y sólidos de la construcción de la estructura.

8.- Afectaciones de cauce o las márgenes.

MEDIDAS DE MITIGACION

1.- Localizar el campamento fuera de las márgenes y/o la vega del río.

2.- Instalar plantas de tratamiento.

3.- Eliminar el vertido de residuos y desperdicios a la corriente.

4.- Proyectar, cuando sea necesario obras de defensa, protección marginal, espigones y obras de encauzamiento.

5.- Confinar las zonas de fabricación de concretos y morteros.

6.- Extremar las medidas de precaución en los transportes para evitar derrames accidentales.

7.- Limpiar y disponer de los desperdicios en lugar adecuado.

8.- En los accesos no sobreexcavar, ni recargar los taludes de los terraplenes. Para lo cual se deben trazar los ceros y cercarlos si es necesario.

9.- Evitar vadeos frecuentes del equipo de construcción.

10.- Las rehabilitaciones de puentes existentes, deberán hacerse por carriles, de tal manera que uno siempre esté en funcionamiento.

IMPACTOS EN TUNELES

No obstante que los túneles pueden representar una de las mejores opciones para no afectar ecosistemas frágiles de la superficie, pueden presentar impactos como los siguientes:

IMPACTOS

1.- Abatimiento no deseado de niveles freáticos.

2.- Disminución del gasto de las corrientes superficiales ubicadas arriba del trazo del túnel.

3.- Riesgo de derrumbes, deslizamientos y movimientos de tierra durante la excavación del túnel.

4.- Gases tóxicos que afecten a trabajadores.

5.- Contaminación potencial de arroyos por drenar aguas de infiltración del túnel, o de residuos y desperdicios que origine su construcción .

6.- Problemas ocasionados por

Campamentos de personal y talleres de maquinaria
Plantas de trituración y concreto
Construcción de accesos
Apertura de bancos
Uso de explosivos
Disposición de desperdicios.

MEDIDAS DE MITIGACION

1.- Control y disposición adecuada del agua infiltrada.

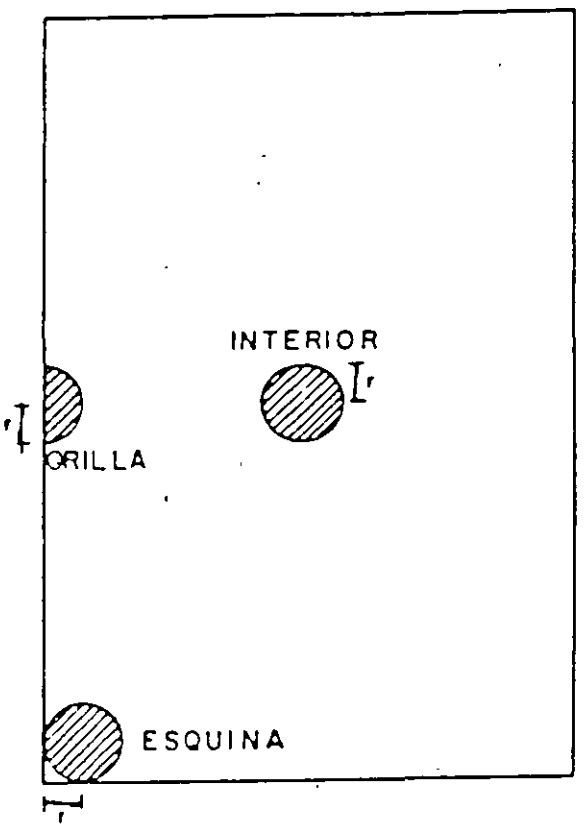
2.- Compensar pérdida de aguas superficiales de corrientes y manantiales.

3.- Control de gases dentro del túnel.

4.- Cuidados o plan de seguridad industrial.

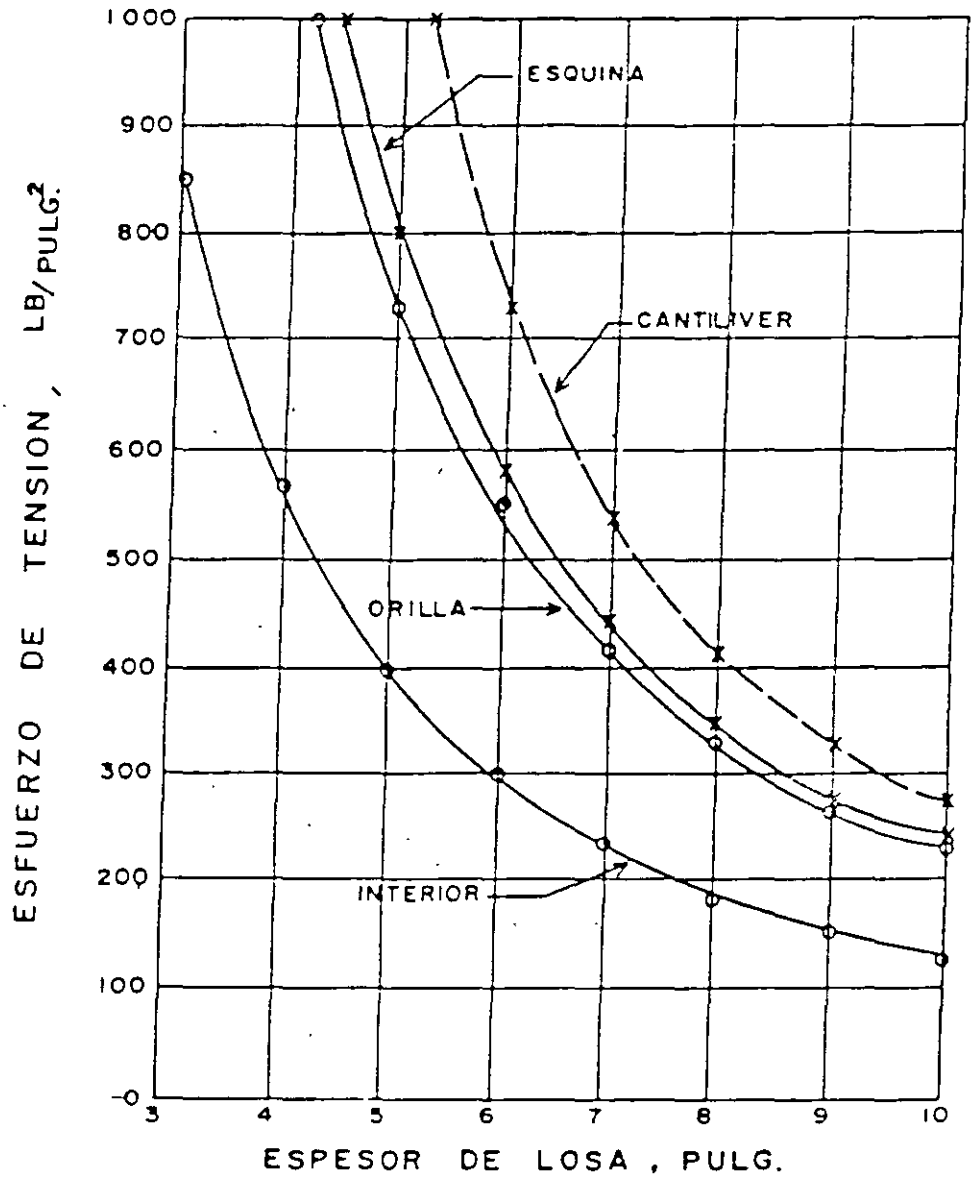
5.- Control de físico-químico de los desperdicios sólidos y líquidos.

6.- Captación del agua de infiltración del túnel, para evitar que caiga a la superficie de rodamiento, etc.



LAS TRES POSICIONES DE LAS CARGAS EN UNA LOSA DE CONCRETO

ESFUERZOS DE TENSION PRODUCIDOS POR CARGAS



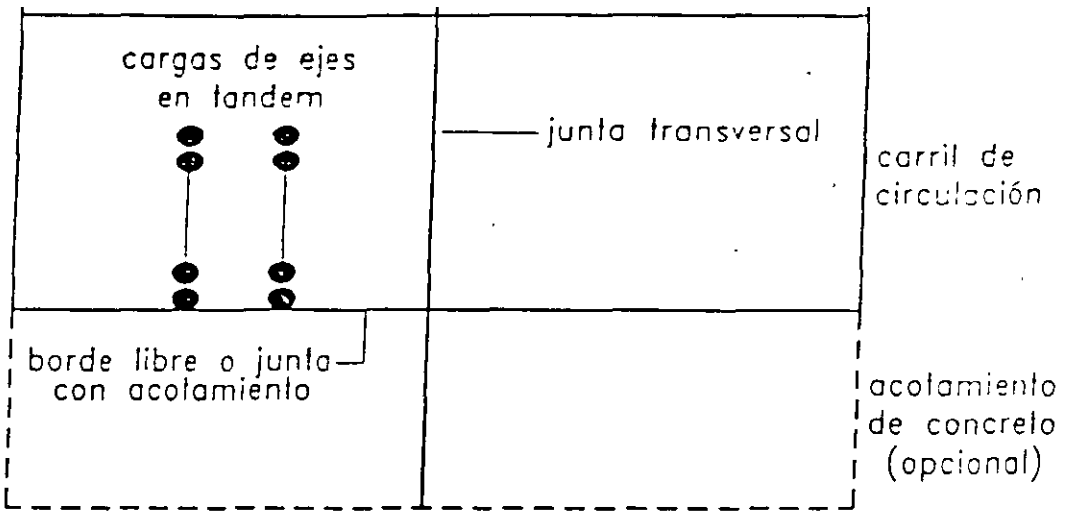
P = 8960 lb.

K = 200 lb/pulg³.

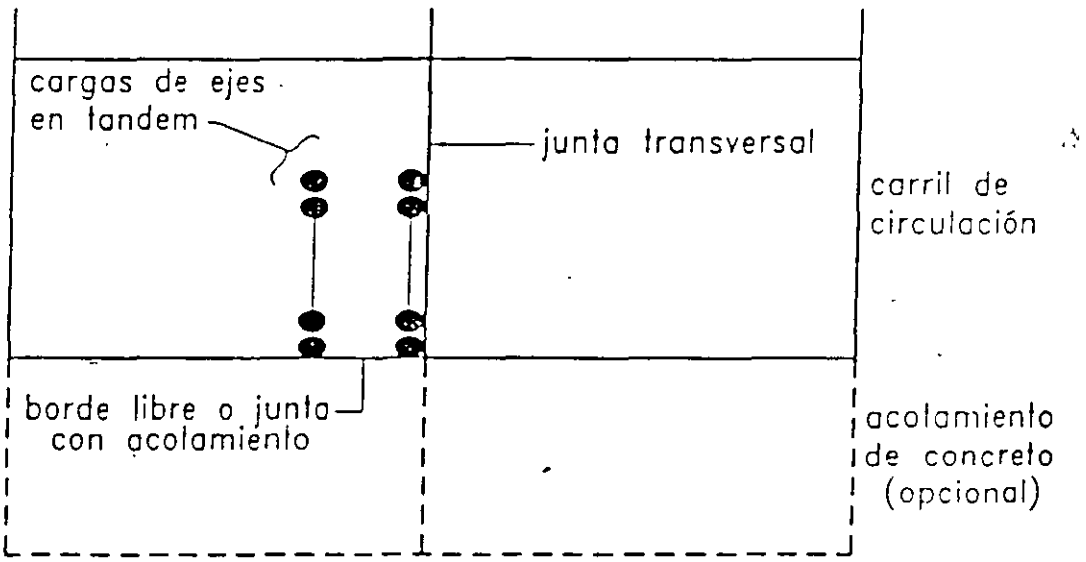
E = 5 x 10⁶ lb/pulg².

$\mu = 0.24$

presión inflado = 105 lb/pulg².

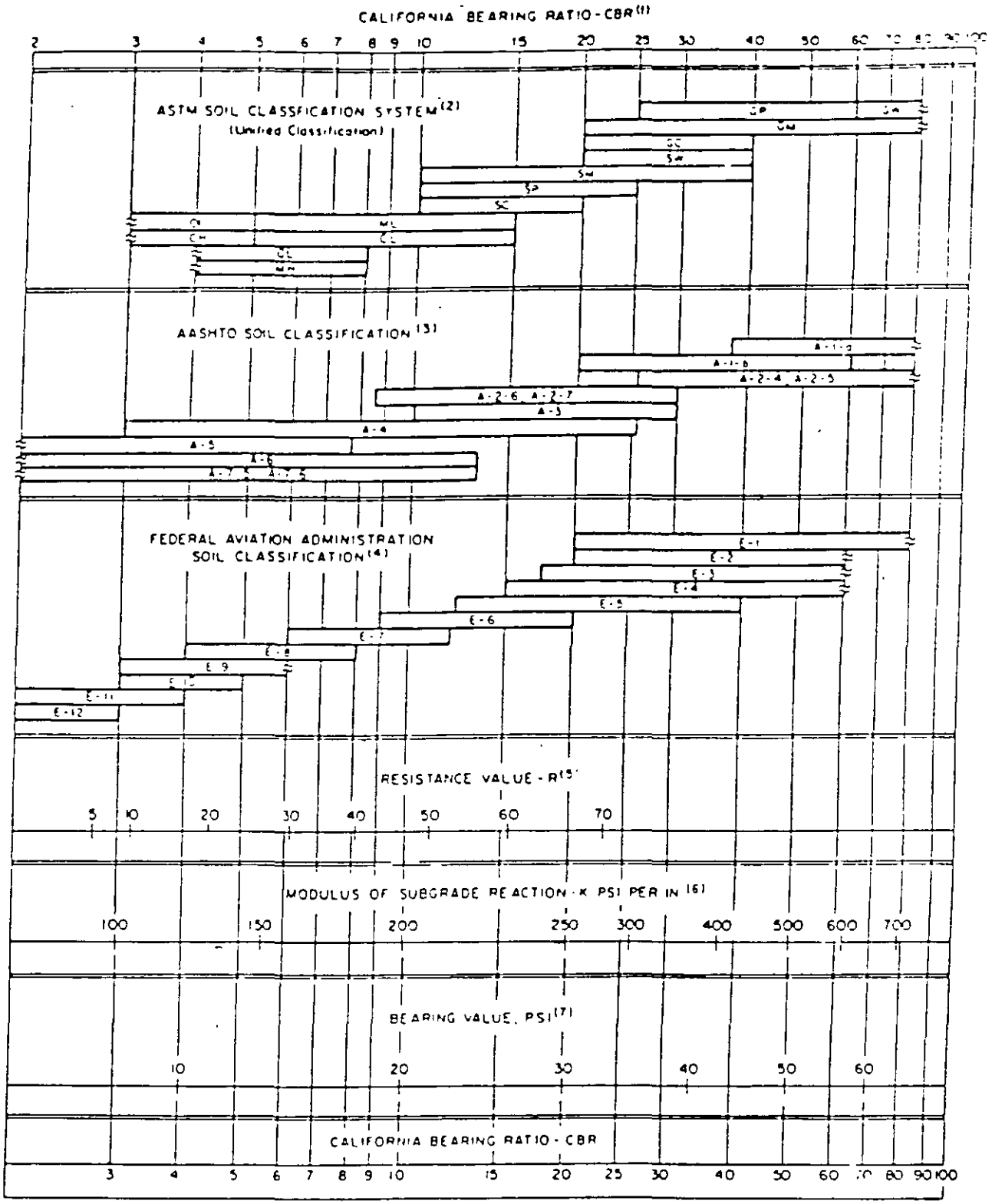


(a) Posición de las cargas para análisis por fatiga



(b) Posición de las cargas para análisis por erosión

Fig. 4.9.- POSICIONES CRITICAS DE LAS CARGAS



(1) For the basic idea see O J Porter "Foundations for Flexible Pavements" Highway Research Board *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 1942 Vol 22 pages 100-136

(2) ASTM Designation D2487

(3) "Classification of Highway Subgrade Materials," Highway Research Board *Proceedings of the Twenty-fifth Annual Meeting*, 1945, Vol 25 pages 376-392

(4) *Airport Paving* U S Department of Commerce Federal Aviation Agency May 1948 pages 11-16 Estimated using values given in FAA *Manual for Airport Pavements* (Formerly used FAA Classification Unified Classification now used)

(5) C E Raines Correlation Between *R* Value and *k* Value unpublished report, Portland Cement Association Rocky Mountain-Northwest Regio October 1971 (best fit correlation with correction for saturation)

(6) See T A Middlebrooks and G E Bertram Soil Tests for Design of Runway Pavements Highway Research Board *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting* 1942 Vol 22 page 152

(7) See item (6) page 184

Fig. 3 Approximate interrelationships of soil classifications and bearing values.

PRINCIPALES ASPECTOS QUE DEBE CUBRIR EL PROYECTO DE UN PAVIMENTO RÍGIDO

1) BANCOS DE MATERIALES

2) NORMAS DE CALIDAD, CARACTERÍSTICAS Y TIPO DE LOS MATERIALES Y PRODUCTOS UTILIZADOS

3) PRINCIPALES LINEAMIENTOS CONSTRUCTIVOS

4) CARACTERÍSTICAS Y TRATAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE APOYO A LAS LOSAS

5) CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO HIDRÁULICO

6) DIMENSIONAMIENTO DE LAS LOSAS

7) CARACTERÍSTICAS Y UBICACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS

8) TEXTURIZADO Y CONDICIONES DE ACABADO SUPERFICIAL Y DE APERTURA AL TRÁNSITO

9) TOLERANCIAS

ALCANCES DEL PROYECTO

1. SECCIONES ESTRUCTURALES Y DIMENSIONAMIENTO
2. TIPO Y UBICACIÓN DE JUNTAS
3. CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO HIDRÁULICO
4. NORMAS DE CALIDAD Y LINEAMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN
5. BANCOS DE MATERIALES
6. CARACTERÍSTICAS Y TRATAMIENTOS DE LA SUPERFICIE DE APOYO
7. ACABADO, TEXTURIZADO, CURADO, SERRADO Y SELLADO DE JUNTAS.
8. NORMATIVA DE CONTROL DE CALIDAD
9. TOLERANCIAS
10. APERTURA AL TRÁNSITO

= CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE DE APOYO GEOMÉTRICA Y TOLERANCIAS

= TRATAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE APOYO. CAPAS SEPARADORAS, RIEGOS, ETC.

= CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO HIDRÁULICO

= CARACTERÍSTICAS DE LAS LOSAS DE CONCRETO. FORMA Y GEOMETRÍA, TIPOS DE JUNTAS ACABADO SUPERFICIAL Y TOLERANCIAS DE NIVEL, PENDIENTE, TEXTURA Y RUGOSIDAD.

= PASAJUNTAS, INCLUYENDO DETALLES DE SUJECIÓN

= CURADO

= SERRADO Y RELLENO DE JUNTAS

= TEXTURIZADO

= APERTURA AL TRÁNSITO

NOT AASHTO SOLVED!

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 7.35 * \log_{10}(D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right]}{1 + \frac{1.624 * 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) * \log_{10}\left[\frac{S_c' * C_d \left[D^{0.75} - 1.132\right]}{215.63 * J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}}\right]}\right]$$

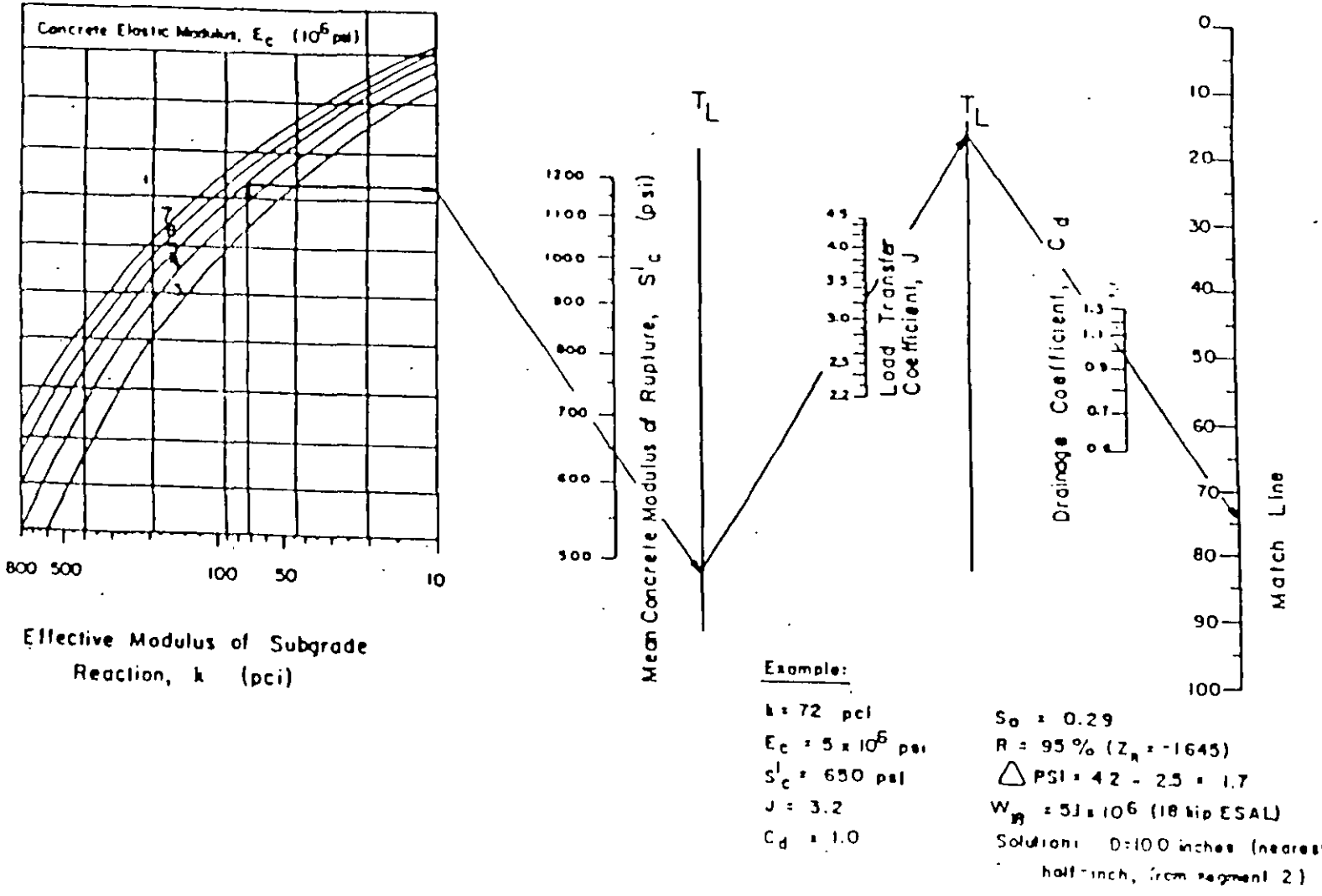
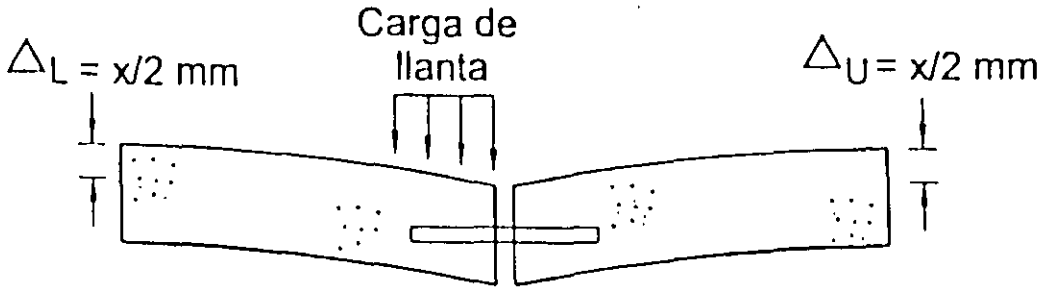
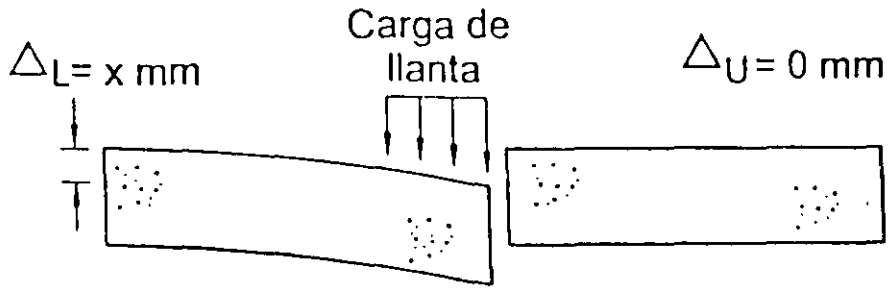


Figure 3.7. Design Chart for Rigid Pavement Based on Using Mean Values for Each Input Variable (Segment 1)

Figure 3.7. Continued—Design Chart for Rigid Pavements Based on Using Mean Value Each .. out Variable (Segment 2)



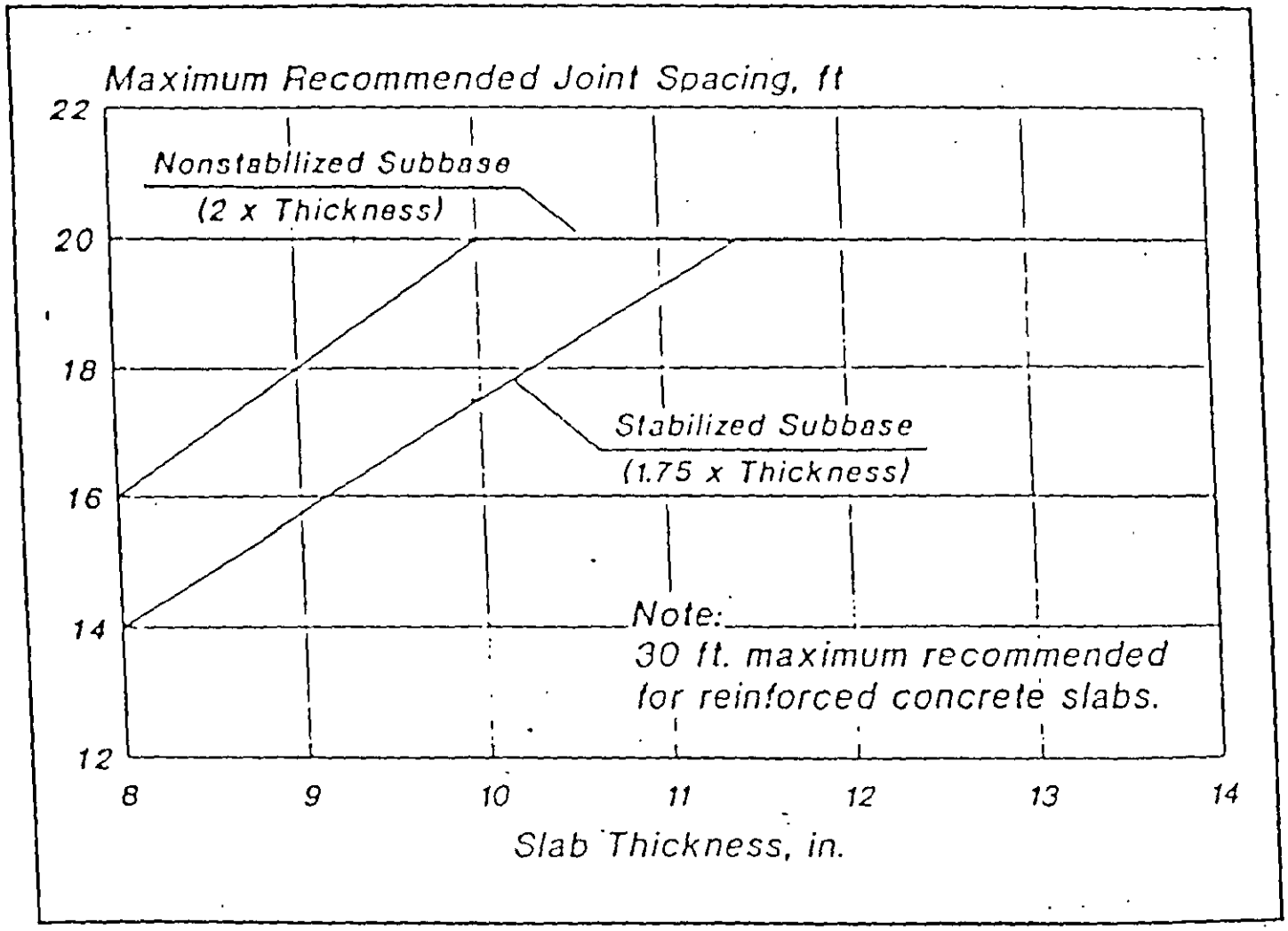
Junta 100% Efectiva



Junta 0% Efectiva

Fig 17.- EFECTIVIDAD DE TRANSFERENCIA DE CARGA

87



Recommended Maximum Joint Spacing for Highway Pavements.

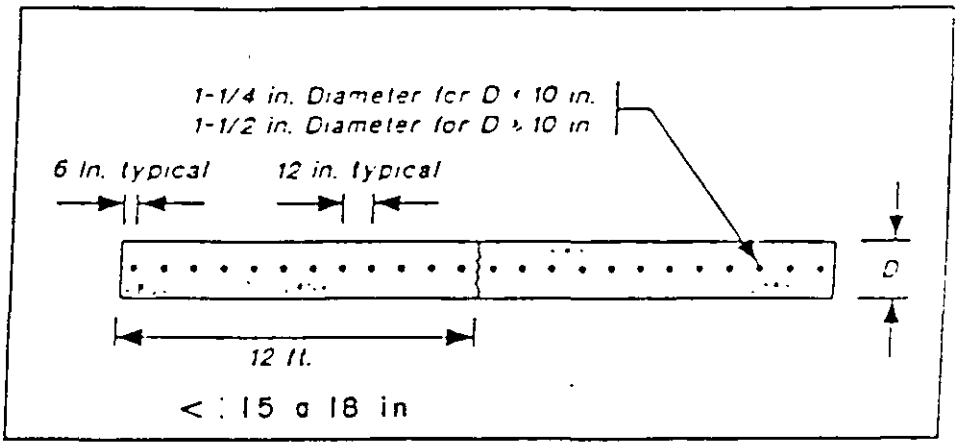


Figure 7 *Typical dowel placement in highway pavements.*

Table 4 Maximum Recommended Joint Spacing (ft.)

Note: 48 in. maximum spacing recommended.

BAR SIZE		#4 BAR								#5 BAR							
GRADE STEEL		GRADE 40**					GRADE 60**			GRADE 40**					GRADE 60**		
LENGTH OF BAR*		24 in.					32 in.			30 in.					40 in.		
DIST. TO FREE EDGE (ft.)		10	12	16	22	24	10	12	16	22	24	10	12	16	22	24	10	12	16	22	24
TYPE OF JOINT / THICKNESS																					
9"	Warp	37	31	23	17	16	48	47	35	25	23	48	48	36	26	24	48	48	48	40	36
	Butt	26	22	16	12	11	40	34	25	18	16	42	35	26	19	17	48	48	39	29	26
10"	Warp	34	28	22	16	14	48	42	32	23	20	48	44	33	24	22	48	48	48	36	32
	Butt	24	20	16	11	10	36	30	23	16	14	38	31	24	17	16	48	47	35	26	23
11"	Warp	31	25	20	15	13	47	38	29	21	19	48	40	30	22	20	48	40	30	22	20
	Butt	22	18	14	11	9	34	27	21	15	14	34	29	21	16	14	48	43	31	23	21
12"	Warp	28	23	18	13	12	42	35	27	19	18	44	36	28	20	18	48	48	41	30	28
	Butt	20	16	13	9	9	30	25	19	14	13	31	26	20	14	13	47	39	29	21	20

Warp joint: a sawed or construction joint with a keyway.

Butt joint: a construction joint with no keyway.

* Length to develop full yield strength of steel. Agencies should specify standard manufactured lengths (24, 30, 36, 42, 48 in.).

** Steel grades based on ASTM A615.

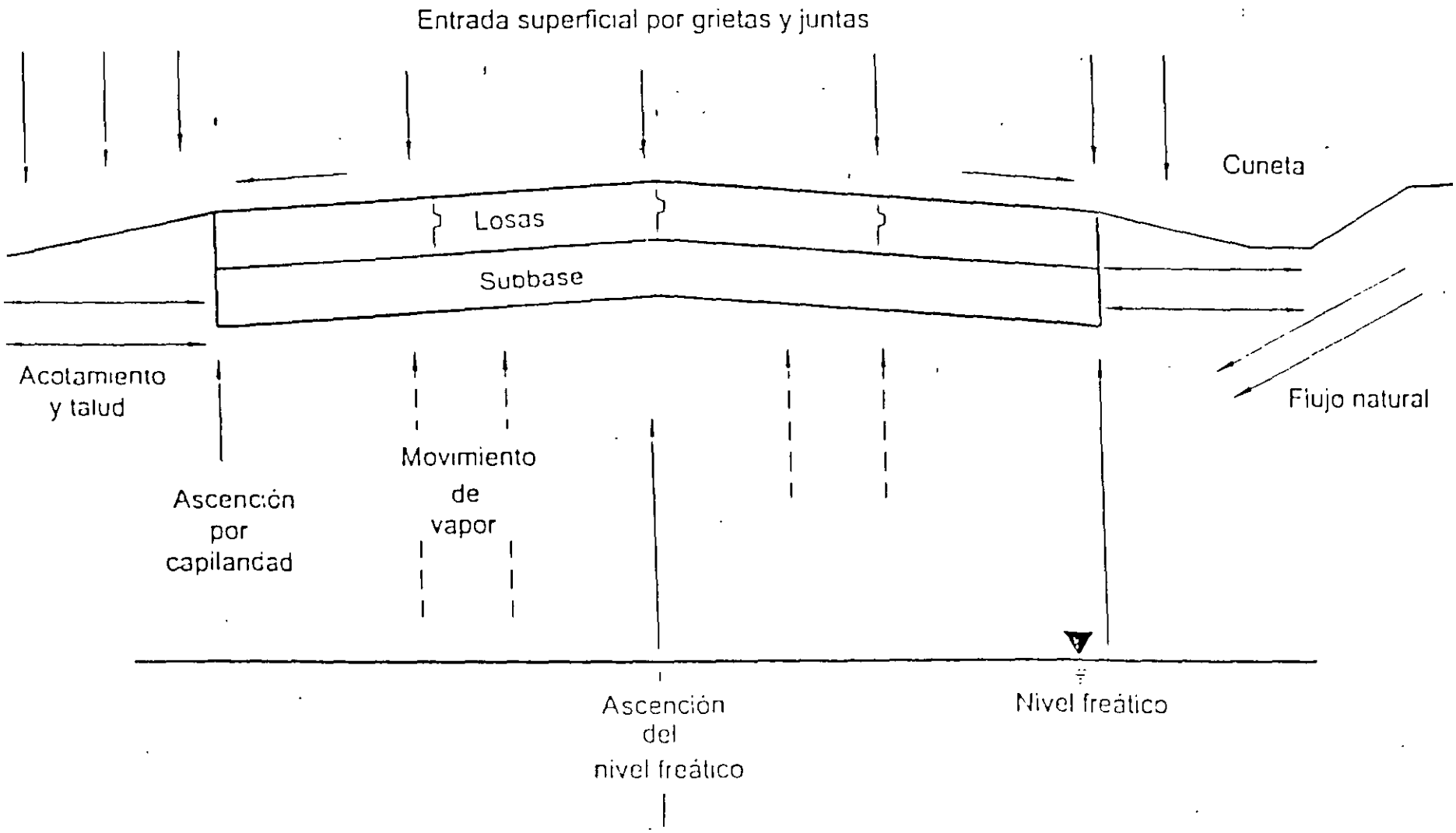
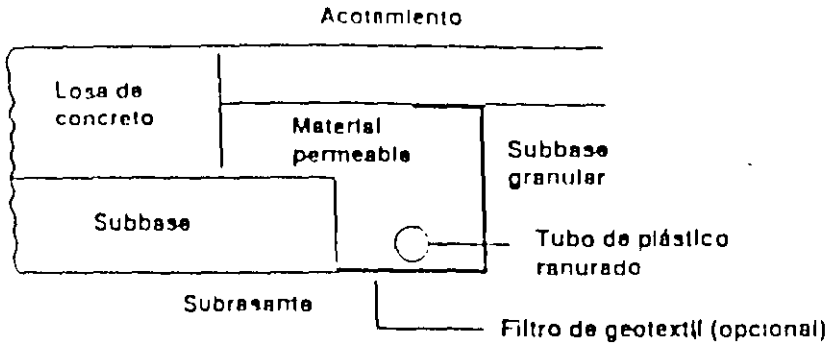
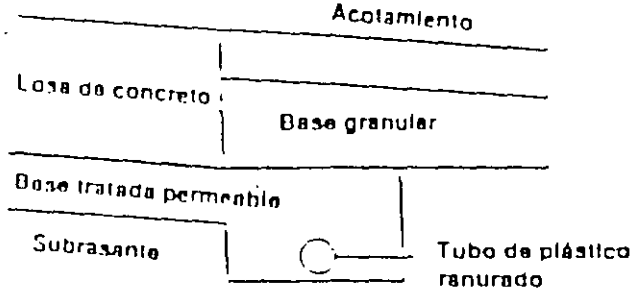


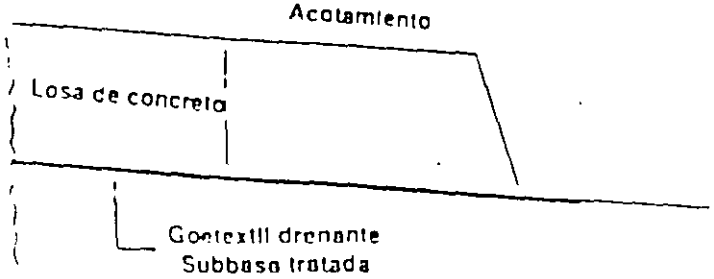
Fig 2.3 .- Formas de infiltración de agua en un pavimento



SISTEMA DE SUBDRENAJE TIPO 1.- SUBDRENES LONGITUDINALES EN LAS ORILLAS DEL PAVIMENTO

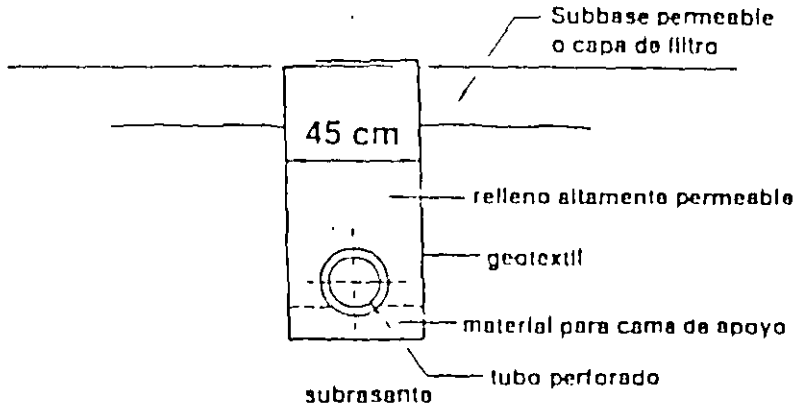


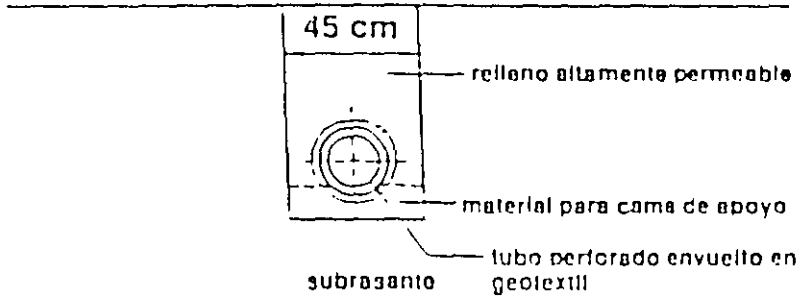
SISTEMA DE SUBDRENAJE TIPO 2.- CAPA DRENANTE EN TODO EL ANCHO, LIGADA A SUBDRENES LONGITUDINALES



SISTEMA DE SUBDRENAJE TIPO 3 - CAPA DRENANTE EN TODO EL ANCHO, FORMADA CON GEOTEXTILES

Aplicaciones típicas de geotextiles en elementos de subdrenaje de pavimentos





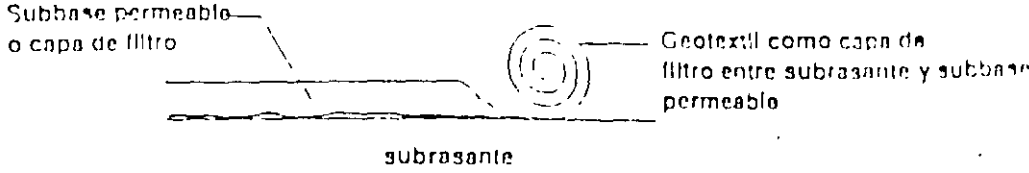
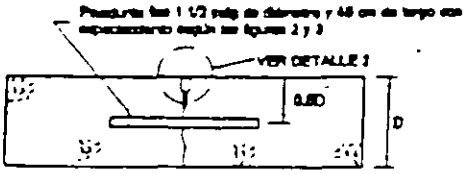


FIG 2.4.- Sistemas [redacted]bdrenaje

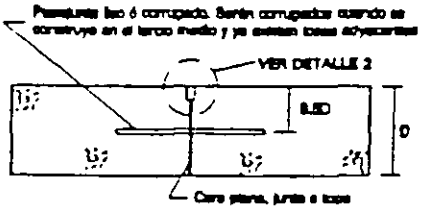
TIPOS DE JUNTAS

1.- JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION

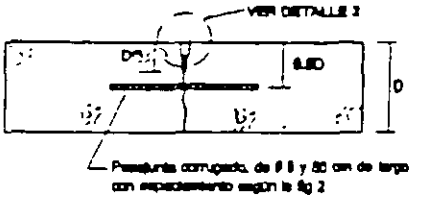


CON PASAJUNTA LISO

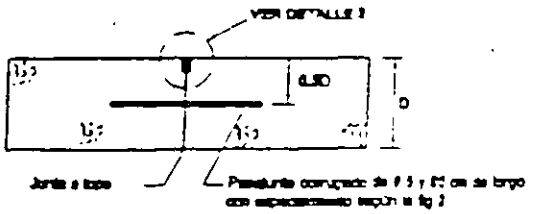
2.-JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION



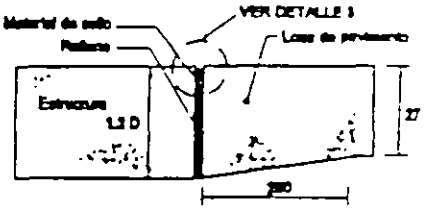
3.-JUNTA LONGITUDINAL DE CONTRACCION



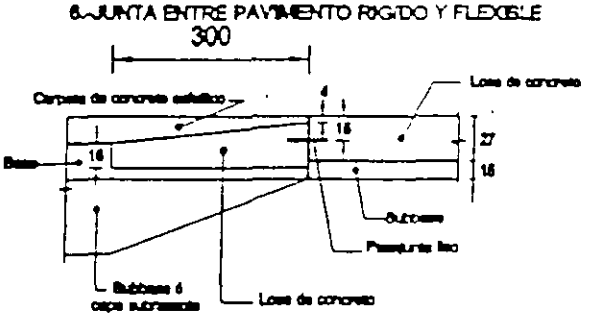
4.-JUNTA LONGITUDINAL DE CONTRACCION (A TOPE)



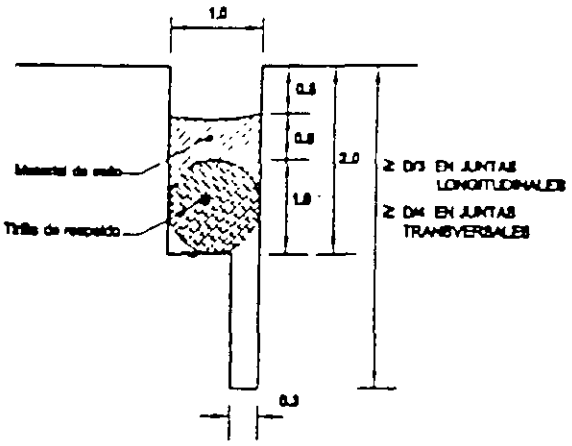
5.-JUNTA DE EXPANSION



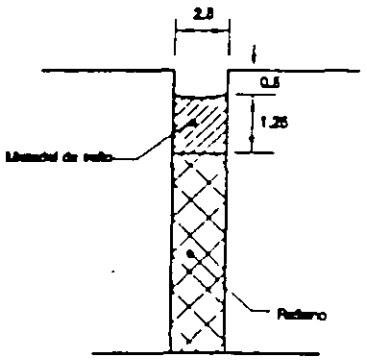
6.-JUNTA ENTRE PAVIMENTO RIGIDO Y FLEXIBLE



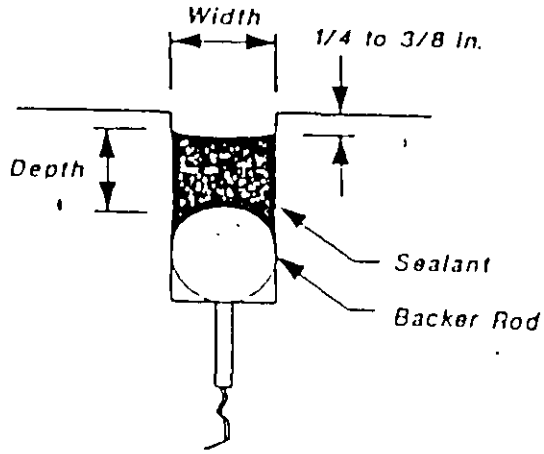
acotaciones en centímetros



DETALLE 2.- DIMENSIONES DEL CORTE Y RESERVORIO



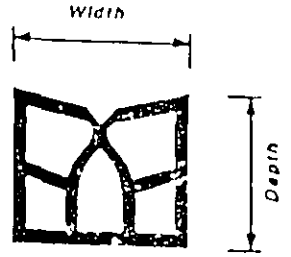
DETALLE 3.- DETALLE DE JUNTA EXPANSION



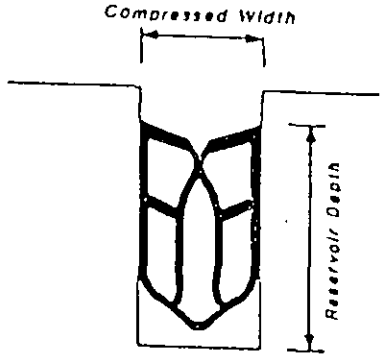
$$\text{Shape Factor} = \frac{\text{Depth}}{\text{Width}}$$

Sealant Type	Typical Shape Factor
Hot-Pour	1.0
Silicone	0.5
Compression	•

• Not based on Shape Factor



Relaxed 5-Cell
Compression Seal



Installed Compression Seal

Fig 1.- SECCION TRANSVERSAL TIPICA

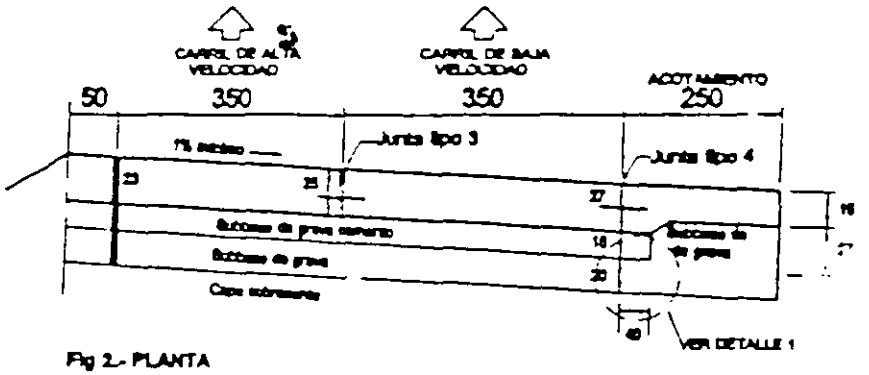
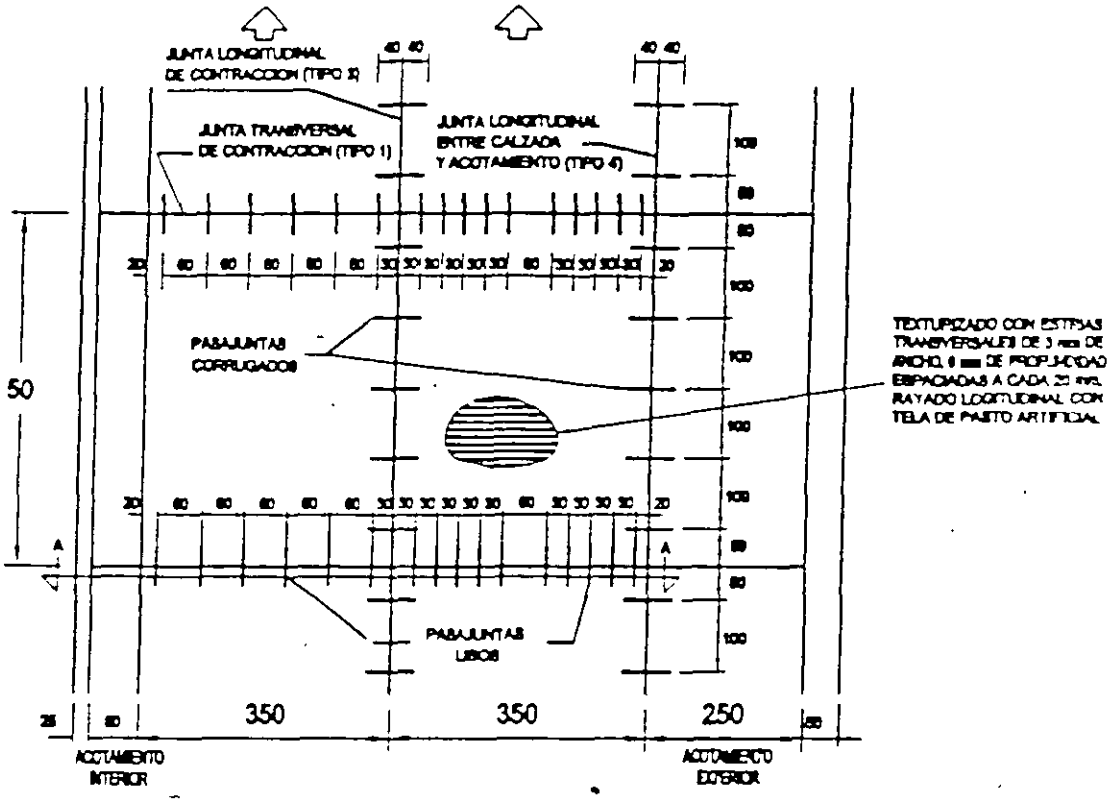


Fig 2.- PLANTA



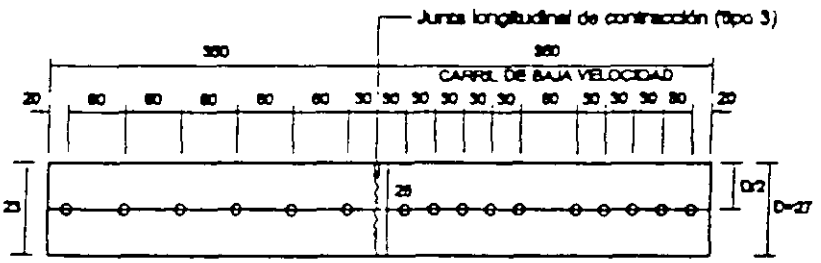
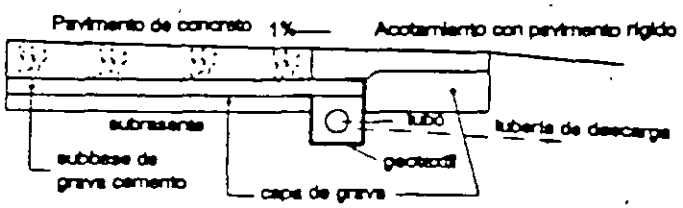
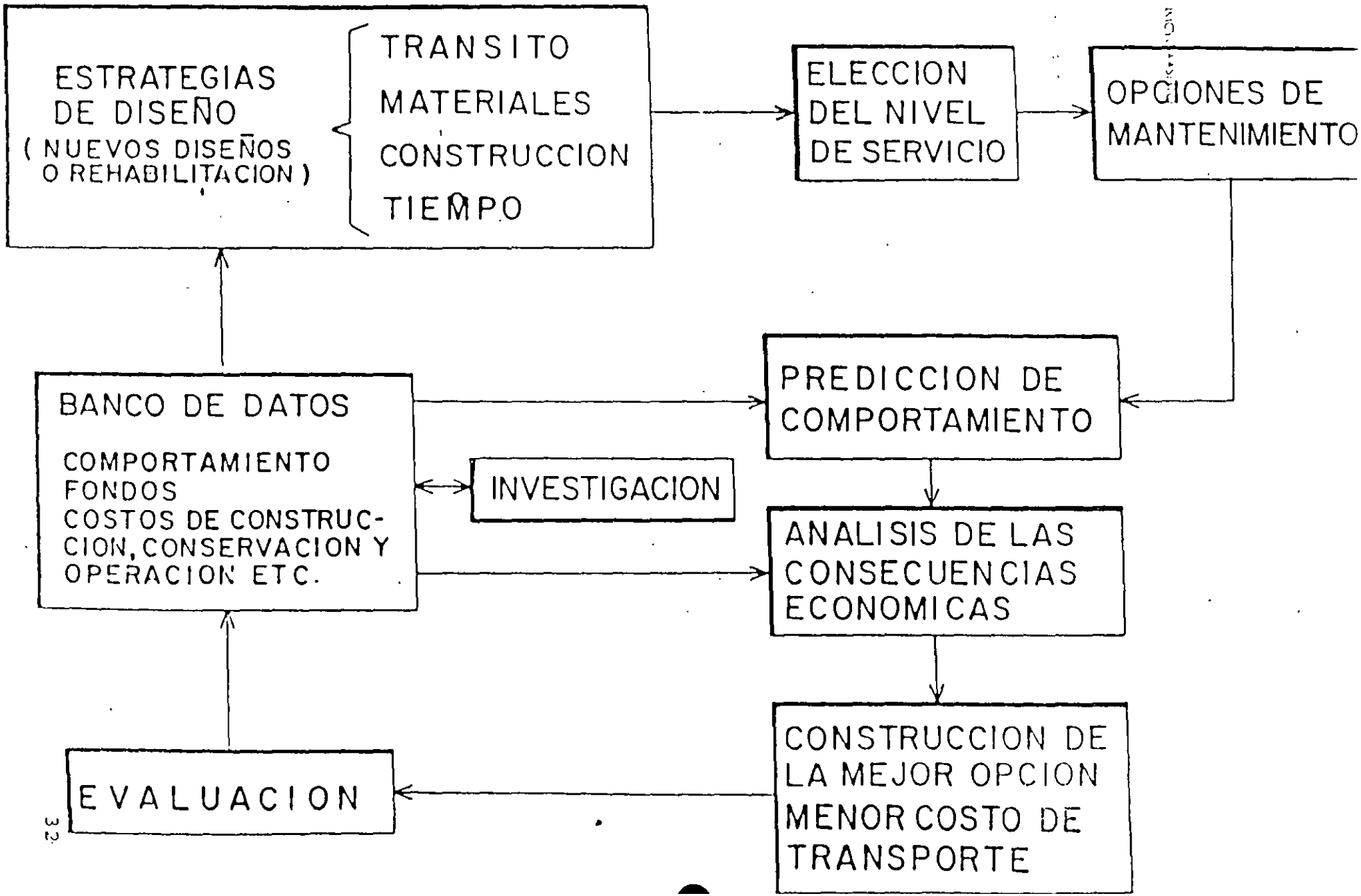


Fig 3.- POSICION DE LOS PASAJUNTAS LISOS EN CORTE A-A



DETALLE 1.- ELEMENTOS DE SUBDRENAJE DEL PAVIMENTO


ESTRATEGIAS DE DISEÑO
(NUEVOS DISEÑOS O REHABILITACION)
TRANSITO
MATERIALES
CONSTRUCCION
TIEMPO
ELECCION DEL NIVEL DE SERVICIO
OPCIONES DE MANTENIMIENTO
BANCO DE DATOS
COMPORTAMIENTO
FONDOS
COSTOS DE CONSTRUCCION, CONSERVACION Y OPERACION ETC.
INVESTIGACION
PREDICCION DE COMPORTAMIENTO
ANALISIS DE LAS CONSECUENCIAS ECONOMICAS
CONSTRUCCION DE LA MEJOR OPCION
MENOR COSTO DE TRANSPORTE
EVALUACION

TEMAS DE INVESTIGACION

1.- CONTAMINACION DE AIRE

2.- PRUEBAS EN PAVIMENTOS Y MATERIALES PARA DETERMINAR SI LA MEZCLA ES APROPIADA PARA RECICLAJE

3.- COSTOS Y CONSUMOS DE ENERGIA

4.- CARACTERISTICAS DE MEZCLAS ANTES Y DESPUES DEL RECICLAJE, COMPARANDOLAS CON LAS CONVENCIONALES

5.- OPTIMIZACION DE EQUIPOS, ANALISIS DE RENDIMIENTOS

6.- DESARROLLO DE AGENTES REJUVENECEDORES

7.- DEFINICION DE PROCEDIMIENTOS APROPIADOS DE CONTROL DE CALIDAD

8.- PROGRAMAS DE ENTRENAMIENTO SOBRE TECNICAS DE RECICLAJE

9.- RELACION DE LOS METODOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION CON LAS TECNICAS DE REHABILITACION

10.- UTILIZACION DE MATERIALES RECICLADOS DE PAVIMENTOS RIGIDOS

III. TABLAS RESUMENES DE VALORES RECOMENDABLES

T A B L A 1

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE TERRAPLEN

CARACTERISTICA	C A L I D A D		
	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría(1) (mm)	80% mín. < 76 y 95% mín. < 200	80% mín. < 750	-
Tamaño Máximo (mm)	-	1000 o 1/2 espesor del cuerpo	1500 o 1/2 espesor del cuerpo
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	30 máx.	40 máx.	40 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
Indice Plástico (IP) (%)	15 máx.	20 máx.	25 máx.
Compactación (%) (AASHTO Est.)(2)	95 mín.	95 +- 2	90 +- 2
V. R. S. (%) (Compact. dinámica)(3)	10 mín.	10 mín	5 mín.
Expansión (%)	3 máx.	3 máx.	3 máx.

(1) Porcentaje en Volumen.
(2) Con Humedad de compactación igual o ligeramente mayor a la óptima de la prueba.
(3) Al porcentaje de compactación indicado y con contenido de agua recomendable la del material en el banco, a 1.5 m de profundidad.

T A B L A 2

ESTRUCTURACION DEL TERRAPLEN SEGUN EL TIPO DE OBRA VIAL

OBRAS VIALES ESPECIALES
Quedan fuera de especificaciones generales.

T I P O I

C U E R P O D E L T E R R A P L E N			
T E R R A P L E N		C O R T E S	
ESPESOR	CALIDAD	CAMA DEL CORTE	CALIDAD
100 cm o mayor	Deseable en el metro superior. Adecuada, como mínimo en el resto del terraplén	Cama con calidad Deseable	Ningún tratamiento
		Cama con calidad Adecuada	Remover 30 cm y substituir con material de calidad Deseable
Menor que 100 cm.	Si el terreno de cimentación posee la calidad Adecuada, colocar 60 cm de material de calidad Deseable. En caso contrario, remover y colocar 100 cm de material de calidad Deseable.	Cama con calidad Tolerable o inferior	Remover 100 cm y colocar material de calidad Deseable.
Depresiones profundas o laderas muy pronunciadas.	Rellenar 1/3 del espesor total con material de calidad Tolerable. Los 2/3 restantes deberán construirse con los criterios arriba señalados.		

T A B L A 2 (Continuación)

T I P O I I

TERRAPLEN		CORTES	
ESPESOR	CALIDAD	CAMA DEL CORTE	CALIDAD
70 cm o mayor	Adecuada en los 70 cm superiores. Tolerable, como mínimo, en el resto del terraplén.	Cama con calidad Adecuada	Ningún tratamiento
		Cama con calidad Tolerable	Remover 30 cm y substituir con material de calidad Adecuada.
Menor que 70 cm.	Si el terreno de cimentación posee la calidad Tolerable, colocar 50 cm de material de calidad Adecuada. En caso contrario, remover y colocar 70 cm de material de calidad Adecuada.	Cama con calidad inferior a la Tolerable	Remover 60 cm y substituir con material de calidad Adecuada.
Depresiones profundas o laderas muy pronunciadas.	Rellenar 1/3 del espesor total del terraplén con material de calidad Tolerable. Los 2/3 restantes deberán construirse con los criterios señalados arriba, en esta columna.		

T I P O I I I

40 cm o mayor	Tolerable en todo el espesor del terraplén, como mínimo.	Cama con calidad Tolerable	Ningún tratamiento.
Menor de 40 cm.	Si el terreno de cimentación es de calidad inferior a la Tolerable, remover y colocar 40 cm de terraplén de calidad Tolerable.	Cama con calidad inferior a la Tolerable	Remover 30 cm y substituir con el mismo espesor de material de calidad Tolerable.

T A B L A 3

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE LA CAPA SUBRASANTE

CARACTERISTICA	C A L I D A D DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría Tamaño Máximo (mm)	76	76	76
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	25 máx.	35 máx.	40 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
Índice Plástico (IP) (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
Compactación (%) (AASHTO Est.)(1)	100 mín.	100 +- 2	100 +- 2
V. R. S. (%) (Compact. dinámica)(2)	30 mín.	20 mín.	15 mín.

(1) Con Humedad de compactación hasta 3 % mayor a la óptima.
(2) Al porcentaje de compactación indicado y con contenido de agua recomendable la del material en el banco, a 1.5 m de profundidad.

T A B L A 4

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE SUB-BASE Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	C A L I D A D DESEABLE	ADECUADA	REVESTIMIENTO
Granulometría: Zona Granulométrica (Anexo: fig. No. 1)	1 - 2	1 - 3	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	51	51	76
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	15 máx.	25 máx.	10 mín 20 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	25 máx.	30 máx.	40 máx.
Indice Plástico (IP) (%)	6 máx.	10 máx.	15 máx.
Compactación - (%) (AASHTO Modif.)	100 mín.	100 mín.	95 mín. AASHTO Est
Equivalente Arena (%)	40 mín.	30 mín.	-
V. R. S. (%) (Compact. dinámica)(1)	40 mín.	30 mín.	30 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	-	-

(1) Al porcentaje de compactación indicado.

T A B L A 5

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE BASE

CARACTERISTICA	C A L I D A D DESEABLE	C A L I D A D ADECUADA
Granulometría: Zona Granulométrica (Anexo: fig. No. 2)	1 - 2	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	38	51
Finos (%) (Mat. < 0.074 mm)	10 máx.	15 máx.
Límite Líquido (LL %)	25 máx.	30 máx.
Indice Plástico (IP %)	6 máx.	6 máx.
Equivalente Arena (%)	50 mín.	40 mín.
Compactación (%) (AASHTO Modif.)	100 mín.	100 mín.
V. R. S. (%) (Compact. dinámica)(1)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

(1) Al porcentaje de compactación indicado.

T A B L A 6

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES PETREOS DE CARPETA ASFALTICA

CARACTERISTICA	C A L I D A D DESEABLE	C A L I D A D ADECUADA
Granulometría: Zona Granulométrica	Anexo: Figuras No. 3 y 4	
Tamaño Máximo (mm)	38	38
Finos (%) (Mat. < 0.074 mm)	0 - 4 máx.	0 - 8 máx.
Humedad Natural (W %)	0	1 máx.
Indice Plástico (IP %)	0	5 máx.
Equivalente Arena (%)	60 mín.	55 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	30 máx.	40 máx.
Partículas Alargadas (%)	25 máx.	50 máx.

T A B L A 7

GUIA DE ALGUNAS SECCIONES ESTRUCTURALES RECOMENDABLES PARA CARRETERAS

Estructuración de Capas Superiores según el Tipo de Obra Vial

SUBRASANTE		SUB-BASE		BASE		CARPETA ASF.	
ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD
OBRAS VIALES ESPECIALES Quedan fuera de especificaciones generales.							
OBRA VIAL TIPO I							
40 cm	Deseable	15 cm	Deseable	20 cm	Deseable	7-10 cm (1)	Deseable
OBRA VIAL TIPO II							
40 cm	Adecuada	15 cm	Deseable	20 cm	Deseable	5 cm	Adecuada
OBRA VIAL TIPO III							
40 cm	Tolerable	15 cm	Tolerable	20 cm	Tolerable	Tratamiento con riegos.	
OBRA VIAL TIPO IV							
30 cm	Tolerable	-		-		Revestimiento 15 cm	

(1) Un espesor mayor puede ser necesario, tras un análisis de vida útil esperada.

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DE LOS PAVIMENTOS ASFALTICOS.

M. ZARATE A
Geosol, S A de C V

1. INTRODUCCION

Los requerimientos actuales del transporte a nivel mundial se muestran cada vez más exigentes con respecto a las caracteristicas que deben satisfacer los pavimentos en cuanto a su relación con los aspectos de orden económico, principalmente los que concurren para la determinación del costo del transporte. Adicionalmente, el avance tecnológico de la industria automotriz ha introducido innovaciones en los vehiculos, modificando velocidades, geometrias, carrocerias, sistemas de suspensión, etc, que han afectado en alguna forma las interrelaciones entre vehiculo-pavimento-usuario.

A todo ello se suman las exigencias de estos últimos, que demandan pavimentos con superficies capaces de desarrollar adecuadas resistencias al deslizamiento, en condiciones de pavimento mojado, alta velocidad y llantas lisas; con caracteristicas apropiadas para desalojar rápidamente el agua superficial evitando peligrosas y molestas salpicaduras de agua, con superficies exentas de irregularidades que provoquen oscilaciones molestas y peligrosas sobre todo a altas velocidades, sin roderas y que permitan un desplazamiento silencioso dentro y fuera de los vehiculos, económico y con buenas cualidades de visibilidad, etc. ref 1.

El comportamiento de un pavimento está definido por la forma en que evolucionan diferentes parámetros distintivos de la forma en que está cumpliendo con su función a través del tiempo. Los principales parámetros son:

a) Estructurales. Se refieren a la capacidad para transmitir adecuadamente a las capas de apoyo los esfuerzos producidos por el tránsito en el pavimento. Dependen fundamentalmente del espesor de las capas que constituyen la estructura del pavimento, tipo y caracteristicas de los materiales utilizados, las condiciones de apoyo, en cuanto a la uniformidad y permanencia del soporte

b) Funcionales Dependen fundamentalmente de las caracteristicas superficiales del pavimento, (CSP), destacando las siguientes propiedades:

- Resistencia al deslizamiento obtenida mediante una adecuada textura superficial.
- Regularidad superficial tanto longitudinal como transversal
- Eliminación rápida del agua en la superficie del pavimento
- Bajo nivel de ruido tanto para usuarios como en el entorno
- Bajo nivel de desgaste de las llantas de los vehiculos
- Resistencia al rodamiento.
- Condiciones adecuadas de durabilidad de los aspectos anteriores, que incide en el nivel de mantenimiento requerido.
- Adecuadas propiedades de reflexión luminosa
- Resistencia al efecto del derrame de combustibles y aceites
- Posibilidad de pintar marcas viales
- Buena apariencia.

c) Económicas. Consideran los costos generados durante el ciclo de vida del pavimento por el Organismo, asi como los realizados por el usuario y los asignados a la colectividad. Se distinguen los siguientes conceptos:

- costos de construcción
- costos de mantenimiento
- costos de operación
- costos debidos a accidentes, contaminación ambiental, etc.

2. ASPECTOS FUNCIONALES Y SU RELACION CON LAS CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO.

Como se ha mencionado anteriormente los niveles de aceptación de la calidad y seguridad del servicio proporcionado a los usuarios van aumentando en forma continua, debido por una parte a las necesidades y exigencias propias del transporte moderno y por otra a los avances de la industria automotriz. Para este propósito, se ha tenido que desarrollar una tecnologia especifica, relativa a la investigación de las caracteristicas superficiales que directamente afectan a los aspectos funcionales del pavimento y sus implicaciones con relación a la interacción entre pavimento-vehiculo-usuario, constituyendo un problema complejo, en el que está de por medio el perfil del pavimento que debe

caracterizarse por un modelo matemático apropiado, del desarrollo de otro modelo matemático para representar las características de la suspensión de los vehículos, que conjuntamente con el primer modelo, permita predecir la respuesta dinámica del vehículo y finalmente un conocimiento de las reacciones humanas ante el movimiento, para lo cual ha sido necesario emprender una profunda investigación sobre los parámetros que caracterizan las irregularidades o rugosidad de la superficie de los pavimentos, tales como su longitud y amplitud de onda y frecuencia Debe mencionarse que estos parámetros influyen también en otros importantes aspectos, como la resistencia al deslizamiento, los costos de operación, generación de ruido, etc, lo cual ha sito motivo de preocupación de Organismos internacionales, como la Association Internationale Permanente des Congrés de la Route (AIPCR), que constituyó un Comité Técnico especializado en este campo, cuya labor ha sido esencial para la difusión de los conocimientos en el campo de las (CSP), ref 2, emitiendo un reporte en el Congreso Mundial de Carreteras de Viena (1979), en el cual ya se emplea el concepto de características superficiales del pavimento.

La interacción vehículo-pavimento conduce a que las irregularidades superficiales influyan en mayor o menor grado en determinadas características superficiales que afectan al usuario, las cuales se clasifican de acuerdo con las longitudes de onda y amplitudes de las irregularidades de la superficie, definiéndose los conceptos de microtextura, macrotextura, megatextura e irregularidad superficial o de planicidad En la tabla 1 se presenta la clasificación de las (CSP) propuesta por el Comité Técnico de CSP de la AIPCR y en la fig 1 se muestran los campos de influencia de las irregularidades superficiales sobre las interacciones pavimento - vehículo.

Tabla 1 Clasificación de las irregularidades superficiales de un pavimento (Comité Técnico de CSP AIPCR)

DOMINIO		RANGO DE DIMENSIONES	
		Longitud de onda (horizontal)	Amplitud (vertical)
MICROTEXTURA		0 - 0 5 mm	0 - 0 2 mm
MACROTEXTURA		0 5 - 50 mm	0.2 - 10 mm
MEGATEXTURA		50 - 500 mm	1 - 50 mm
IRREGULARIDADES SUPERFICIALES	ONDAS CORTAS	0 5 - 5 m	1 - 20 mm
	ONDAS MEDIAS	5 - 15 m	5 - 50 mm
	ONDAS LARGAS	15 - 50 m	10 - 200 mm

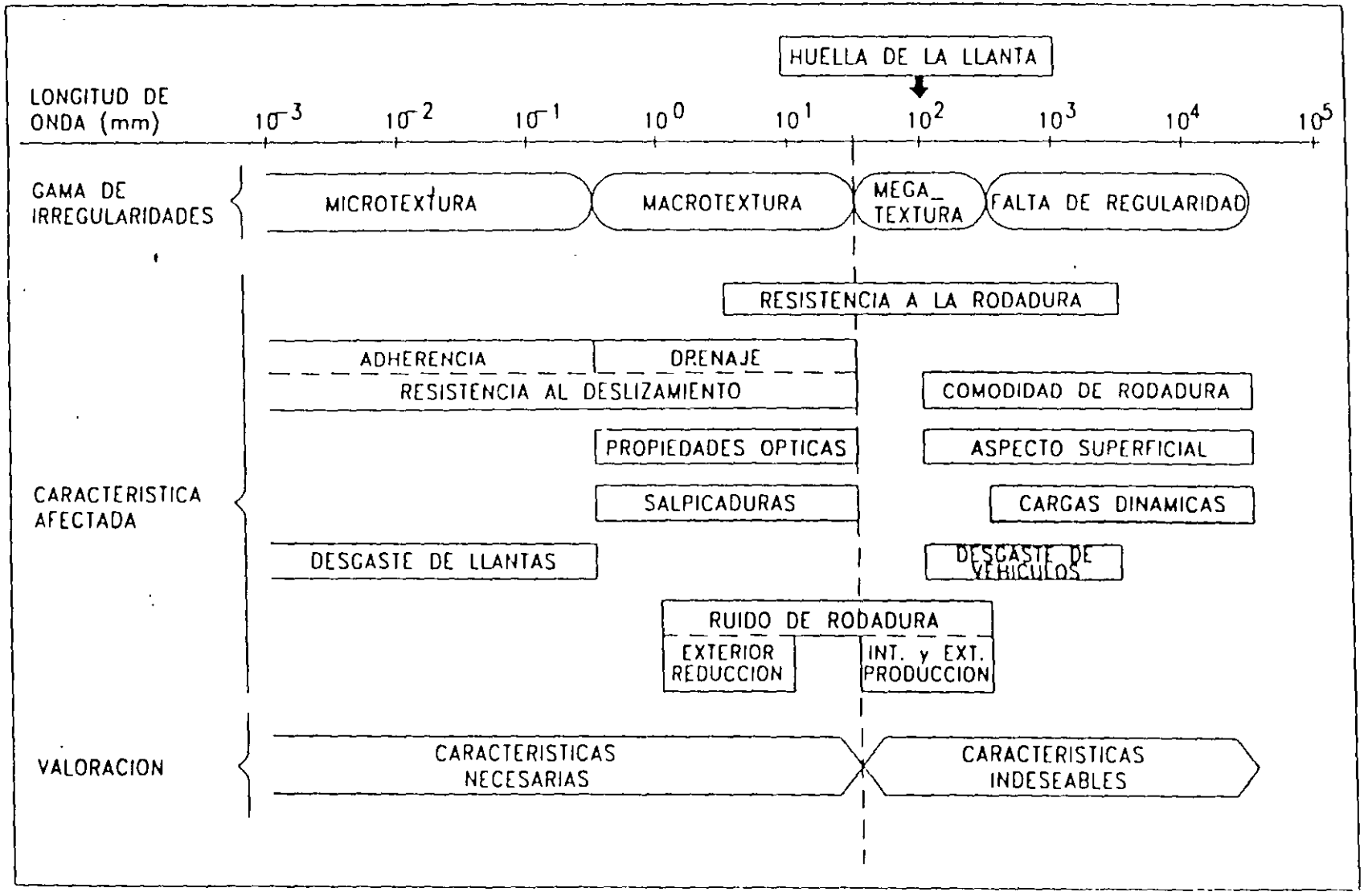


FIG. 1 CAMPOS DE INFLUENCIA DE LAS IRREGULARIDADES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO SOBRE LAS INTERACCIONES CARRETERA – VEHICULO

2 1 La microtextura es función de la textura superficial de los agregados pétreos y del mortero asfáltico o de cemento Es muy importante para la adherencia entre llanta y pavimento y por lo tanto para la resistencia al deslizamiento, en todas las circunstancias de superficie seca o mojada. Influye en el desgaste de las llantas y algo en el ruido en las altas frecuencias del espectro acustico Las irregularidades de este tipo son siempre necesarias

2.2 La macrotextura depende de la composición de la mezcla, riego o mortero asfáltico o del tratamiento de superficie dado a las losas de concreto (ranurado, denudado, etc). Los deterioros tales como desprendimientos de agregados, grietas y juntas solo contribuyen cuando ocurren en casos frecuentes o si hay deformación notable.

Esta caracteristica es necesaria para una adecuada resistencia al deslizamiento a velocidad media y elevada con pavimento mojado. Además de la fricción por deformación relacionada con la histéresis elástica del hule, la rugosidad permite reestablecer el contacto con adherencia a alta velocidad. De este modo y mientras en zona urbana (velocidades moderadas) es adecuada una macrotextura moderada y una microtextura áspera, en carreteras será conveniente que exista además una macrotextura rugosa En la fig 2 se ilustra el efecto de la textura superficial sobre el coeficiente de deslizamiento llanta – superficie La fig 3 muestra el efecto de la expulsión de agua por medio de la macro textura, distinguiéndose tres zonas de contacto entre la llanta y el pavimento. Es importante crear mediante una macrotextura adecuada, las condiciones para la rápida expulsión de agua, de manera que se incremente la superficie en la zona 3 Debe tenerse presente que la resistencia al deslizamiento es fundamental para el control del vehiculo (arranque, aceleración, giro, parada).

La macrotextura tiene una pequeña influencia en el consumo de combustible al aumentar la resistencia al rodamiento, que puede estar compensada por una ligera disminución de la velocidad de circulación Mejora la visibilidad y las propiedades ópticas del pavimento al reducir las proyecciones de agua y producir una reflexión difusa. Un drenaje más eficaz permite asimismo una mejor visibilidad de las marcas viales

Puede definirse además la macrotextura positiva y la negativa. La primera es la general tipica de los tratamientos superficiales, formando capas impermeables; la segunda se refiere a las carpetas permeables Ambas ofrecen, en diferente grado las ventajas mencionadas, sin embargo son muy diferentes en lo referente al ruido. Mientras que la macrotextura positiva aumenta el ruido en todas las frecuencias, las mezclas porosas llegan a disminuir sensiblemente el nivel de ruido, no solo en el contacto rueda/pavimento sino el debido al motor, por absorción acústica

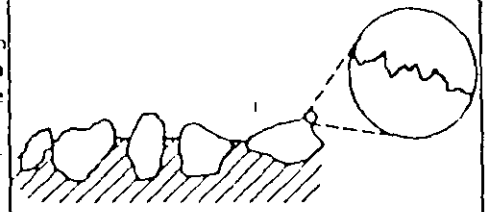
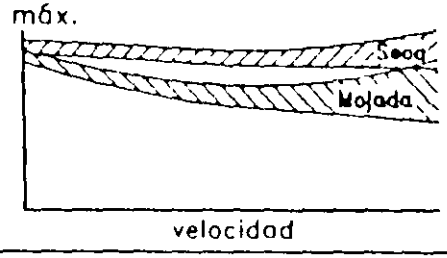
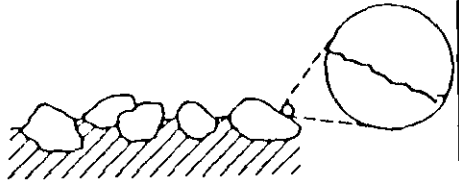
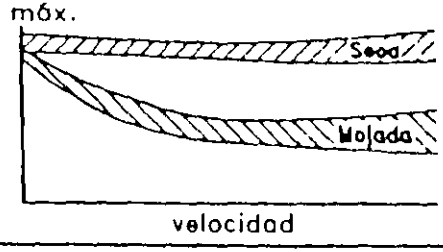
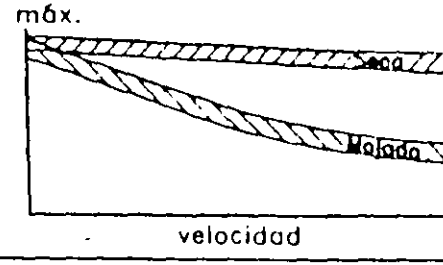
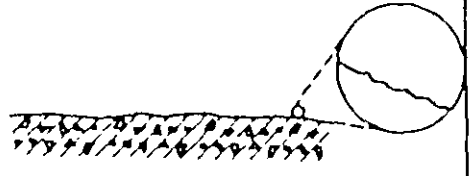
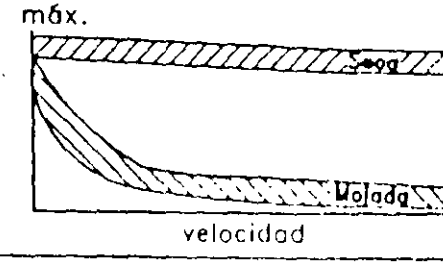
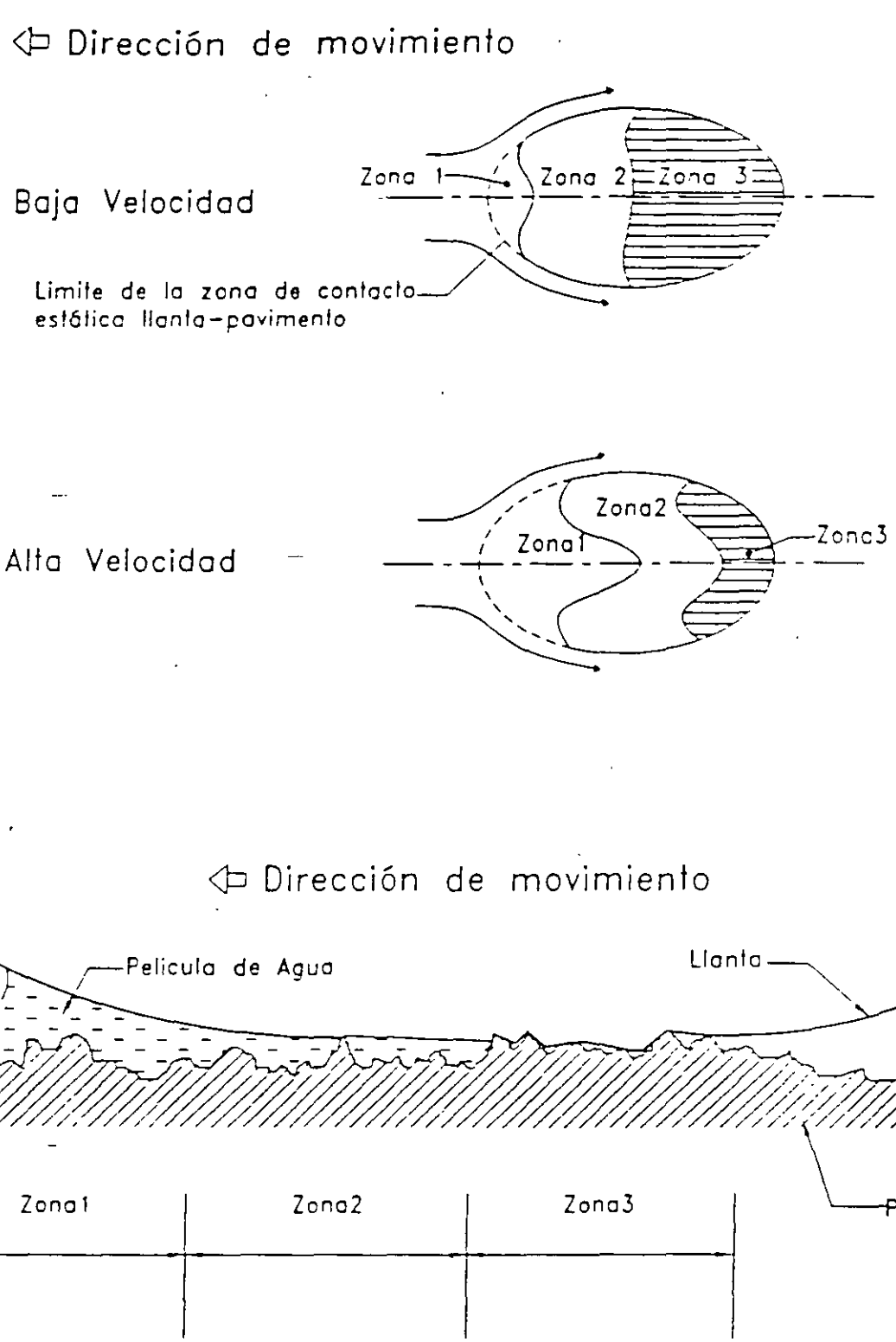
CARATERISTICAS DE LA SUPERFICIE			
MACROTEXTURAS		MICROTEXTURA	TENDENCIAS APROXIMADAS DEL COEFICIENTE MAXIMO DE DESLIZAMIENTO LLANTA-SUPERFICIE, CORRESPONDIENTES A LLANTAS LISAS
Las superficies de macrotextura ABIERTA proporcionan un buen drenaje en la zona de contacto llanta-superficie. En superficie mojada, el valor se disminuye gradualmente a medida que aumenta la velocidad. Las ranuras de la llanta no influyen mucho. A gran velocidad se puede aumentar debido a los efectos de histéresis.		La microtextura ASPERA permite una considerable penetración de la película delgada de líquido; el nivel de resistencia al deslizamiento es elevado.	
		La microtextura LISA o PULIDA presenta escasas posibilidades de penetración para las películas delgadas y generalmente el nivel de resistencia al deslizamiento que se produce es bajo.	
Las superficies de macrotextura CERRADA ofrecen un escaso drenaje en la zona de contacto. En superficie mojada, los valores se disminuyen rapidamente con el aumento de la velocidad, las ranuras de la llanta son mas eficaces.		La microtextura ASPERA permite una considerable penetrción de la película delgada de líquido el nivel general de resistencia al deslizamiento es elevado.	
		La microtextura LISA o PULIDA presenta escasas posibilidades de penetración para la película delgada y generalmente el nivel de resistencia al deslizamiento que se produce es bajo.	

FIG. 2 EFECTO DE LA TEXTURA DE LA SUPERFICIE SOBRE EL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO LLANTA-SUPERFICIE (Ref 3)



Zona 1 : Película de agua continua, presión dinàmica

Zona 2 : Película de agua discontinua, presión viscosa

Zona 3 : Contacto seco

FIG. 3 ZONAS DE CONTACTO LLANTA-PAVIMENTO (Ref 3) EN CONDICIONES DE PISO MOJADO

2.3 La megatextura corresponde a irregularidades de tipo intermedio, relacionadas con la construcción y también a diversos tipos de fallas y degradaciones o reparaciones

Esta gama de irregularidades aumenta en particular la resistencia al rodamiento y el nivel de ruido con frecuencias bajas El desplazamiento es más incomodo, con vibraciones y dificultades para mantener la estabilidad de avance Contribuye además en el desgaste de los vehiculos incluidas las llantas.

2.4 Las irregularidades se reflejan en ondas de diferente longitud debidas a deficiencias constructivas en el tendido, compactación, guiado de la extendedora, etc, a deformaciones por efecto del tránsito o a deformaciones del suelo en profundidad. Estas irregularidades afectan a la comodidad del rodamiento por las vibraciones que producen, aumentan el consumo de combustible e influyen en la estabilidad de los vehiculos Cuanto mayor es la velocidad del usuario, más le afectan las irregularidades de gran longitud de onda. Las ondas cortas-medias producen una oscilación de las cargas sobre las ruedas dando lugar a cargas dinámicas y a una variación de la adherencia movilizable

Como puede observarse en la fig 1, las (CSP) definidas en los campos de la micro y macrotextura son en general deseables. Por otro lado, las clasificadas en los campos de la megatextura e irregulares mayores son en general indeseables y deben evitarse; puesto que también tienen implicaciones económicas importantes, como se muestra en la fig. 4, ref 1.

Las (CPS) por lo tanto, deben ser motivo de preocupación no solamente para los usuarios, por ser los afectados directamente en los aspectos de seguridad, comodidad y economia, sino también para proyectistas constructores y encargados de la operación y conservación de los pavimentos y deben ser incluidas en los proyectos de los pavimentos, por las implicaciones que tienen sobre sus atributos principales en los aspectos funcionales y económicos.

3. CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DE LAS CARPETAS ASFALTICAS

3.1 Como es sabido, los pavimentos asfálticos o flexibles son los más utilizados en todo tipo de vialidades, con sus diferentes modalidades o tipologia adaptados a diferentes condiciones de tránsito, facilidades de carácter constructivo, de conservación, etc, incluyendo en ocasiones la rehabilitación y refuerzo de pavimentos rigidos mediante la construcción de sobrecarpetas asfálticas Por lo tanto, es importante conocer las caracteristicas superficiales que pueden

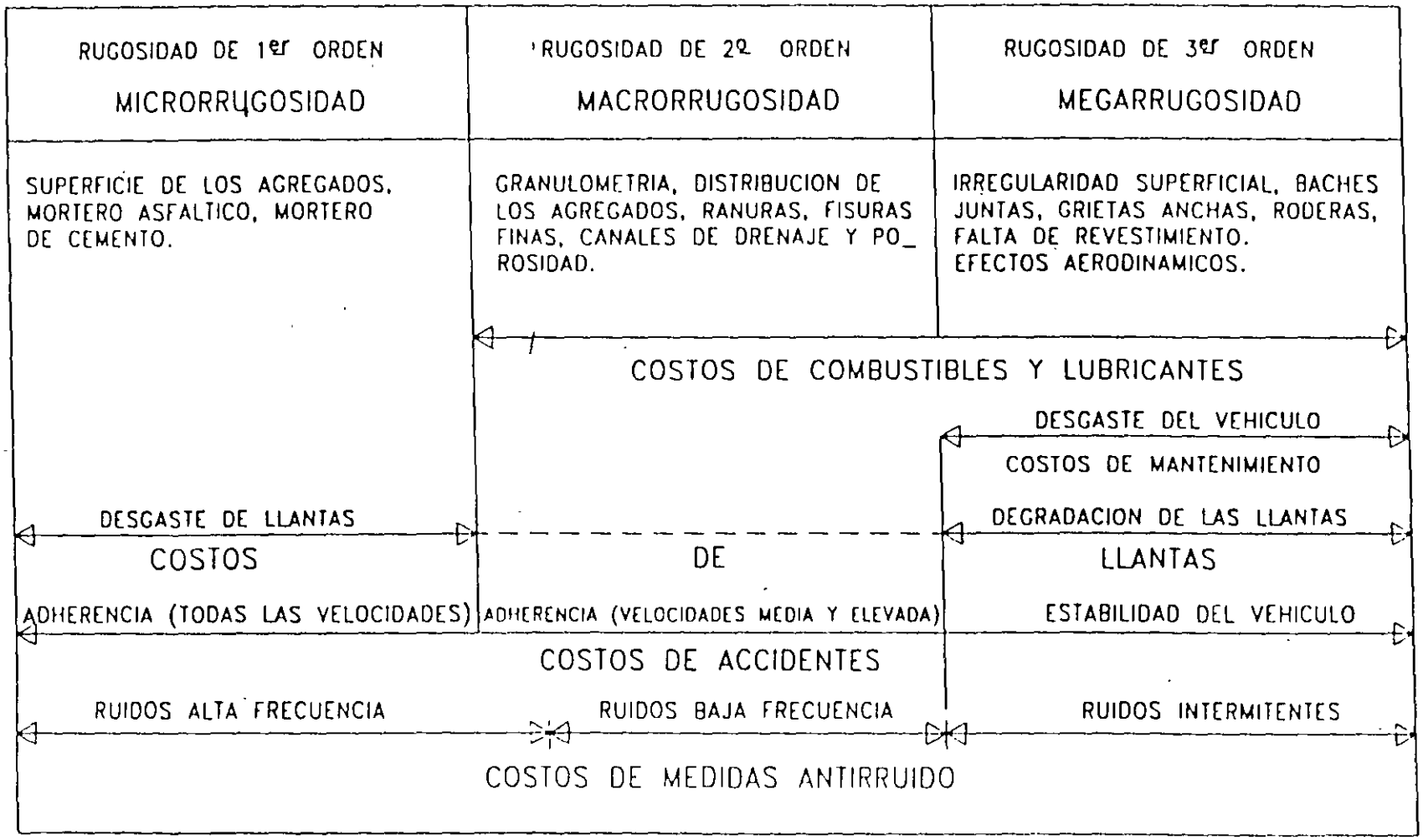


FIG. 4 RELACION ENTRE LAS CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO Y LOS FACTORES CONSUMO DE ENERGIA Y COSTOS DE O[illegible]CION, ACCIDENTES Y AMBIENTALES

OBRA

TRAMO.
CONSTRUCTORA

CALIDAD DE MATERIALES PARA CONCRETO ASFÁLTICO DE GRADUACIÓN ABIERTA

MATERIAL
ENSAYE NUM MUESTRA NÚM
ENVIADA POR
PROCEDENCIA

EXPEDIENTE.
FECHA DE RECIBO
FECHA DE INFORME.

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PÉTREO

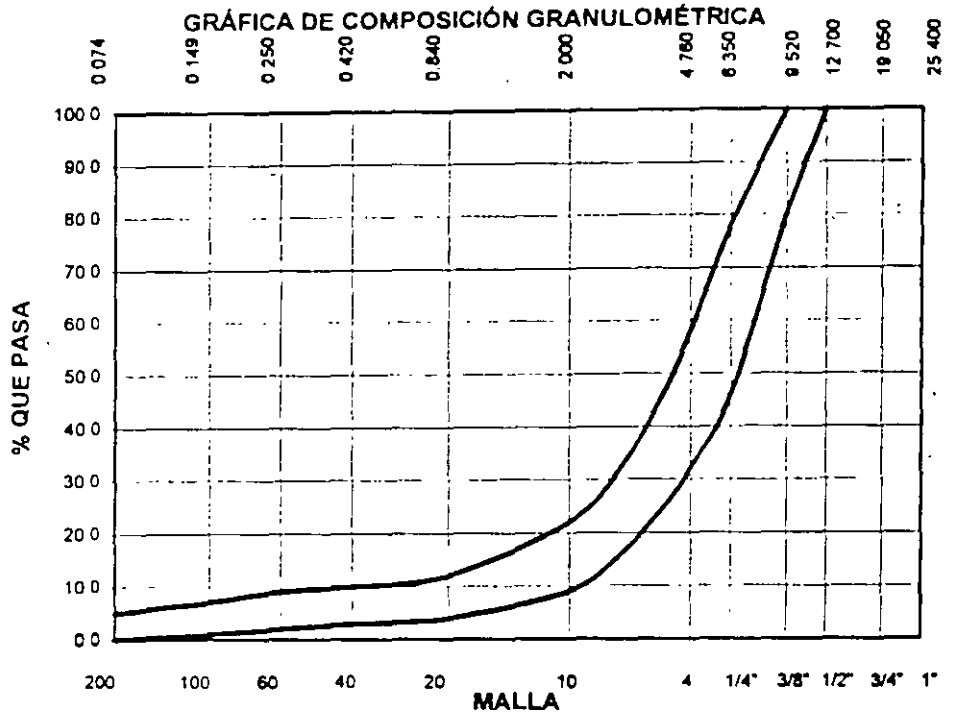
CLASIFICACION PETROGRAFICA

PESO VOL SUELTO, kg/m³

GRANULOMETRIA

MALLA	% QUE PASA	PROYECTO
1"		
3/4"		
1/2		
3/8		
1/4"		
Nº 4		
Nº 10		
Nº 20		
Nº 40		
Nº. 60		
Nº 100		
Nº 200		

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



CARACTERISTICAS DEL AGREGADO

DENSIDAD
ABSORCIÓN %
DESGASTE %
PARTICULAS ALARGADAS %
PARTÍCULAS EN FORMA DE LAJA %
PARTICULAS DELEZNABLES %
EQUIVALENTE DE ARENA %
AFINIDAD CON EL ASFALTO

CARACTERÍSTICAS DEL ASFALTO

CEMENTO ASFALTICO TIPO.	ADITIVO MARCA
CON ÓPT DE ASFALTO (%)	DOSIFICACIÓN % /(C A)
PROCEDENCIA	PROCEDENCIA DEL ADITIVO

CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA ASFÁLTICA

ENSAYE	VALORES	ESPECIFICACIÓN
ESTABILIDAD kg		
FLUJO mm		
VACIOS EN LA MEZCLA , %		
VACIOS AGREGADO MINERAL (V A M), %		
CONTENIDO DE CEMENTO ASFALTICO, %		
TENSIÓN INDIRECTA km/cm² °C		
DEFORMACIÓN A LA TENSIÓN % °C		
PÉRDIDA DE ESTABILIDAD POR INMERSIÓN EN AGUA, %		

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA

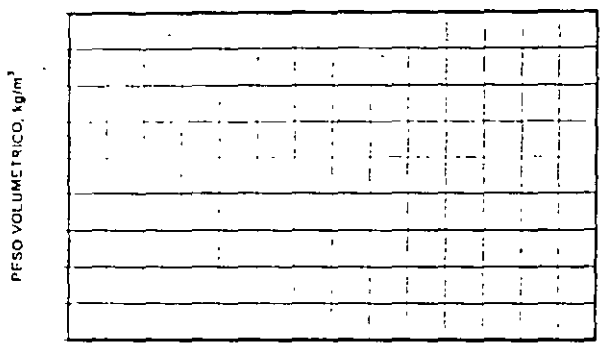
TRAMO
CONSTRUCTORA

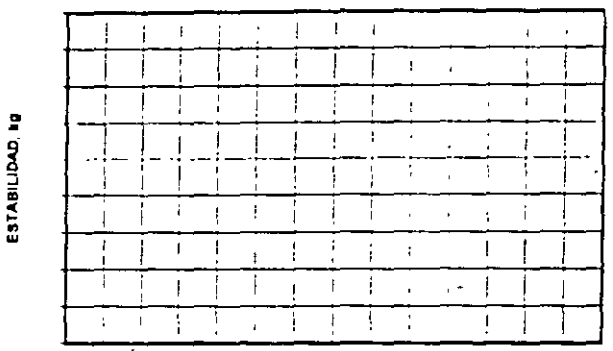
PRUEBA MARSHALL PARA ESTUDIO DE MEZCLA ASFÁLTICA

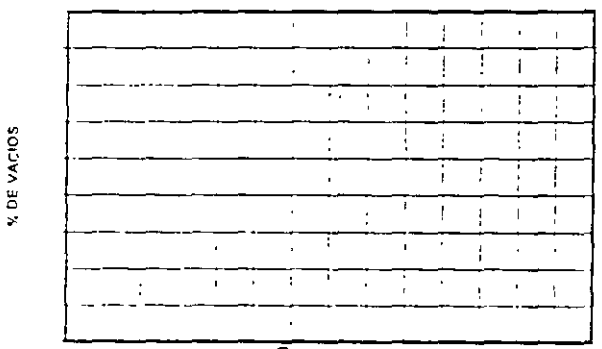
DATOS DEL MUESTREO

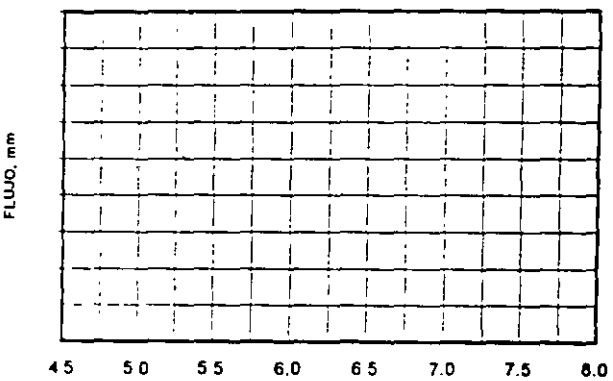
DESCRIPCION DEL MATERIAL
A UTILIZARSE EN _____ km
PROCEDENCIA DEL AGREGADO
CEMENTO ASFALTICO EMPLEADO
UBICACION DE LA PLANTA

ENSAYE Nos. .
FECHA DE MUESTREO
FECHA DE INFORME
PROCEDENCIA

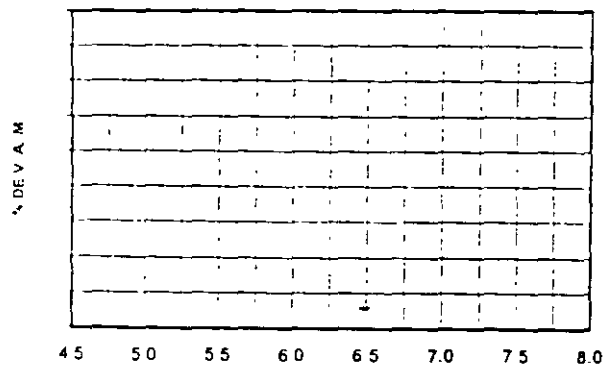








% C A. EN PESO RESPECTO AL AGREGADO



% C.A. EN PESO RESPECTO AL AGREGADO

CARACTERISTICAS	DATOS OBT.	ESP
CONTENIDO OPTIMO DE C A (%)		
PESO ESPECIFICO kg/m³		
VACIOS (%)		
V A M (%)		
ESTABILIDAD (kg)		
FLUJO (mm)		

ESPECÍMEN COMPACTADO CON
GOLPES DEL PISÓN POR CARA A LA TEMPERATURA DE:

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA:

TRAMO:

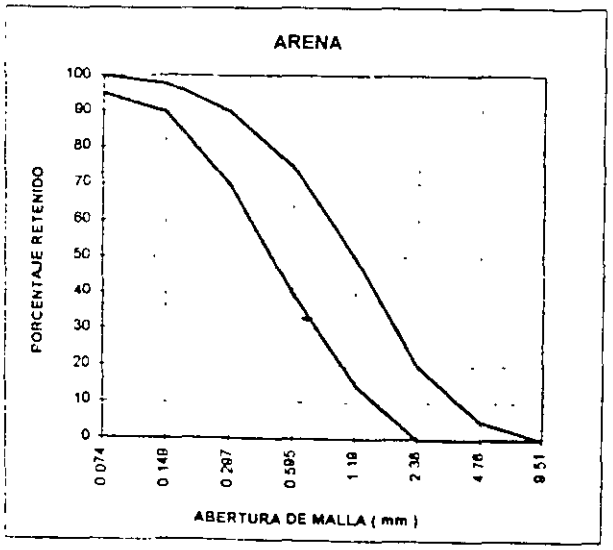
CONSTRUCTORA :

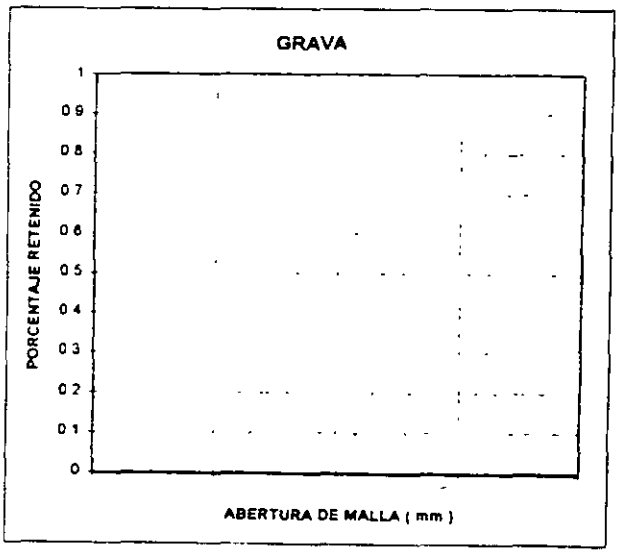
PRUEBAS FÍSICAS DE AGREGADOS PARA CONCRETO HIDRÁULICO

PROCEDENCIA	MUESTRA No
DESCRIPCION	FECHA DE RECIBO .

CARACTERISTICAS DEL AGREGADO FINO			CARACTERÍSTICAS DEL AGREGADO GRUESO		
MUESTRA No.			MUESTRA No		
% RETENIDO EN MALLA 3/8 "			TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL (PULG)		
% RETENIDO EN MALLA No. 4			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 8			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 16			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No. 30			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 50			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 100			% QUE PASA MALLA No 4		
% QUE PASA MALLA No 200			DENSIDAD		
MODULO DE FINURA			ABSORCIÓN		
DENSIDAD			PESO VOLUMÉTRICO SUELTO		
ABSORCION			PESO VOLUMÉTRICO VARILLADO		
PESO VOLUMETRICO SUELTO			INTEMPERISMO ACELERADO		
PESO VOLUMETRICO VARILLADO			PÉRDIDA POR ABRASIÓN		
EQUIVALENTE DE ARENA			OBSERVACIONES .		
INTEMPERISMO ACELERADO					
MATERIA ORGANICA (COLOR)					

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LOS AGREGADOS





FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ.	FECHA

OBRA.

TRAMO

CONSTRUCTORA

PRUEBAS DE CONCRETO HIDRÁULICO

DATOS DEL MUESTREO			
	DESCRIPCION DEL MATERIAL.	ENSAYE Nos	
		FECHA DE INFORME	
	A UTILIZARSE EN		

IDENTIFICACION						
ENSAYE No						
MUESTRA No.						
TOMADA DE						
ELEMENTO COLADO						
DATOS DEL PROPORCIONAMIENTO						
f'c DE PROYECTO (kg/cm^2)						
RELACION A/C						
ELABORADO EN						
ADITIVO — MARCA						
ADITIVO — DOSIFICACION						
ADITIVO — FINALIDAD						
DATOS DE LA OBRA						
EQUIPO DE MEZCLADO						
VIBRADO O SIN VIBRAR						
CEMENTO — MARCA						
CEMENTO — TIPO						
CEMENTO — CONSUMO m^3						
AGUA CONSUMO / SACO						
REVENIMIENTO cm						
DATOS DEL ESPECIMEN — DIAMETRO cm						
DATOS DEL ESPECIMEN — SECCION, cm^2						
DATOS DEL ESPECIMEN — FECHA DE COLADO						
DATOS DEL ESPECIMEN — FECHA DE RUPTURA						
DATOS DEL ESPECIMEN — EDAD, DIAS						
DATOS DEL ESPECIMEN — CARGA DE RUPTURA, kg						
DATOS DEL ESPECIMEN — RESISTENCIAS, kg/cm^2						
DATOS DEL ESPECIMEN — % DE LA RESISTENCIA DE PROYECTO						

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

TSFC-28

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

REVENIMIENTO DEL CONCRETO

HOJA _____

REVENIMIENTO MEDIO MOVIL, cm

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

ENSAYE	REVENIMIENTO, cm			IDENTIFICACION MUESTRAS				HORA
	5 VALORES CONSECUTIVOS		VALOR MEDIO	DIAS				
	PROM	SUMA	PROM.	7	7	28	28	
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
	$\overline{X}$ =	cm	σ = ±	cm		V =		%

PROPORCIONAMIENTO

PLANTA

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

Cada punto de la gráfica de tendencias representa el promedio de 5 valores consecutivos

TSFC-29

OBRA:
TRAMO
CONSTRUCTORA

ANÁLISIS ESTÁDISTICO DE RESISTENCIA DEL CONCRETO HIDRÁULICO. EDAD: _____ DÍAS

HOJA

ENSAYE	MÓDULO DE RUPTURA, kg/cm² (0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100)	10 VALORES CONSECUTIVOS PROM	10 VALORES CONSECUTIVOS SUMA	VALOR MEDIO PROM	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, kg/cm² (0 10 20 30 40 50)	CILINDRO 1	CILINDRO 2	5 VALORES CONSECUTIVOS PROM	5 VALORES CONSECUTIVOS SUMA	VALOR MEDIO PROM
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
	$\bar{X}$ = kg/cm²	σ = ± kg/cm²	V = %		$\bar{X}$ = kg/cm²	σ = ± kg/cm²	V = %			

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES:

FORMULÓ	REVISO	APROBÓ

Cada punto de las graficas representa el promedio de 10 y 5 valores consecutivos respectivamente

OBRA:
TRAMO.
CONSTRUCTORA.

RESISTENCIA DEL CONCRETO HIDRÁULICO EDAD: _____ DÍAS (f'c = _____ kg/cm²)

HOJA: _____

ENSAYE	INTERVALO MEDIO MÓVIL (0 2 4 6 8 10 12)	10 VALORES CONSECUTIVOS PROM.	10 VALORES CONSECUTIVOS SUMA	VALOR MEDIO PROM	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, kg/cm² (0 50 100 150 200 250 300)	CILINDRO 1	CILINDRO 2	5 VALORES CONSECUTIVOS PROM	5 VALORES CONSECUTIVOS SUMA	VALOR MEDIO PROM
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
	$\bar{X}$ = kg/cm² σ = ± kg/cm²		V = %		$\bar{X}$ = kg/cm² σ = ± kg/cm²		V = %			

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

521

TSFC-31

OBRA

TRAMO.
CONSTRUCTOR/

CALIDAD DE MATERIALES PARA BASE ASFÁLTICA

MATERIAL _____ EXPEDIENTE _____
ENSAYE NÚM. _____ MUESTRA NUM _____ FECHA DE RECIBO _____
ENVIADA POR _____ FECHA DE INFORME _____
PROCEDENCIA _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PETREO

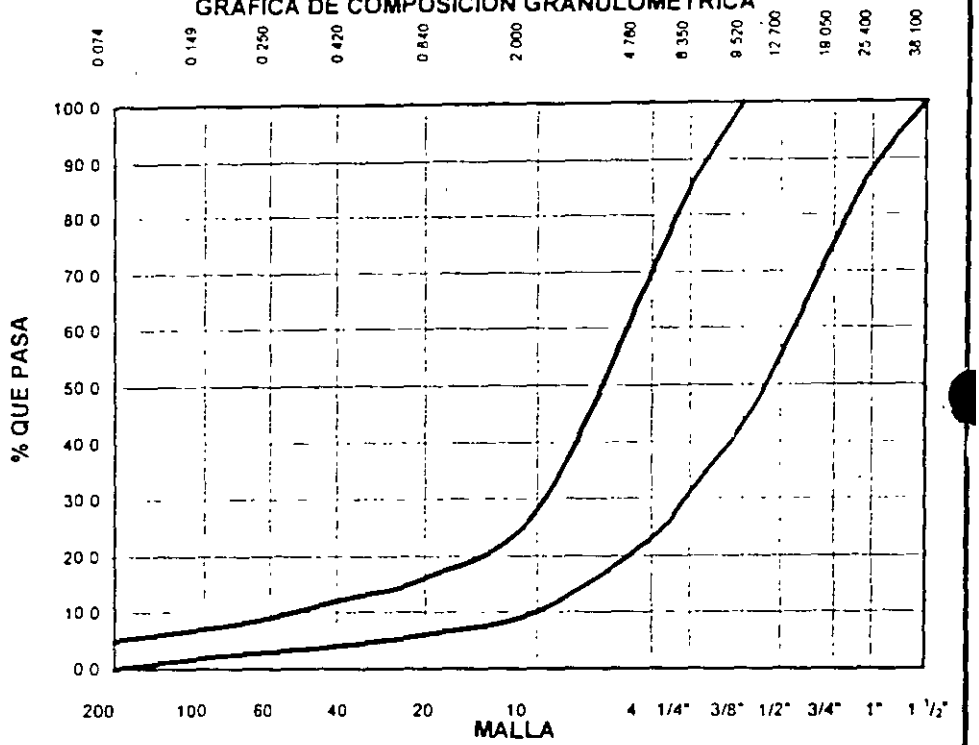
CLASIFICACION PETROGRAFICA _____

PESO VOL. SUELTO, kg/m³ _____

GRANULOMETRIA

MALLA	% QUE PASA	PROYECTO
1 ½"		
1"		
3/4"		
1/2"		
3/8"		
1/4"		
Nº 4		
Nº 10		
Nº 20		
Nº 40		
Nº 60		
Nº. 100		
Nº 200		

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



CARACTERISTICAS DEL AGREGADO

DENSIDAD _____
ABSORCION % _____
DESGASTE, % _____
CONTRACCIÓN LINEAL, % _____
PARTÍCULAS ALARGADAS, % _____
PARTICULAS EN FORMA DE LAJA, % _____
EQUIVALENTE DE ARENA % _____
AFINIDAD CON EL ASFALTO _____

CARACTERÍSTICAS DEL ASFALTO

TIPO _____ ADITIVO MARCA _____
CON OPT. DE ASFALTO (%) _____ DOSIFICACIÓN % (C A) _____

CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA ASFÁLTICA

ENSAYE	VALORES	ESPECIFICACIÓN
ESTABILIDAD kg		
FLUJO mm		
VACIOS EN LA MEZCLA, %		
VACIOS AGR. MIN. (V.A.M.) %		
VACIOS OCUP. ASF., %		
CONT. CEM. ASF. %		
PESO VOL. MAX. EN MEZCLA COMPACTA (kg/m3)		

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-15

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

INFORME DE TEMPERATURAS Y TENDIDO DE MEZCLA ASFÁLTICA ELABORADA EN CALIENTE

HOJA

CARPETA NUEVA | SOBRECARPETA | RENIVELACION | FECHA DE INFORME

PLANTA EN | ESPESOR DE PROYECTO DE LA CAPA cm

DESVIACION | TEMPERATURA AMBIENTE °C | ESPESOR DE LA CAPA ANTES DE COMPACTAR cm

VIAJES		MUES-	HORAS		TEMPS DE LA MEZCLA °C			TENDIDO					ESPESOR DE CAPA TENDIDA (Antes de compactar)	OBSERVACIONES
CAMIÓN No	VOL m³	TRA No	SALIDA DE PLANTA	DESCARGA EN TRAMO	AL SALIR DE LA PLANTA	AL TENDER	AL COMPACTAR	DEL km	AL km	CUERPO	CARRIL	ANCHO m		

FORMULÓ

REVISO

APROBÓ

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTORA

REPORTE DE CONTROL DE CARPETA POR MEDIO DE PASTILLAS MARSHALL

DATOS DEL MUESTREO

DESCRIPCION DEL MATERIAL		ENSAYE Nos	
A UTILIZARSE EN	km	FECHA DE MUESTREO	
PROCEDENCIA DEL AGREGADO		FECHA DE INFORME	
MUESTRA OBTENIDA EN			

ENSAYE No.	DESCRIPCIÓN	% ASFALTO	PESO VOLUMETRICO	% VACIOS	ESTABILIDAD	FLUJO (mm)

VALORES MARSHALL DE PROYECTO

% OPTIMO CEMENTO ASFALTICO	%	% VACIOS	%
TIPO DE ASFALTO		VACIOS LLENOS C A	%
DENSIDAD TEORICA MAXIMA	Ton/m³	ESTABILIDAD	kg
DENSIDAD DE PROYECTO	Ton/m³	FLUJO	mm

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

TSFC-17

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTORA

INFORME DE ESPESORES, COMPACTACIÓN Y PERMEABILIDAD

REPORTE DE CAMPO N° _____ FECHA DE INFORME _____

GRADO DE COMPACTACION DE PROYECTO _____ ESPESOR DE PROYECTO _____

ENSAYE N°	ESTACION	CARRIL	ESPESOR DE LA CAPA ENSAYADA	PERMEABILIDAD %		PESO ESPECIFICO kg/m³		% DE COMPACTACION
				DEL LUGAR	ESPECIFICACION	DEL LUGAR	MARSHALL	

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

TSFC-18

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

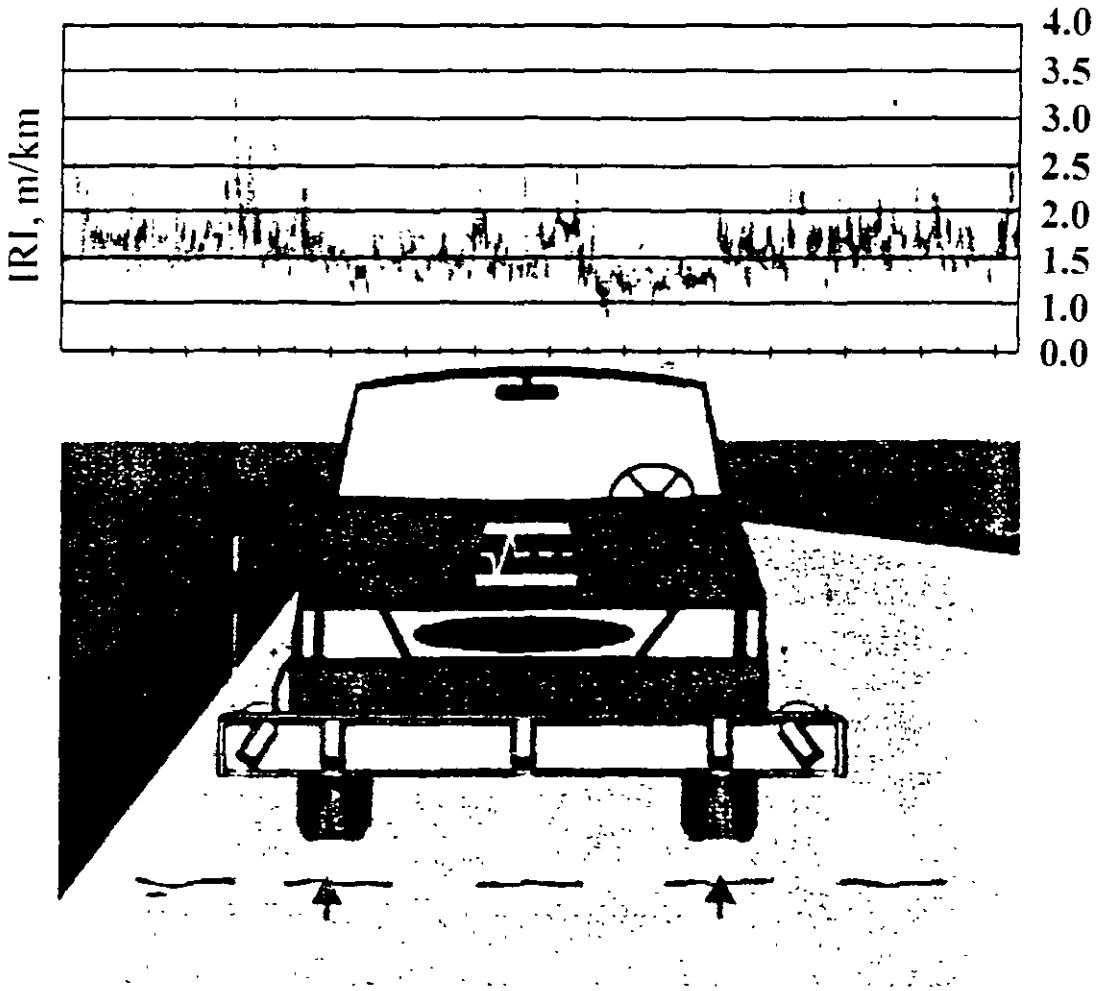
MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

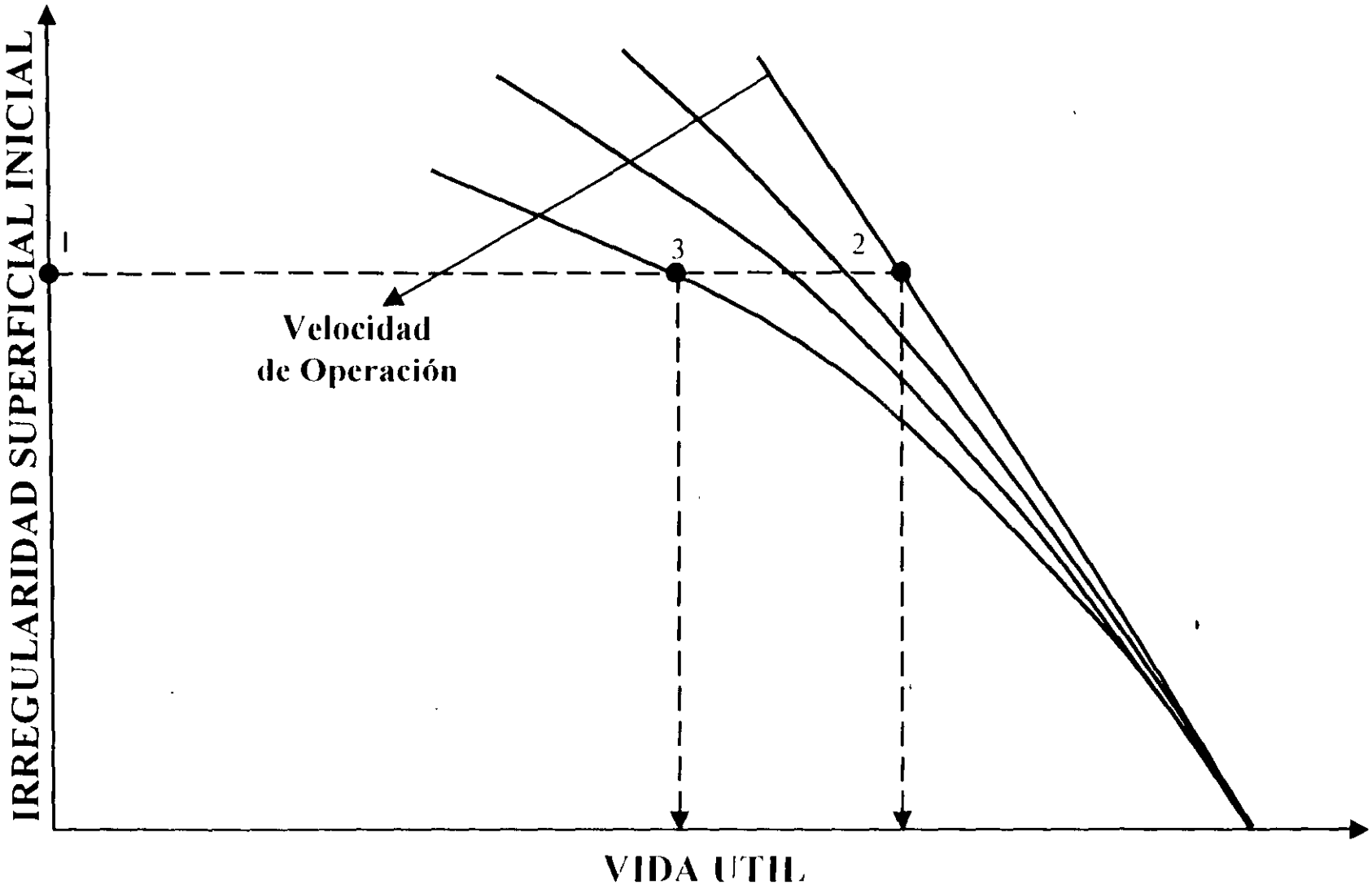
INTRODUCCIÓN III

EXPOSITOR: ING. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO

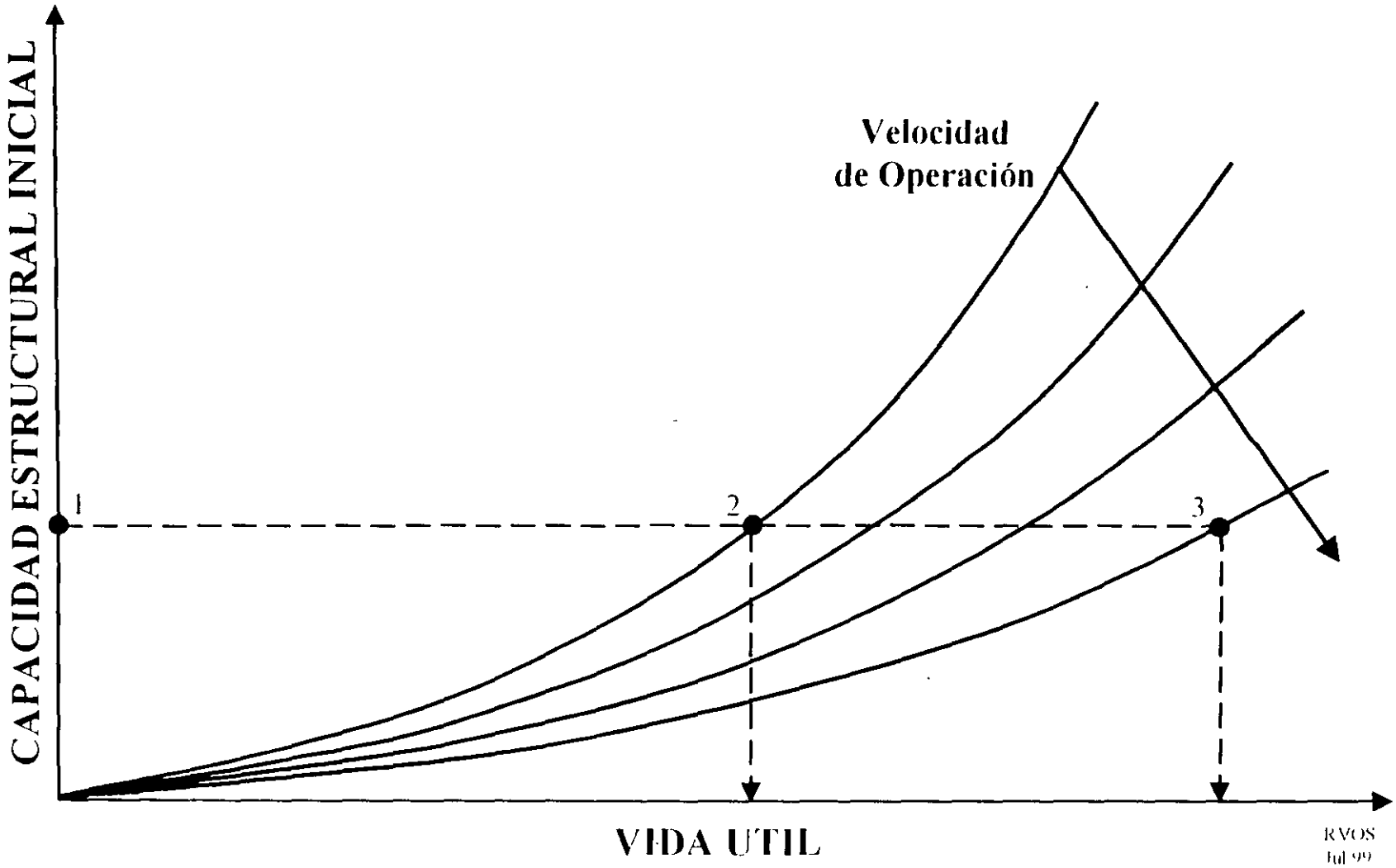
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000


IRI, m/km
4.0
3.5
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.0

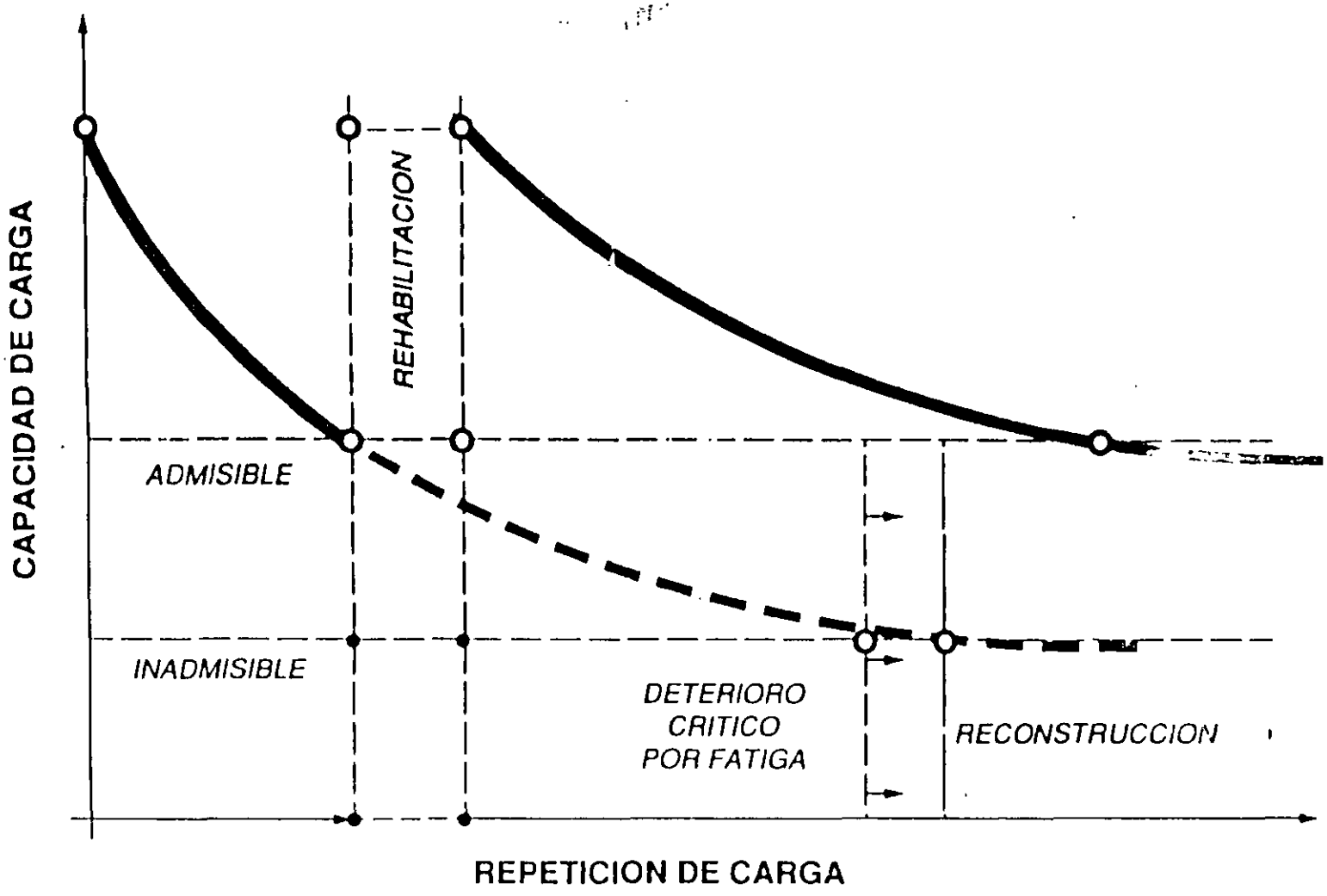
EFECTO DE LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN EN LA VIDA DE UN PAVIMENTO
(Evaluación Superficial)



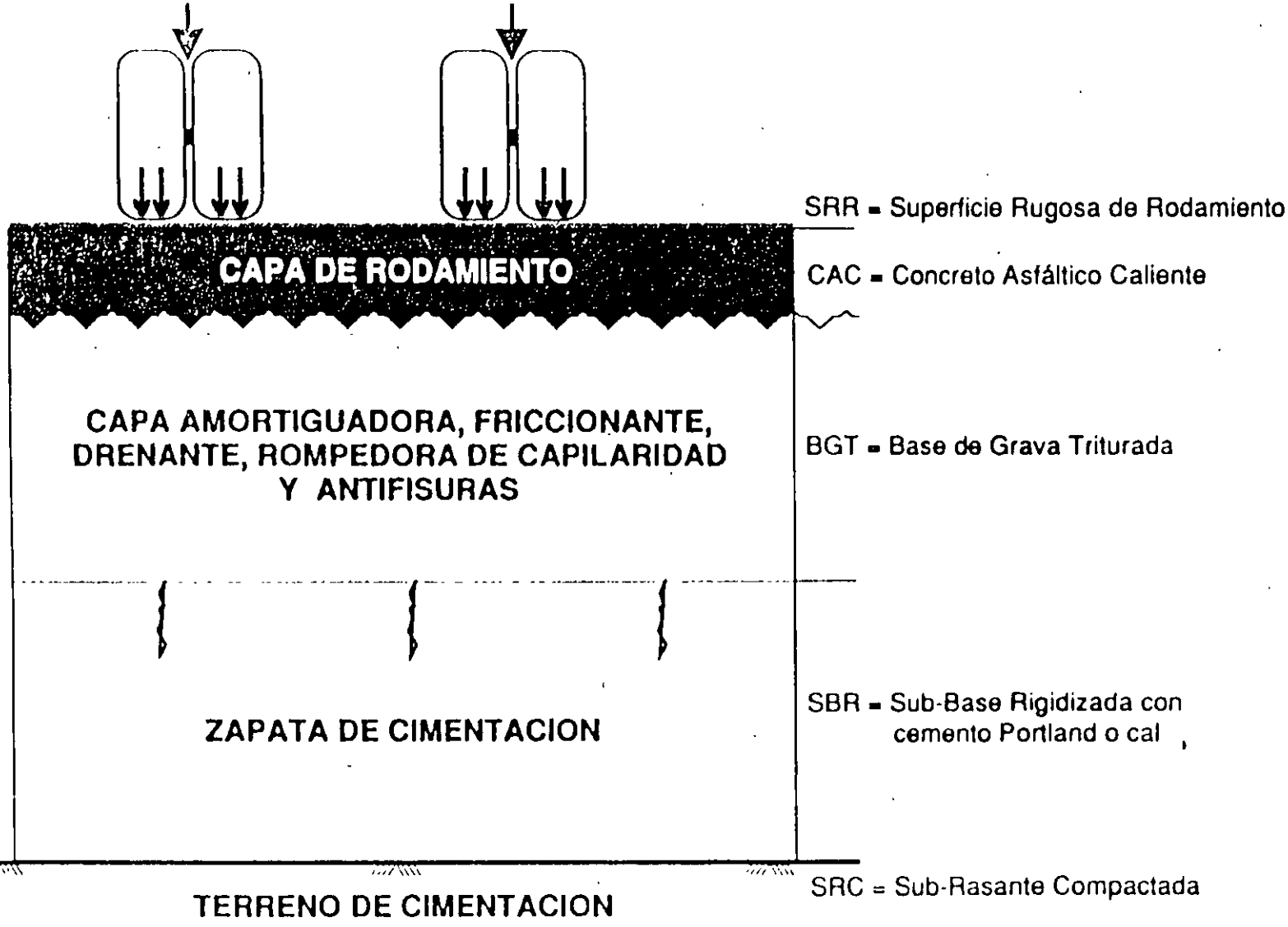
EFECTO DE LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN EN LA VIDA DE UN PAVIMENTO
(Evaluación Estructural)

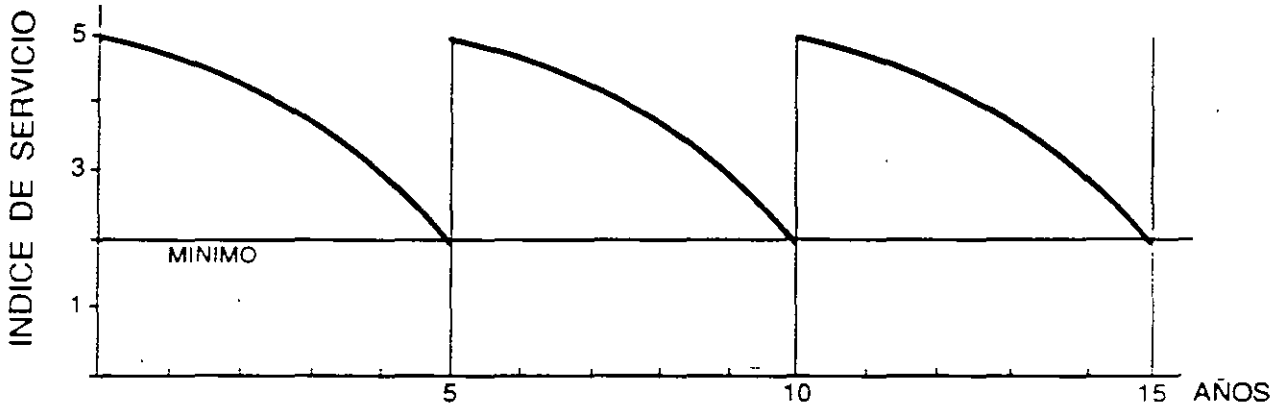


PREVENCION DE LA FATIGA EN PAVIMENTOS

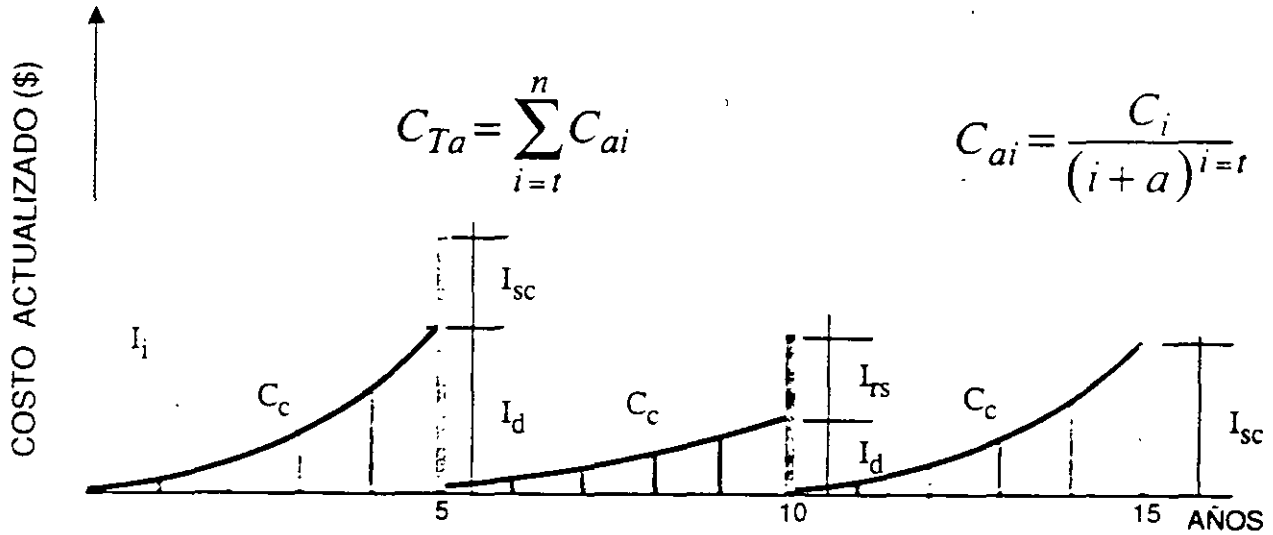


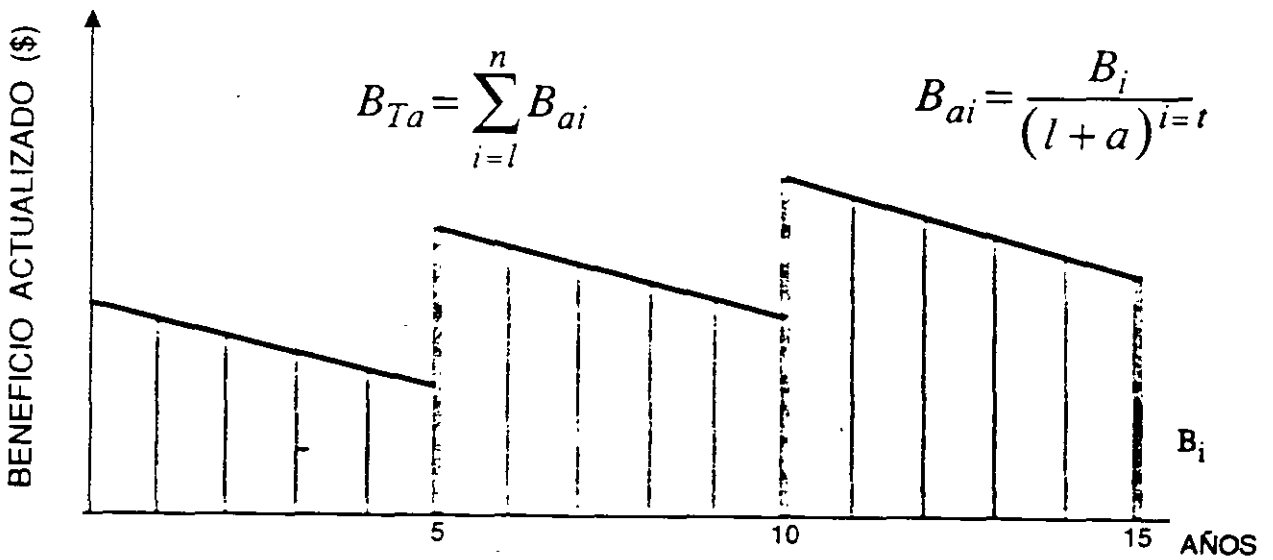
PAVIMENTO CON SECCION INVERTIDA
(ENFOQUE GEOTECNICO)





PERIODO DE DISEÑO





VIDA ECONOMICA

* o IRI (INDICE DE IRREGULARIDAD SUPERFICIAL)

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

IMPORTANCIA DE LA VARIABLE AMBIENTAL

EXPOSITOR: ING. ALFREDO C. BONNIN ARRIETA

PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

IMPORTANCIA DE LA VARIABLE AMBIENTAL

EN LA EJECUCION DE LOS PROYECTOS.

ING. ALFREDO C. BONNIN ARRIETA
Director General de Sigma Ingeniería Civil, S.A. de C.V.

IMPORTANCIA DE LA VARIABLE AMBIENTAL EN LA EJECUCION DE LOS PROYECTOS

DEFINICIONES

Ambiente en una de sus acepciones más simples, es todo aquello que rodea a las personas o cosas. Si lo relacionamos con la materia que nos ocupa, los proyectos de las modernas vías terrestres, podemos decir que el concepto de ambiente se refiere al conjunto de sistemas naturales o ecosistemas, los sistemas naturales modificados por el hombre y los sistemas transformados por éste, llámense desarrollos agrícolas, pecuarios, forestales, industriales o urbanos.

En esta forma la variable ambiental se puede considerar que es no sólo el estado de los ecosistemas en un momento determinado, sino sus variaciones en el tiempo y con el clima; así como la dinámica de su interacción o funcionamiento con los sistemas modificados y transformados; entre estos últimos destacan el de los asentamientos humanos, con sus obras de infraestructura, equipamiento y servicios, que necesariamente los acompañan.

IMPACTOS

Los impactos ambientales son las modificaciones del ambiente ocasionadas tanto por la acción humana inducida y, en ocasiones, por la naturaleza misma, así como sus efectos sobre los sistemas naturales y el resto del ambiente. Si nos referimos solamente a la actividad humana, los impactos se pueden dar en dos sentidos, en el **primero buscan los efectos de una transformación planeada a través de un proceso de cambio o desarrollo y lo que esto representa para la sociedad traducido en beneficios,** en sentido contrario son los **efectos negativos sobre los ecosistemas** y **el resto del medio ambiente**, los cuales necesariamente tendrán un costo para la naturaleza y la sociedad, que se debe ponderar cuidadosamente antes de iniciar la ejecución de cualquier proyecto

EVALUACION DEL IMPACTO AMBIENTAL

La evaluación de los impactos ambientales, comprende su análisis sobre los ecosistemas mediante la identificación de las diferentes actividades que conforman un proyecto, el conocimiento de las condiciones anteriores al mismo y los cambios predecibles que generará la ejecución de las actividades sobre los ecosistemas y su funcionamiento.

Estas evaluaciones se tienen que hacer dentro de un marco normativo que permita establecer los grados de afectación de los componentes de los ecosistemas y las medidas que se deben tomar para prevenir, revertir, evitar o mitigar los impactos negativos.

En México la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente y su Reglamento en Materia de Impacto Ambiental, establece que las evaluaciones deben presentarse a través de una Manifestación de Impacto Ambiental (M.I.A.), cuya modalidad o nivel se establece previamente, en función del tipo y magnitud de obra, así como de la calidad y sensibilidad de los ecosistemas que se encuentren en las áreas que resultarán afectadas.

La M.I.A. puede ser un instrumento que generará información ambiental, así como un proceso analítico para estimar los elementos más significativos de los costos ecológicos y los beneficios sociales, lo que hará posible la formulación de medidas prácticas que minimicen los costos y aumenten los beneficios y en esta forma, resulte más ventajoso el balance ambiental del proyecto.

Para garantizar los resultados de un estudio de impacto ambiental resulta indispensable proyectar, programar y presupuestar las medidas de mitigación y vigilar su correcta y oportuna ejecución. La consecución operativa de las medidas de protección y mitigación ordenadas por la M.I.A. nos aproxima a estadios de sustentabilidad del desarrollo.

DESARROLLO SUSTENTABLE

A través de las que se denominan funciones ambientales, los ecosistemas aportan una gran cantidad de bienes y servicios. Entre dichas funciones sobresalen la capacidad de proveer recursos como el agua, el aire limpio, el suelo, recursos forestales, alimentos naturales, regulación climática, etc. y la capacidad de asimilar desechos, tales como las emisiones contaminantes a la atmósfera, descargas de aguas residuales y residuos o basura urbana e industrial.

El desarrollo sustentable significa una revaloración de los bienes ecológicos que comprende todos los recursos ambientales que proveen un flujo vital de bienes y servicios, cuya cantidad y calidad tiene que cuidar la sociedad, tanto para desarrollarse en forma sustentable, como para no comprometer el futuro del sustrato que hace posible la calidad de vida y el desarrollo y en esa forma, se pueda transmitir a las generaciones futuras un patrimonio que, en todas sus dimensiones, no resulte inferior al que está a nuestra disposición.

En el sentido biofísico, un desarrollo ambientalmente sustentable exige que el empleo o eliminación de los recursos naturales renovables no exceda a la capacidad de la renovación, que se respete la capacidad de carga de los sistemas hidrológicos, atmosféricos y de suelos para transformar y asimilar los desechos y que, los beneficios de la explotación de recursos no renovables permitan generar alternativas en previsión de su agotamiento.

Tratar de alcanzar el desarrollo sustentable, significa establecer un cuidadoso equilibrio dinámico entre la creciente población, los cambios de los patrones de consumo y la transformación de las tecnologías de producción, con la adecuada conservación de los recursos naturales a través del equilibrio de los ecosistemas.

Para resumir estas líneas, nos podemos remitir a las ideas aprobadas por la Comisión Mundial sobre el Medio Ambiente y el Desarrollo de la Organización de las Naciones Unidas, que a la letra dicen:

"... El desarrollo sustentable es un modelo de crecimiento que satisface las necesidades de la generación presente, sin comprometer la capacidad de las generaciones futuras para satisfacer sus propias necesidades...", continúo citando:

"... El desarrollo sustentable es un proceso de cambio social en el cual la explotación de los recursos, el sentido de las inversiones, la orientación del desarrollo tecnológico y las reformas institucionales se realizan en forma armónica, ampliándose el potencial actual y futuro para satisfacer las necesidades y aspiraciones humanas..."

Las ideas anteriores fueron recogidas por la Declaración de Río en diversos principios, entre los que destacan:

- El derecho al desarrollo debe ejercerse en forma tal, que responda equitativamente a las necesidades de desarrollo y ambientales de las generaciones presente y futuras.

- A fin de alcanzar el desarrollo sustentable, la protección del medio ambiente deberá constituir parte integrante del proceso de desarrollo y no debe considerarse en forma aislada.

- Para alcanzar el desarrollo sustentable y una mejor calidad de vida para todos los habitantes, los estados deberían reducir y eliminar los sistemas de producción y consumo insostenibles y fomentar políticas demográficas adecuadas.

IMPACTOS AMBIENTALES DIRECTOS

La construcción y operación de los sistemas de transporte, acarrean en la mayoría de los casos numerosos impactos al medio natural; el suelo, agua y aire se ven afectados por las actividades que se realizan y el medio socioeconómico se ve modificado.

Según evaluaciones oficiales de las autoridades ambientales los sistemas de transporte afectan de distintas maneras y grados al ambiente, así tenemos:

Transporte Marítimo

Que el Subsistema marítimo portuario causa muy altos impactos locales al concentrarse los puertos en áreas relativamente pequeñas y afectar a dos ambientes, cuando menos, el terrestre y el acuático.

La flora y fauna costera es alterada por los derrames de hidrocarburos y disposición inadecuada de basura y desechos tóxicos; en la fase de construcción, el dragado transforma radicalmente las condiciones del fondo, exterminando el hábitat de las especies que pudieran existir. Los movimientos de tierras para los accesos y los rellenos para patios y muelles alteran el suelo y la erosión se presenta produciendo turbiedad y sedimentación. Las obras de protección generan impactos importantes con la explotación de pedreras, instalación de plantas de trituración y de concreto, transporte de materiales a través de zonas pobladas.

Los impactos socioeconómicos principales propician cambios en el uso del suelo, crecimiento urbano desordenado, insuficiencia de los servicios urbanos, industrialización descontrolada, etc.

Transportes Carretero y Ferroviario

Los impactos ambientales de la construcción y operación de carreteras y ferrocarriles se consideran impactos medios, son ocasionados por su gran longitud, ya que afectan a la flora y fauna por los trabajos de desmonte y despalme, así como por la apertura de bancos de materiales, la instalación de patios para campamentos, talleres y plantas de trituración y de fabricación de concretos, así como de patios de almacenamiento de agregados.

En su operación, flora y fauna se afectan por la inadecuada disposición de los desechos sólidos, por el tránsito de vehículos y los asentamientos humanos que se posicionan irregularmente, muchas veces en el propio derecho de vía, como es el caso de las vías ferroviarias en los centros de población y zonas suburbanas. Además, caminos y vías férreas constituyen muchas veces barreras artificiales que afectan los desplazamientos de personas y de la fauna.

El paisaje, el relieve y el drenaje superficial también se ven impactados con el desmonte y los movimientos de tierra, cortes y terraplenes, los que en zonas con fuerte pendiente transversal pueden originar graves problemas de inestabilidad de taludes, erosión, modificación de los patrones de drenaje, azolvamiento y degradación del paisaje.

Los impactos socioeconómicos ocasionados por la construcción de carreteras y ferrocarriles se han considerado que son secundarios y que se presentan a mediano plazo; en nuestra opinión, estos efectos no son tan secundarios y la relevancia que pueden tener la expondremos más adelante, junto con los efectos que ocasiona la operación de estos dos subsistemas.

Transporte Aéreo

Debido a la puntual ubicación de las terminales aéreas y de que las superficies que ocupan no son considerables relativamente, se considera que los impactos ambientales que ocasionan son bajos.

Al igual que carreteras y ferrocarriles, los ecosistemas se ven alterados por el desmonte, el despalme y los movimientos de tierras, así como por la compactación de los suelos y la pavimentación de grandes áreas operacionales.

En la fase de operación, flora y fauna se afectan por las emisiones de gases tóxicos y ruido a la atmósfera, como pueden ser hidrocarburos sin quemar y monóxidos de carbono, de alta toxicidad y que modifican los procesos fotoquímicos. El clima, en el área del aeropuerto y su entorno, se ve alterado y la fauna desaparece.

Entre los efectos socioeconómicos desfavorables se pueden presentar, cambios de uso de suelo, demandas de transporte, energía y agua potable, disposición inadecuada de las aguas servidas y de la basura generada por la terminal, presentación de vectores de enfermedades y plagas, tanto de humanos como de animales y vegetales que se transporten.

PRINCIPALES MEDIDAS DE CONTROL ECOLOGICO

La Secretaría de Comunicaciones y Transportes, consciente de la importancia que pueden tener los impactos ambientales directos durante la construcción, ha desarrollado y aplicado diferentes instrumentos que previenen y mitigan estas situaciones; para ello formula Manifestaciones de Impacto Ambiental, Normas Técnicas de Control Ecológico para la Construcción de Carreteras, Especificaciones Técnicas Ambientales Generales y Particulares para Carreteras Alimentadoras y Caminos Rurales y tiene en preparación un Manual de Ecología, que será de observancia obligatoria para el proyecto, construcción, conservación y operación de la infraestructura de los cuatro modos de transporte.

Vale la pena hacer hincapié en algunas de las principales medidas que ha adoptado el Sector C. y T., para prevenir y mitigar los impactos ambientales directos y algunos indirectos, entre ellas se encuentran:

- Formular las Manifestaciones de Impacto Ambiental, cuando la normatividad lo exija y aplicarlas cuando éstas sean aprobadas.

- Desmontar únicamente las superficies indispensables para la construcción de las obras y para que en la operación no se obstruya la visibilidad.

- Conservar los estratos herbáceos y arbustivos que protejan al bosque, eviten la erosión y sirvan como elemento de amortiguamiento y frenado de los vehículos que accidentalmente se salgan de la carretera.

- Despalmar sólo las superficies necesarias, y utilizar el material de despalme, cuando éste sea adecuado, para arropar taludes y propiciar su vegetación, restaurar bancos de materiales y controlar la erosión.

- Prohibir las excavaciones de préstamo lateral, salvo excepciones justificadas.

- Depositar los desperdicios de cortes y derrumbes en bancos que se planeen cuidadosamente en ubicación y forma; queda cancelada la posibilidad de desperdiciar lateralmente el producto de los cortes en balcón, que tanto dañan el paisaje y a la vegetación de las laderas y que ocasionan el azolve de cuerpos de agua y obras de drenaje.

- Estabilizar los taludes de cortes y terraplenes tanto por medios mecánicos tales como bermas, anclas, subdrenes, etc. como por medios vegetativos con siembra de especies herbáceas, cactáceas o arbustivas o utilizando técnicas mixtas de control de la erosión a base de productos industrializados como mallas, geotextiles, georredes, etc. y siembras.

- Restauración de las áreas que se abandonen de campamentos, patios, almacenes y bancos de materiales.

- Forestación con especies nativas para cortinas rompevientos, para ocultar vistas desagradables, tales como basureros públicos, rellenos sanitarios, bancos de materiales, etc., y en el derecho de vía para mejorar el paisaje.

- Racionalizar el ancho de los caminos de acceso y desviaciones, sobre todo en zonas con pendientes y en áreas agrícolas o protegidas. También se deberán estabilizar las superficies de rodamiento revestidas para disminuir la erosión y el polvo.

- Controlar las emisiones a la atmósfera de gases y ruidos, de los equipos de construcción y plantas de procesamiento.

- Cubrir los equipos de transporte de materiales térreos con lonas que eviten la emisión de polvos.

- Prevenir y controlar en su caso, los derrames de combustibles, materiales asfálticos y residuos.

- Ubicar y aislar bancos de materiales en explotación, plantas de trituración, concreto y asfaltos, así como almacenes de materiales pétreos, de tal manera que los vientos dominantes no lleven polvo y partículas a los poblados.

- Tomar medidas contra el ruido excesivo que genere el tránsito, como la construcción de carpetas con granulometría abierta, tratamientos superficiales que amortigüen el ruido o mediante la construcción de barreras, cuidando que éstas, no causen una contaminación mayor del paisaje que la que solucionan del ruido.

- En terminales, campamentos y centros de trabajo donde no exista sistema municipal de alcantarillado sanitario, se deberán diseñar y construir sistemas adecuados para el tratamiento de aguas residuales.

IMPACTOS INDIRECTOS

Se producen en nuestro país un buen número de impactos poco atendidos que causan un gran deterioro, no tan sólo a los ecosistemas, sino a la salud de la población y a la seguridad de la operación de los sistemas de transporte, a los cuales por su complejidad, por la necesaria intervención de diferentes autoridades y

niveles de gobierno o por la carencia de presupuestos, no se les ha dado el cuidado necesario, entre otros podemos mencionar:

1) La ausencia o lo reducido de las asignaciones presupuestarias para el mantenimiento de las redes carreteras secundaria y terciaria, que acelerar su deterioro, sobre todo en sus extendidas fracciones revestidas p oduce graves impactos ambientales; en los medios naturales, por la erosión que sufren y las emisiones de polvo que perjudican los cultivos y en el socioeconómico, por la incomunicación y falta de movilidad que ocasionan, perjudicando la productividad del campo en su zona de influencia y aumentando la pérdida de valor patrimonial de la nación.

2) La disposición al aire libre de basura, dentro o en las inmediaciones de los derechos de vía, lo que ocurre con gran frecuencia en las inmediaciones de las localidades rurales, urbanas y en los asentamientos irregulares en los perímetros de las zonas urbanas.

3) La proliferación de anuncios comerciales y de otra índole, que no tan sólo contaminan el paisaje, sino que representan un peligro para la seguridad, pues por su ubicación y mensaje muchas veces distrae a los conductores.

4) El establecimiento desordenado de vendimias a la vera del derecho de vía de los caminos.

5) La construcción arbitraria, por parte de autoridades locales y vecinos, de obstáculos que ponen en peligro la seguridad del tránsito, tales como jardineras de mampostería o concreto armado en acotamientos, taludes muy tendidos, franjas separadoras o zonas planas del derecho de vía. Lo mismo ocurre cuando reforestan con especies de gran porte en esos mismos lugares.

6) El crecimiento incontrolable de topes, aún en zonas rurales, en las que, para proteger a los habitantes de tres o cuatro casas, instalan dos o tres líneas de topes.

7) Al paso por poblaciones, los impactos anteriores, aunados a señalizaciones de tránsito deficientes, a las carencias de las vialidades locales, a las ausencias de educación vial y de vigilancia, propician serios accidentes en la articulación del tránsito carretero con los flujos de peatones y de vehículos urbanos, motorizados o no.

8) En las terminales ferroviarias, patios de maniobra y talleres la generación de cantidades considerables de desechos líquidos, contaminados con aceites y grasas que se vierten libremente.

9) Dentro de las manchas urbanas, en algunas de las terminales, patios y derechos de vía de los ferrocarriles, proliferan los asentamientos humanos irregulares, los cuales carecen de servicios municipales, agua y drenaje principalmente, que producen tiraderos de basura a cielo abierto e inseguridad para los propios habitantes y sus vecinos.

10) El rápido y desordenado crecimiento de asentamientos humanos que se dan en las cercanías de los aeropuertos, inducidos por la construcción de la terminal aérea o por la falta de previsión de los programas urbanísticos o del mismo proyecto aeroportuario. Es común ver el establecimiento de viviendas de personas de escasos recursos, cercanas a las cabeceras de las aeropistas por debajo de las trayectorias de aproximación y despegue, quedando expuestos sus habitantes a deterioros en la salud de su sentido auditivo y a otros males.

Estos y otros problemas se traducen en amplios y negativos impactos ambientales que caen en las esferas de responsabilidad de varias autoridades federales y a veces, simultáneamente en las de las estatales y municipales. Resolverlos requiere de una eficiente y enérgica coordinación interinstitucional que supervise las acciones que aseguren la solución permanente a estos problemas y que garanticen a los usuarios de los medios de transporte y a los habitantes de sus vecindades condiciones de seguridad, salubridad y equilibrio ecológico que brinden calidad a su sistema de vida.

MACROIMPACTOS INDIRECTOS

En líneas anteriores, hemos visto que un buen proyecto aunado a la observación de la normatividad ecológica del Sector y a las buenas prácticas de ingeniería, puede dar como resultado una reducción adecuada de los impactos negativos a los ecosistemas, la sociedad y su patrimonio. Sin embargo, cuando se trata de obras nuevas, se deben extremar las precauciones para manejar los impactos que puedan generar, en particular cuando se trate de vías de acceso no controlado que crucen por áreas naturales o zonas rurales dedicadas a las actividades primarias productivas, en las que se puede inducir asentamientos humanos irregulares no deseados, abuso en la utilización de servicios o facilitar la explotación ilegal de recursos; un claro ejemplo de lo anterior, puede ser la tala inmoderada de los recursos forestales en diversas entidades del centro y sureste del país.

Los problemas señalados anteriormente, aparentemente no son de la responsabilidad de la entidad que construye la obra y los efectos de estos impactos negativos recaen en el ámbito del control de diferentes dependencias y niveles de gobierno, pero a final de cuentas, los que resultan afectados son el entorno ecológico, los usuarios de las obras y la sociedad misma en su conjunto.

Resulta factible que en la concepción del proyecto las autoridades responsables de la áreas afectadas no hayan participado y carezcan de los medios para controlar los impactos.

Ya nos hemos referido a la instalación descontrolada de servicios, comercios y habitaciones a lo largo de las carreteras, a las que les siguen bodegas e industrias que se sienten atraídas por los bajos precios del suelo y la existencia de una infraestructura, como son la vía de comunicación y muchas veces la energía eléctrica, las cuales obtienen prácticamente sin costo alguno; crean un desarrollo desordenado que se desprende de la construcción de los accesos y de la falta de orden y planeación urbana, que tienen el efecto de producir mayor especulación con la tierra y crear otros problemas como:

- entorpecer la operación y seguridad de la carretera.
- producir una conurbación indeseable entre los centros de población.
- generar demandas de servicios municipales que no se pueden atender.
- causar cambios de usos de suelo, que abaten la producción de alimentos.
- deteriorar o destruir los ecosistemas frágiles.

La expansión urbana y suburbana desordenada, es un fenómeno común que no deja de presentarse en México, producto de la falta de planeación participativa regional, proceso integrador indispensable que debe articular los diferentes planes o intereses en una región, que por su ausencia puede coartar o hasta cancelar un buen proyecto de obras infraestructura.

En resumen, podemos decir que la falta de lineamientos y estrategias para la zonificación de uso del suelo y de ordenamientos ecológicos regionales, en los que también se señale el papel que deben tener las nuevas obras carreteras y ferroviarias, provocarán que la urbanización desordenada se expanda paralelamente a las vialidades fuera de control, lo que representará mayores cargas para las instituciones a cargo de la conservación de la infraestructura de servicios y de la protección ecológica en la zona, en la misma medida que la falta de previsión del desarrollo inducido. Es notable que estos desarrollos inducidos en forma indirecta, se van enlazando hasta producir más oleadas de habitantes que producen desajustes en los mercados de trabajo, en la cultura y en la presión política que impacta a la población local e inclusive, en muchos casos, llega a hacer inoperantes a las vías de comunicación que indirectamente propiciaron su existencia.

La interacción de los problemas descritos anteriormente, no tan sólo contribuyen al deterioro de la operación de la infraestructura del transporte con las consecuentes deseconomías para los usuarios y el Estado, sino que impactan negativamente a la calidad del aire al

entorpecer y hacer más lentos los movimientos de los vehículos, aumentando innecesariamente sus emisiones a la atmósfera, de óxidos de carbono y nitrógeno e hidrocarburos, que provocan en nuestras principales ciudades efectos contaminantes muy perjudiciales y contribuyen a la acumulación global de gases que generan el desequilibrio del ciclo de carbono y el efecto de invernadero que amenaza a nuestro planeta.

Todo esto nos lleva a reiterar algunas proposiciones, cuya importancia ya se ha puesto de manifiesto en diferentes foros de esta misma Asociación.

RECOMENDACIONES

- Incorporar, desde la etapa de planeación y análisis de rutas, a especialistas en materia de protección al ambiente que examinen la normatividad aplicable, sobre todo los ordenamientos ecológicos territoriales.

- Someter a Consulta, en los foros adecuados, a los proyectos de nuevas obras o ampliación de las existentes.

- Realizar los estudios de campo y proyectos de las obras simultáneamente con los trabajos para la elaboración de las Manifestaciones de Impacto Ambiental (M.I.A.) correspondientes.

- Incorporar al proyecto explícitamente las medidas de protección ambiental que dicte la M.I.A.

- Capacitar al personal del Sector que realiza la supervisión de las obras, para que paralelamente efectúe la supervisión ambiental de las mismas.

- Gestionar, en los tres niveles de gobierno, mayores recursos para la atención de la conservación de las redes carreteras alimentadoras.

- Promover el desarrollo y el empleo racional de nuevas tecnologías, que contemplen la utilización de materiales no contaminantes y el reciclamiento de materiales industrializados.

- Incrementar la presencia de las autoridades del Sector y de los representantes de la AMIVTAC, en los foros locales y regionales de planeación, para promover las acciones institucionales que abatan los problemas que generan los impactos indirectos de las carreteras.

- Cooperar con las autoridades, en un programa permanente de capacitación, que prepare a servidores públicos y asociados para atender a la solución de la problemática ambiental aquí planteada.

- Analizar y promover alternativas de nuevas obras que apoyen el transporte masivo de pasajeros, que coadyuven a descongestionar carreteras y vialidades urbanas para abatir la emisión de contaminantes a la atmósfera.

CUARTO.- El Ejecutivo Federal expedirá el Reglamento de esta Ley en un plazo no mayor a 120 días naturales, contados a partir del día siguiente en que entre en vigor el presente ordenamiento.

QUINTO.- Los procedimientos de contratación, de aplicación de sanciones, y de inconformidades, así como los demás asuntos que se encuentren en trámite o pendientes de resolución se tramitarán y resolverán conforme a las disposiciones vigentes al momento en el que se iniciaron.

Los contratos de adquisiciones, arrendamientos y prestación de servicios de cualquier naturaleza que se encuentren vigentes al entrar en vigor esta Ley, continuarán rigiéndose por las disposiciones vigentes en el momento en que se celebraron. Las rescisiones administrativas que por causas imputables al proveedor se hayan determinado de acuerdo con lo dispuesto en la Ley de Adquisiciones y Obras Públicas, se continuarán considerando para los efectos de los artículos 50, fracción III, y 60 de esta Ley.

México, D.F., a 30 de noviembre de 1999.- Sen. **Dionisio Pérez Jácome**, Vicepresidente en funciones.- Dip. **Francisco José Paoli Bolio**, Presidente.- Sen. **Raúl Juárez Valencia**, Secretario.- Dip. **Francisco J. Loyo Ramos**, Secretario.- Rúbricas".

En cumplimiento de lo dispuesto por la fracción I del Artículo 89 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, y para su debida publicación y observancia, expido el presente Decreto en la residencia del Poder Ejecutivo Federal, en la Ciudad de México, Distrito Federal, a los veintinueve días del mes de diciembre de mil novecientos noventa y nueve.- **Ernesto Zedillo Ponce de León**.- Rúbrica.- El Secretario de Gobernación, **Diódoro Carrasco Altamirano**.- Rúbrica.

LEY de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Presidencia de la República.

ERNESTO ZEDILLO PONCE DE LEÓN, Presidente de los Estados Unidos Mexicanos, a sus habitantes sabed:

Que el Honorable Congreso de la Unión, se ha servido dirigirme el siguiente

DECRETO

"EL CONGRESO GENERAL DE LOS ESTADOS UNIDOS MEXICANOS, D E C R E T A:

LEY DE OBRAS PÚBLICAS Y SERVICIOS RELACIONADOS CON LAS MISMAS

TÍTULO PRIMERO
DISPOSICIONES GENERALES

CAPÍTULO ÚNICO

ARTÍCULO 1.- La presente Ley es de orden público y tiene por objeto regular las acciones relativas a la planeación, programación, presupuestación, contratación, gasto, ejecución y control de las obras públicas, así como de los servicios relacionados con las mismas, que realicen:

I. Las unidades administrativas de la Presidencia de la República;

II. Las Secretarías de Estado, Departamentos Administrativos y la Consejería Jurídica del Ejecutivo Federal;

III. La Procuraduría General de la República;

IV. Los organismos descentralizados;

V. Las empresas de participación estatal mayoritaria y los fideicomisos en los que el fideicomitente sea el Gobierno Federal o una entidad paraestatal, y

VI. Las entidades federativas, con cargo total o parcial a fondos federales, conforme a los convenios que celebren con el Ejecutivo Federal, con la participación que, en su caso, corresponda a los municipios interesados. No quedan comprendidos los fondos previstos en el capítulo V de la Ley de Coordinación Fiscal.

Las personas de derecho público de carácter federal con autonomía derivada de la Constitución, aplicarán los criterios y procedimientos previstos en esta Ley, en lo que no se contraponga a los ordenamientos legales que los rigen, sujetándose a sus propios órganos de control.

Los contratos que celebren las dependencias con las entidades, o entre entidades y los actos jurídicos que se celebren entre dependencias, o bien, los que se lleven a cabo entre alguna dependencia o entidad de la Administración Pública Federal con alguna perteneciente a la administración pública de una entidad federativa, no estarán dentro del ámbito de aplicación de esta Ley. Cuando la dependencia o entidad obligada a realizar los trabajos no tenga la capacidad para hacerlo por sí misma y contrate a un tercero para llevarlos a cabo, este acto quedará sujeto a este ordenamiento.

No estarán sujetas a las disposiciones de esta Ley, las obras que deban ejecutarse para crear la infraestructura necesaria en la prestación de servicios públicos que los particulares tengan concesionados, en los términos de la legislación aplicable, cuando éstos las lleven a cabo.

Los proyectos de infraestructura productiva de largo plazo se realizarán conforme a lo dispuesto por los artículos 18 de la Ley General de Deuda Pública y 30 de la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal, y estarán regidos por esta Ley únicamente en lo que se refiere a los procedimientos de contratación y ejecución de obra pública.

Los titulares de las dependencias y los órganos de gobierno de las entidades emitirán, bajo su responsabilidad y de conformidad con este mismo ordenamiento, las políticas, bases y lineamientos para las materias a que se refiere este artículo.

Las dependencias y entidades se abstendrán de crear fideicomisos, otorgar mandatos o celebrar actos o cualquier tipo de contratos, que evadan lo previsto en este ordenamiento.

ARTÍCULO 2.- Para los efectos de la presente Ley, se entenderá por:

I. Secretaría: la Secretaría de Hacienda y Crédito Público;

II. Contraloría: la Secretaría de Contraloría y Desarrollo Administrativo;

III. Dependencias: las señaladas en las fracciones I a III del artículo 1;

IV. Entidades: las mencionadas en las fracciones IV y V del artículo 1;

V. Tratados: los convenios regidos por el derecho internacional público, celebrados por escrito entre el Gobierno de los Estados Unidos Mexicanos y uno o varios sujetos de Derecho Internacional Público, ya sea que para su aplicación requiera o no la celebración de acuerdos en materias específicas, cualquiera que sea su denominación, mediante los cuales los Estados Unidos Mexicanos asumen compromisos;

VI. Contratista: la persona que celebre contratos de obras públicas o de servicios relacionados con las mismas, y

VII. Licitante: la persona que participe en cualquier procedimiento de licitación pública, o bien de invitación a cuando menos tres personas.

ARTÍCULO 3.- Para los efectos de esta Ley, se consideran obras públicas los trabajos que tengan por objeto construir, instalar, ampliar, adecuar, remodelar, restaurar, conservar, mantener, modificar y demoler bienes inmuebles. Asimismo, quedan comprendidos dentro de las obras públicas los siguientes conceptos:

I. El mantenimiento y la restauración de bienes muebles incorporados o adheridos a un inmueble, cuando implique modificación al propio inmueble;

II. Los trabajos de exploración, geotécnia, localización y perforación que tengan por objeto la explotación y desarrollo de los recursos petroleros y gas que se encuentren en el subsuelo y la plataforma marina;

III. Los proyectos integrales o llave en mano, en los cuales el contratista se obliga desde el diseño de la obra hasta su terminación total, incluyéndose, cuando se requiera, la transferencia de tecnología;

17

IV. Los trabajos de exploración, localización y perforación distintos a los de extracción de petróleo y gas; mejoramiento del suelo y subsuelo; desmontes; extracción y aquellos similares, que tengan por objeto la explotación y desarrollo de los recursos naturales que se encuentren en el suelo o en el subsuelo;

V. Instalación de islas artificiales y plataformas utilizadas directa o indirectamente en la explotación de recursos naturales;

VI. Los trabajos de infraestructura agropecuaria;

VII. La instalación, montaje, colocación o aplicación, incluyendo las pruebas de operación de bienes muebles que deban incorporarse, adherirse o destinarse a un inmueble, siempre y cuando dichos bienes sean proporcionados por la convocante al contratista; o bien, cuando incluyan la adquisición y su precio sea menor al de los trabajos que se contraten, y

VIII. Todos aquellos de naturaleza análoga.

ARTÍCULO 4.- Para los efectos de esta Ley, se consideran como servicios relacionados con las obras públicas, los trabajos que tengan por objeto concebir, diseñar y calcular los elementos que integran un proyecto de obra pública; las investigaciones, estudios, asesorías y consultorías que se vinculen con las acciones que regula esta Ley; la dirección o supervisión de la ejecución de las obras y los estudios que tengan por objeto rehabilitar, corregir o incrementar la eficiencia de las instalaciones. Asimismo, quedan comprendidos dentro de los servicios relacionados con las obras públicas los siguientes conceptos:

I. La planeación y el diseño, incluyendo los trabajos que tengan por objeto concebir, diseñar, proyectar y calcular los elementos que integran un proyecto de ingeniería básica, estructural, de instalaciones, de infraestructura, industrial, electromecánica y de cualquier otra especialidad de la ingeniería que se requiera para integrar un proyecto ejecutivo de obra pública;

II. La planeación y el diseño, incluyendo los trabajos que tengan por objeto concebir, diseñar, proyectar y calcular los elementos que integran un proyecto urbano, arquitectónico, de diseño gráfico o artístico y de cualquier otra especialidad del diseño, la arquitectura y el urbanismo, que se requiera para integrar un proyecto ejecutivo de obra pública;

III. Los estudios técnicos de agrología y desarrollo pecuario, hidrología, mecánica de suelos, sismología, topografía, geología, geodesia, geotécnia, geofísica, geotermia, oceanografía, meteorología, aerofotogrametría, ambientales, ecológicos y de ingeniería de tránsito;

IV. Los estudios económicos y de planeación de preinversión, factibilidad técnico económica, ecológica o social, de evaluación, adaptación, tenencia de la tierra, financieros, de desarrollo y restitución de la eficiencia de las instalaciones;

V. Los trabajos de coordinación, supervisión y control de obra; de laboratorio de análisis y control de calidad; de laboratorio de geotecnia, de resistencia de materiales y radiografías industriales; de preparación de especificaciones de construcción, presupuestación o la elaboración de cualquier otro documento o trabajo para la adjudicación del contrato de obra correspondiente;

VI. Los trabajos de organización, informática, comunicaciones, cibernética y sistemas aplicados a las materias que regula esta Ley;

VII. Los dictámenes, peritajes, avalúos y auditorías técnico normativas, y estudios aplicables a las materias que regula esta Ley;

VIII. Los estudios que tengan por objeto rehabilitar, corregir, sustituir o incrementar la eficiencia de las instalaciones en un bien inmueble;

IX. Los estudios de apoyo tecnológico, incluyendo los de desarrollo y transferencia de tecnología entre otros, y

X. Todos aquéllos de naturaleza análoga.

ARTÍCULO 5.- La aplicación de esta Ley será sin perjuicio de lo dispuesto en los tratados.

ARTÍCULO 6.- Será responsabilidad de las dependencias y entidades mantener adecuada y satisfactoriamente aseguradas las obras públicas a partir del momento de su recepción.

18

ARTÍCULO 7.- El gasto para las obras públicas y servicios relacionados con las mismas se sujetará, en su caso, a las disposiciones específicas del Presupuesto de Egresos de la Federación, así como a lo previsto en la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal y demás disposiciones aplicables.

ARTÍCULO 8.- La Secretaría, la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial y la Contraloría, en el ámbito de sus respectivas competencias, estarán facultadas para interpretar esta Ley para efectos administrativos.

La Contraloría dictará las disposiciones administrativas que sean estrictamente necesarias para el adecuado cumplimiento de esta Ley, tomando en cuenta la opinión de la Secretaría y, cuando corresponda, la de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial. Tales disposiciones se publicarán en el Diario Oficial de la Federación.

ARTÍCULO 9.- Atendiendo a las disposiciones de esta Ley y a las demás que de ella emanen, la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial dictará las reglas que deban observar las dependencias y entidades, derivadas de programas que tengan por objeto promover la participación de las empresas nacionales, especialmente de las micro, pequeñas y medianas.

Para la expedición de las reglas a que se refiere el párrafo anterior, la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial tomará en cuenta la opinión de la Secretaría y de la Contraloría.

ARTÍCULO 10.- En materia de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, los titulares de las dependencias y los órganos de gobierno de las entidades serán los responsables de que, en la adopción e instrumentación de las acciones que deban llevar a cabo en cumplimiento de esta Ley, se observen criterios que promuevan la modernización y desarrollo administrativo, la descentralización de funciones y la efectiva delegación de facultades.

Las facultades conferidas por esta Ley a los titulares de las dependencias podrán ser ejercidas por los titulares de sus órganos desconcentrados, previo acuerdo delegatorio.

ARTÍCULO 11.- Corresponde a las dependencias y entidades llevar a cabo los procedimientos para contratar y ejecutar las obras públicas y servicios relacionados con las mismas, por lo que en ningún caso se podrán contratar servicios para que por su cuenta y orden se contraten las obras o servicios de que se trate.

ARTÍCULO 12.- En los casos de obras públicas y servicios relacionados con las mismas financiados con créditos externos otorgados al Gobierno Federal, o con su aval, los procedimientos, requisitos y demás disposiciones para su contratación serán establecidos por la Contraloría aplicando en lo procedente lo dispuesto por esta Ley y deberán precisarse en las convocatorias, invitaciones, bases y contratos correspondientes.

ARTÍCULO 13.- En lo no previsto por esta Ley y demás disposiciones que de ella se deriven, serán aplicables supletoriamente el Código Civil para el Distrito Federal en materia común y para toda la República en materia federal, la Ley Federal de Procedimiento Administrativo y el Código Federal de Procedimientos Civiles.

ARTÍCULO 14.- Cuando por las condiciones especiales de las obras públicas o de los servicios relacionados con las mismas se requiera la intervención de dos o más dependencias o entidades, cada una de ellas será responsable de la ejecución de la parte de los trabajos que le corresponda, sin perjuicio de la responsabilidad que, en razón de sus respectivas atribuciones, tenga la encargada de la planeación y programación del conjunto.

En los convenios a que se refiere la fracción VI del artículo 1 de esta Ley, se establecerán los términos para la coordinación de las acciones entre las entidades federativas que correspondan y las dependencias y entidades.

ARTÍCULO 15.- Las controversias que se susciten con motivo de la interpretación o aplicación de esta Ley o de los contratos celebrados con base en ella, serán resueltas por los tribunales federales.

Sólo podrá convenirse compromiso arbitral respecto de aquellas controversias que determine la Contraloría mediante reglas de carácter general, previa opinión de la Secretaría y de la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, ya sea en cláusula compromisoria incluida en el contrato o en convenio independiente.

19

Lo previsto en los dos párrafos anteriores es sin perjuicio de lo establecido en los tratados de que México sea parte, o de que en el ámbito administrativo la Contraloría conozca de las inconformidades que presenten los particulares en relación con los procedimientos de contratación, o bien, de las quejas que en audiencia de conciliación conozca sobre el incumplimiento de lo pactado en los contratos.

Lo dispuesto por este artículo se aplicará a los organismos descentralizados sólo cuando sus leyes no regulen de manera expresa la forma en que podrán resolver controversias.

Los actos, contratos y convenios que las dependencias y entidades realicen o celebren en contravención a lo dispuesto por esta Ley, serán nulos previa determinación de la autoridad competente.

ARTÍCULO 16.- Los contratos celebrados en el extranjero respecto de obras públicas o servicios relacionados con las mismas que deban ser ejecutados o prestados fuera del territorio nacional, se regirán por la legislación del lugar donde se formalice el acto, aplicando en lo procedente lo dispuesto por esta Ley.

Cuando las obras y servicios hubieren de ser ejecutados o prestados en el país, tratándose exclusivamente de licitaciones públicas, su procedimiento y los contratos que deriven de ellas deberán realizarse dentro del territorio nacional.

TÍTULO SEGUNDO
DE LA PLANEACIÓN, PROGRAMACIÓN Y PRESUPUESTACIÓN

CAPÍTULO ÚNICO

ARTÍCULO 17.- En la planeación de las obras públicas y de los servicios relacionados con las mismas, las dependencias y entidades deberán ajustarse a:

I. Lo dispuesto por la Ley General de Asentamientos Humanos;

II. Los objetivos y prioridades del Plan Nacional de Desarrollo y de los programas sectoriales, institucionales, regionales y especiales que correspondan, así como a las previsiones contenidas en sus programas anuales, y

III. Los objetivos, metas y previsiones de recursos establecidos en los presupuestos de egresos de la Federación o de las entidades respectivas.

ARTÍCULO 18.- Las dependencias o entidades que requieran contratar o realizar estudios o proyectos, previamente verificarán si en sus archivos o, en su caso, en los de la coordinadora del sector correspondiente, existen estudios o proyectos sobre la materia de que se trate. En el supuesto de que se advierta su existencia y se compruebe que los mismos satisfacen los requerimientos de la entidad o dependencia, no procederá la contratación, con excepción de aquellos trabajos que sean necesarios para su adecuación, actualización o complemento.

A fin de complementar lo anterior, las entidades deberán remitir a su coordinadora de sector una descripción sucinta del objeto de los contratos que en estas materias celebren, así como de sus productos.

Los contratos de servicios relacionados con las obras públicas sólo se podrán celebrar cuando las áreas responsables de su ejecución no dispongan cuantitativa o cualitativamente de los elementos, instalaciones y personal para llevarlos a cabo, lo cual deberá justificarse a través del dictamen que para tal efecto emita el titular del área responsable de los trabajos.

ARTÍCULO 19.- Las dependencias y entidades que realicen obras públicas y servicios relacionados con las mismas, sea por contrato o por administración directa, así como los contratistas con quienes aquellas contraten, observarán las disposiciones que en materia de asentamientos humanos, desarrollo urbano y construcción rijan en el ámbito federal, estatal y municipal.

Las dependencias y entidades, cuando sea el caso, previamente a la realización de los trabajos, deberán tramitar y obtener de las autoridades competentes los dictámenes, permisos, licencias, derechos de bancos de materiales, así como la propiedad o los derechos de propiedad incluyendo derechos de vía y expropiación de inmuebles sobre los cuales se ejecutarán las obras públicas. En las bases de licitación se precisarán, en su caso, aquellos trámites que corresponderá realizar al contratista.

ARTÍCULO 20.- Las dependencias y entidades estarán obligadas a considerar los efectos sobre el medio ambiente que pueda causar la ejecución de las obras públicas con sustento en la evaluación de impacto ambiental prevista por la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente. Los proyectos deberán incluir las obras necesarias para que se preserven o restituyan en forma equivalente las condiciones ambientales cuando éstas pudieren deteriorarse y se dará la intervención que corresponda a la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, y a las dependencias y entidades que tengan atribuciones en la materia.

ARTÍCULO 21.- Las dependencias y entidades según las características, complejidad y magnitud de los trabajos formularán sus programas anuales de obras públicas y de servicios relacionados con las mismas y los que abarquen más de un ejercicio presupuestal, así como sus respectivos presupuestos, considerando:

I. Los estudios de preinversión que se requieran para definir la factibilidad técnica, económica, ecológica y social de los trabajos;

II. Los objetivos y metas a corto, mediano y largo plazo;

III. Las acciones previas, durante y posteriores a la ejecución de las obras públicas, incluyendo, cuando corresponda, las obras principales, las de infraestructura, las complementarias y accesorias, así como las acciones para poner aquéllas en servicio;

IV. Las características ambientales, climáticas y geográficas de la región donde deba realizarse la obra pública;

V. Las normas aplicables conforme a la Ley Federal sobre Metrología y Normalización o, a falta de éstas, las normas internacionales;

VI. Los resultados previsibles;

VII. La coordinación que sea necesaria para resolver posibles interferencias y evitar duplicidad de trabajos o interrupción de servicios públicos;

VIII. La calendarización física y financiera de los recursos necesarios para la realización de estudios y proyectos, la ejecución de los trabajos, así como los gastos de operación;

IX. Las unidades responsables de su ejecución, así como las fechas previstas de iniciación y terminación de los trabajos;

X. Las investigaciones, asesorías, consultorías y estudios que se requieran, incluyendo los proyectos arquitectónicos y de ingeniería necesarios;

XI. La adquisición y regularización de la tenencia de la tierra, así como la obtención de los permisos de construcción necesarios;

XII. La ejecución, que deberá incluir el costo estimado de las obras públicas y servicios relacionados con las mismas que se realicen por contrato y, en caso de realizarse por administración directa, los costos de los recursos necesarios; las condiciones de suministro de materiales, de maquinaria, de equipos o de cualquier otro accesorio relacionado con los trabajos; los cargos para pruebas y funcionamiento, así como los indirectos de los trabajos;

XIII. Los trabajos de mantenimiento de los bienes inmuebles a su cargo;

XIV. Los permisos, autorizaciones y licencias que se requieran;

XV. Toda instalación pública deberá asegurar la accesibilidad, evacuación, libre tránsito sin barreras arquitectónicas, para todas las personas; y deberán cumplir con las normas de diseño y de señalización que se emitan, en instalaciones, circulaciones, servicios sanitarios y demás instalaciones análogas para las personas con discapacidad, y

XVI. Las demás previsiones y características de los trabajos.

21

ARTÍCULO 22.- Las dependencias y entidades pondrán a disposición de los interesados y remitirán a la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, a más tardar el 31 de marzo de cada año, su programa anual de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, con excepción de aquella información que, de conformidad con las disposiciones aplicables, sea de naturaleza confidencial.

El citado programa será de carácter informativo, no implicará compromiso alguno de contratación y podrá ser adicionado, modificado, suspendido o cancelado, sin responsabilidad alguna para la dependencia o entidad de que se trate.

Para efectos informativos, la Secretaría de Comercio y Fomento Industrial integrará y difundirá los programas anuales de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, para lo cual podrá requerir a las dependencias y entidades la información que sea necesaria respecto de las modificaciones a dichos programas.

ARTÍCULO 23.- En las obras públicas y los servicios relacionados con las mismas, cuya ejecución rebase un ejercicio presupuestal, las dependencias o entidades deberán determinar tanto el presupuesto total, como el relativo a los ejercicios de que se trate; en la formulación de los presupuestos de los ejercicios subsecuentes, además de considerar los costos que, en su momento, se encuentren vigentes, se deberán tomar en cuenta las previsiones necesarias para los ajustes de costos y convenios que aseguren la continuidad de los trabajos.

El presupuesto actualizado será la base para solicitar la asignación de cada ejercicio presupuestal subsecuente.

La asignación presupuestal aprobada para cada contrato servirá de base para otorgar, en su caso, el porcentaje pactado por concepto de anticipo.

Para los efectos de este artículo, las dependencias y entidades observarán lo dispuesto en el artículo 30 de la Ley de Presupuesto, Contabilidad y Gasto Público Federal.

ARTÍCULO 24.- Las dependencias y entidades podrán convocar, adjudicar o contratar obras públicas y servicios relacionados con las mismas, solamente cuando cuenten con la autorización global o específica, por parte de la Secretaría, del presupuesto de inversión y de gasto corriente, conforme a los cuales deberán elaborarse los programas de ejecución y pagos correspondientes.

En casos excepcionales y previa aprobación de la Secretaría, las dependencias y entidades podrán convocar sin contar con dicha autorización.

Para la realización de obras públicas se requerirá contar con los estudios y proyectos, especificaciones de construcción, normas de calidad y el programa de ejecución totalmente terminados, o bien, con un avance en su desarrollo que permita a los licitantes preparar una propuesta solvente y ejecutar ininterrumpidamente los trabajos hasta su conclusión.

ARTÍCULO 25.- Los titulares de las dependencias y los órganos de gobierno de las entidades, atendiendo a la cantidad de obras públicas y servicios relacionados con las mismas que realicen, podrán establecer comités de obras públicas, los cuales tendrán como mínimo las siguientes funciones:

I. Revisar los programas y presupuestos de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, así como formular las observaciones y recomendaciones convenientes;

II. Proponer las políticas, bases y lineamientos en materia de obras públicas y servicios relacionados con las mismas, así como autorizar los supuestos no previstos en éstos, sometiéndolas a consideración del titular de la dependencia o al órgano de gobierno en el caso de las entidades;

III. Dictaminar, previamente a la iniciación del procedimiento, sobre la procedencia de no celebrar licitaciones públicas por encontrarse en alguno de los supuestos de excepción previstos en el artículo 42 de esta Ley;

IV. Autorizar, cuando se justifique, la creación de subcomités de obras públicas, así como aprobar la integración y funcionamiento de los mismos;

V. Elaborar y aprobar el manual de integración y funcionamiento del comité, conforme a las bases que expida la Contraloría, y

VI. Coadyuvar al cumplimiento de esta Ley y demás disposiciones aplicables.

ARTÍCULO 26.- Las dependencias y entidades podrán realizar las obras públicas y servicios relacionados con las mismas por alguna de las dos formas siguientes:

I. Por contrato, o

II. Por administración directa.

TÍTULO TERCERO
DE LOS PROCEDIMIENTOS DE CONTRATACIÓN

CAPÍTULO PRIMERO
GENERALIDADES

ARTÍCULO 27.- Las dependencias y entidades, bajo su responsabilidad, podrán contratar obras públicas y servicios relacionados con las mismas, mediante los procedimientos de contratación que a continuación se señalan:

I. Licitación pública;

II. Invitación a cuando menos tres personas, o

III. Adjudicación directa.

En los procedimientos de contratación deberán establecerse los mismos requisitos y condiciones para todos los participantes, especialmente por lo que se refiere a tiempo y lugar de entrega, plazos de ejecución, normalización aplicable en términos de la Ley Federal sobre Metrología y Normalización, forma y tiempo de pago, penas convencionales, anticipos y garantías; debiendo las dependencias y entidades proporcionar a todos los interesados igual acceso a la información relacionada con dichos procedimientos, a fin de evitar favorecer a algún participante.

La Secretaría de Comercio y Fomento Industrial, tomando en cuenta la opinión de la Contraloría, determinará de acuerdo con lo establecido en el artículo 30 de esta Ley el carácter nacional o internacional de los procedimientos de contratación y los criterios para determinar el contenido nacional de los trabajos a contratar, en razón de las reservas, medidas de transición u otros supuestos establecidos en los tratados.

La Contraloría pondrá a disposición pública, a través de los medios de difusión electrónica que establezca, la información que obre en su base de datos correspondiente a las convocatorias y bases de las licitaciones y, en su caso, sus modificaciones; las actas de las juntas de aclaraciones y de visita a instalaciones, los fallos de dichas licitaciones o las cancelaciones de éstas, y los datos relevantes de los contratos adjudicados, sean por licitación, invitación o adjudicación directa.

ARTÍCULO 28.- Los contratos de obras públicas y los de servicios relacionados con las mismas se adjudicarán, por regla general, a través de licitaciones públicas, mediante convocatoria pública, para que libremente se presenten proposiciones solventes en sobre cerrado, que será abierto públicamente, a fin de asegurar al Estado las mejores condiciones disponibles en cuanto a precio, calidad, financiamiento, oportunidad y demás circunstancias pertinentes, de acuerdo con lo que establece la presente Ley.

El sobre a que hace referencia este artículo podrá entregarse, a elección del licitante, en el lugar de celebración del acto de presentación y apertura de proposiciones; o bien, si así lo establece la convocante, enviarlo a través del servicio postal o de mensajería, o por medios remotos de comunicación electrónica, conforme a las disposiciones administrativas que establezca la Contraloría.

En el caso de las proposiciones presentadas por medios remotos de comunicación electrónica el sobre será generado mediante el uso de tecnologías que resguarden la confidencialidad de la información de tal forma que sea inviolable, conforme a las disposiciones técnicas que al efecto establezca la Contraloría.

Las proposiciones presentadas deberán ser firmadas autógrafamente por los licitantes o sus apoderados; en el caso de que éstas sean enviadas a través de medios remotos de comunicación electrónica, en sustitución de la firma autógrafa, se emplearán medios de identificación electrónica, los cuales producirán los mismos efectos que las leyes otorgan a los documentos correspondientes y, en consecuencia, tendrán el mismo valor probatorio.

23

SECRETARIA DE MEDIO AMBIENTE, RECURSOS NATURALES Y PESCA

REGLAMENTO de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Evaluación del Impacto Ambiental.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice Estados Unidos Mexicanos.- Presidencia de la República.

ERNESTO ZEDILLO PONCE DE LEÓN, Presidente de los Estados Unidos Mexicanos, en ejercicio de la facultad que me confiere la fracción I del artículo 89 de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos, y con fundamento en los artículos 1o., fracciones II, III, V, VII y VIII, 5o., fracciones I, II y X, 6o., 15, fracciones IV, VI, XI, 17, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 35 BIS, 35 BIS 1, 35 BIS 2, 35 BIS 3, 167, 169, 170, 171 y 173 de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, he tenido a bien expedir el siguiente:

REGLAMENTO DE LA LEY GENERAL DEL EQUILIBRIO ECOLÓGICO Y LA PROTECCIÓN AL AMBIENTE EN MATERIA DE EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

CAPÍTULO I

DISPOSICIONES GENERALES

Artículo 1o.- El presente ordenamiento es de observancia general en todo el territorio nacional y en las zonas donde la Nación ejerce su jurisdicción; tiene por objeto reglamentar la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente, en materia de evaluación del impacto ambiental a nivel federal

Artículo 2o.- La aplicación de este reglamento compete al Ejecutivo Federal, por conducto de la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, de conformidad con las disposiciones legales y reglamentarias en la materia.

Artículo 3o.- Para los efectos del presente reglamento se considerarán las definiciones contenidas en la ley y las siguientes:

I Cambio de uso de suelo: Modificación de la vocación natural o predominante de los terrenos, llevada a cabo por el hombre a través de la remoción total o parcial de la vegetación;

II. Especies de difícil regeneración: Las especies vulnerables a la extinción biológica por la especificidad de sus requerimientos de hábitat y de las condiciones para su reproducción;

III.- Daño ambiental: Es el que ocurre sobre algún elemento ambiental a consecuencia de un impacto ambiental adverso;

IV - Daño a los ecosistemas. Es el resultado de uno o más impactos ambientales sobre uno o varios elementos ambientales o procesos del ecosistema que desencadenan un desequilibrio ecológico;

V.- Daño grave al ecosistema: Es aquel que propicia la pérdida de uno o varios elementos ambientales, que afecta la estructura o función, o que modifica las tendencias evolutivas o sucesionales del ecosistema;

VI. Desequilibrio ecológico grave: Alteración significativa de las condiciones ambientales en las que se prevén impactos acumulativos, sinérgicos y residuales que ocasionarían la destrucción, el aislamiento o la fragmentación de los ecosistemas;

VII. Impacto ambiental acumulativo: El efecto en el ambiente que resulta del incremento de los impactos de acciones particulares ocasionado por la interacción con otros que se efectuaron en el pasado o que están ocurriendo en el presente;

VIII. Impacto ambiental sinérgico: Aquel que se produce cuando el efecto conjunto de la presencia simultánea de varias acciones supone una incidencia ambiental mayor que la suma de las incidencias individuales contempladas aisladamente,

IX. Impacto ambiental significativo o relevante: Aquel que resulta de la acción del hombre o de la naturaleza, que provoca alteraciones en los ecosistemas y sus recursos naturales o en la salud, obstaculizando la existencia y desarrollo del hombre y de los demás seres vivos, así como la continuidad de los procesos naturales;

X. Impacto ambiental residual: El impacto que persiste después de la aplicación de medidas de mitigación;

XI. Informe preventivo: Documento mediante el cual se dan a conocer los datos generales de una obra o actividad para efectos de determinar si se encuentra en los supuestos señalados por el artículo 31 de la Ley o requiere ser evaluada a través de una manifestación de impacto ambiental;

XII. Ley: La Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente;

XIII. Medidas de prevención: Conjunto de acciones que deberá ejecutar el promovente para evitar efectos previsibles de deterioro del ambiente;

XIV. Medidas de mitigación: Conjunto de acciones que deberá ejecutar el promovente para atenuar los impactos y restablecer o compensar las condiciones ambientales existentes antes de la perturbación que se causare con la realización de un proyecto en cualquiera de sus etapas;

XV. Parque industrial: Es la superficie geográficamente delimitada y diseñada especialmente para el asentamiento de la planta industrial en condiciones adecuadas de ubicación, infraestructura, equipamiento y de servicios, con una administración permanente para su operación. Busca el ordenamiento de los asentamientos industriales y la desconcentración de las zonas urbanas y conurbadas, hacer un uso adecuado del suelo, proporcionar condiciones idóneas para que la industria opere eficientemente y se estimule la creatividad y productividad dentro de un ambiente confortable. Además, forma parte de las estrategias de desarrollo industrial de la región;

XVI. Reglamento: Este reglamento, y

XVII. Secretaría: La Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.

Artículo 4o.- Compete a la Secretaría:

I. Evaluar el impacto ambiental y emitir las resoluciones correspondientes para la realización de proyectos de obras o actividades a que se refiere el presente reglamento;

II. Formular, publicar y poner a disposición del público las guías para la presentación del informe preventivo, la manifestación de impacto ambiental en sus diversas modalidades y el estudio de riesgo;

III. Solicitar la opinión de otras dependencias y de expertos en la materia para que sirvan de apoyo a las evaluaciones de impacto ambiental que se formulen;

IV. Llevar a cabo el proceso de consulta pública que en su caso se requiera durante el procedimiento de evaluación de impacto ambiental;

V. Organizar, en coordinación con las autoridades locales, la reunión pública a que se refiere la fracción III del artículo 34 de la Ley;

VI. Vigilar el cumplimiento de las disposiciones de este reglamento, así como la observancia de las resoluciones previstas en el mismo, e imponer las sanciones y demás medidas de control y de seguridad necesarias, con arreglo a las disposiciones legales y reglamentarias aplicables, y

VII. Las demás previstas en este reglamento y en otras disposiciones legales y reglamentarias en la materia.

CAPÍTULO II

DE LAS OBRAS O ACTIVIDADES QUE REQUIEREN AUTORIZACIÓN EN MATERIA DE IMPACTO AMBIENTAL Y DE LAS EXCEPCIONES

Artículo 5o.- Quienes pretendan llevar a cabo alguna de las siguientes obras o actividades, requerirán previamente la autorización de la Secretaría en materia de impacto ambiental:

A) HIDRÁULICAS:

I. Presas de almacenamiento, derivadoras y de control de avenidas con capacidad mayor de 1 millón de metros cúbicos, jagüeyes y otras obras para la captación de aguas pluviales, canales y cárcamos de bombeo, con excepcion de aquellas que se ubiquen fuera de ecosistemas frágiles, Áreas Naturales Protegidas y regiones consideradas prioritarias por su biodiversidad y no impliquen la inundación o remoción de vegetación arborea o de asentamientos humanos, la afectación del hábitat de especies incluidas en alguna categoría de protección, el desabasto de agua a las comunidades aledañas, o la limitación al libre tránsito de poblaciones naturales, locales o migratorias;

II. Unidades hidroagrícolas o de temporal tecnificado mayores de 100 hectáreas;

III. Proyectos de construcción de muelles, canales, escolleras, espigones, bordos, dársenas, represas, rompeolas, malecones, diques, varaderos y muros de contención de aguas nacionales, con excepción de los bordos de represamiento del agua con fines de abrevadero para el ganado, autoconsumo y riego local que no rebase 100 hectáreas;

IV. Obras de conducción para el abastecimiento de agua nacional que rebasen los 10 kilómetros de longitud, que tengan un gasto de más de quince litros por segundo y cuyo diámetro de conducción exceda de 15 centímetros;

V. Sistemas de abastecimiento múltiple de agua con diámetros de conducción de más de 25 centímetros y una longitud mayor a 100 kilómetros;

VI. Plantas para el tratamiento de aguas residuales que descarguen líquidos o lodos en cuerpos receptores que constituyan bienes nacionales;

VII. Depósito o relleno con materiales para ganar terreno al mar o a otros cuerpos de aguas nacionales;

VIII. Drenaje y desecación de cuerpos de aguas nacionales;

IX. Modificación o entubamiento de cauces de corrientes permanentes de aguas nacionales,

X. Obras de dragado de cuerpos de agua nacionales;

XI. Plantas potabilizadoras para el abasto de redes de suministro a comunidades, cuando esté prevista la realización de actividades altamente riesgosas;

XII. Plantas desaladoras,

XIII. Apertura de zonas de tiro en cuerpos de aguas nacionales para desechar producto de dragado o cualquier otro material, y

XIV. Apertura de bocas de intercomunicación lagunar marítimas.

B) VÍAS GENERALES DE COMUNICACIÓN:

Construcción de carreteras, autopistas, puentes o túneles federales vehiculares o ferroviarios; puertos, vías férreas, aeropuertos, helipuertos, aeródromos e infraestructura mayor para telecomunicaciones que afecten áreas naturales protegidas o con vegetación forestal, selvas, vegetación de zonas áridas, ecosistemas costeros o de humedales y cuerpos de agua nacionales, con excepcion de:

a) La instalación de hilos, cables o fibra óptica para la transmisión de señales electrónicas sobre la franja que corresponde al derecho de vía, siempre que se aproveche la infraestructura existente, y

b) Las obras de mantenimiento y rehabilitación cuando se realicen en la franja del derecho de vía correspondiente.

C) OLEODUCTOS, GASODUCTOS, CARBODUCTOS Y POLIDUCTOS:

Construcción de oleoductos, gasoductos, carboductos o poliductos para la conducción o distribución de hidrocarburos o materiales o sustancias consideradas peligrosas conforme a la regulación correspondiente, excepto los que se realicen en derechos de vía existentes en zonas agrícolas, ganaderas o eriales.

D) INDUSTRIA PETROLERA:

I. Actividades de perforación de pozos para la exploración y producción petrolera, excepto:

a) Las que se realicen en zonas agrícolas, ganaderas o de eriales, siempre que éstas se localicen fuera de áreas naturales protegidas, y

b) Las actividades de limpieza de sitios contaminados que se lleven a cabo con equipos móviles encargados de la correcta disposición de los residuos peligrosos y que no impliquen la construcción de obra civil o hidráulica adicional a la existente;

II. Construcción e instalación de plataformas de producción petrolera en zona marina;

III. Construcción de refinerías petroleras, excepto la limpieza de sitios contaminados que se realice con equipos móviles encargados de la correcta disposición de los residuos peligrosos y que no implique la construcción de obra civil o hidráulica adicional a la existente;

IV. Construcción de centros de almacenamiento o distribución de hidrocarburos que prevean actividades altamente riesgosas;

V. Prospecciones sismológicas marinas distintas a las que utilizan pistones neumáticos, y

VI. Prospecciones sismológicas terrestres excepto las que utilicen vibrosismos.

E) INDUSTRIA PETROQUÍMICA:

Construcción y operación de plantas y complejos de producción petroquímica.

F) INDUSTRIA QUÍMICA:

Construcción de parques o plantas industriales para la fabricación de sustancias químicas básicas, de productos químicos orgánicos; de derivados del petróleo, carbón, hule y plásticos; de colorantes y pigmentos sintéticos; de gases industriales, de explosivos y fuegos artificiales; de materias primas para fabricar plaguicidas, así como de productos químicos inorgánicos que manejen materiales considerados peligrosos, con excepción de:

a) Procesos para la obtención de oxígeno, nitrógeno y argón atmosféricos;

b) Producción de pinturas vínilicas y adhesivos de base agua;

c) Producción de perfumes, cosméticos y similares;

d) Producción de tintas para impresión;

e) Producción de artículos de plástico y hule en plantas que no estén integradas a las instalaciones de producción de las materias primas de dichos productos, y

f) Almacenamiento, distribución y envasado de productos químicos.

G) INDUSTRIA SIDERÚRGICA:

Plantas para la fabricación, fundición, aleación, laminado y desbaste de hierro y acero, excepto cuando el proceso de fundición no esté integrado al de siderúrgica básica.

H) INDUSTRIA PAPELERA:

Construcción de plantas para la fabricación de papel y otros productos a base de pasta de celulosa primaria o secundaria, con excepción de la fabricación de productos de papel, cartón y sus derivados cuando ésta no esté integrada a la producción de materias primas.

I) INDUSTRIA AZUCARERA:

Construcción de plantas para la producción de azúcares y productos residuales de la caña, con excepción de las plantas que no estén integradas al proceso de producción de la materia prima.

26

J) INDUSTRIA DEL CEMENTO:

Construcción de plantas para la fabricación de cemento, así como la producción de cal y yeso, cuando el proceso de producción esté integrado al de la fabricación de cemento.

K) INDUSTRIA ELÉCTRICA:

I. Construcción de plantas nucleoeléctricas, hidroeléctricas, carboeléctricas, geotermoeléctricas, eoloeléctricas o termoeléctricas, convencionales, de ciclo combinado o de unidad turbogás, con excepción de las plantas de generación con una capacidad menor o igual a medio MW, utilizadas para respaldo en residencias, oficinas y unidades habitacionales;

II. Construcción de estaciones o subestaciones eléctricas de potencia o distribución;

III. Obras de transmisión y subtransmisión eléctrica, y

IV. Plantas de cogeneración y autoabastecimiento de energía eléctrica mayores a 3 MW.

Las obras a que se refieren las fracciones II a III anteriores no requerirán autorización en materia de impacto ambiental cuando pretendan ubicarse en áreas urbanas, suburbanas, de equipamiento urbano o de servicios, rurales, agropecuarias, industriales o turísticas.

L) EXPLORACIÓN, EXPLOTACIÓN Y BENEFICIO DE MINERALES Y SUSTANCIAS RESERVADAS A LA FEDERACIÓN:

I. Obras para la explotación de minerales y sustancias reservadas a la federación, así como su infraestructura de apoyo;

II. Obras de exploración, excluyendo las de prospección gravimétrica, geológica superficial, geoeléctrica, magnetotelúrica, de susceptibilidad magnética y densidad, así como las obras de barrenación, de zanjeo y exposición de rocas, siempre que se realicen en zonas agrícolas, ganaderas o eriales y en zonas con climas secos o templados en donde se desarrolle vegetación de matorral xerófilo, bosque tropical caducifolio, bosques de coníferas o encinares, ubicadas fuera de las áreas naturales protegidas, y

III. Beneficio de minerales y disposición final de sus residuos en presas de jales, excluyendo las plantas de beneficio que no utilicen sustancias consideradas como peligrosas y el relleno hidráulico de obras mineras subterráneas.

M) INSTALACIONES DE TRATAMIENTO, CONFINAMIENTO O ELIMINACIÓN DE RESIDUOS PELIGROSOS, ASÍ COMO RESIDUOS RADIOACTIVOS:

I. Construcción y operación de plantas para el confinamiento y centros de disposición final de residuos peligrosos;

II. Construccion y operación de plantas para el tratamiento, reuso, reciclaje o eliminacion de residuos peligrosos, con excepcion de aquellas en las que la eliminación de dichos residuos se realice dentro de las instalaciones del generador, en las que las aguas residuales del proceso de separación se destinen a la planta de tratamiento del generador y en las que los lodos producto del tratamiento sean dispuestos de acuerdo con las normas juridicas aplicables, y

III. Construcción y operación de plantas e instalaciones para el tratamiento o eliminacion de residuos biológico infecciosos, con excepción de aquellas en las que la eliminación se realice en hospitales, clinicas, laboratorios o equipos moviles, a través de los métodos de desinfección o esterilización y sin que se generen emisiones a la atmósfera y aguas residuales que rebasen los límites establecidos en las disposiciones juridicas respectivas.

N) APROVECHAMIENTOS FORESTALES EN SELVAS TROPICALES Y ESPECIES DE DIFÍCIL REGENERACIÓN:

I. Aprovechamiento de especies sujetas a protección,

II. Aprovechamiento de cualquier recurso forestal maderable y no maderable en selvas tropicales, con excepción del que realicen las comunidades asentadas en dichos ecosistemas, siempre que no se utilicen especies protegidas y tenga como propósito el autoconsumo familiar, y

III. Cualquier aprovechamiento persistente de especies de difícil regeneración, y

IV. Aprovechamientos forestales en áreas naturales protegidas, de conformidad con lo establecido en el artículo 12, fracción IV de la Ley Forestal.

Ñ) PLANTACIONES FORESTALES:

I. Plantaciones forestales con fines comerciales en predios cuya superficie sea mayor a 20 hectáreas, las de especies exóticas a un ecosistema determinado y las que tengan como objetivo la producción de celulosa, con excepción de la forestación con fines comerciales con especies nativas del ecosistema de que se trate en terrenos preferentemente forestales, y

II. Reforestación o instalación de viveros con especies exóticas, hibridos o variedades transgénicas.

O) CAMBIOS DE USO DEL SUELO DE ÁREAS FORESTALES, ASÍ COMO EN SELVAS Y ZONAS ÁRIDAS:

I. Cambio de uso del suelo para actividades agropecuarias, acuicolas, de desarrollo inmobiliario, de infraestructura urbana, de vías generales de

27

comunicación o para el establecimiento de instalaciones comerciales, industriales o de servicios en predios con vegetación forestal, con excepción de la construcción de vivienda unifamiliar y del establecimiento de instalaciones comerciales o de servicios en predios menores a 1000 metros cuadrados, cuando su construcción no implique el derribo de arbolado en una superficie mayor a 500 metros cuadrados, o la eliminación o fragmentación del hábitat de ejemplares de flora o fauna sujetos a un régimen de protección especial de conformidad con las normas oficiales mexicanas y otros instrumentos jurídicos aplicables;

II. Cambio de uso del suelo de áreas forestales a cualquier otro uso, con excepción de las actividades agropecuarias de autoconsumo familiar, que se realicen en predios con pendientes inferiores al cinco por ciento, cuando no impliquen la agregación ni el desmonte de más del veinte por ciento de la superficie total y ésta no rebase 2 hectáreas en zonas templadas y 5 en zonas aridas, y

III. Los demás cambios de uso del suelo, en terrenos o áreas con uso de suelo forestal, con excepción de la modificación de suelos agrícolas o pecuarios en forestales, agroforestales o silvopastoriles, mediante la utilización de especies nativas.

P) PARQUES INDUSTRIALES DONDE SE PREVEA LA REALIZACIÓN DE ACTIVIDADES ALTAMENTE RIESGOSAS:

Construcción e instalación de Parques Industriales en los que se prevea la realización de actividades altamente riesgosas, de acuerdo con el listado o clasificación establecida en el reglamento o instrumento normativo correspondiente.

Q) DESARROLLOS INMOBILIARIOS QUE AFECTEN LOS ECOSISTEMAS COSTEROS:

Construcción y operación de hoteles, condominios, villas, desarrollos habitacionales y urbanos, restaurantes, instalaciones de comercio y servicios en general, marinas, muelles, rompeolas, campos de golf, infraestructura turística o urbana, vías generales de comunicación, obras de restitución o recuperación de playas, o arrecifes artificiales, que afecte ecosistemas costeros, con excepción de:

a) Las que tengan como propósito la protección, embellecimiento y ornato, mediante la utilización de especies nativas;

b) Las actividades recreativas cuando no requieran de algún tipo de obra civil, y

c) La construcción de viviendas unifamiliares para las comunidades asentadas en los ecosistemas costeros.

R) OBRAS Y ACTIVIDADES EN HUMEDALES, MANGLARES, LAGUNAS, RÍOS, LAGOS Y ESTEROS CONECTADOS CON EL MAR, ASÍ COMO EN SUS LITORALES O ZONAS FEDERALES:

I. Cualquier tipo de obra civil, con excepción de la construcción de viviendas unifamiliares para las comunidades asentadas en estos ecosistemas, y

II. Cualquier actividad que tenga fines u objetivos comerciales, con excepción de las actividades pesqueras que no se encuentran previstas en la fracción XII del artículo 28 de la Ley y que de acuerdo con la Ley de Pesca y su reglamento no requieren de la presentación de una manifestación de impacto ambiental, así como de las de navegación, autoconsumo o subsistencia de las comunidades asentadas en estos ecosistemas.

S) OBRAS EN ÁREAS NATURALES PROTEGIDAS:

Cualquier tipo de obra o instalación dentro de las áreas naturales protegidas de competencia de la Federación, con excepción de:

a) Las actividades de autoconsumo y uso doméstico, así como las obras que no requieran autorización en materia de impacto ambiental en los términos del presente artículo, siempre que se lleven a cabo por las comunidades asentadas en el área y de conformidad con lo dispuesto en el reglamento, el decreto y el programa de manejo respectivos;

b) Las que sean indispensables para la conservación, el mantenimiento y la vigilancia de las áreas naturales protegidas, de conformidad con la normatividad correspondiente;

c) Las obras de infraestructura urbana y desarrollo habitacional en las zonas urbanizadas que se encuentren dentro de áreas naturales protegidas, siempre que no rebasen los límites urbanos establecidos en los Planes de Desarrollo Urbano respectivos y no se encuentren prohibidos por las disposiciones jurídicas aplicables, y

d) Construcciones para casa habitación en terrenos agrícolas, ganaderos o dentro de los límites de los centros de población existentes, cuando se ubiquen en comunidades rurales.

T) ACTIVIDADES PESQUERAS QUE PUEDAN PONER EN PELIGRO LA PRESERVACIÓN DE UNA O MÁS ESPECIES O CAUSAR DAÑOS A LOS ECOSISTEMAS:

I. Actividades pesqueras de altamar, ribereñas o estuarinas, con fines comerciales e industriales que utilicen artes de pesca fijas o que impliquen la captura, extracción o colecta de especies amenazadas o sujetas a protección especial, de conformidad con lo que establezcan las disposiciones jurídicas aplicables, y

28

II. Captura, extracción o colecta de especies que hayan sido declaradas por la Secretaría en peligro de extinción o en veda permanente.

U) ACTIVIDADES ACUÍCOLAS QUE PUEDAN PONER EN PELIGRO LA PRESERVACIÓN DE UNA O MÁS ESPECIES O CAUSAR DAÑOS A LOS ECOSISTEMAS:

I. Construcción y operación de granjas, estanques o parques de producción acuícola, con excepción de la rehabilitación de la infraestructura de apoyo cuando no implique la ampliación de la superficie productiva, el incremento de la demanda de insumos, la generación de residuos peligrosos, el relleno de cuerpos de agua o la remoción de manglar, popal y otra vegetación propia de humedales, así como la vegetación riparia o marginal;

II Producción de postlarvas, semilla o simientes, con excepción de la relativa a crías, semilla y postlarvas nativas al ecosistema en donde pretenda realizarse, cuando el abasto y descarga de aguas residuales se efectúe utilizando los servicios municipales;

III. Siembra de especies exóticas, híbridos y variedades transgénicas en ecosistemas acuáticos, en unidades de producción instaladas en cuerpos de agua, o en infraestructura acuícola situada en tierra, y

IV. Construcción o instalación de arrecifes artificiales u otros medios de modificación del hábitat para la atracción y proliferación de la vida acuática.

V) ACTIVIDADES AGROPECUARIAS QUE PUEDAN PONER EN PELIGRO LA PRESERVACIÓN DE UNA O MÁS ESPECIES O CAUSAR DAÑOS A LOS ECOSISTEMAS:

Actividades agropecuarias de cualquier tipo cuando éstas impliquen el cambio de uso del suelo de áreas forestales, con excepción de:

a) Las que tengan como finalidad el autoconsumo familiar, y

b) Las que impliquen la utilización de las técnicas y metodologías de la agricultura orgánica.

Artículo 6o.- Las ampliaciones, modificaciones, sustituciones de infraestructura, rehabilitación y el mantenimiento de instalaciones relacionado con las obras y actividades señaladas en el artículo anterior, así como con las que se encuentren en operación, no requerirán de la autorización en materia de impacto ambiental siempre y cuando cumplan con todos los requisitos siguientes:

I. Las obras y actividades cuenten previamente con la autorización respectiva o cuando no hubieren requerido de ésta;

II. Las acciones por realizar no tengan relación alguna con el proceso de producción que generó dicha autorización, y

III. Dichas acciones no impliquen incremento alguno en el nivel de impacto o riesgo ambiental, en virtud de su ubicación, dimensiones, características o alcances, tales como conservación, reparación y mantenimiento de bienes inmuebles, construcción, instalación y demolición de bienes inmuebles en áreas urbanas, o modificación de bienes inmuebles cuando se pretenda llevar a cabo en la superficie del terreno ocupada por la construcción o instalación de que se trate.

En estos casos, los interesados deberán dar aviso a la Secretaría previamente a la realización de dichas acciones.

Las ampliaciones, modificaciones, sustitución de infraestructura, rehabilitación y el mantenimiento de instalaciones relacionadas con las obras y actividades señaladas en el artículo 5o., así como con las que se encuentren en operación y que sean distintas a las que se refiere el primer párrafo de este artículo, podrán ser exentadas de la presentación de la manifestación de impacto ambiental cuando se demuestre que su ejecución no causará desequilibrios ecológicos ni rebasará los límites y condiciones establecidos en las disposiciones jurídicas relativas a la protección al ambiente y a la preservación y restauración de los ecosistemas.

Para efectos del párrafo anterior, los promoventes deberán dar aviso a la Secretaría de las acciones que pretendan realizar para que ésta, dentro del plazo de diez días, determine si es necesaria la presentación de una manifestación de impacto ambiental, o si las acciones no requieren ser evaluadas y, por lo tanto, pueden realizarse sin contar con autorización.

Artículo 7o.- Las obras o actividades que, ante la inminencia de un desastre, se realicen con fines preventivos, o bien las que se ejecuten para salvar una situación de emergencia, no requerirán de previa evaluación del impacto ambiental; pero en todo caso se deberá dar aviso a la Secretaría de su realización, en un plazo que no excederá de setenta y dos horas contadas a partir de que las obras se inicien, con objeto de que ésta, cuando así proceda, tome las medidas necesarias para atenuar los impactos al medio ambiente en los términos del artículo 170 de la Ley.

Artículo 8o.- Quienes hayan iniciado una obra o actividad para prevenir o controlar una situación de emergencia, además de dar el aviso a que se refiere el artículo anterior, deberán presentar, dentro de un plazo de veinte días, un informe de las acciones

realizadas y de las medidas de mitigación y compensacion que apliquen o pretendan aplicar como consecuencia de la realización de dicha obra o actividad.

CAPÍTULO III

DEL PROCEDIMIENTO PARA LA EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

Artículo 9o.- Los promoventes deberán presentar ante la Secretaria una manifestación de impacto ambiental, en la modalidad que corresponda, para que ésta realice la evaluación del proyecto de la obra o actividad respecto de la que se solicita autorización.

La Información que contenga la manifestación de impacto ambiental deberá referirse a circunstancias ambientales relevantes vinculadas con la realización del proyecto.

La Secretaría proporcionará a los promoventes guías para facilitar la presentación y entrega de la manifestación de impacto ambiental de acuerdo al tipo de obra o actividad que se pretenda llevar a cabo. La Secretaría publicará dichas guías en el Diario Oficial de la Federación y en la Gaceta Ecológica.

Artículo 10.- Las manifestaciones de impacto ambiental deberán presentarse en las siguientes modalidades:

I. Regional, o

II. Particular.

Artículo 11.- Las manifestaciones de impacto ambiental se presentarán en la modalidad regional cuando se trate de:

I. Parques industriales y acuícolas, granjas acuícolas de más de 500 hectáreas, carreteras y vías férreas, proyectos de generación de energía nuclear, presas y, en general, proyectos que alteren las cuencas hidrológicas;

II. Un conjunto de obras o actividades que se encuentren incluidas en un plan o programa parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico que sea sometido a consideración de la Secretaría en los términos previstos por el artículo 22 de este reglamento;

III. Un conjunto de proyectos de obras y actividades que pretendan realizarse en una región ecológica determinada, y

IV. Proyectos que pretendan desarrollarse en sitios en los que por su interacción con los diferentes componentes ambientales regionales, se prevean impactos acumulativos, sinérgicos o residuales que pudieran ocasionar la destrucción, el aislamiento o la fragmentación de los ecosistemas.

En los demás casos, la manifestación debera presentarse en la modalidad particular.

Artículo 12.- La manifestacion de impacto ambiental, en su modalidad particular, debera contener la siguiente información.

I. Datos generales del proyecto, del promovente y del responsable del estudio de impacto ambiental;

II. Descripción del proyecto,

III. Vinculación con los ordenamientos jurídicos aplicables en materia ambiental y, en su caso, con la regulación sobre uso del suelo;

IV. Descripción del sistema ambiental y señalamiento de la problemática ambiental detectada en el área de influencia del proyecto,

V. Identificación, descripción y evaluación de los impactos ambientales;

VI. Medidas preventivas y de mitigación de los impactos ambientales;

VII. Pronósticos ambientales y, en su caso, evaluación de alternativas, y

VIII. Identificación de los instrumentos metodológicos y elementos técnicos que sustentan la información señalada en las fracciones anteriores.

Artículo 13.- La manifestación de impacto ambiental, en su modalidad regional, deberá contener la siguiente información:

I. Datos generales del proyecto, del promovente y del responsable del estudio de impacto ambiental;

II. Descripción de las obras o actividades y, en su caso, de los programas o planes parciales de desarrollo;

III. Vinculación con los instrumentos de planeación y ordenamientos jurídicos aplicables;

IV. Descripción del sistema ambiental regional y señalamiento de tendencias del desarrollo y deterioro de la región;

V. Identificación, descripción y evaluación de los impactos ambientales, acumulativos y residuales, del sistema ambiental regional;

VI. Estrategias para la prevención y mitigación de impactos ambientales, acumulativos y residuales, del sistema ambiental regional;

VII. Pronósticos ambientales regionales y, en su caso, evaluación de alternativas, y

VIII. Identificación de los instrumentos metodológicos y elementos técnicos que sustentan los resultados de la manifestación de impacto ambiental.

Artículo 14.- Cuando la realización de una obra o actividad que requiera sujetarse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental involucre, además, el cambio de uso del suelo de áreas forestales y en selvas y zonas áridas, los promoventes podrán presentar una sola manifestación de impacto ambiental que incluya la información relativa a ambos proyectos.

Artículo 15.- Los aprovechamientos forestales y las plantaciones forestales previstas en el artículo 5o., incisos n) y ñ), respectivamente, podrán presentar de manera simultánea la manifestación de impacto ambiental y el plan de manejo.

Artículo 16.- Para los efectos de la fracción XIII del artículo 28 de la Ley, cuando la Secretaría tenga conocimiento de que pretende iniciarse una obra o actividad de competencia federal o de que, ya iniciada ésta, su desarrollo pueda causar desequilibrios ecológicos graves e irreparables; daños a la salud pública ocasionados por problemas ambientales o daños a los ecosistemas, o rebasar los límites y condiciones establecidos en las disposiciones jurídicas relativas a la preservación del equilibrio ecológico y la protección al ambiente, notificará inmediatamente al interesado su determinación para que someta al procedimiento de evaluación de impacto ambiental la obra o actividad que corresponda o la parte de ella aún no realizada, explicando las razones que lo justifiquen, con el propósito de que aquél presente los informes, dictámenes y consideraciones que juzgue convenientes, en un plazo no mayor a diez días.

Una vez recibida la documentación, la Secretaría, en un plazo no mayor a treinta días, comunicará al interesado si procede o no la presentación de una manifestación de impacto ambiental indicando, en su caso, la modalidad y el plazo en que deberá hacerlo. Asimismo, cuando se trate de obras o actividades que se hubiesen iniciado, la Secretaría aplicará las medidas de seguridad que procedan de acuerdo con lo previsto en el artículo 170 de la Ley.

Si la Secretaría no emite la comunicación en el plazo señalado, se entenderá que no es necesaria la presentación de la manifestación de impacto ambiental.

Artículo 17.- El promovente deberá presentar a la Secretaría la solicitud de autorización en materia de impacto ambiental, anexando:

I. La manifestación de impacto ambiental;

II. Un resumen del contenido de la manifestación de impacto ambiental, presentado en disquete, y

III. Una copia sellada de la constancia del pago de derechos correspondientes.

Cuando se trate de actividades altamente riesgosas en los términos de la Ley, deberá incluirse un estudio de riesgo.

Artículo 18.- El estudio de riesgo a que se refiere el artículo anterior, consistirá en incorporar a la manifestación de impacto ambiental la siguiente información:

I. Escenarios y medidas preventivas resultantes del análisis de los riesgos ambientales relacionados con el proyecto,

II. Descripción de las zonas de protección en torno a las instalaciones, en su caso, y

III. Señalamiento de las medidas de seguridad en materia ambiental.

La Secretaría publicará, en el Diario Oficial de la Federación y en la Gaceta Ecológica, las guías que faciliten la presentación y entrega del estudio de riesgo.

Artículo 19.- La solicitud de autorización en materia de impacto ambiental, sus anexos y, en su caso, la información adicional, deberán presentarse en un disquete al que se acompañarán cuatro tantos impresos de su contenido.

Excepcionalmente, dentro de los diez días siguientes a la integración del expediente, la Secretaría podrá solicitar al promovente, por una sola vez, la presentación de hasta tres copias adicionales de los estudios de impacto ambiental cuando por alguna causa justificada se requiera. En todo caso, la presentación de las copias adicionales deberá llevarse a cabo dentro de los tres días siguientes a aquel en que se hayan solicitado.

Artículo 20.- Con el objeto de no retardar el procedimiento de evaluación, la Secretaría comunicará al promovente, en el momento en que éste presente la solicitud y sus anexos, si existen deficiencias formales que puedan ser corregidas en ese mismo acto.

En todo caso, la Secretaría se ajustará a lo previsto en el artículo 43 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo.

Artículo 21.- La Secretaría, en un plazo no mayor a diez días contados a partir de que reciba la solicitud y sus anexos, integrará el expediente; en ese lapso, procederá a la revisión de los documentos para determinar si su contenido se ajusta a las disposiciones de la Ley, del presente reglamento y a las normas oficiales mexicanas aplicables.

Artículo 22.- En los casos en que la manifestación de impacto ambiental presente insuficiencias que impidan la evaluación del proyecto, la Secretaría podrá solicitar al promovente, por única vez y dentro de los cuarenta días siguientes a la integración del expediente,

aclaraciones, rectificaciones o ampliaciones al contenido de la misma y en tal caso, se suspenderá el término de sesenta días a que se refiere el artículo 35 bis de la Ley.

La suspensión no podrá exceder de sesenta días computados a partir de que sea declarada. Transcurrido este plazo sin que la información sea entregada por el promovente, la Secretaría podrá declarar la caducidad del trámite en los términos del artículo 60 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo.

Artículo 23.- Las autoridades competentes de los Estados, del Distrito Federal o de los Municipios podrán presentar a la Secretaría los planes o programas parciales de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico en los que se prevea la realización de obras o actividades de las incluidas en el artículo 5o. de este reglamento, para que ésta lleve a cabo la evaluación del impacto ambiental del conjunto de dichas obras o actividades y emita la resolución que corresponda.

La evaluación a que se refiere el párrafo anterior, deberá realizarse a través de una manifestación de impacto ambiental en su modalidad regional, elaborada respecto de la totalidad o de una parte de las obras o actividades contempladas en los planes y programas. Dicha manifestación será presentada por las propias autoridades locales o municipales.

Artículo 24.- La Secretaría, podrá solicitar, dentro del procedimiento de evaluación y en los términos previstos en la Ley Federal de Procedimiento Administrativo, la opinión técnica de alguna dependencia o entidad de la Administración Pública Federal, cuando por el tipo de obra o actividad así se requiera.

Asimismo, la Secretaría podrá consultar a grupos de expertos cuando por la complejidad o especialidad de las circunstancias de ejecución y desarrollo se estime que sus opiniones pueden proveer de mejores elementos para la formulación de la resolución correspondiente; en este caso, notificará al promovente los propósitos de la consulta y le remitirá una copia de las opiniones recibidas para que éste, durante el procedimiento, manifieste lo que a su derecho convenga.

La Secretaría deberá mantener, al momento de realizar la consulta, la reserva a que se refiere el artículo 37 de este reglamento.

Artículo 25.- Cuando se trate de obras o actividades incluidas en las fracciones IV, VIII, IX y XI del artículo 28 de la Ley que deban sujetarse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental de conformidad con este reglamento, la Secretaría notificará a los gobiernos estatales y municipales o del Distrito Federal, dentro de los diez días siguientes a la integración del expediente, que ha recibido la manifestación de impacto ambiental respectiva, con el fin de que éstos, dentro del procedimiento de evaluación hagan las manifestaciones que consideren oportunas.

La autorización que expida la Secretaría, no obligará en forma alguna a las autoridades locales para expedir las autorizaciones que les correspondan en el ámbito de sus respectivas competencias.

Artículo 26.- Iniciado el trámite de evaluación, la Secretaría deberá ir agregando al expediente:

I. La información adicional que se genere,

II. Las opiniones técnicas que se hubiesen solicitado;

III. Los comentarios y observaciones que realicen los interesados en el proceso de consulta pública, así como el extracto del proyecto que durante dicho proceso se haya publicado;

IV. La resolución;

V. Las garantías otorgadas, y

VI. Las modificaciones al proyecto que se hubieren realizado.

Artículo 27.- Cuando se realicen modificaciones al proyecto de obra o actividad durante el procedimiento de evaluación del impacto ambiental, el promovente deberá hacerlas del conocimiento de la Secretaría con el objeto de que ésta, en un plazo no mayor de diez días, proceda a:

I. Solicitar información adicional para evaluar los efectos al ambiente derivados de tales modificaciones, cuando éstas no sean significativas, o

II. Requerir la presentación de una nueva manifestación de impacto ambiental, cuando las modificaciones propuestas puedan causar desequilibrios ecológicos, daños a la salud, o causar impactos acumulativos o sinérgicos.

Artículo 28.- Si el promovente pretende realizar modificaciones al proyecto después de emitida la autorización en materia de impacto ambiental, deberá someterlas a la consideración de la Secretaría, la que, en un plazo no mayor a diez días, determinará:

I. Si es necesaria la presentación de una nueva manifestación de impacto ambiental;

II. Si las modificaciones propuestas no afectan el contenido de la autorización otorgada, o

III. Si la autorización otorgada requiere ser modificada con objeto de imponer nuevas condiciones a la realización de la obra o actividad de que se trata.

En este último caso, las modificaciones a la autorización deberán ser dadas a conocer al promovente en un plazo máximo de veinte días

CAPÍTULO IV

DEL PROCEDIMIENTO DERIVADO DE LA PRESENTACIÓN DEL INFORME PREVENTIVO

Artículo 29.- La realización de las obras y actividades a que se refiere el artículo 5o. del presente reglamento requerirán la presentación de un informe preventivo, cuando:

I. Existan normas oficiales mexicanas u otras disposiciones que regulen las emisiones, las descargas, el aprovechamiento de recursos naturales y, en general, todos los impactos ambientales relevantes que las obras o actividades puedan producir,

II. Las obras o actividades estén expresamente previstas por un plan parcial o programa parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico que cuente con previa autorización en materia de impacto ambiental respecto del conjunto de obras o actividades incluidas en él, o

III. Se trate de instalaciones ubicadas en parques industriales previamente autorizados por la Secretaría, en los términos de la Ley y de este reglamento.

Artículo 30.- El informe preventivo deberá contener:

I. Datos de identificación, en los que se mencione:

a) El nombre y la ubicación del proyecto;

b) Los datos generales del promovente, y

c) Los datos generales del responsable de la elaboración del informe;

II. Referencia, según corresponda:

a) A las normas oficiales mexicanas u otras disposiciones que regulen las emisiones, las descargas o el aprovechamiento de recursos naturales, aplicables a la obra o actividad;

b) Al plan parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico en el cual queda incluida la obra o actividad, o

c) A la autorización de la Secretaría del parque industrial, en el que se ubique la obra o actividad, y

III. La siguiente información:

a) La descripción general de la obra o actividad proyectada;

b) La identificación de las sustancias o productos que vayan a emplearse y que puedan impactar el ambiente, así como sus características físicas y químicas;

c) La identificación y estimación de las emisiones, descargas y residuos cuya generación se prevea, así como las medidas de control que se pretendan llevar a cabo;

d) La descripción del ambiente y, en su caso, la identificación de otras fuentes de emisión de contaminantes existentes en el área de influencia del proyecto;

e) La identificación de los impactos ambientales significativos o relevantes y la determinación de las acciones y medidas para su prevención y mitigación;

f) Los planos de localización del área en la que se pretende realizar el proyecto, y

g) En su caso, las condiciones adicionales que se propongan en los términos del artículo siguiente

Artículo 31.- El promovente podrá someter a la consideración de la Secretaría condiciones adicionales a las que se sujetará la realización de la obra o actividad con el fin de evitar, atenuar o compensar los impactos ambientales adversos que pudieran ocasionarse. Las condiciones adicionales formarán parte del informe preventivo.

Artículo 32.- El informe preventivo deberá presentarse en un disquete al que se acompañarán tres tantos impresos de su contenido. Deberá anexarse copia sellada del pago de derechos correspondiente.

La Secretaría proporcionará a los promoventes las guías para la presentación del informe preventivo. Dichas guías serán publicadas en el **Diario Oficial de la Federación** y en la Gaceta Ecológica.

Artículo 33.- La Secretaría analizará el informe preventivo y, en un plazo no mayor a veinte días, notificará al promovente:

I. Que se encuentra en los supuestos previstos en el artículo 28 de este reglamento y que, por lo tanto, puede realizar la obra o actividad en los términos propuestos, o

II. Que se requiere la presentación de una manifestación de impacto ambiental, en alguna de sus modalidades.

Tratándose de informes preventivos en los que los impactos de las obras o actividades a que se refieren se encuentren totalmente regulados por las normas oficiales mexicanas, transcurrido el plazo a que se refiere este artículo sin que la Secretaría haga la notificación correspondiente, se entenderá que dichas obras o actividades podrán llevarse a cabo en la forma en la que fueron proyectadas y de acuerdo con las mismas normas.

33

Artículo 34.- Cuando dos o más obras o actividades se pretendan ubicar o realizar en un parque industrial o se encuentren previstas en un plan o programa parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico que cuente con autorización en materia de impacto ambiental, los informes preventivos de cada una de ellas podrán ser presentados conjuntamente.

CAPÍTULO V

DE LOS PRESTADORES DE SERVICIOS DE EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

Artículo 35.- Los informes preventivos, las manifestaciones de impacto ambiental y los estudios de riesgo podran ser elaborados por los interesados o por cualquier persona física o moral.

Artículo 36.- Quienes elaboren los estudios deberán observar lo establecido en la Ley, este reglamento, las normas oficiales mexicanas y los demás ordenamientos legales y reglamentarios aplicables. Asimismo, declararán, bajo protesta de decir verdad, que los resultados se obtuvieron a través de la aplicación de las mejores técnicas y metodologías comúnmente utilizadas por la comunidad científica del país y del uso de la mayor información disponible, y que las medidas de prevención y mitigación sugeridas son las más efectivas para atenuar los impactos ambientales.

La responsabilidad respecto del contenido del documento corresponderá al prestador de servicios o, en su caso, a quien lo suscriba. Si se comprueba que en la elaboración de los documentos en cuestión la información es falsa, el responsable será sancionado de conformidad con el Capítulo IV del Título Sexto de la Ley, sin perjuicio de las sanciones que resulten de la aplicación de otras disposiciones jurídicas relacionadas.

CAPÍTULO VI

DE LA PARTICIPACIÓN PÚBLICA Y DEL DERECHO A LA INFORMACIÓN

Artículo 37.- La Secretaría publicará semanalmente en la Gaceta Ecológica un listado de las solicitudes de autorización, de los informes preventivos y de las manifestaciones de impacto ambiental que reciba. Asimismo, incluirá dicho listado en los medios electrónicos de los que disponga

Los listados deberán contener, por lo menos, la siguiente información:

I. Nombre del promovente;

II. Fecha de la presentación de la solicitud;

III. Nombre del proyecto e identificación de los elementos que lo integran;

IV. Tipo de estudio presentado, informe preventivo o manifestación de impacto ambiental y su modalidad, y

V. Lugar en donde se pretende llevar a cabo la obra o la actividad, indicando el Estado y el Municipio.

Artículo 38.- Los expedientes de evaluación de las manifestaciones de impacto ambiental, una vez integrados en los términos del artículo 20 del presente reglamento, estarán a disposición de cualquier persona para su consulta.

El promovente, desde la fecha de la presentación de su solicitud de evaluación en materia de impacto ambiental, podrá solicitar que se mantenga en reserva aquella información que, de hacerse pública, afectaría derechos de propiedad industrial o la confidencialidad de los datos comerciales contenidos en ella, en los términos de las disposiciones legales aplicables. Asimismo, la información reservada permanecerá bajo responsabilidad y custodia de la Secretaría, en los términos de la Ley y de las demás disposiciones legales aplicables.

En todo caso, el promovente deberá identificar los derechos de propiedad industrial y los datos comerciales confidenciales en los que sustente su solicitud.

Artículo 39.- La consulta de los expedientes podrá realizarse en horas y días hábiles, tanto en las oficinas centrales de la Secretaría como en la Delegación que corresponda.

Artículo 40.- La Secretaría, a solicitud de cualquier persona de la comunidad de que se trate, podrá llevar a cabo una consulta pública, respecto de proyectos sometidos a su consideración a través de manifestaciones de impacto ambiental.

La solicitud a que se refiere al párrafo anterior deberá presentarse por escrito dentro del plazo de diez días contados a partir de la publicación de los listados de las manifestaciones de impacto ambiental. En ella se hará mención de:

a) La obra o actividad de que se trate;

b) Las razones que motivan la petición;

c) El nombre o razón social y domicilio del solicitante, y

d) La demás información que el particular desee agregar.

Artículo 41.- La Secretaría, dentro de los cinco días siguientes a la presentación de la solicitud, notificará al interesado su determinación de dar o no inicio a la consulta pública.

Cuando la Secretaría decida llevar a cabo una consulta pública, deberá hacerlo conforme a las bases que a continuación se mencionan:

I. El día siguiente a aquel en que resuelva iniciar la consulta pública, notificará al promovente que deberá publicar, en un término no mayor de cinco días contados a partir de que surta efectos la notificación, un extracto de la obra o actividad en un periódico de amplia circulación en la entidad federativa donde se pretenda llevar a cabo; de no hacerlo, el plazo que restare para concluir el procedimiento quedará suspendido. La Secretaría podrá, en todo caso, declarar la caducidad en los términos del artículo 60 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo.

El extracto del proyecto de la obra o actividad contendrá, por lo menos, la siguiente información:

a) Nombre de la persona física o moral responsable del proyecto;

b) Breve descripción de la obra o actividad de que se trate, indicando los elementos que la integran;

c) Ubicación del lugar en el que la obra o actividad se pretenda ejecutar, indicando el Estado y Municipio y haciendo referencia a los ecosistemas existentes y su condición al momento de realizar el estudio, y

d) Indicación de los principales efectos ambientales que puede generar la obra o actividad y las medidas de mitigación y reparación que se proponen;

II. Cualquier ciudadano de la comunidad de que se trate, dentro de los diez días siguientes a la publicación del extracto del proyecto, podrá solicitar a la Secretaría que ponga a disposición del público la manifestación de impacto ambiental en la entidad federativa que corresponda;

III. Dentro de los veinte días siguientes a aquél en que la manifestación de impacto ambiental haya sido puesta a disposición del público conforme a la fracción anterior, cualquier interesado podrá proponer el establecimiento de medidas de prevención y mitigación, así como las observaciones que considere pertinentes, las cuales se agregarán al expediente.

Las observaciones y propuestas a que se refiere el párrafo anterior deberán formularse por escrito y contendrán el nombre completo de la persona física o moral que las hubiese presentado y su domicilio, y

IV. La Secretaría consignará, en la resolución que emita, el proceso de consulta pública y los resultados de las observaciones y propuestas formuladas. Estos resultados serán publicados, además, en la Gaceta Ecológica.

Artículo 42.- El promovente deberá remitir a la Secretaría la página del diario o periódico donde se hubiere realizado la publicación del extracto del proyecto, para que sea incorporada al expediente respectivo

Artículo 43.- Durante el proceso de consulta pública a que se refiere el artículo 40 de este reglamento, la Secretaría, en coordinación con las autoridades locales, podrá organizar una reunión pública de información cuando se trate de obras o actividades que puedan generar desequilibrios ecológicos graves o daños a la salud pública o a los ecosistemas, de conformidad con las siguientes bases:

I. La Secretaría, dentro del plazo de veinticinco días contados a partir de que resuelva dar inicio a la consulta pública, emitirá una convocatoria en la que expresará el día, la hora y el lugar en que la reunión deberá verificarse. La convocatoria se publicará, por una sola vez, en la Gaceta Ecológica y en un periódico de amplia circulación en la entidad federativa correspondiente. Cuando la Secretaría lo considere necesario, podrá llevar a cabo la publicación en otros medios de comunicación que permitan una mayor difusión a los interesados o posibles afectados por la realización de la obra o actividad;

II. La reunión deberá efectuarse, en todo caso, dentro de un plazo no mayor a cinco días con posterioridad a la fecha de publicación de la convocatoria y se desahogará en un solo día,

III. El promovente deberá exponer los aspectos técnicos ambientales de la obra o actividad de que se trate, los posibles impactos que se ocasionarían por su realización y las medidas de prevención y mitigación que serían implementadas. Asimismo, atenderá, durante la reunión, las dudas que le sean planteadas;

IV. Al finalizar, se levantará un acta circunstanciada en la que se asentarán los nombres y domicilios de los participantes que hayan intervenido formulando propuestas y consideraciones, el contenido de éstas y los argumentos, aclaraciones o respuestas del promovente.

En todo caso, los participantes podrán solicitar una copia del acta circunstanciada levantada, y

V. Después de concluida la reunión y antes de que se dicte la resolución en el procedimiento de evaluación, los asistentes podrán formular observaciones por escrito que la Secretaría anexará al expediente.

35

CAPÍTULO VII

DE LA EMISIÓN DE LA RESOLUCIÓN SOBRE LA EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL

Artículo 44.- Al evaluar las manifestaciones de impacto ambiental la Secretaría deberá considerar:

I. Los posibles efectos de las obras o actividades a desarrollarse en el o los ecosistemas de que se trate, tomando en cuenta el conjunto de elementos que los conforman, y no únicamente los recursos que fuesen objeto de aprovechamiento o afectación;

II La utilización de los recursos naturales en forma que se respete la integridad funcional y las capacidades de carga de los ecosistemas de los que forman parte dichos recursos, por periodos indefinidos, y

III. En su caso, la Secretaría podrá considerar las medidas preventivas, de mitigación y las demás que sean propuestas de manera voluntaria por el solicitante, para evitar o reducir al mínimo los efectos negativos sobre el ambiente.

Artículo 45.- Una vez concluida la evaluación de la manifestación de impacto ambiental, la Secretaría deberá emitir, fundada y motivada, la resolución correspondiente en la que podrá:

I. Autorizar la realización de la obra o actividad en los términos y condiciones manifestados;

II. Autorizar total o parcialmente la realización de la obra o actividad de manera condicionada.

En este caso la Secretaría podrá sujetar la realización de la obra o actividad a la modificación del proyecto o al establecimiento de medidas adicionales de prevención y mitigación que tengan por objeto evitar, atenuar o compensar los impactos ambientales adversos susceptibles de ser producidos en la construcción, operación normal, etapa de abandono, término de vida útil del proyecto, o en caso de accidente, o

III. Negar la autorización en los términos de la fracción III del Artículo 35 de la Ley.

Artículo 46.- El plazo para emitir la resolución de evaluación de la manifestación de impacto ambiental no podrá exceder de sesenta días. Cuando por las dimensiones y complejidad de la obra o actividad se justifique, la Secretaría podrá, excepcionalmente y de manera fundada y motivada, ampliar el plazo hasta por sesenta días más, debiendo notificar al promovente su determinación en la forma siguiente:

I. Dentro de los cuarenta días posteriores a la recepción de la solicitud de autorización, cuando no se hubiere requerido información adicional, o

II. En un plazo que no excederá de diez días contados a partir de que se presente la información adicional, en el caso de que ésta se hubiera requerido.

La facultad de prorrogar el plazo podrá ejercitarse una sola vez durante el proceso de evaluación.

Artículo 47.- La ejecución de la obra o la realización de la actividad de que se trate deberá sujetarse a lo previsto en la resolución respectiva, en las normas oficiales mexicanas que al efecto se expidan y en las demás disposiciones legales y reglamentarias aplicables.

En todo caso, el promovente podrá solicitar que se integren a la resolución los demás permisos, licencias y autorizaciones que sean necesarios para llevar a cabo la obra o actividad proyectada y cuyo otorgamiento corresponda a la Secretaría.

Artículo 48.- En los casos de autorizaciones condicionadas, la Secretaría señalará las condiciones y requerimientos que deban observarse tanto en la etapa previa al inicio de la obra o actividad, como en sus etapas de construcción, operación y abandono.

Artículo 49.- Las autorizaciones que expida la Secretaría sólo podrán referirse a los aspectos ambientales de las obras o actividades de que se trate y su vigencia no podrá exceder del tiempo propuesto para la ejecución de éstas.

Asimismo, los promoventes deberán dar aviso a la Secretaría del inicio y la conclusión de los proyectos, así como del cambio en su titularidad.

Artículo 50.- Todo promovente que decida no ejecutar una obra o actividad sujeta a autorización en materia de impacto ambiental, deberá comunicarlo por escrito a la Secretaría para que ésta proceda a:

I. Archivar el expediente que se hubiere integrado, si la comunicación se realiza durante el procedimiento de evaluación del impacto ambiental, o

II. Dejar sin efectos la autorización cuando la comunicación se haga después de que aquélla se hubiere otorgado.

En el caso a que se refiere la fracción anterior, cuando se hayan causado efectos dañinos al ambiente la Secretaría hará efectivas las garantías que se hubiesen otorgado respecto del cumplimiento de las condicionantes establecidas en la autorización y ordenará la adopción de las medidas de mitigación que correspondan.

CAPÍTULO VIII

DE LOS SEGUROS Y LAS GARANTÍAS

Artículo 51.- La Secretaría podrá exigir el otorgamiento de seguros o garantías respecto del cumplimiento de las condiciones establecidas en las

autorizaciones, cuando durante la realización de las obras puedan producirse daños graves a los ecosistemas.

Se considerará que pueden producirse daños graves a los ecosistemas, cuando:

I. Puedan liberarse sustancias que al contacto con el ambiente se transformen en tóxicas, persistentes y bioacumulables;

II. En los lugares en los que se pretenda realizar la obra o actividad existan cuerpos de agua, especies de flora y fauna silvestre o especies endémicas, amenazadas, en peligro de extinción o sujetas a protección especial;

III. Los proyectos impliquen la realización de actividades consideradas altamente riesgosas conforme a la Ley, el reglamento respectivo y demás disposiciones aplicables, y

IV. Las obras o actividades se lleven a cabo en Áreas Naturales Protegidas.

Artículo 52.- La Secretaría fijará el monto de los seguros y garantías atendiendo al valor de la reparación de los daños que pudieran ocasionarse por el incumplimiento de las condicionantes impuestas en las autorizaciones.

En todo caso, el promovente podrá otorgar sólo los seguros o garantías que correspondan a la etapa del proyecto que se encuentre realizando.

Si el promovente dejara de otorgar los seguros y las fianzas requeridas, la Secretaría podrá ordenar la suspensión temporal, parcial o total, de la obra o actividad hasta en tanto no se cumpla con el requerimiento.

Artículo 53.- El promovente deberá, en su caso, renovar o actualizar anualmente los montos de los seguros o garantías que haya otorgado.

La Secretaría, dentro de un plazo de diez días, ordenará la cancelación de los seguros o garantías cuando el promovente acredite que ha cumplido con todas las condiciones que les dieron origen y haga la solicitud correspondiente.

Artículo 54.- La Secretaría constituirá un Fideicomiso para el destino de los recursos que se obtengan por el cobro de seguros o la ejecución de garantías. Asimismo, dichos recursos serán aplicados a la reparación de los daños causados por la realización de las obras o actividades de que se trate.

CAPÍTULO IX

DE LA INSPECCIÓN, MEDIDAS DE SEGURIDAD Y SANCIONES

Artículo 55.- La Secretaría, por conducto de la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, realizará los actos de inspección y vigilancia del cumplimiento de las disposiciones contenidas en el presente ordenamiento, así como de las que del mismo se deriven, e impondrá las medidas de seguridad y sanciones que resulten procedentes

Asimismo, la Secretaría podrá requerir a los responsables que corresponda, la presentación de información y documentación relativa al cumplimiento de las disposiciones anteriormente referidas.

Artículo 56.- Cuando exista riesgo inminente de desequilibrio ecológico o de daño o deterioro grave a los recursos naturales; casos de contaminación con repercusiones peligrosas para los ecosistemas, sus componentes o para la salud pública, o causas supervenientes de impacto ambiental, la Secretaría, fundada y motivadamente, podrá ordenar alguna o algunas de las medidas de seguridad previstas en el artículo 170 de la Ley.

En todo caso, con la debida fundamentación y motivación, la autoridad competente deberá indicar los plazos y condiciones a que se sujetara el cumplimiento de las medidas correctivas, de urgente aplicación y de seguridad, así como los requerimientos para retirar estas últimas conforme a lo que se establece en el artículo 170 BIS de la Ley

Artículo 57.- En los casos en que se lleven a cabo obras o actividades que requieran someterse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental conforme a la Ley y al presente Reglamento, sin contar con la autorización correspondiente, la Secretaría, con fundamento en el Título Sexto de la Ley, ordenará las medidas correctivas o de urgente aplicación que procedan. Lo anterior, sin perjuicio de las sanciones administrativas y del ejercicio de las acciones civiles y penales que resulten aplicables, así como de la imposición de medidas de seguridad que en términos del artículo anterior procedan.

Para la imposición de las medidas de seguridad y de las sanciones a que se refiere el párrafo anterior, la Secretaría deberá determinar el grado de afectación ambiental ocasionado o que pudiera ocasionarse por la realización de las obras o actividades de que se trate. Asimismo, sujetará al procedimiento de evaluación de impacto ambiental las obras o actividades que aún no hayan sido iniciadas.

Artículo 58.- Para los efectos del presente capítulo, las medidas correctivas o de urgente aplicación tendrán por objeto evitar que se sigan ocasionando afectaciones al ambiente, los ecosistemas o sus elementos; restablecer las condiciones de los recursos naturales que hubieren resultado afectados por obras o actividades; así como generar un efecto positivo alternativo y equivalente a los efectos adversos en el ambiente, los ecosistemas y sus elementos que se hubieren identificado en los procedimientos de inspección.

En la determinación de las medidas señaladas, la autoridad deberá considerar el orden de prelación a que se refiere este precepto.

El interesado, dentro del plazo de cinco días contados a partir de la notificación de la resolución mediante la cual se impongan medidas correctivas, podrá presentar ante la autoridad competente una propuesta para la realización de medidas alternativas a las ordenadas por aquélla, siempre que dicha propuesta se justifique debidamente y busque cumplir con los mismos propósitos de las medidas ordenadas por la Secretaría. En caso de que la autoridad no emita una resolución respecto a la propuesta antes referida dentro del plazo de diez días siguientes a su recepción, se entenderá contestada en sentido afirmativo.

Los plazos ordenados para la realización de las medidas correctivas referidas en el párrafo que antecede, se suspenderán en tanto la autoridad resuelva sobre la procedencia o no de las medidas alternativas propuestas respecto de ellas. Dicha suspensión procederá cuando lo solicite expresamente el promovente, y no se ocasionen daños y perjuicio a terceros, a menos que se garanticen éstos para el caso de no obtener resolución favorable

Artículo 59.- Cuando el responsable de una obra o actividad autorizada en materia de impacto ambiental, incumpla con las condiciones previstas en la autorización y se den los casos del artículo 170 de la Ley, la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente, ordenará la imposición de las medidas de seguridad que correspondan, independientemente de las medidas correctivas y las sanciones que corresponda aplicar.

Lo anterior sin perjuicio del ejercicio de las acciones civiles y penales que procedan por las irregularidades detectadas por la autoridad en el ejercicio de sus atribuciones de inspección y vigilancia.

Artículo 60.- Cuando la autoridad emplace al presunto infractor en términos del artículo 167 de la Ley, y éste comparezca mediante escrito aceptando las irregularidades circunstanciadas en el acta de inspección, la Secretaría procederá, dentro de los veinte días siguientes, a dictar la resolución respectiva.

Artículo 61.- Si como resultado de una visita de inspección se ordena la imposición de medidas de seguridad, correctivas o de urgente aplicación, el inspeccionado deberá notificar a la autoridad del cumplimiento de cada una, en un plazo máximo de cinco días contados a partir de la fecha de vencimiento del plazo concedido por aquélla para su realización.

Artículo 62.- Cuando el infractor realice las medidas correctivas o de urgente aplicación o subsane las irregularidades en que hubiere incurrido, previamente a que la Secretaría imponga una sanción, dicha autoridad deberá considerar tal situación como atenuante de la infracción cometida

Asimismo, en los casos en que el infractor realice las medidas correctivas o de urgente aplicación, o subsane las irregularidades detectadas en los plazos ordenados por la Secretaría, en los supuestos a que se refiere el artículo 169 de la Ley, podrá solicitar a la autoridad la modificación o revocación de la sanción impuesta en un plazo de quince días contados a partir del vencimiento del último plazo concedido para la realización de las medidas correspondientes.

El escrito de solicitud de reconsideración deberá presentarse ante la autoridad que impuso la sanción y será resuelto por el superior jerárquico de la misma, conforme a los plazos previstos en la Ley Federal de Procedimiento Administrativo. En este caso procederá la suspensión de la ejecución de la sanción en los casos previstos por el artículo 87 del ordenamiento antes señalado.

Artículo 63.- En los casos a los que se refiere el último párrafo del artículo 173 de la Ley, el infractor deberá presentar su solicitud para realizar inversiones equivalentes en la adquisición e instalación de equipo para evitar contaminación o en la protección, preservación o restauración del ambiente y los recursos naturales, en un plazo de quince días contados a partir de la notificación de la resolución que impuso la multa que corresponda.

La solicitud deberá presentarse ante la autoridad que emitió la resolución y será resuelta por el superior jerárquico dentro de los veinte días siguientes.

Artículo 64.- La Secretaría promoverá la creación de fondos, fideicomisos u otros instrumentos económicos de carácter financiero, a efecto de canalizar a éstos los recursos que se obtengan en virtud de la aplicación de las disposiciones de la Ley, este Reglamento y los demás ordenamientos que de ella se deriven de manera eficaz y transparente.

CAPÍTULO X

DE LA DENUNCIA POPULAR

Artículo 65.- Toda persona, grupos sociales, organizaciones no gubernamentales, asociaciones y sociedades podrán denunciar ante la Procuraduría Federal de Protección al Ambiente o ante otras autoridades todo hecho, acto u omisión que produzca o pueda producir desequilibrio ecológico o daños al ambiente o a los recursos naturales, o

contravengan las disposiciones jurídicas en esta materia, y se relacionen con las obras o actividades mencionadas en el artículo 28 de la Ley y en el presente reglamento. Las denuncias que se presentaren serán substanciadas de conformidad con lo previsto en el Capítulo VII del Título sexto de la propia Ley.

TRANSITORIOS

Primero. El presente reglamento entrará en vigor treinta días naturales después de su publicación en el **Diario Oficial de la Federación**.

Segundo. Se abroga el Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección del Ambiente en materia de impacto ambiental publicado en el **Diario Oficial de la Federación** el día 7 de junio de 1988 y todas aquellas disposiciones que se opongan al presente reglamento.

Tercero. Todos los procedimientos de solicitudes de evaluación de impacto ambiental que se encuentren en trámite se resolverán de conformidad con el reglamento vigente en el momento de su presentación, excepto aquellos en los que los promoventes soliciten la aplicación del presente ordenamiento.

Cuarto. Las obras o actividades que correspondan a remodelaciones de una obra que se encuentre operando desde antes de 1988, no deberán someterse al procedimiento de evaluación de impacto ambiental.

Dado en la residencia del Poder Ejecutivo Federal, en la Ciudad de México, Distrito Federal, a los veintitrés días del mes de mayo de dos mil.- **Ernesto Zedillo Ponce de León.**- Rúbrica.- La Secretaria de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca, **Julia Carabias Lillo.**- Rúbrica.- El Secretario de Energía, **Luis Téllez Kuenzler.**- Rúbrica.- El Secretario de Agricultura, Ganadería y Desarrollo Rural, **Romárico Arroyo Marroquín.**- Rúbrica.- El Secretario de Comunicaciones y Transportes, **Carlos Ruiz Sacristán.**- Rúbrica.

AVISO de demarcación de zona federal del arroyo Base Naval o Barranca Principal, que se localiza en el Municipio de Acapulco de Juárez, Gro.

Al margen un sello con el Escudo Nacional, que dice: Estados Unidos Mexicanos.- Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca.- Comisión Nacional del Agua.- Subdirección General de Administración del Agua.- Gerencia de Servicios a Usuarios.

AVISO DE DEMARCACION DE ZONA FEDERAL DEL ARROYO BASE NAVAL O BARRANCA PRINCIPAL, QUE SE LOCALIZA EN EL MUNICIPIO DE ACAPULCO DE JUAREZ, GRO.

Conforme lo dispuesto en los artículos 14, 16 y 27 párrafo quinto de la Constitución Política de los Estados Unidos Mexicanos; 32 bis fracciones III, V, XXIV y XLI de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal; 2o., 3o. y 4o. de la **Ley del Diario Oficial de la Federación** y Gacetas Gubernamentales; 3 de la Ley Federal de Procedimiento Administrativo; 3o. fracciones I, V, VIII y XII, 4o., 9o. fracciones V y XV, 113 fracciones III y IV y demás relativos de la Ley de Aguas Nacionales; 4o. fracción IV del Reglamento de la Ley de Aguas Nacionales; 40 fracción I y 44 fracción V del Reglamento Interior de la Secretaría de Medio Ambiente, Recursos Naturales y Pesca; se hace del conocimiento general que la Subdirección General Técnica de la Comisión Nacional del Agua, realizó los trabajos técnicos topográficos correspondientes a la delimitación del cauce y la zona federal del Arroyo Base Naval o Barranca Principal, con una longitud de aproximadamente 2,760 00 m. localizado desde su origen en las estribaciones de la cadena montañosa en el Puerto de Acapulco, Gro., hasta su desembocadura en la Bahía de Acapulco, en el lugar denominado Base Naval I, en el Municipio de Acapulco de Juárez, Estado de Guerrero. Las aguas del Arroyo Base Naval o Barranca Principal están determinadas de propiedad nacional, según Declaratoria número 7/99 de fecha 22 de noviembre de 1999, publicada en el **Diario Oficial de la Federación**, Organo del Gobierno Constitucional de los Estados Unidos Mexicanos, el 15 de febrero del año 2000.

El presente Aviso deberá publicarse por una sola vez en el **Diario Oficial de la Federación** y en el periódico de mayor circulación en el Estado de Guerrero, también deberá notificarse en forma personal, a los propietarios colindantes; acto continuo a la notificación, se procederá a la localización de las mojoneras provisionales que indiquen los linderos de la zona federal del Arroyo Base Naval o Barranca Principal, levantándose acta circunstanciada, en la que se asienten los trabajos realizados, los documentos que exhiban los propietarios colindantes y lo que hayan manifestado, para que en un término que no exceda de diez días hábiles contados a partir de la fecha de levantamiento del acta circunstanciada, expongan lo que a su derecho convenga, vencido dicho plazo se resolverá sobre la demarcación correspondiente en un término no mayor de 15 días hábiles.

Los trabajos técnicos de delimitación y los planos correspondientes estarán a disposición de los interesados, en la oficina de la Comisión Nacional del Agua, conocida como Colegio Argudín, sita en Gran Vía Tropical número 26, fraccionamiento Las Playas Caleta, en el Municipio de Acapulco de Juárez, Guerrero.

39

CONTROLES EXTERNOS

Comisión Nacional del Agua (SEMARNAP) o C.N.A.

En materia de puentes la Ley de Vías Generales de Comunicación prescribe que se oirá la opinión de SARH (C.N.A.), por lo que respecta a las condiciones hidráulicas que deben satisfacer (los puentes) para no alterar el régimen de las aguas.

Entre las atribuciones de la Ley Orgánica de la Administración Pública Federal, corresponde a la SARH (ahora a la C.N.A. SEMARNAP), entre otras cosas:

- Vigilar el cumplimiento de la Ley de Aguas Nacionales.
- Reconocer derechos y otorgar concesiones, permisos y autorizaciones para el aprovechamiento de las aguas nacionales.
- Administrar, controlar y reglamentar el aprovechamiento de cuencas hidráulicas, vasos, manantiales y aguas de propiedad nacional y de las zonas federales correspondientes.
- Regular y vigilar la conservación de las corrientes, lagos y lagunas, en la protección de cuencas alimentadoras y las obras de protección torrencial.
- Controlar los ríos y demás corrientes y ejecutar las obras contra inundaciones, etc.

Las demás funciones están orientadas a la dotación de asignaciones de aguas para riego y centros de población, administración de sistemas de riego, inventarios, obras hidráulicas, etc.

La Ley General de Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente establece por su parte criterios ecológicos para el aprovechamiento racional del agua y de los ecosistemas acuáticos, entre otros los siguientes:

- Corresponde al Estado y a la Sociedad la protección de los ecosistemas acuáticos y del **equilibrio de los elementos** naturales que intervienen en el ciclo hidrológico.
- El aprovechamiento de los recursos naturales que abarcan los ecosistemas acuáticos debe realizarse de manera que no se afecte su equilibrio ecológico.

- Para el equilibrio de los elementos naturales que intervienen en el ciclo hidrológico, se deberá considerar la protección de suelos y áreas boscosas y selváticas y el mantenimiento de los caudales básicos de las corrientes de agua.

Estos criterios deben tomarse en cuenta en las siguientes actividades:

- Formulación e integración del Plan Nacional Hidráulico.

- Otorgamiento de concesiones y permisos para el aprovechamiento de recursos naturales.

- Otorgamiento de autorizaciones para la desviación, extracción o derivación de aguas de propiedad nacional.

- Establecimiento de vedas de aguas subterráneas.

- **Las suspensiones que decretó el Ejecutivo Federal,** de todos aquellos aprovechamientos, **obras** y actividades que dañen los recursos hidráulicos nacionales o afecten el equilibrio ecológico de una región.

- Las políticas y programas para la protección de especies acuáticas endémicas, amenazadas o en peligro de extinción, etc., etc.

IMPACTOS DE LAS OBRAS DE DRENAJE

Ausencia o Insuficiencia de Drenaje Transversal

Aguas Arriba

1.- Exceso de humedad.- Putrefacción de raices.
2.- Cambios en la Biota acuática.
3.- Aparición de vectores de enfermedades
4.- Bloqueo de migración de la fauna acuática.
5.- Empantanamiento de áreas o inundación

Aguas Abajo

1.- Disminución de la humedad.
2.- Desaparición de la flora.
3.- Falta de nutrientes para la fauna.
4.- Desecación de cuerpos de agua.

En el terraplén

1.- Flujo sobre la corona del camino y deslaves.
2.- Tierra y lodo sobre la carpeta.
3.- Disminución de la resistencia estructural de terraplén y pavimento.- Fallas.
4.- Inestabilidad de taludes.

Durante la construcción del drenaje	1.- Modificaciones a la morfología del curso de agua. 2.- Desviaciones del cauce. 3.- Aporte de mats. prod. de la excavación al mismo drenaje. 4.- Aporte de residuos de construcción. 5.- Contaminación del agua por residuos de la construcción y de los trabajadores. 6.- Afectación de la biota acuática. 7.- Afectación de los usuarios de la corriente tanto a la población, como a la fauna circundante y riegos de cultivo.

MEDIDAS DE MITIGACION

1.- Tal como lo señalan las Normas S.C.T., la construcción del drenaje debe ir adelante de los trabajos de terracerías, deseable 2 Km, mínimo 500 m.

2.- Durante todos los trabajos de terracerías, cortes y terraplenes, los tramos en cuestión deben estar perfectamente drenados.

3.- Cuando se desvíe un curso natural, el cauce abandonado temporalmente deberá restaurarse a sus condiciones originales, retirando y depositando en sitios adecuados los desperdicios y terracerías empleadas en la desviación, así como los desechos producidos por la construcción de la estructura.

4.- Para no vadear frecuentemente las corrientes con el equipo de construcción, se utilizarán tubos metálicos o de otro material, que deberán retirarse cuando ya no sean necesarios.

5.- Las descargas de canales y cunetas deberán diseñarse de tal manera que no erosionen el terreno natural, ni acarreen sedimentos a las corrientes naturales, para lo cual se les deben proyectar tanques de sedimentación (los cuales se limpiarán periódicamente).

6.- Construir obras transversales adecuadas, por mínima que sea el área por drenar.

7.- En casos de subdrenaje proyectar y construir obras adecuadas, registrables y conservables, las cuales garanticen la estabilidad de los taludes y la resistencia de terraplenes.

8.- Construir pozos de absorción, en zonas de recarga de acuíferos, al reducirse la tasa de infiltración. En estos casos se deberá observar que el agua debe tener la misma calidad, que la que se infiltraba antes; para ello se debe tratar o en su defecto drenarla a otra cuenca.

9.- Los bancos de agregados en los lechos de cuerpos de agua, no deben abrirse sino en zonas aprobadas, que no causen erosiones y que puedan recargarse naturalmente. La explotación de los mismos debe ser planeada.

10.- El contratista debe tener siempre en cuenta, que no podrá verter desperdicios sólidos o líquidos de materiales, talleres y campamentos a los cuerpos de agua, a menos que los líquidos reciban un tratamiento adecuado.

IMPACTOS DE PUENTES

1.- Contaminación de las aguas.

2.- Residuos de campamentos y talleres de maquinaria.

3.- Desperdicios de plantas de trituración o concreto.

4.- Apertura de bancos de materiales.

5.- Desmonte y despalme.

6.- Excavaciones y terraplenes.

7.- Residuos líquidos y sólidos de la construcción de la estructura.

8.- Afectaciones de cauce o las márgenes.

MEDIDAS DE MITIGACION

1.- Localizar el campamento fuera de las márgenes y/o la vega del río.

2.- Instalar plantas de tratamiento.

3.- Eliminar el vertido de residuos y desperdicios a la corriente.

4.- Proyectar, cuando sea necesario obras de defensa, protección marginal, espigones y obras de encauzamiento.

5.- Confinar las zonas de fabricación de concretos y morteros.

6.- Extremar las medidas de precaución en los transportes para evitar derrames accidentales.

7.- Limpiar y disponer de los desperdicios en lugar adecuado.

8.- En los accesos no sobreexcavar, ni recargar los taludes de los terraplenes. Para lo cual se deben trazar los ceros y cercarlos si es necesario.

9.- Evitar vadeos frecuentes del equipo de construcción.

10.- Las rehabilitaciones de puentes existentes, deberán hacerse por carriles, de tal manera que uno siempre esté en funcionamiento.

IMPACTOS EN TUNELES

No obstante que los túneles pueden representar una de las mejores opciones para no afectar ecosistemas frágiles de la superficie, pueden presentar impactos como los siguientes:

IMPACTOS

1.- Abatimiento no deseado de niveles freáticos.

2.- Disminución del gasto de las corrientes superficiales ubicadas arriba del trazo del túnel.

3.- Riesgo de derrumbes, deslizamientos y movimientos de tierra durante la excavación del túnel.

4.- Gases tóxicos que afecten a trabajadores.

5.- Contaminación potencial de arroyos por drenar aguas de infiltración del túnel, o de residuos y desperdicios que origine su construcción .

6.- Problemas ocasionados por

Campamentos de personal y talleres de maquinaria
Plantas de trituración y concreto
Construcción de accesos
Apertura de bancos
Uso de explosivos
Disposición de desperdicios.

MEDIDAS DE MITIGACION

1.- Control y disposición adecuada del agua infiltrada.

2.- Compensar pérdida de aguas superficiales de corrientes y manantiales.

3.- Control de gases dentro del túnel.

4.- Cuidados o plan de seguridad industrial.

5.- Control de físico-químico de los desperdicios sólidos y líquidos.

6.- Captación del agua de infiltración del túnel, para evitar que caiga a la superficie de rodamiento, etc.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

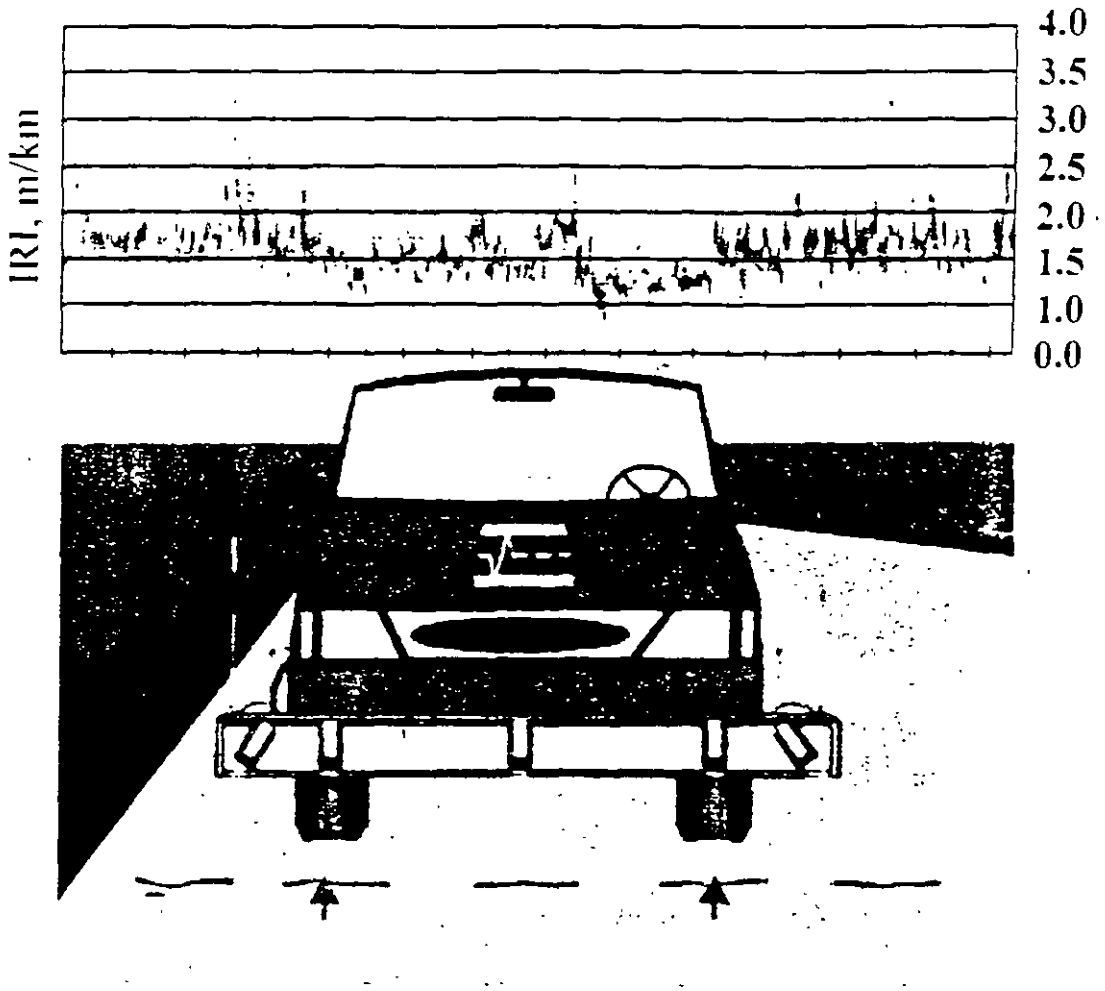
MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

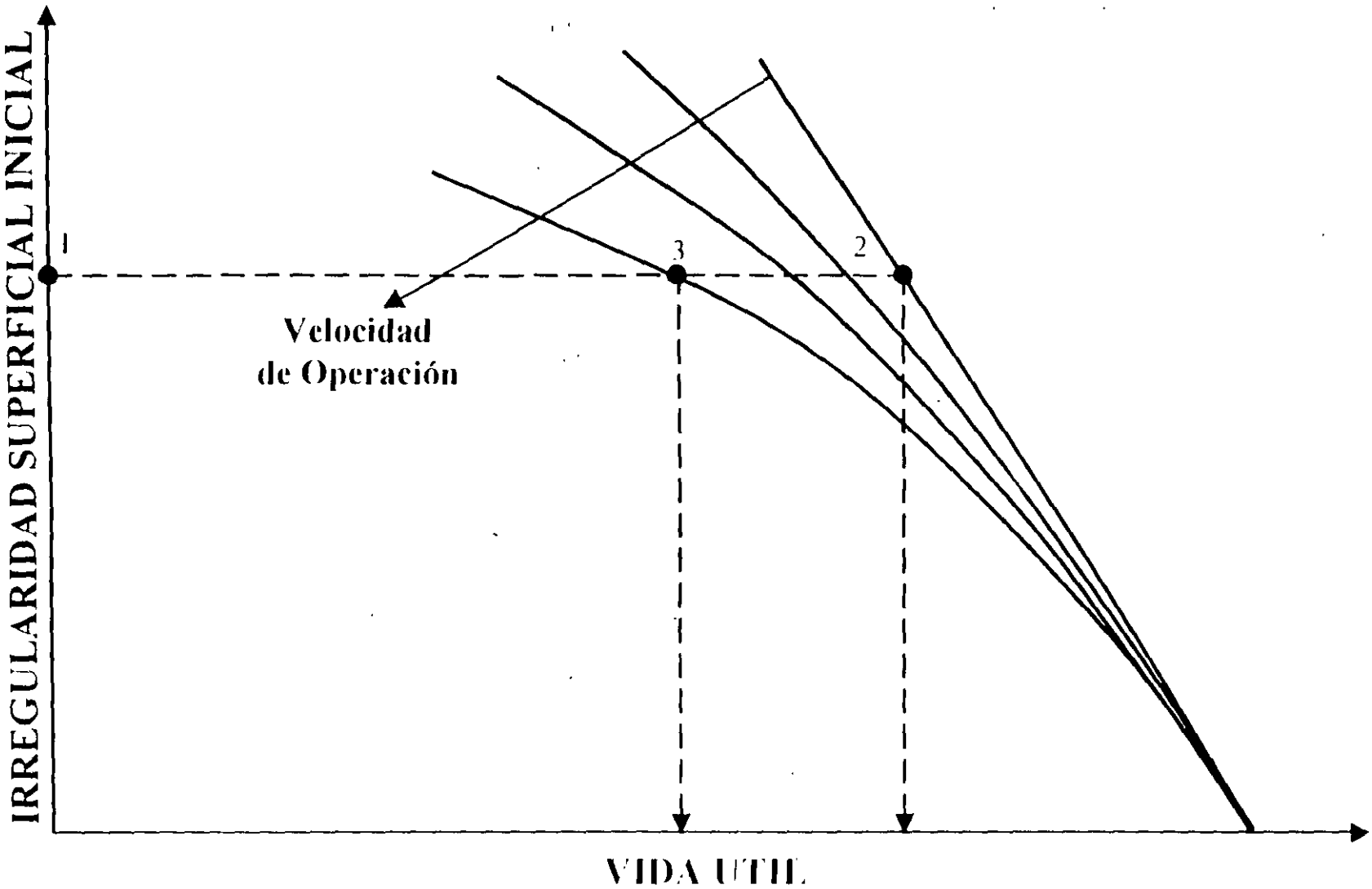
INTRODUCCIÓN III

EXPOSITOR: ING. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO

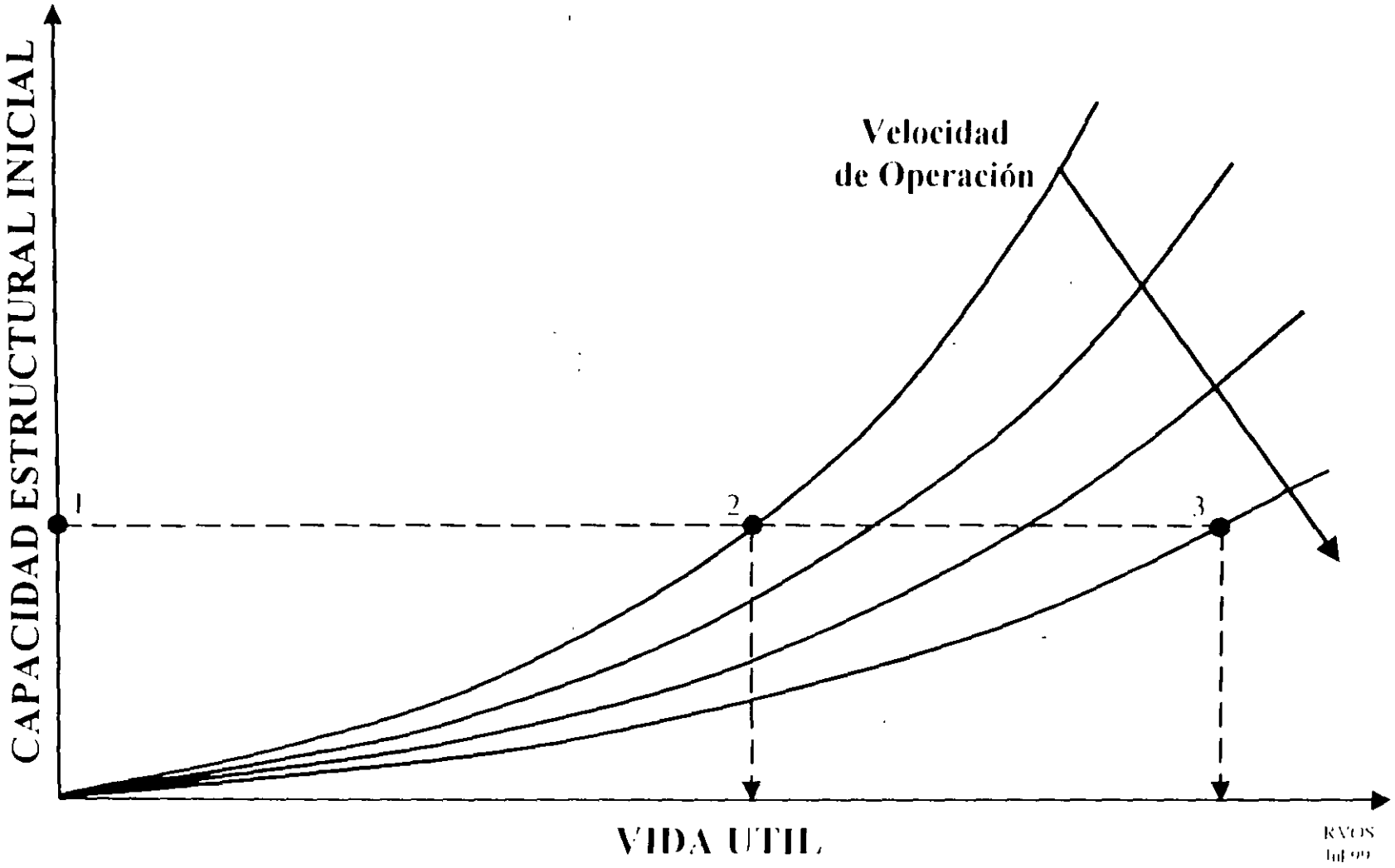
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000


IRI, m/km
4.0
3.5
3.0
2.5
2.0
1.5
1.0
0.0

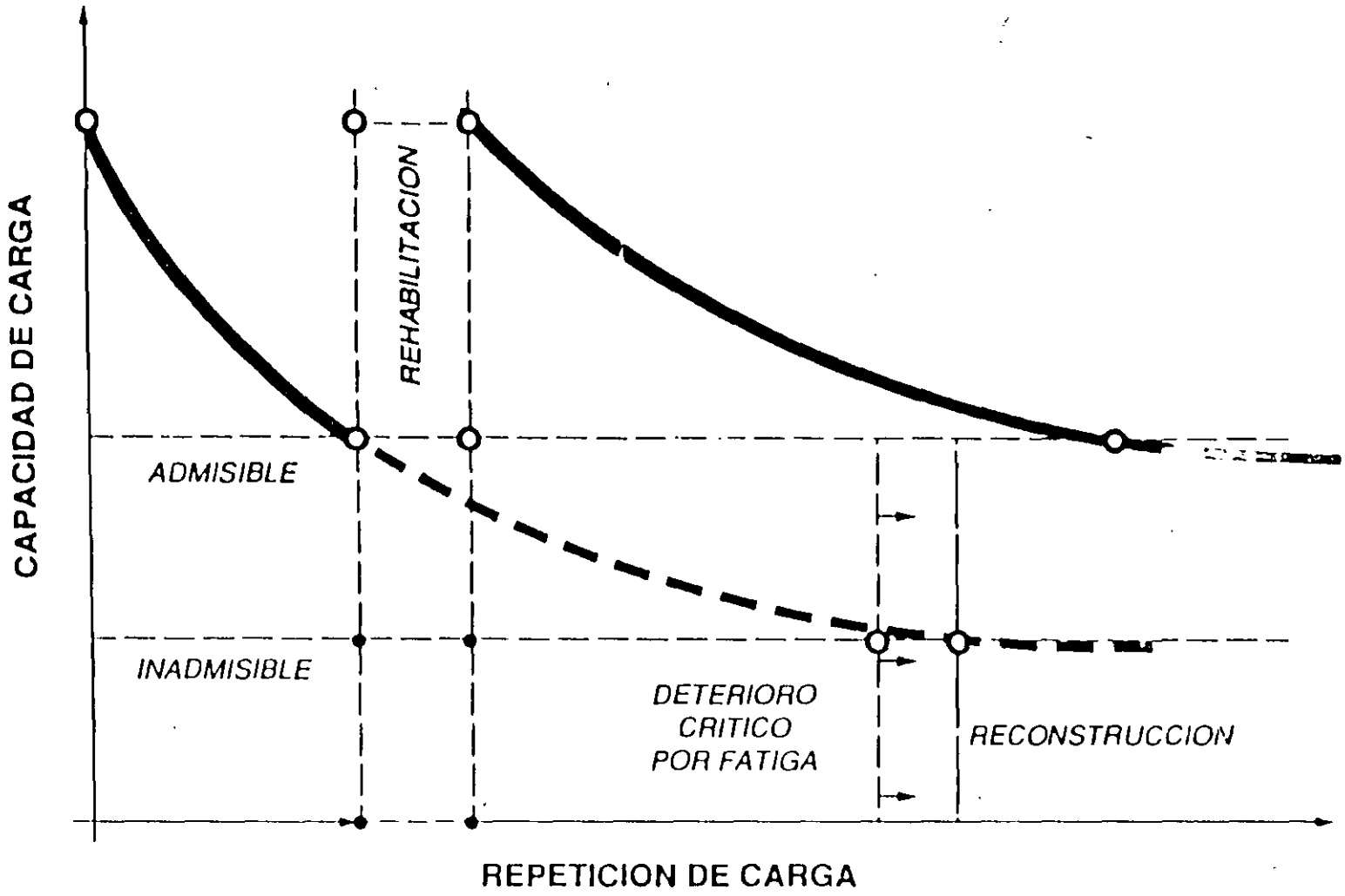
EFECTO DE LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN EN LA VIDA DE UN PAVIMENTO
(Evaluación Superficial)



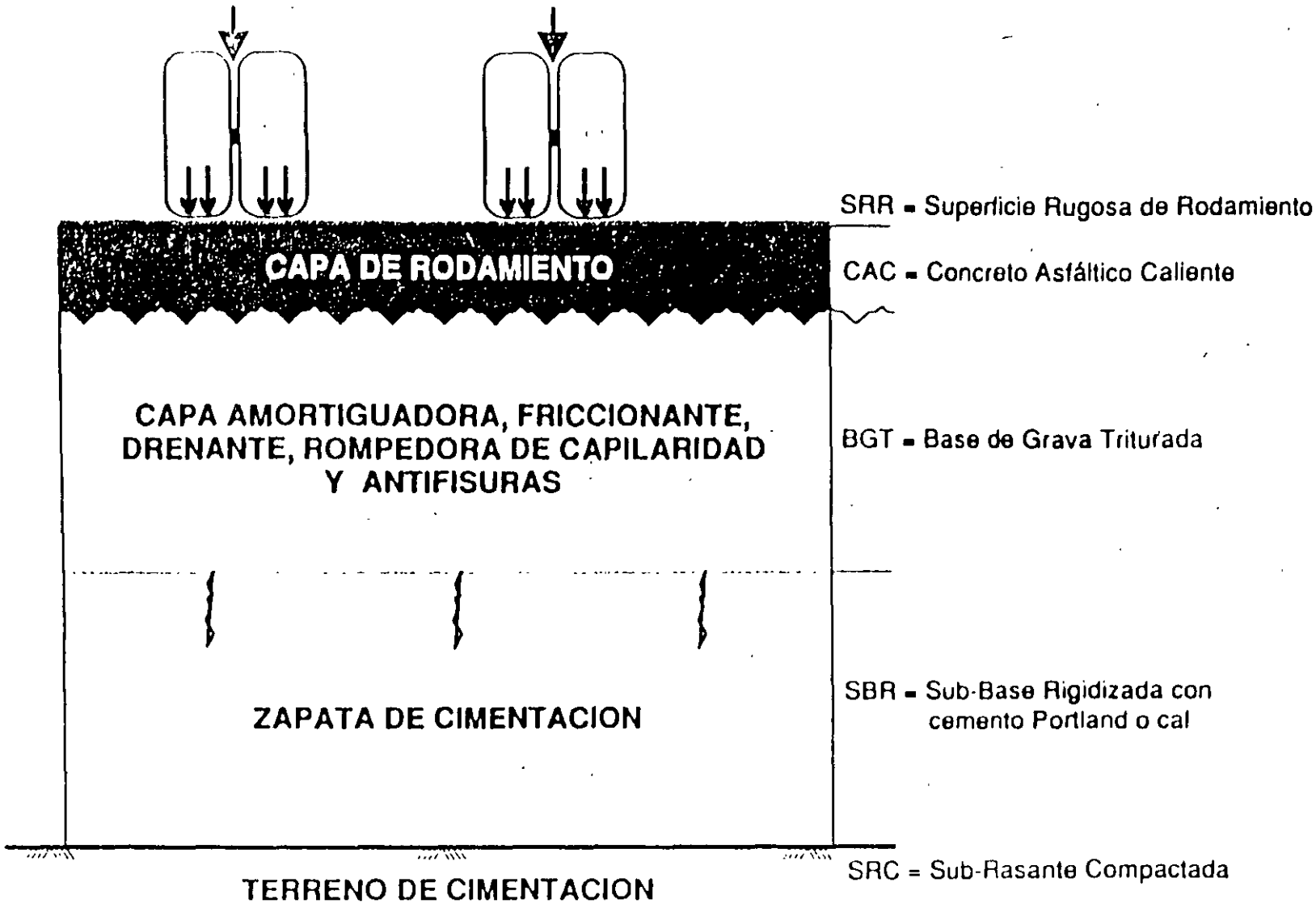
EFECTO DE LA VELOCIDAD DE OPERACIÓN EN LA VIDA DE UN PAVIMENTO
(Evaluación Estructural)

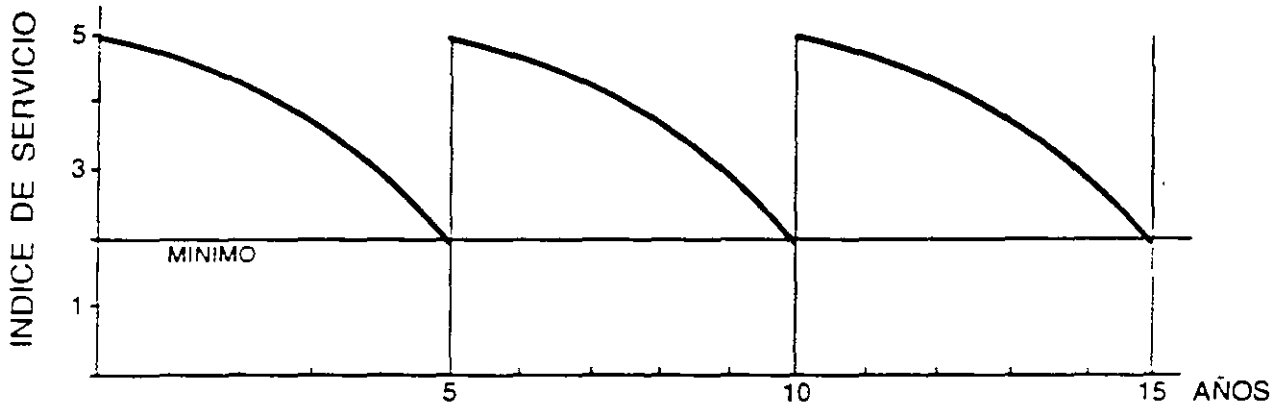


PREVENCION DE LA FATIGA EN PAVIMENTOS

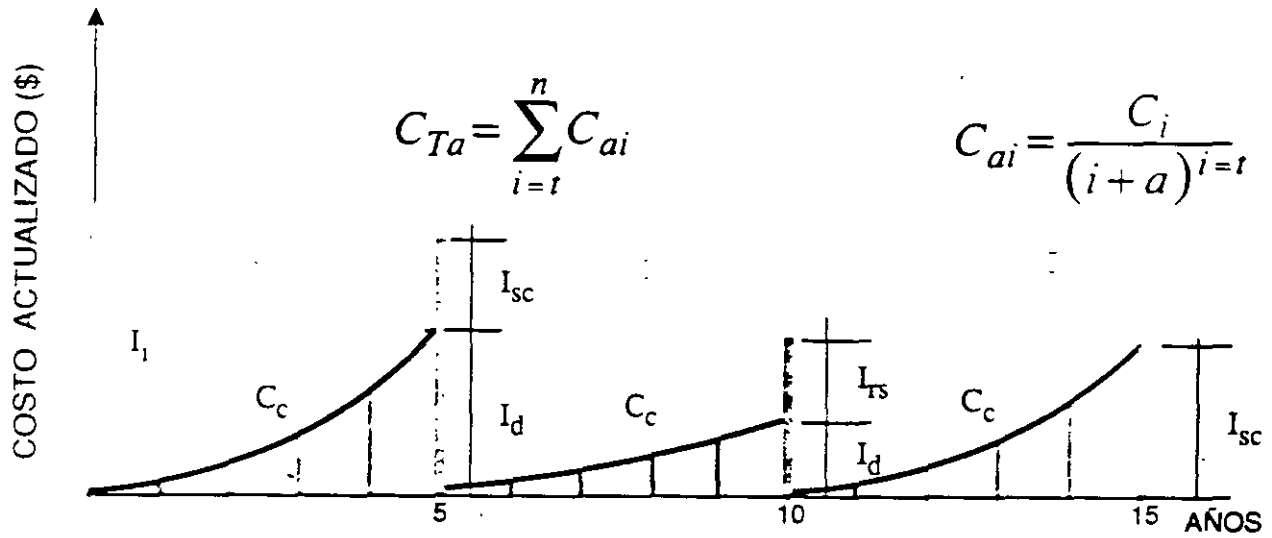


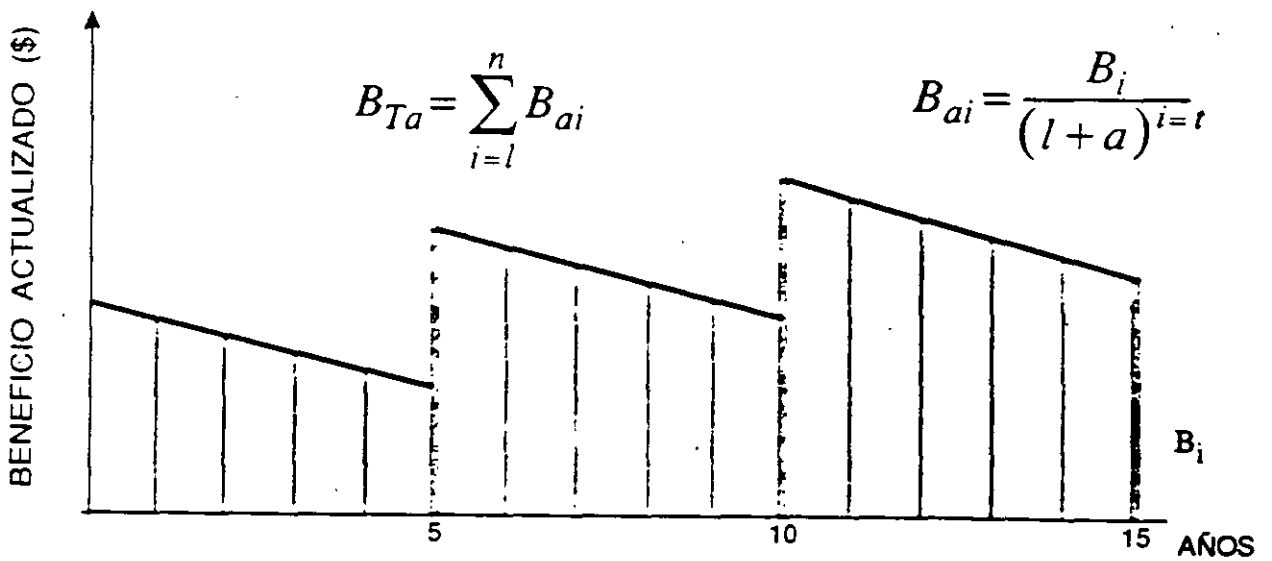
PAVIMENTO CON SECCION INVERTIDA
(ENFOQUE GEOTECNICO)





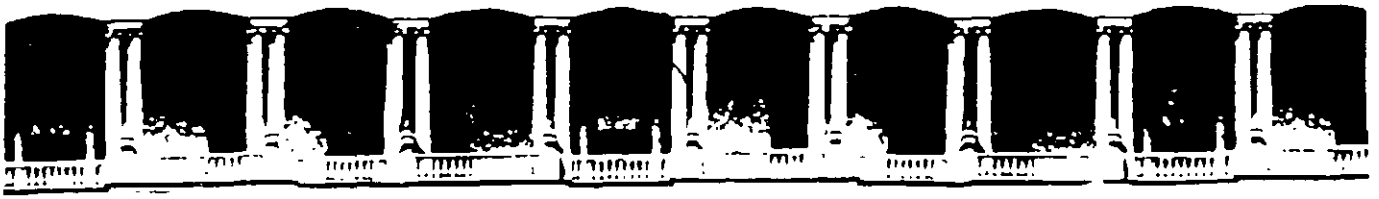
PERIODO DE DISEÑO





VIDA ECONOMICA

* c IRI (INDICE DE IRREGULARIDAD SUPERFICIAL)



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ETAPAS PARA EL PROYECTO

EXPOSITOR: JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

CAPITULO 3.01.01.002

D E S M O N T E

002-B DEFINICION

002-B.01 Despeje de la vegetación existente en el derecho de vía y en las áreas destinadas a bancos, con objeto de evitar la presencia de materia vegetal en la obra, impedir daños a la misma y permitir buena visibilidad, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría. Comprende la ejecución de cualesquiera de las operaciones siguientes:

a) Tala, que consiste en cortar los árboles y arbustos.

b) Roza, que consiste en quitar la maleza, hierba, zacate o residuos de las siembras.

c) Desenraice, que consiste en sacar los troncos o tocones con raíces o cortando éstas.

d) Limpia y quema, que consiste en retirar el producto del desmonte al lugar que indique la Secretaría, estibarlo y quemar lo no utilizable, a criterio de la propia Secretaría.

002-F EJECUCION

002-F.01 Para fines de desmonte, se consideran en estas Normas, los siguientes tipos de vegetación:

a) Manglar

b) Selva o bosque

c) Monte de regiones áridas o semiáridas

d) Monte de regiones desérticas, zonas cultivadas o de pastizales.

002-F.02 La vegetación tipo manglar es la constituida predominantemente por mangles y demás especies de raíces aéreas, típicas de los esteros y pantanos de los climas cálidos.

002-F.03 La vegetación tipo selva es la constituida predominantemente por árboles típicos de las zonas bajas y cálidas; son ejemplos de vegetación selvática, las siguientes variedades, palmeras, amates, chicozapotes, ceibas, caobas, mangos, cedros, parotas, cerones, chacas y chijoles. La vegetación tipo bosque es la constituida predominantemente por árboles típicos de las zonas altas de clima templado o frío; son ejemplos de vegetación de zonas boscosas, las siguientes variedades: pinos, madroños, oyameles, abedules, piñoneros, encinos y eucaliptos

002-F.04 La vegetación de monte de regiones áridas o semiáridas , es la constituida predominantemente por árboles de poca altura y diámetro reducido y por arbustos. - Ejemplos de esta vegetación son: mezquites, pirules, huizaches y espinos.

002-F.05 La vegetación de monte de regiones desérticas, zonas cultivadas y de pastizales, se caracteriza por estar constituida predominantemente por cactáceas, vegetación de sembradío o zacatales respectivamente. Ejemplos de este tipo de vegetación son: sahuaros, órganos, nopales, biznagas, candelillas, guayules, gobernadoras, ocotillos, mezquitillos, pitahayas y magueyes; sembradíos - de maíz, trigo, cebada, zacate y herbáceas.

002-F.06 Las operaciones de talar, rozar, limpiar y quemar, como se definen en este capítulo, se ejecutarán en todo o en parte del derecho de vía, según lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría; igualmente se ejecutarán estos trabajos en la superficie limitada por las líneas trazadas cuando menos a un (1) metro fuera de los - ceros de los canales y contracunetas y de las zonas que limitan los préstamos, bancos y otras superficies fuera del derecho de vía, que la Secretaría ordene desmontar. Estos trabajos deberán ejecutarse de manera que se asegure que toda la materia vegetal proveniente del desmonte quede fuera de las zonas destinadas a la construcción.

002-F.07 La operación de desenraizar como se define en este capítulo se ejecutará, por lo menos, en las superfi

cies limitadas por líneas trazadas a un (1) metro fuera de los ceros para: cortes, terraplenes con espesor menor de un (1) metro, canales y contracunetas; y zonas de - préstamos, bancos y otras superficies en que la Secretaría ordene que se efectúe el desenraice. Este trabajo - deberá ejecutarse de tal manera que se asegure la eliminación completa de la materia vegetal, para que no se revuelva con el material destinado a la construcción.

002-F.08 Las operaciones de desmonte podrán hacerse a - mano o con máquina. Cuando se hagan a mano, el corte de los árboles deberá quedar a una altura máxima sobre el - suelo de setenta y cinco (75) centímetros y el de los arbustos a cuarenta (40) centímetros, excepto en las superficies en que deba efectuarse el desenraice. Las ramas de los árboles situados fuera de las áreas desmontadas, que queden sobre la corona de las terracerías, deberán - ser cortadas como lo indique la Secretaría.

002-F.09 Todo el material aprovechable proveniente del desmonte, deberá ser estibado en los sitios que indique la Secretaría; la materia vegetal no utilizable, salvo - indicación en contrario de la Secretaría, deberá ser quemada tomando las providencias necesarias para no provocar incendios en los bosques. En caso de que la quema, por seguridad para bosques o propiedades vecinas o por cualquier otro motivo, no pueda hacerse antes de que se inicie el ataque de las terracerías, el material destinado a ser eliminado en esta forma, se depositará en los - lugares y como lo indique la Secretaría, para ser quemado en su oportunidad.

002-F.10 El desmonte deberá estar terminado cuando menos un (1) kilómetro adelante del frente de ataque de - las terracerías. La Secretaría fijará, de acuerdo con - los programas de obra, la longitud máxima del tramo por desmontar.

002-F.11 El proyecto y/o la Secretaría indicarán los árboles o arbustos que deberán respetarse; en este caso, - el contratista deberá tomar las providencias necesarias

para no dañarlos y únicamente se cortarán las ramas que queden a menos de ocho (8) metros sobre la corona de la carretera, procurando conservar la simetría y buena apariencia del árbol.

002-F.12 Los daños y perjuicios a propiedad ajena, ocasionados por trabajos de desmonte ejecutados indebidamente, dentro o fuera del derecho de vía, serán de la responsabilidad del contratista.

002-F.13 Cuando exista material aprovechable producto del desmonte, tal como árboles y arbustos, la Secretaría gestionará de las autoridades competentes, que dicho material quede en beneficio del propietario afectado, reconociendo la Secretaría que esos materiales, cuando no exista propietario, pasen a poder de la Dependencia del Ejecutivo que le corresponda atender este aspecto, según las disposiciones legales en vigor. Si la Secretaría necesitase la madera para la obra, hará las gestiones que se requieran.

002-G MEDICION

002-G.01 El desmonte se medirá tomando como unidad la hectárea con densidad de 100%. El resultado se considerará con una (1) decimal.

002-G.02 Previamente al desmonte, la superficie por desmontar se dividirá en tramos de características de vegetación semejante, según los tipos indicados en la cláusula (002-F) de este libro .

002-G.03 Los tramos de vegetación correspondiente a los párrafos (002-F.01.b) y (002-F.01.c) de este volumen se dividirán en subtramos con densidad de vegetación sensiblemente uniforme. En los tramos con vegetación correspondiente a los párrafos (002-F.01.a) y (002-F.01.d) del mismo, la densidad se considerará como del cien por ciento (100%), independientemente de lo poblado del manglar, del monte, de los sembradíos y de los pastizales, y en estos casos no se hará la división en tramos.

002-G.04 La densidad de vegetación, para el desmonte a

que se refiere el párrafo (002-F.01.b) de este libro, se determinará en cada sub-tramo, relacionando la sección neta total de madera de los troncos de árboles y arbustos por hectáreas, con la densidad máxima del cien por ciento (100%), correspondiente a cien (100) metros cuadrados de sección neta de madera por hectárea. La sección neta de cada árbol se determinará a uno punto cincuenta (1.50) metros y la de los arbustos a sesenta (60) centímetros, de altura sobre el nivel del suelo.

002-G.05 La densidad de vegetación, para el desmonte a que se refiere el párrafo (002-F.01.c) de este libro, se determinará en cada sub-tramo, relacionando la sección neta total de madera de los troncos de árboles y arbustos por hectáreas, con la densidad de cien por ciento (100%), correspondiente a cincuenta (50) metros cuadrados de sección neta de madera por hectárea. La sección neta de cada árbol se determinará a uno punto cincuenta (1.50) metros y la de los arbustos a sesenta (60) centímetros, de altura sobre el nivel del suelo.

002-G.06 No se medirá el desmonte de las áreas que el contratista haya desenraizado contraviniendo lo fijado en el proyecto y/o por la Secretaría.

002-G.07 En el caso de que la quema de material vegetal no aprovechable, depositado en el lugar fijado por la Secretaría, no haya podido ejecutarse de inmediato, se medirá únicamente un avance del noventa por ciento (90%) del desmonte ejecutado. Cuando se haga la quema y se terminen totalmente los trabajos del desmonte, se medirá el diez por ciento (10%) faltante.

002-G.08 El desmonte, por unidad de obra terminada, se medirá tomando como unidad la hectárea. No se dividirá en tramos con características de vegetación semejante según su tipo, ni en sub-tramos con densidad de vegetación sensiblemente uniforme, ni se determinará la densidad de vegetación en los sub-tramos. El resultados se considerará con una (1) decimal.

002-H BASE DE PAGO

002-H.01 El desmonte se pagará a los precios fijados en el contrato para la hectárea con densidad de cien por ciento (100%), de cada uno de los tipos de vegetación a que se refiere el inciso (002-F.01) de este libro. Estos precios unitarios incluyen todos los trabajos necesarios para ejecutar las operaciones de tala, roza, desenraice, limpia y quema.

002-H.02 El pago del desmonte, por unidad de obra terminada, es decir sin clasificar la vegetación, comprendiendo uno, algunos o todos los tipos de vegetación indicados en el inciso (002-F.01) de este volumen independientemente de la proporción y densidad en que intervenga cada uno de ellos, se hará al precio fijado en el contrato para la hectárea. Este precio unitario incluye todos los trabajos necesarios para ejecutar las operaciones de tala, roza, desenraice, limpia y quema.

CAPITULO 3.01.01.003

CORTES

003-B DEFINICION

003-B.01 Excavaciones ejecutadas a cielo abierto en el terreno natural, en ampliación y/o abatimiento de taludes, en rebajes en la corona de cortes y/ó terraplenes existentes, en derrumbes, en escalones y en despalmes de cortes o para el desplante de terraplenes, con objeto de preparar y/o formar la sección de la obra, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

003-C REFERENCIAS

003-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en cortes y que son tratados en otros capítulos de estas Normas, conceptos que deberán sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago que se asientan en la siguiente tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo a la excavación de cortes.	3.01	01.002		F	G	H
Préstamos para terraplenes de relleno en cortes con excavación adicional.	3.01 y 4.01	01.004 01.002	C	F	G	H
Formación de terraplenes.	3.01	01.005		F	G	H

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Formación de cuñas de sobre ancho	3.01	01.005		F		
Compactación de terraplenes de relleno, en cortes con excavación adicional	3.01	01.005		F	G	H
Acarreos de materiales producto de cortes.	3.01	01.008		F	G	H

003-D MATERIALES

003-D.01 Los materiales de cortes, de acuerdo con la dificultad que presenten para su extracción y carga, se clasificarán tomando como base los tres (3) tipos siguientes:

Material A

Material B

Material C

003-D.02 Material A es el blando o suelto, que puede ser eficientemente excavado con motoescrepa de noventa (90) a ciento diez (110) caballos de potencia sin auxilio de arados o tractores empujadores, aunque ambos se utilicen para obtener mayores rendimientos. Además, se consideran como Material A, los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de siete punto seis (7.6) centímetros (3"). Los materiales más comúnmente clasificables como Material A, son los suelos agrícolas, los limos y las arenas.

003-D.03 Material B es el que, por la dificultad de extracción y carga, sólo puede ser excavado eficientemente por tractor de orugas con cuchilla de inclinación variable, de ciento cuarenta (140) a ciento sesenta (160) caballos de potencia, sin el uso de arado o explosivos, aunque por conveniencia se utilicen éstos para aumentar el rendimiento. Además, se consideran como Material B, las piedras sueltas menores de setenta y cinco (75) centímetros y mayores de siete punto seis (7.6) centímetros (3"). Los materiales más comúnmente clasificables como Material B, son las rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, areniscas blandas y tepetates.

003-D.04 Material C es el que, por su dificultad de extracción, sólo puede ser excavado mediante el empleo de explosivos; además, también se consideran como Material C, las piedras sueltas con una dimensión mayor de setenta y cinco (75) centímetros. Entre los materiales clasificables como Material C, se encuentran las rocas basálticas, las areniscas y conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos y andesitas sanas.

003-D.05 A los materiales que presentan mayor dificultad de extracción que los descritos como Material A, pero menor que los descritos como Material B y a los que presentan mayor dificultad de extracción que los descritos como Material B, pero menor que los descritos como Material C, se les fijará una clasificación intermedia, de acuerdo con la dificultad que hayan presentado para su extracción y carga asignando porcentajes de Material A y B o B y C respectivamente, en proporción con las características medias del material de que se trate.

003-D.06 En la clasificación de materiales se observarán las siguientes disposiciones:

a) Para clasificar un material se tomará en cuenta la dificultad que haya presentado para su extracción y carga, asimilándolo al que corresponda de los Materiales A, B o C. Siempre se mencionarán los tres (3) tipos de material, para determinar claramente de cuál se trata; así por ejemplo, un suelo poco o nada cementado, con partículas menores

de siete punto cinco (7.5) centímetros, se clasificará 100 0 0, correspondiendo la primera cifra al Material A y los ceros a los Materiales B y C. Para un material que presente mayor dificultad de extracción que el Material A, pero menor que el Material B, deberá apreciarse la clasificación intermedia que le corresponda, asignándole el porcentaje de Materiales A y B de acuerdo con su menor o mayor dificultad de extracción y carga; así por ejemplo, un material precisamente intermedio se clasificará 50-50-0. Un material que en condiciones semejantes se encontrara entre los materiales B y C, se clasificará 0-50-50.

b) Si el corte por clasificar está compuesto por materiales de diferente grado de dificultad para su extracción cuando muestren separación definida, cada material se clasificará por separado, tomando en cuenta los volúmenes parciales; posteriormente se computará la clasificación general resultante para el volumen total, considerando siempre los tres (3) tipos de Material A, B y C. Así, por ejemplo, una capa de Material A que corresponde a una clasificación 100-0-0, con volumen equivalente al treinta por ciento (30%) del total, colocada sobre un material que represente una clasificación en el promedio entre B y C, o sea 0-50-50, el volumen total se clasificará 30-35-35. Si en el mismo caso, el material inferior es C, o sea 0-0-100, la clasificación general resultante será 30-0-70 y si es B, o sea 0-100-0, se clasificará el volumen total 30-70-0.

c) Cuando no sea posible hacer la clasificación separada de cada uno de los materiales encon

trados, se fijará a todo el volumen del corte una clasificación representativa de la dificultad de extracción y carga, considerando siempre los tres (3) materiales A, B y C, aun cuando para alguno de ellos corresponda cero (0).

003-D.07 Cuando el corte por clasificar esté formado por Material C, alternado en capas o con bolsas de otros de menor clasificación en proporción tal que el Material C constituya por lo menos el setenta y cinco por ciento (75%) del volumen total, el conjunto se considerará como Material C. En aquellos casos en que la disposición de los materiales y el espesor de sus capas sea tal que permita atacarlos con eficiencia aisladamente, los distintos volúmenes se clasificarán por separado, aun cuando el volumen del Material C sea igual o mayor que el setenta y cinco por ciento (75%) del volumen total del corte por clasificar.

003-F EJECUCION

003-F.01 El equipo de construcción deberá ser previamente autorizado por la Secretaría. Cuando los cortes se paguen por unidad de obra terminada, no se requiere la autorización mencionada.

003-F.02 Sólo cuando lo indique el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, se despalmará el sitio de los cortes y/o el área de desplante de los terraplenes desalojando la capa superficial del terreno natural para eliminar el material que se considere inadecuado para la construcción de las terracerías. Los despalmes se ejecutarán solamente en Material A. El material producto del despalme se colocará en el lugar que indique la Secretaría.

003-F.03 Las excavaciones en los cortes se ejecutarán de manera que permitan el drenaje natural del corte. Cuando lo indique el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, las cunetas se construirán con la oportunidad necesaria y en tal forma que su desagüe no cause perjuicio

a los cortes ni a los terraplenes: las contracunetas, - cuando las indique el proyecto y/o las ordene la Secretaría, deberán hacerse simultáneamente con los cortes. - Iguales disposiciones se observarán cuando se trate de trabajos resultantes de la modificación de cortes, en una terracería existente.

003-F.04 Los materiales obtenidos de los cortes se emplearán en la formación de terraplenes o se desperdiciarán, como lo indique el proyecto y/o lo ordene la Secretaría.

003-F.05 Todas las piedras flojas y material suelto de los taludes, serán removidos.

003-F.06 Al hacer los cortes, particularmente cuando se empleen explosivos, se evitará hasta donde sea posible aflojar el material en los taludes más allá de la superficie teórica fijada en el proyecto y/o ordenada por la Secretaría. En caso de no ser así o de que existan defectos de construcción, todo el material que se derrumbe o se encuentre inestable en los taludes será removido y reparada la obra como lo ordene la Secretaría.

003-F.07 En los cortes en Material C y cuando lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría en los que realicen en Materiales A y/o B, la excavación se hará hasta una profundidad de treinta (30) centímetros abajo de la subrasante de proyecto, para formar la cama, no debiendo quedar salientes de roca de más de quince (15) centímetros; en casos especiales, la Secretaría podrá aumentar y/o disminuir la profundidad de la sobreexcavación.

003-F.08 Antes de iniciar los cortes en los tramos de terracerías compensadas, la construcción de alcantarillas y/o muros de sostenimiento siempre deberá haberse terminado dentro de los quinientos (500) metros contiguos adelante de cada frente de ataque. La Secretaría - fijará la longitud que juzgue necesaria, para casos que considere especiales.

003-F.09 En los tramos de terracerías compensadas, an-

tes de efectuar préstamos de ajuste, deberán vaciarse totalmente los cortes, utilizando todo el material aprovechable en la formación de terraplenes. La Secretaría fijará los tramos que se excluyan de lo indicado en este inciso, para casos que considere especiales.

003-F.10 En laderas cuya pendiente transversal sea igual o mayor de veinticinco por ciento (25%), para obtener una buena liga entre los terraplenes y el terreno natural y con el fin de evitar deslizamientos, se construirán escalones dentro del área donde se apoyen los terraplenes, de acuerdo con lo indicado en el proyecto y/o lo que ordene la Secretaría. Los escalones tendrán una - plantilla de dos punto cincuenta (2.50) metros cuando se excaven en Materiales A o B; cuando se excaven en material C, el proyecto y/o la Secretaría indicarán en cada caso la dimensión de la plantilla.

003-F.11 El despalme del sitio de los cortes y de las áreas de desplante de los terraplenes se ejecutará, cuando sea necesario, en los tramos de terracerías compensadas, antes de iniciar la construcción de los mismos, removiendo los materiales inadecuados hasta la profundidad fijada; el despalme deberá haberse terminado dentro de - los quinientos (500) metros contiguos adelante de cada frente de ataque de las terracerías. El material producto del despalme se colocará en el lugar que indique la Secretaría. El despalme se ejecutará solamente en Material A.

003-F.12 Todos los derrumbes serán removidos por el contratista en la forma y momento que ordene la Secretaría, macizando los taludes.

003-F.13 Para dar por terminado un corte, se verificarán el alineamiento, el perfil y la sección en su forma, anchura y acabado de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría, dentro de las tolerancias que se indican a continuación:

a) Niveles en la subrasante + 3 cm

b) Ancho de la excavación, al nivel de la capa subrasante, del centro de línea a la orilla. + 10 cm

c) Salientes aisladas, con respecto a la superficie teórica del talud:

1) En Material A o B 10 cm
2) En Material C 50 cm

003-F.14 Cuando se haya ordenado excavación adicional abajo de la subrasante, los espesores excavados se comprobarán mediante nivelaciones, tomando en cuenta lo siguiente:

a) Se nivelará la cama de los cortes utilizando nivel fijo y comprobando la nivelación. Para cada sección transversal, que deberá estar a una distancia máxima de veinte (20) metros, una de otra, se tomarán los puntos a que se refiere el capítulo (01.03.075) de este libro.

b) A partir de las cotas de las secciones de la cama de los cortes y de las de la subrasante del proyecto, en todos los puntos antes indicados, se obtendrán los espesores de la excavación adicional. Estos espesores deberán ser, como mínimo, iguales al fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

003-G MEDICION

003-G.01 Los conceptos de obra a que se refiere este capítulo se medirán tomando como unidad el metro cúbico. En ningún caso se considerará abundamiento. El resultado se redondeará a la unidad.

003-G.02 Para los volúmenes producto del despalme de cortes y del despalme para desplante de terraplenes se considerarán los volúmenes que indique el proyecto, haciendo las modificaciones por cambios autorizados por la Secretaría.

003-G.03 Para los volúmenes de cortes, los adicionales excavados abajo de la subrasante, los de ampliación y/o abatimiento de taludes de cortes y los de rebajes en la corona de cortes y/o de terraplenes existentes se considerarán los que indique el proyecto, haciendo las modificaciones por cambios autorizados por la Secretaría. Se determinarán los volúmenes correspondientes a cada uno de los materiales A, B y C.

003-G.04 Los volúmenes de los escalones excavados en laderas se cubicarán en la excavación misma, por medio de seccionamiento y siguiendo el método del promedio de áreas extremas.

003-G.05 Para la ampliación y/o abatimiento de taludes de cortes y las modificaciones de subrasante, profundizando un corte o rebajando un terraplén, se tomará en cuenta lo siguiente:

a) Cuando se amplíe lateralmente un corte ya vaciado hasta el talud de proyecto en una obra en proceso o en cortes ya existentes de una obra atacada con anterioridad, solamente se medirán como ampliación los volúmenes excavados cuando la distancia entre el talud actual del corte y el del nuevo proyecto, medida horizontalmente a la altura del piso de la obra en proceso o de la cama del corte existente, sea igual o menor de tres (3) metros.

b) Cuando se abatan los taludes de un corte ya vaciado hasta los taludes de proyecto en una obra en proceso o de cortes ya existentes en una obra atacada con anterioridad, siempre se medirán como abatimiento los volúmenes resultantes, cualesquiera que sean las dimensiones del mismo.

c) Cuando se modifique la subrasante profundizando un corte o rebajando un terraplén ya

iniciados o terminados, solamente se medirán como excavaciones abajo de la subrasante o - rebaje de terraplenes, los volúmenes excavados si la distancia vertical entre la subrasante del nuevo proyecto y la actual de la - construcción, medida en el nuevo eje de la - obra sea menor de veinte (20) centímetros, - en materiales con clasificación igual o menor que cero cien cero (0-100-0), o de uno - punto veinte (1.20) metros si se trata de materiales con clasificación mayor.

d) No se medirán como ampliación y/o abatimiento de taludes, como excavaciones abajo de la subrasante o como rebaje de terraplenes, aquellos volúmenes ya previstos en el proyecto, antes de haber iniciado las excavaciones, cualesquiera que sean el espesor del corte y la forma de la sección. Tampoco se considerarán como tales, los volúmenes provenientes de la construcción o la modificación de escalones o la extracción de derrumbes.

e) Cuando en una misma sección, la modificación a un corte en proceso de construcción o ya - existente, implique que éste deba ampliarse lateralmente y profundizarse hasta la nueva sección de proyecto, se dividirán las áreas mediante una horizontal que parta del piso - actual del corte en construcción o del fondo de la cuneta del corte ya existente, respectivamente, y sólo se medirán como ampliación y/o abatimiento de taludes de acuerdo con - los párrafos (003-G.05.a) y (003-G.05.b), de este capítulo. Los volúmenes correspondientes a la modificación lateral hasta dicha horizontal. Los volúmenes correspondientes a profundizar el corte a partir de esa horizontal se medirán como excavaciones en corte o

como modificación de subrasante, tomando en cuenta lo indicado en el párrafo c) de este inciso.

003-G.06 Para efectos de medición, los materiales de - cortes, escalones, ampliación y/o abatimiento de taludes de cortes, y rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, se clasificarán en la propia excavación, por estaciones.

003-G.07 Para fines de estimación mensual de trabajos - podrá hacerse apreciación parcial del avance en la excavación del volumen de una estación, solamente cuando éste sea mayor de cuatrocientos (400) metros cúbicos.

003-G.08 Cuando se midan avances parciales en una excavación, se clasificará el volumen correspondiente a cada avance parcial, según los materiales encontrados. En caso de que al medir el volumen correspondiente al siguiente avance parcial, se encontrara que los materiales que lo componen son de diferente clasificación que los anteriores, se asignará a éste último volumen la clasificación que le corresponda, independientemente de las otorgadas a los volúmenes ya estimados. Cuando a la terminación de una excavación que se haya estimado mensualmente con la clasificación correspondiente a lo ejecutado en - cada mes, se observe que las clasificaciones parciales - mensuales no correspondan a la realidad, se hará el ajuste que se requiera.

003-G.09 Los derrumbes ocasionados por causas ajenas al contratista deberán clasificarse y medirse directamente en el material derrumbado. La cubicación del derrumbe - se hará mediante seccionamiento y siguiendo el método de áreas extremas.

003-G.10 En tanto no se ejecuten el afinamiento y macice de los taludes, de un corte o de una ampliación y/o abatimiento de taludes, no se medirá un veinte por ciento (20%) del volumen total, que constituirá una retención - para garantizar la correcta terminación de las obras. La medición del volumen retenido se hará cuando se hayan

terminado satisfactoriamente el afinamiento y macice, a juicio de la Secretaría.

003-G.11 En tanto no se hayan terminado las contracunetas correspondientes a un corte o a una ampliación y/o abatimiento de taludes, cumpliendo con lo indicado en el inciso (003-F.04) de este capítulo, no se medirá un diez por ciento (10%) del volumen total, que constituirá una retención para garantizar la correcta terminación de las obras. La medición del volumen retenido se hará cuando se hayan terminado satisfactoriamente las contracunetas, a juicio de la Secretaría.

003-G.12 No se medirán los volúmenes excedentes a los de proyecto, que provengan de las tolerancias de ejecución especificadas en este capítulo.

003-G.13 No se medirán los derrumbes ni la remoción de los materiales inestables, cuando ambas situaciones sean provocadas por causas imputables al contratista.

003-G.14 Los volúmenes de cortes y sus despalmes, los adicionales excavados abajo de la subrasante, los de ampliación y/o abatimiento de taludes, los de rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, los de despalmes para desplantes de terraplenes y los de escalones, por unidad de obra terminada, se medirán tomando como unidad el metro cúbico, sin clasificar el material, además, se tomará en cuenta lo que corresponda de lo indicado en los incisos (003-G.02), (003-G.03), (003-G.04), (003-G.05), (003-G.07), (003-G.10), (003-G.11), (003-G.12) y (003-G.13), de este capítulo. El resultado se considerará redondeado a la unidad.

003-H BASE DE PAGO

003-H.01 El despalme de cortes y/o el despalme para desplante de terraplenes se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico del Material A. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción; remoción; acarreo libre y depósito del material de desperdicio en los sitios que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría.

003-H.02 Los volúmenes de cortes, los adicionales excavados abajo de la subrasante, los de ampliación y/o abatimiento de taludes, los resultantes de rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, los de escalones y los de extracción de derrumbes, se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico de los materiales A, B y C. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y carga del material; acarreo libre; descarga del material para la formación de terraplenes; descarga y depósito del material de desperdicio en los sitios que indique la Secretaría y afinamiento de los cortes.

003-H.03 Los volúmenes de despalmes de cortes, los de despalmes para desplante de terraplenes y los de excavación de escalones, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material, se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y carga del material excavado; acarreo libre; descarga y depósito del material en los sitios que indique la Secretaría.

003-H.04 Los volúmenes de cortes, los adicionales excavados abajo de la subrasante, los de ampliación de cortes y/o abatimiento de taludes y los resultantes de rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material, se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico según sea el caso de que se trate, como sigue:

a) Cuando el material excavado se emplee en la formación de terraplenes, o en la ampliación de la corona, elevación de la subrasante y tendido de taludes de terraplenes ya existentes, estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y car-

ga del material excavado; acarreo libre; descarga del material para la formación de terraplenes, y afinamiento de los cortes.

b) Cuando el material excavado deba ser desperdiciado, estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y carga del material excavado; acarreo libre; descarga y depósito del material en los sitios que indique la Secretaría; y afinamiento de los cortes.

CAPITULO 3.01.01.004

PRESTAMOS

004-B DEFINICION

004-B.01 Excavaciones ejecutadas en los lugares fijados en el proyecto y/o por la Secretaría, a fin de obtener los materiales para formar los terraplenes no compensados. Pueden ser:

a) Laterales

b) De banco

004-B.02 Préstamos laterales son los ejecutados dentro de fajas ubicadas fuera de los ceros, en uno o en ambos lados del eje de las terracerías. Con anchos determinados en el proyecto, cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de aquellos terraplenes situados lateralmente a dichos préstamos, pudiendo sobresalir los extremos de unos u otros, en cada caso, hasta veinte (20) metros. Los anchos de las fajas siempre se medirán a partir del eje de las terracerías. Para cada tramo, cada faja con su ancho previamente fijado, no deberá dividirse en fajas de ancho menor, para fines de medición. El acarreo es libre, por lo cual no se medirá. El ancho de cada faja, según se indica en la Figura (1), podrá ser hasta de:

a) Veinte (20) metros, o

b) Cuarenta (40) metros, o

c) Sesenta (60) metros, o

d) Ochenta (80) metros, o

e) Cien (100) metros, como máximo

004-B.03 Préstamos de banco son los ejecutados fuera de la faja de cien (100) metros de ancho, señalada en el párrafo (004-B.02.e) de este capítulo, según se indica en la figura (2). También se considerarán como préstamos -

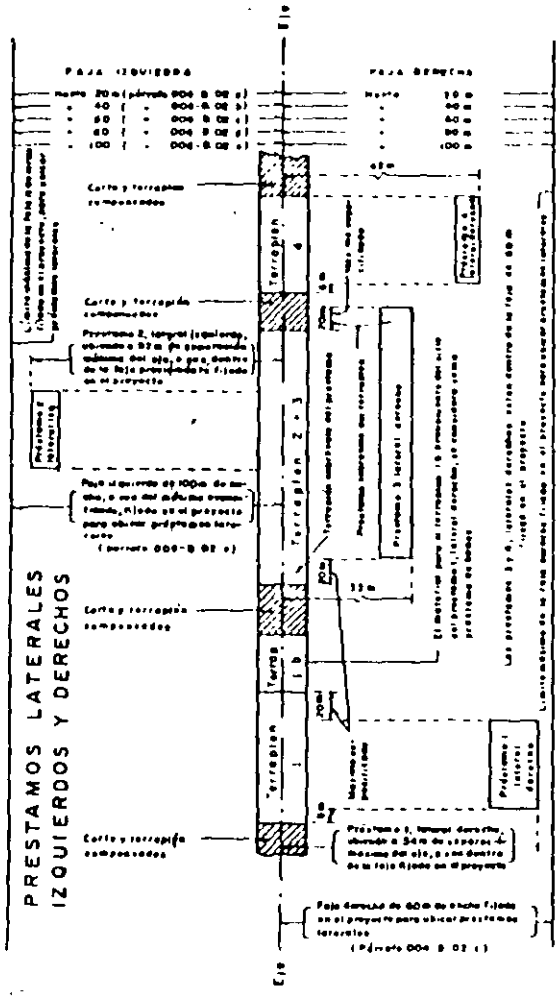


Fig. Nº 1

de banco, las excavaciones ejecutadas dentro de las fajas fijadas para préstamos laterales, cuyos materiales se empleen en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos, tomando en cuenta la tolerancia de veinte (20) metros fijada en el mismo inciso (004-B.02) según se indica en la misma figura (2).

004-C REFERENCIAS

004-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en préstamos y que son tratados en otros capítulos de estas Normas, conceptos que deberán sujetarse en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo a la excavación de préstamos	3.01	01.002		F	G	H
Clasificación de los despalmes	3.01	01.003	D			
Requisitos para materiales de préstamos	4.01	01.002	C			
Clasificación de los materiales de préstamo	3.01	01.003	D			
Formación de terraplenes	3.01	01.005		F	G	H
Formación de cuñas de sobre ancho	3.01	01.005		F		

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Canales para drenar préstamos	3 01	01.007		F	G	H
Acarreos de materiales - producto de préstamos y de despalmes	3 01	01 008		F	G	H

004-F EJECUCION

004-F.01 Se despalmará el sitio de los préstamos cuando así lo fije el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, desalojando la capa superficial del terreno natural que por sus características no sea adecuada para la construcción de los terraplenes. Los despalmes se ejecutarán solamente en Material A. En la ejecución de los despalmes, salvo cuando los préstamos se paguen por unidad de obra terminada, se observará lo siguiente:

a) Se iniciarán después de que la Secretaría haya efectuado el seccionamiento de la superficie probable de ataque.

b) El contratista será responsable de que durante su ejecución no se alteren ni modifiquen las referencias y bancos de nivel del seccionamiento.

c) Una vez despalmados los préstamos, se seccionarán nuevamente antes de ser atacados, dejando las referencias y bancos de nivel a distancias tales del lugar de ataque y de trabajo, para que no vayan a ser destruidas o alteradas.

004-F.02 El material producto de los despalmes se colocará en el lugar que indique la Secretaría.

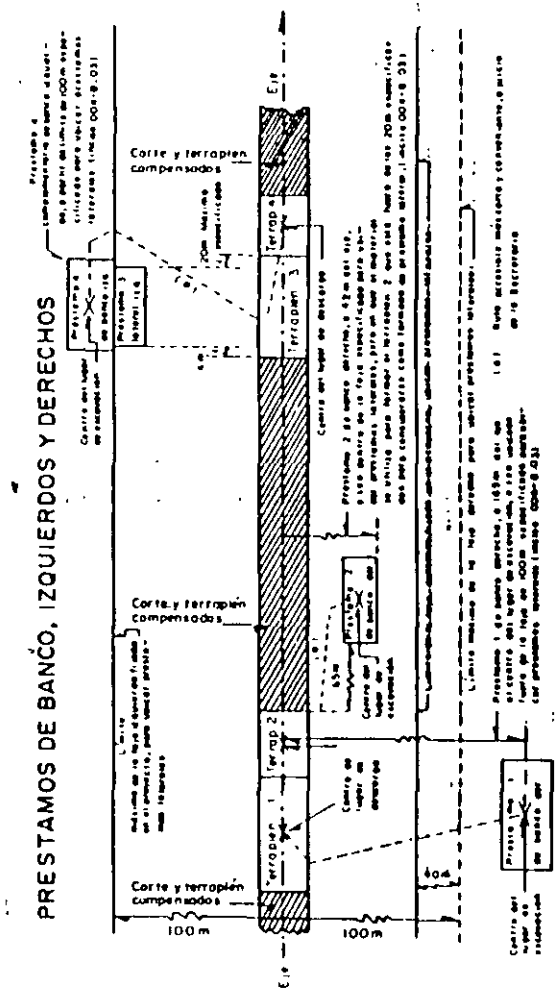


Figura Nº 2

004-F.03 El equipo de construcción deberá ser previamente autorizado por la Secretaría. Cuando los préstamos se paguen por unidad de obra terminada, no se requiere la autorización anterior.

004-F.04 La ubicación y las dimensiones de los préstamos serán fijadas en cada caso en el proyecto y/o por la Secretaría, o podrán ser propuestas por el contratista y aprobadas, en su caso, por la Secretaría.

004-F.05 Los préstamos se excavarán únicamente hasta la profundidad fijada en el proyecto y/o la ordenada por la Secretaría, en la forma más regular posible, en seco, es decir, sin tirante de agua, a fin de facilitar su medición. El contratista no iniciará la excavación de ningún préstamo hasta que éste haya sido trazado y seccionado por la Secretaría y cuente con la autorización de ésta. Cuando el pago se haga por unidad de obra terminada, no será necesaria la autorización anterior.

004-F.06 En los tramos de terracerías compensadas según el proyecto, solamente se harán préstamos de ajuste cuando se haya utilizado totalmente el material aprovechable de los cortes. La Secretaría fijará préstamos de ajuste sin cumplir con lo indicado en este inciso, en los casos que considere especiales.

004-F.07 En los préstamos cercanos a las terracerías se dejará una berma o banqueta, entre la línea de ceros del terraplén y la orilla contigua de la excavación para el préstamo, del ancho fijado en el proyecto y/o el ordenado por la Secretaría, que en general será mayor de tres (3) metros.

004-F.08 Las excavaciones para préstamos deberán quedar debidamente drenadas, de acuerdo con lo ordenado por la Secretaría, salvo que ésta indique lo contrario.

004-F.09 El contratista será responsable de que, durante la excavación para obtener los materiales de préstamo, no se destruyan o alteren las referencias y bancos de nivel del seccionamiento.

004-G MEDICION

004-G.01 Los conceptos de obra a que se refiere este capítulo se medirán tomando como unidad el metro cúbico. En ningún caso se considerará abundamiento. El resultado se redondeará a la unidad.

004-G.02 Los volúmenes producto del despalme se medirán empleando el método del promedio de áreas extremas.

004-G.03 Los volúmenes de préstamo se medirán seccionando las excavaciones a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere y calculando por el método del promedio de áreas extremas. Se determinarán los volúmenes correspondientes a cada uno de los materiales A, B y C.

004-G.04 No se medirán los volúmenes de préstamos de ajuste que sean necesarios para reponer material faltante, cuando se excedan las dimensiones y tolerancias fijadas en el proyecto, para la construcción de los terraplenes formados con material proveniente de cortes.

004-G.05 No se medirán los volúmenes de préstamos que se hayan excavado en exceso, por haberse sobrepasado las dimensiones y tolerancias fijadas en el proyecto para la construcción de los terraplenes.

004-G.06 Para los volúmenes de préstamos, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material, se considerará el volumen por prestar que indique el proyecto del terraplén, haciendo las modificaciones por cambios autorizados por la Secretaría. El resultado se considerará redondeado a la unidad.

004-H BASE DE PAGO

004-H.01 El despalme de préstamos se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico de Material A. Este precio unitario incluye lo que corresponda por extracción, remoción y carga del material, acarreo libre; y depósito del material en los sitios que fije el proyecto y/o los que ordene la Secretaría.

004-H.02 Los volúmenes de préstamos laterales, según sus ubicaciones dentro de las fajas fijadas en el proyecto, se pagarán a los precios fijados en el contrato para cada faja y para el metro cúbico de los materiales A, B y C. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción y carga del material; acarreo efectuado; descarga del material para la formación de terraplenes a cualquier altura; y los tiempos de los vehículos empleados en su transporte durante las cargas y las descargas.

004-H.03 Los volúmenes de préstamos de banco se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico de los materiales A, B y C. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: extracción, remoción, carga y descarga del material para la formación de terraplenes a cualquier altura.

004-H.04 Los volúmenes de préstamos laterales, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material según sus ubicaciones dentro de las fajas fijadas en el proyecto, se pagarán a los precios fijados en el contrato para cada faja y para el metro cúbico. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: desmonte y despalme del sitio del préstamo; carga, acarreo fuera de la zona de trabajo o al sitio que en su caso fijen el proyecto y/o la Secretaría, descarga y depósito del material de despalme; extracción, remoción y carga del material del préstamo; acarreo efectuado; descarga del material para la formación de terraplenes a cualquier altura; y los tiempos de los vehículos empleados en los transportes durante las cargas y las descargas.

004-H.05 Los volúmenes de préstamos de banco, por unidad de obra terminada, sin clasificar el material, se pagarán a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: desmonte y despalme del sitio de préstamo; carga, acarreo fuera de la zona de trabajo o al sitio que en su caso fije el proyecto, descarga y depósito del

material de despalme; extracción, remoción y carga del material del préstamo; y descarga del material para la formación de terraplenes a cualquier altura.

CAPITULO 3.01.01.005

TERRAPLENES

005-B DEFINICION

005-B.01 Estructuras ejecutadas con material adecuado producto de cortes o de préstamos, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría. Se consideran también como tales, las cuñas contiguas a los estribos de puentes y de pasos a desnivel; la ampliación de la corona, el tendido de los taludes y la elevación de la subrasante, en terraplenes existentes; y el relleno de excavaciones adicionales abajo de la sub-rasante, en cortes.

005-C REFERENCIAS

005-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en terraplenes y que son tratados en otros capítulos de estas Normas; conceptos que deberán sujetarse en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo al desplante del terraplén	3.01	01.002		F	G	H
Despalme para el desplante de terraplenes	3.01	01.003		F	G	H
Escalones para ligar los terraplenes al terreno natural	3.01	01.003	D	F	G	H

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes y/o en taludes de terraplenes existentes.	3.01	01.003		F	G	H
Materiales de cortes empleados en la formación de terraplén.	3.01	01.003	D			
	y 4.01	01.002	C			
Material de préstamos para la formación de terraplenes.	3.01	01.004	C			
	y 4.01	01.002	C			
Acarreos de materiales producto de cortes y/o de préstamos.	3.01	01.008		F	G	H
Acarreos de materiales producto de despalme para el desplante de terraplenes.	3 01	01.008		F	G	H
Acarreos de agua para compactación.	3.01	01.008		F	G	H

005-D MATERIALES

005-D.01 Los materiales que se empleen en la construcción de terraplenes serán aquellos que provengan de cortes y/o de préstamos y que sean adecuados, a juicio de la Secretaría.

005-D.02 Para fines de la formación de terraplenes, los materiales que se empleen en la construcción de los mismos se clasificarán de la siguiente manera:

a) Material compactable

b) Material no compactable

005-D.03 Materiales compactables son los siguientes:

a) Los suelos, a que se refiere el cuadro del inciso (01.01.002-C.01) del Libro 4.

b) Los fragmentos de rocas muy alteradas, conglomerados medianamente cementados, arenisca blandas y tepetates a que se refiere el cuadro del inciso (01.01.002-C.01) del Libro 4 los cuales, en caso de duda, se someterán a la prueba que se detalla a continuación y que, como resultado de ella, cumplan con los requisitos de porcentaje y tamaño de material retenido, fijado en los subpárrafos. 5) y 6) de este párrafo:

1) Se tenderá una capa, del espesor que permita el tamaño máximo del material pero no menor de treinta (30) centímetros, en todo el ancho del terraplén y en veinte (20) metros de longitud.

2) Se regará agua sobre la capa, en cantidad aproximada a cien (100) litros por metro cúbico de material.

3) Se someterá la capa regada al tránsito de un tractor de orugas con garra y peso de veinte (20) toneladas, pasando tres (3) veces por cada uno de los puntos que forman la superficie.

4) Se harán sondeos a cielo abierto en los veinte (20) centímetros superiores de la capa, con volumen aproximado de medio (0.5) metro cúbico en cada sondeo.

5) El material producto de los sondeos deberá tener como máximo, un veinte por ciento (20%) en volumen, de material retenido en la malla de setenta y seis (76) milímetros (3").

6) El material retenido deberá contener como

máximo, al cinco por ciento (5%) del volumen total, de fragmentos de roca mayores de quince (15) centímetros (6")

7) Se tomará el promedio de los resultados - en tres (3) sondeos efectuados en distintos lugares, fijados por la Secretaría, - de acuerdo con la distribución indicada - en la figura (3).

005-D.04 Materiales no compactables son los fragmentos de roca provenientes de mantos sanos, tales como: basaltos, conglomerados fuertemente cementados, calizas, riolitas, granitos, andesitas y otras y los que excedan los requisitos de porcentajes y tamaño de material retenido, fijados en los subpárrafos (005-D.03.b.5) y - - (005-D.03.b.6) de este capítulo. Solamente en caso de - duda se someterán a la prueba indicada en el párrafo b) antes citado.

005-F EJECUCION

005-F.01 El equipo de construcción, incluyendo el necesario para la compactación y disgregación en su caso, - deberá ser previamente autorizado por la Secretaría. No se requiere la autorización anterior cuando los trabajos se paguen por unidad de obra terminada.

005-F.02 Se despalmará el sitio del desplante de los terraplenes, desalojando la capa superficial del terreno natural, cuando lo indique el proyecto y/o lo ordene la Secretaría, para eliminar el material que se considere inadecuado. El despalme se ejecutará solamente en material A. El material producto del despalme, se colocará en el lugar que indique la Secretaría.

005-F.03 Cuando lo fije el proyecto y/o lo ordene la - Secretaría, antes de iniciar la construcción de los terraplenes, se rellenarán los huecos motivados por el desenraíce, se escarificará y se compactará el terreno natural o el despalmado, en el área de desplante y en el espesor ordenado, de acuerdo con lo que corresponda del inciso (005-F.09) de este capítulo, hasta alcanzar el -

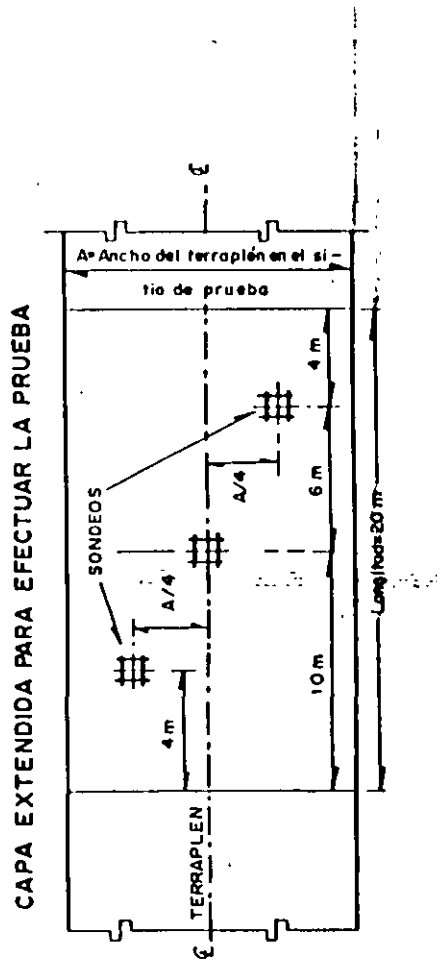


Figura Nº 3

grado de compactación fijado y/o el ordenado por la Secretaría.

005-F.04 Siempre que la topografía del terreno lo permita, a juicio de la Secretaría los terraplenes se construirán por capas sensiblemente horizontales en todo el ancho de la sección, de acuerdo con lo indicado en el inciso (005-F.11) de este capítulo y de un espesor aproximadamente uniforme que se ajustará a lo siguiente:

a) En el caso de material compactable, el espesor de las capas sueltas deberá ser tal que se obtenga la compactación fijada y/o la ordenada.

b) En el caso de material no compactable, el espesor de las capas será el mínimo que permite el tamaño mayor del material, salvo lo que en casos especiales fije el proyecto y/o lo que ordene la Secretaría.

005-F.05 En la ampliación de corona de terraplenes existentes y/o en la elevación de subrasante, para obtener una buena liga entre el material que se utilice y el terraplén existente, salvo indicación en contrario del proyecto, en términos generales se procederá como sigue:

a) Se despalmará el sitio del desplante de los terraplenes, de acuerdo con lo indicado en el inciso (005-F.02) de este capítulo, recortando el primer escalón de liga al pie del talud del terraplén.

b) Se rebajará horizontalmente la parte superior del terraplén en todo el ancho de la sección, hasta el nivel fijado en el proyecto. El rebaje se efectuará por capas del espesor que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría.

c) El material producto del rebaje de cada capa se colocará y extenderá al pie del terraplén a partir del desplante de la ampliación, recortando simultáneamente el escalón de liga correspondiente, cuyo peralte será igual al espesor de la capa que se está formando.

d) Se compactará el material de la capa extendida, al grado indicado en el proyecto y ordenado por la Secretaría y de acuerdo con lo fijado en el inciso (005-F.09) de este capítulo.

e) Se continuará rebajando el terraplén por capas sucesivas. El material resultante será vaciando, extendiendo y compactando también por capas sucesivas, para seguir formando el terraplén de ampliación, teniendo en cuenta lo indicado en los párrafos b), c) y d) anteriores, hasta alcanzar el nivel del terraplén que se viene rebajando.

f) Se continuará formando el terraplén, con el material que fije el proyecto y/o el que ordene la Secretaría, procediendo de acuerdo con lo que corresponda de lo fijado en los incisos (005-F.04), (005-F.09) y (005-F.11) de este capítulo, hasta su terminación.

g) Salvo lo que indique el proyecto y/o que ordene la Secretaría, no se formarán escalones cuando el terraplén que se modifica esté construido con material no compactable.

005-F.06 En el tendido de taludes de terraplenes existentes en los que no se vaya a modificar el ancho de la corona, para obtener una buena liga entre el material que se utilice y el terraplén existente, salvo indicación en contrario del proyecto y/o de la Secretaría, en términos generales se procederá como sigue:

a) Se despalmará el sitio del desplante de los terraplenes, de acuerdo con lo indicado en

el inciso (005-F.02) de este capítulo, recortando el primer escalón de liga al pie del talud del terraplén.

b) El material para el tendido, obtenido del sitio que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría, se colocará por capas y al extenderlo para formarlas se harán recortes o escalones en el talud del terraplén existente, cuyo peralte será aproximadamente igual al espesor de la capa suelta que se está formando.

c) Las capas así formadas se compactarán al grado fijado en el proyecto y/o el ordenado por la Secretaría, de acuerdo con lo indicado en el inciso (005-F.09) de este capítulo, en lo que corresponda.

d) Salvo lo que indique el proyecto y/o que ordene la Secretaría, no se formarán escalones cuando el terraplén que se modifica esté construido con material no compactable.

005-F.07 Cuando en las ampliaciones de corona y/o tendido de taludes de terraplenes existentes se emplee material no compactable, su formación se hará a volteo, excavando previamente escalones en los taludes del terraplén, salvo cuando éste se encuentre formado con material no compactable.

005-F.08 Cuando la topografía del terreno sea tal que presente lugares inaccesibles al equipo de construcción, tales como depresiones profundas y angostas o laderas muy pronunciadas, donde no sea posible la construcción por capas compactadas o acomodadas en toda la altura del terraplén, se rellenarán a volteo esos lugares inaccesibles hasta la mínima altura necesaria, a juicio de la Secretaría, para formar una plantilla constituida por la corona del terraplén parcialmente formado, en la que se pueda operar el equipo, prosiguiendo la construcción por capas compactadas de ese nivel en adelante, como se indica en los incisos (005-F.04) y (005-F.09) de este capítulo.

005-F.09 La compactación de terraplenes se hará observando lo siguiente:

a) Se ejecutará uniformemente en todo el ancho de la sección, según los grados de compactación que fije el proyecto.

b) Se dará al material uniformemente la humedad conveniente. Se aplicará el agua en el lugar de la excavación o en el terraplén mismo, según lo ordene la Secretaría. El contratista determinará el sitio de aplicación del agua, cuando el pago se haga por unidad de obra terminada.

c) Cuando el material de los terraplenes contenga mayor grado de humedad que el óptimo, antes de iniciar la compactación, se eliminará el agua excedente. La Secretaría aprobará previamente el procedimiento para eliminar el agua excedente. No se requiere la aprobación anterior cuando el pago se haga por unidad de obra terminada.

d) Si lo ordena la Secretaría, efectuada la compactación de una capa de material, su superficie se escarificará y se agregará agua si es necesario, antes de tender la siguiente capa, a fin de ligarlas debidamente.

005-F.10 La capa subrasante deberá tener como mínimo treinta (30) centímetros de espesor, formándose con una o con varias capas de material seleccionado, del espesor parcial que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría, las cuales se compactarán de acuerdo con lo indicado en los incisos (005-F.09) y (005-F.11) de este capítulo, en lo que corresponda. Cuando el pago se haga por unidad de obra terminada, el contratista podrá determinar el espesor de las capas parciales que tienda

y compacte, de acuerdo con el equipo de compactación que utilice.

005-F.11 Con objeto de lograr que con el equipo de compactación se alcance el grado de compactación fijado en toda la sección del terraplén, lo que no es posible obtener en las orillas, los terraplenes se construirán con una corona más ancha que la teórica del proyecto y con un talud diferente, que se encontrará con el talud teórico del proyecto en la línea de los ceros; se obtendrán así las cuñas laterales de sobreancho, en las cuales la compactación podrá ser menor que la fijada. El proyecto incluirá las dimensiones de las cuñas de sobreancho, las que serán recortadas una vez que se haya terminado la construcción del terraplén, dejando el talud debidamente afinado. El material resultante del recorte de las cuñas de sobreancho, se extenderá uniformemente sobre el talud hasta el pie de los terraplenes, sin obstruir el drenaje.

005-F.12 En los terraplenes que se construyan con material no compactable, al formar las capas, se observará lo que corresponda de lo indicado en el párrafo (005-F.04.b) de este capítulo. Salvo indicación en contrario del proyecto y/o de la Secretaría, en cada capa se hará el acomodo del material mediante dos (2) tránsitos, por cada uno de los puntos que forman la superficie de la capa, de tractor con peso de veinte (20) toneladas, avanzando y retrocediendo la máquina con movimiento ronceado.

005-F.13 Cuando se utilicen materiales no compactables en la construcción de terraplenes, éstos se formarán con dichos materiales hasta una elevación tal, que no queden salientes aisladas a menos de treinta (30) centímetros abajo de la subrasante de proyecto. Los terraplenes se terminarán hasta subrasante, utilizando material adecuado obtenido de los sitios que fije el proyecto y/o los que ordene la Secretaría, colocado y compactado de acuerdo con lo indicado en los incisos

(005-F.04) y (005-F.09) de este capítulo.

005-F.14 En cortes con excavación adicional abajo de la subrasante, ésta se obtendrá construyendo un terraplén de relleno sobre la cama, utilizando para ello material adecuado, obtenido de los sitios que fije el proyecto y/o que ordene la Secretaría, formado y compactado de acuerdo con lo indicado en los incisos (005-F.04) y (005-F.09) de este capítulo.

005-F.15 No deberá iniciarse la construcción de terraplenes antes de terminarse las alcantarillas y muros de sostenimiento ordenados, la construcción de los cuales deberá ir, por lo menos, quinientos (500) metros adelante de las terracerías. El proyecto y/o la Secretaría fijarán una distancia distinta a la indicada en este inciso, en los tramos que la misma considere especiales.

005-F.16 El relleno de las excavaciones para estructuras, muros de sostenimiento y los colchones de protección de las obras de drenaje se ejecutarán previamente a la construcción de terraplenes.

005-F.17 Cuando la construcción de terraplenes en los accesos a los puentes y estructuras de pasos a desnivel, no se lleve hasta los apoyos, la construcción posterior de las cuñas de terraplén contiguas a estos apoyos, incluyendo los derrames cuando proceden, se sujetará a los procedimientos de construcción y de compactación indicados en los incisos (005-F.04) y (005-F.09) de este capítulo. El grado de compactación será el fijado en el proyecto y/o el ordenado por la Secretaría.

005-F.18 Para formar la subrasante, en aquellos cortes en que no se haya ordenado excavación adicional ni relleno, se escarificará la cama y se compactará en el espesor y con el grado de compactación que fije el proyecto y/o el que ordene la Secretaría.

005-F.19 Para recompactar la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, se escarificará y acamellonará por alas la capa superior,

se compactará la superficie descubierta y se procederá a disgregar y eliminar el desperdicio mayor de setenta y seis (76) milímetros (3"), tender y compactar el material acamellonado, todo ello en los espesores y con los grados de compactación que fije el proyecto y/o los que ordene la Secretaría.

005-F.20 Los procedimientos de ejecución para el mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, en la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes; de la capa subrasante sobre terraplenes construidos con material no compactable y de la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, en términos generales, serán los siguientes:

a) Cuando se empleen dos (2) o más materiales, se mezclarán en seco con objeto de obtener un material uniforme.

b) Cuando se empleen motoconformadoras para el mezclado y el tendido, se extenderá parcialmente el material y se procederá a incorporarle agua por medio de riegos y mezclados sucesivos, para alcanzar la humedad que se fije y hasta obtener homogeneidad en granulometría y humedad. A continuación se extenderá en capas sucesivas de materiales sin compactar, cuyo espesor no deberá ser mayor de quince (15) centímetros.

c) Cuando se emplee otro equipo para el mezclado y tendido, tanto el equipo como el procedimiento de construcción deberán ser previamente aprobados por la Secretaría.

d) Cada capa extendida se compactará hasta alcanzar el grado mínimo fijado, sobreponiéndose las capas hasta obtener el espesor y sección fijados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría, la cual podrá ordenar que cualquier capa ya compactada se escarifique superficialmente y se le agregue agua, si es necesario, antes de tender la siguiente capa, a fin de ligarlas debidamente. Podrá efectuarse la compactación en capas de espesores mayores que el indicado en el párrafo b) de este inciso, siempre que se obtenga la compactación fijada en el proyecto y/o ordenada por la Secretaría. Se darán riegos superficiales de agua, durante el tiempo que dure la compactación, únicamente para compensar la pérdida de humedad por evaporación.

e) En las tangentes, la compactación se iniciará de las orillas hacia el centro y en las curvas, de la parte interior de la curva hacia la parte exterior.

005-F.21 Para dar por terminada la construcción de un terraplén, incluyendo su afinamiento, se verificarán el alineamiento, el perfil y la sección en su forma, anchura y acabado, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría dentro de las tolerancias que se indican a continuación:

a) Niveles en subrasante	± 3 cm
b) Ancho de la corona, al nivel de subrasante, del centro línea a la orilla.	+ 10 cm
c) En los taludes o el ancho entre el centro línea y las líneas de los ceros, conservando el plano general de éstos:	
1) En Material A o B	+ 30 cm
2) En Material C	+ 75 cm

d) Para aeropistas:

1) Profundidad de las depresiones, observadas colocando una regla de cinco (5) metros de longitud paralela y normalmente al eje, máximo. 2.5 cm

2) Pendiente transversal ± 1/2 %

005-G MEDICION

005-G.01 Los conceptos de obra a que se refiere este capítulo se medirán tomando como unidad el metro cúbico. El resultado se considerará redondeado a la unidad.

005-G.02 La compactación del terreno natural en el área de desplante de los terraplenes y de la cama en los cortes en que no se haya ordenadó excavación adicional, se medirá cubicando el material compactado, tomando como base el volumen que indique el proyecto para el material ya compacto, haciendo las modificaciones que resulten necesarias para cambios autorizados por la Secretaría.

005-G.03 La recompactación de la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, se medirá cubicando el material compactado, tomando como base el volumen que indique el proyecto para el material ya compacto y verificándolo de acuerdo con la sección en su forma, espesor, anchura y el grado de compactación fijados.

005-G.04 Para la formación y compactación de los terraplenes, en los casos que se indican a continuación, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, correspondiente a cada uno de los grados de compactación señalados en el proyecto y/o que ordene la Secretaría, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la misma:

a) De los terraplenes adicionados con sus cuñas de sobreancho.

b) De la capa subrasante en los terraplenes, formada con material seleccionado.

c) De la capa subrasante, formada con material seleccionado, sobre terraplenes construidos con material no compactable.

d) De la capa subrasante, formada con material seleccionado, en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

005-G.05 Para la formación y compactación de la ampliación de corona, de la elevación de subrasante y del tendido de taludes en terraplenes existentes, adicionados con sus cuñas de sobreancho en cada caso, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compacto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría, de acuerdo con las consideraciones siguientes:

a) Solamente se considera volumen de ampliación de corona al depositado en uno o en ambos lados de la corona existente, siempre que el ancho de la ampliación sea de dos punto cincuenta (2.50) metros o menor, medido al nivel de la subrasante en uno o en cada uno de los lados de la corona, incluyendo las cuñas de sobreancho, como se indica en la figura (4). Si el ancho es mayor, la medición se hará de acuerdo con lo indicado en el párrafo (005-G.04.a) de este capítulo.

b) Solamente se considera volumen de elevación de subrasante, cuando el espesor aumentado sea de treinta (30) centímetros o menor, medido en el centro de línea entre la subrasante existente y la nueva subrasante. Si el espesor es mayor, la medición se hará de acuerdo con lo indicado en el párrafo (005-G.04.a) de este capítulo.

c) Solamente se considera volumen de tendido de taludes al comprendido entre el talud del terraplén existente y el nuevo talud de proyecto, siempre que la distancia entre ambos, medida a la mitad de altura del terraplén en el centro de línea, sea de dos punto cincuenta (2.50) metros o menor, como se indica en la Figura 5. Si la distancia es mayor, la medición se hará de acuerdo con lo indicado en el párrafo (005-G.04.a) de este capítulo.

005-G.06 Para la formación de la parte de los terraplenes y de sus cuñas de sobreancho, que se construyan con material a volteo, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría.

005-G.07 Para la formación de la parte de los terraplenes adicionados con sus cuñas de sobreancho, que se construyan con material no compactable, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría."

005-G.08 Para el mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, en los casos que se indican a continuación, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, de acuerdo con los grados de compactación señalados en el -

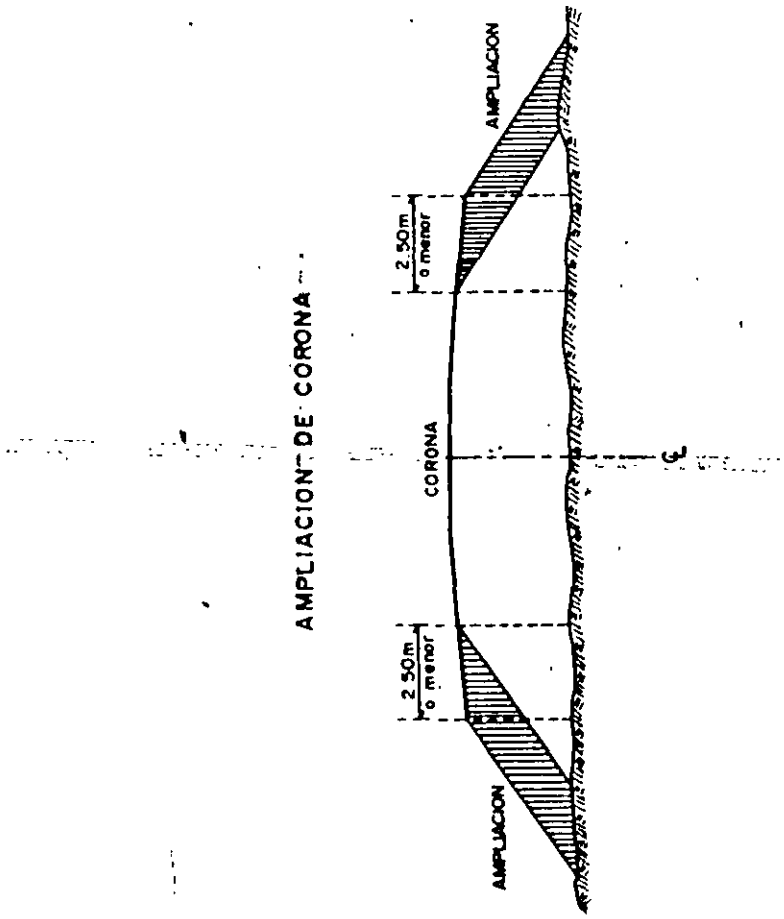


Figura Nº 4

TENDIDO DE TALUDES

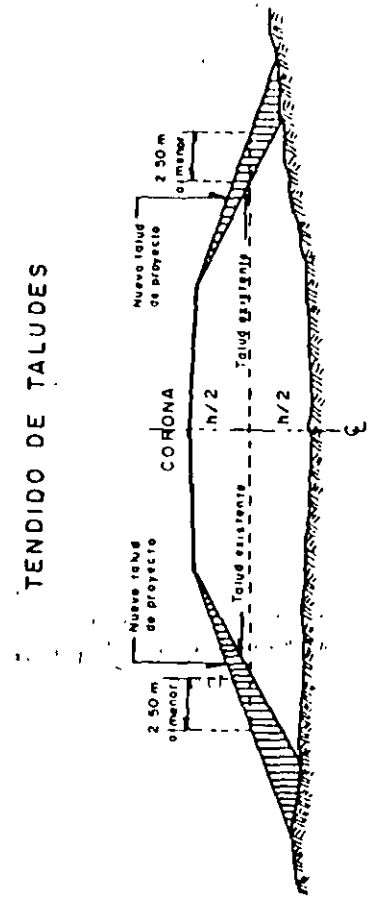


Figura Nº 5

mismo y/o los ordenados por la Secretaría, haciendo las modificaciones que correspondan por cambios autorizados por la misma:

a) De la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes.

b) De la capa subrasante sobre terraplenes construidos con material no compactable.

c) De la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

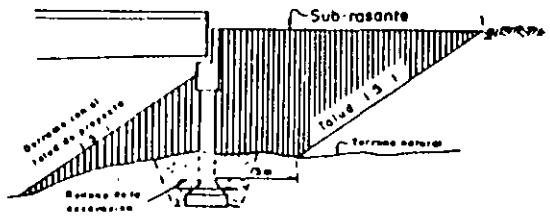
005-G.09 El agua empleada en la compactación de terracerías, se medirá en las pipas en el lugar de aplicación.

005-G.10 La compactación a que se refieren los incisos (005-G.02), (005-G.03) y (005-G.05) de este capítulo, sólo se medirá cuando en el proceso de ejecución de la obra se haya usado equipo especialmente diseñado para dicho efecto.

005-G.11 Para la formación y compactación de las cuñas de los terraplenes contiguos a los estribos de puentes y estructuras de pasos a desnivel, adicionadas con sus cuñas de sobreancho; el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría. El volumen que se medirá será el del material de derrame, cuando proceda, más el del material que se encuentre atrás del apoyo, limitado como se indica en las figuras 6 y 7.

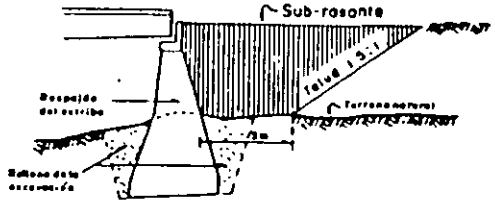
005-G.12 La compactación del terreno natural en las áreas para desplante de los terraplenes y de la cama en los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, por unidad de obra terminada, se medirá cubicando el material compacto, tomando como base el espesor y el ancho fijados en el proyecto y/o los ordenados por la

CUÑAS DE TERRAPLENES



CORTE POR ℄

Fig Nº 6



CORTE POR ℄

Fig Nº 7.

Secretaría.

005-G.13 La recompactación de la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, - por unidad de obra terminada, se medirá cubicando el material compactado, tomando como base el volumen que indique el proyecto para el material ya compacto y verificándolo de acuerdo con la sección en su forma, espesor, anchura y el grado de compactación fijados.

005-G.14 Para la formación y compactación de los terraplenes, por unidad de obra terminada, en los casos que se indican a continuación, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, correspondiente a cada uno de los grados de compactación señalados en el proyecto y/o los ordenados por la Secretaría, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la misma.

a) De los terraplenes adicionados con cuñas de sobreancho.

b) De la capa subrasante en los terraplenes, formada con material seleccionado.

c) De la capa subrasante, formada con material seleccionado, sobre terraplenes construidos con material no compactable.

d) De la capa subrasante, formada con material seleccionado, en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

005-G.15 Para la formación y compactación de la ampliación de la corona, de la elevación de la subrasante y del tendido de taludes en terraplenes existentes, adicionados con cuñas de sobreancho en cada caso; por unidad de obra terminada, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, de acuerdo con los grados de compactación señalados en el - mismo y/o con los ordenados por la Secretaría, haciendo las modificaciones que correspondan por cambios autorizados por la misma.

005-G.16 Para la formación de la parte de los terrapl℮

nes y de sus cuñas de sobreancho, que se construyan con material a volteo y la formación de la parte de los terraplenes adicionados con sus cuñas de sobreancho que se construyan con el material no compactable, por unidad de obra terminada, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría.

005-G.17 Para la formación y compactación de las cuñas de los terraplenes contiguos a los estribos de puentes y estructuras de pasos a desnivel, adicionadas con sus cuñas de sobreancho, por unidad de obra terminada, el volumen se determinará seccionando el terraplén a cada veinte (20) metros o menos si la configuración del terreno así lo requiere, calculando por el método del promedio de áreas extremas y tomando como base la sección del proyecto, haciendo las modificaciones necesarias por cambios autorizados por la Secretaría y tomando en cuenta las limitaciones indicadas en el inciso (005-G.09) de este capítulo.

005-G.18 Para el mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, por unidad de obra terminada, en los casos que se indican a continuación, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, se considerará el volumen que indique el proyecto para el material ya compactado, de acuerdo con los grados de compactación señalados en el mismo y/o los ordenados por la Secretaría, haciendo las modificaciones que correspondan por cambios autorizados por la misma:

a) De la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes.

b) De la capa subrasante sobre terraplenes --

construidos con material no compactable.

c) De la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

005-G.19 No se medirán los volúmenes excedentes a los de proyecto, provenientes de las tolerancias a que se refiere el inciso (005-F.20) de este capítulo.

005-G.20 No se medirán los volúmenes de materiales que forman los terraplenes y las cuñas de sobreancho por concepto de extracción, carga, acarreo libre y descarga, los cuales ya han sido considerados en las cláusulas (01.003-H) y (01.004-H) de este libro.

005-H BASE DE PAGO

005-H.01 La compactación del terreno natural en el área de desplante de los terraplenes y de la cama en los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: escarificación; la incorporación del agua empleada y la compactación hasta obtener el grado fijado y/o el ordenado.

005-H.02 La recompactación de la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado, como sigue:

a) Para la capa superior, el precio unitario incluye lo que corresponda por: escarificación, disgregado y eliminación del desperdicio mayor de setenta y seis (76) milímetros (3"), acamellonado por alas, movimientos del camellón, incorporación de agua, mezclado, tendido, compactación al grado fijado y/o al ordenado y afinamiento para dar el acabado superficial.

b) Para la superficie descubierta al acamellonar por alas el material de la capa supe--

rior, el precio unitario incluye lo que corresponda por: escarificación, incorporación del agua y la compactación hasta obtener el grado fijado y/o el ordenado.

005-H.03 La formación y compactación de los terraplenes de la capa superior de los terraplenes cuya parte inferior fue construida con material no compactable, de los terraplenes de relleno construidos para formar la subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional y de las cuñas de terraplenes contiguas a los estribos de puentes y estructuras de pasos a desnivel, adicionados con sus cuñas de sobreancho en cada caso cuando proceda, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: formación del terraplén incluyendo el extendido del material en capas; incorporación del agua empleada en la compactación; compactación de las capas al grado fijado y/o el ordenado; recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y afinamiento de toda la sección.

005-H.04 La formación y compactación de la ampliación de la corona, de la elevación de subrasante y del tendido de taludes, en terraplenes existentes, adicionados con sus cuñas de sobreancho en cada caso, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: excavación de escalones de liga de los taludes de los terraplenes existentes; extendido del material en capas para la formación de la nueva sección; incorporación del agua empleada en la compactación; compactación de las capas al grado fijado y/o al ordenado; recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y afinamiento de toda la nueva sección.

005-H.05 La formación de la parte de los terraplenes y de sus cuñas de sobreancho construidas con material a -

volteo, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: formación del terraplén a volteo; en su caso, el recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y el afinamiento de los taludes.

005-H.06 La formación de la parte de los terraplenes y de sus cuñas de sobreancho construidas con material no compactable se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: formación del terraplén incluyendo el extendido del material en capas; operación de acomodo del material de las capas y acomodo del material fino para reducir vacíos; trabajo del equipo con movimiento ronceado; recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y afinamiento de los taludes.

005-H.07 El mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, en los casos que se indican a continuación, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: acamellonado, incorporación del agua, mezclado, tendido, compactación al grado fijado y afinamiento para dar el acabado superficial.

a) De la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes.

b) De la capa subrasante sobre terraplenes construidos con material no compactable.

c) De la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

005-H.08 El agua empleada en las compactaciones se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbi

co. Este precio unitario incluye lo que corresponda - por: extracción; carga a los vehículos de transporte; a carreo libre; aplicación; y los tiempos de los vehículos empleados en su transporte durante las cargas y las descargas.

005-H.09 La compactación del terreno natural en el área de desplante de los terraplenes y de la cama de los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, por unidad de obra terminada, se pagará a los precios - fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: escarificación; extendido del material; permisos de explotación de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua necesaria para la compactación hasta obtener el grado fijado y/o el ordenado; y los - tiempos de los vehículos empleados en el transporte del agua durante las cargas y las descargas.

005-H.10 La recompactación de la subrasante existente en cortes y terraplenes construidos con anterioridad, - por unidad de obra terminada, se pagará a los precios - fijados en el contrato para el metro cúbico compactado, como sigue:

a) Para la capa superior, el precio unitario - incluye lo que corresponda por: escarificación; disgregado y/o eliminación del desperdicio mayor de setenta y seis (76) milímetros (3"); acamellonado por alas; movimientos del camellón; permisos de explotación - de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua para la compactación; en su caso, operaciones para quitar la humedad excedente de la óptima compactación; - mezclado; tendido; compactación al grado fijado y/o al ordenado; afinamiento para dar el acabado superficial y los tiempos de los

vehículos empleados en el transporte del agua, durante las cargas y las descargas.

b) Para la superficie descubierta al acamellonar por alas el material de la capa superior, el precio unitario incluye lo que corresponda por: escarificación; permisos de explotación de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua para la compactación; en su caso, operaciones para quitar la humedad excedente de la óptima para compactación; compactación hasta obtener el grado fijado y/o el ordenado y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte del agua, durante las cargas y las descargas.

005-H.11 La formación y compactación, por unidad de obra terminada, de los terraplenes, de la capa superior de los terraplenes cuya parte inferior fué construida - con material no compactable, de los terraplenes de relleno construidos para formar la subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional, de - las cuñas de terraplenes contiguas a los estribos de - puentes y estructuras de pasos a desnivel; y de la ampliación de corona, de la elevación de subrasante y - del tendido de taludes, adicionados con sus cuñas de sobreancho en cada caso cuando proceda, se pagará a los - precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado, al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: formación de terraplenes extendiendo el material en capas; permisos de explotación de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua necesaria para la compactación; en su caso, operaciones para quitar la humedad excedente de la óptima para compactación; compactación de las capas al grado fijado y/o al ordenado; recorte de las cuñas de sobrean--

cho con el extendido del material en los taludes; afinamiento de toda la sección, y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte del agua durante las cargas y las descargas.

005-H.12 La formación de la parte de terraplenes y de sus cuñas de sobreancho que se construyan con material a volteo, por unidad de obra terminada, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: formación del terraplén a volteo, en su caso, recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y el afinamiento de los taludes.

005-H.13 La formación de la parte de terraplenes y de sus cuñas de sobreancho que se construyan con material no compactable, por unidad de obra terminada, se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cúbico. Este precio unitario incluye lo que corresponda por: formación del terraplén incluyendo el extendido del material en capas; distribución y acomodo del material fino para reducir vacíos; trabajo del equipo con movimiento ronceado; recorte de las cuñas de sobreancho con el extendido del material en los taludes; y afinamiento de los taludes.

005-H.14 El mezclado, tendido y compactación de la capa subrasante formada con material seleccionado, por unidad de obra terminada, en los casos que se indican a continuación, cuando el proyecto y/o la Secretaría indiquen que el trabajo se lleve a cabo mediante un tratamiento similar al de construcción de sub-bases, se pagará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico compactado al grado indicado. Estos precios unitarios incluyen lo que corresponda por: acamellonado, permisos de explotación de bancos de agua; extracción, carga, acarreo a cualquier distancia, aplicación e incorporación del agua para la compactación; en su caso, operaciones para quitar la humedad excedente de la óptima para compactación; mezclado; tendido; compactación

al grado fijado; afinamiento para dar el acabado superficial y los tiempos de los vehículos empleados en el transporte del agua, durante las cargas y las descargas:

a) De la elevación de subrasante en cortes y/o terraplenes existentes.

b) De la capa subrasante sobre terraplenes construidos con material no compactable.

c) De la capa subrasante en los cortes en que se haya ordenado excavación adicional.

CAPITULO 3.01.01.006

REAFINAMIENTO

006-B DEFINICION

006-B.01 Excavaciones y movimiento de materiales con - volumen total hasta de tres mil (3,000) metros cúbicos por kilómetro, necesarios para afinar, rehacer o modificar la sección de proyecto de las terracerías de una obra vial, ya atacadas o terminadas y recibidas con anterioridad por la Secretaría.

006-C REFERENCIAS

006-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o - pueden intervenir en reafinamiento y que son tratados - en otros capítulos de estas Normas, conceptos que deberán sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago; que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo	3.01	01.002		F	G	H
Cortes	3.01	01.003	D	F	G	H
Préstamos	3.01	01.004	D	F	G	H
Terraplenes	3.01	01.005		F	G	H
Acarreos de Materiales	3.01	01.008		F	G	H

006-G MEDICION

006-G.01 La medición del reafinamiento se hará tomando como unidad el kilómetro, considerando el resultado con una (1) decimal.

006-G.02 No se medirá el reafinamiento cuando el pago de las terracerías se haga por unidad de obra terminada.

006-H BASE DE PAGO

006-H.01 El reafinamiento se pagará al precio fijado en el contrato para el kilómetro. Este precio unitario es sólo una compensación por ser el volumen movido por kilómetro menor de tres mil (3,000) metros cúbicos; el pago por los trabajos de desmonte, cortes, préstamos, acarreos de terracerías y compactaciones, se hará por separado.

CAPITULO 3.01.01.007

CANALES

007-B DEFINICION

007-B.01 Excavaciones ejecutadas a cielo abierto, con objeto de formar la sección de las contracunetas, de cauces artificiales y de rectificación de cauces naturales, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

007-C REFERENCIAS

007-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en canales y que son tratados en otros capítulos de estas Normas, conceptos que deberán sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de Materiales, Ejecución, Medición y Base de Pago, que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MATERIALES	EJECUCION	MEDICION	BASE DE PAGO
Desmonte previo a la excavación.	3.01	01.002		F	G	H
Clasificación de materiales de excavación	3.01	01.001	D			
Acarreos de materiales producto de excavación.	3.01	01.008		F	G	H

007-F EJECUCION

007-F.01 El proyecto y/o la Secretaría indicarán si las excavaciones para canales deben ejecutarse a mano o

con máquina. En este último caso, el equipo de construcción será previamente autorizado por la Secretaría. - Cuando el pago se haga por unidad de obra terminada, no se requiere la autorización anterior.

007-F.02 Las excavaciones para canales se ajustarán a los procedimientos de construcción fijados en el proyecto y/o a los ordenados por la Secretaría, siguiendo un sistema de ataque que facilite el drenaje natural de la excavación.

007-F.03 Durante el proceso de la excavación, la Secretaría ordenará las obras auxiliares necesarias para ejecutar, hasta donde sea posible económicamente, la excavación en seco, es decir, sin tirante de agua.

007-F.04 Los materiales resultantes de la excavación - deberán emplearse o depositarse en el lugar y forma indicados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaría.

007-F.05 Cuando el material se desperdicie lateralmente se dejará una berma, entre la excavación y el depósito, con un ancho mínimo igual a la mitad de la altura - del corte del canal y en ningún caso menor de un (1) metro. Tratándose de contracunetas y canales en ladera, el desperdicio se depositará formando un bordo de sección sensiblemente uniforme, paralelo a la contracuneta y al canal, siempre del lado de aguas abajo.

007-F.06 Los taludes y el fondo de los canales deberán ser afinados de acuerdo con la sección y la pendiente - fijadas en el proyecto y/o las ordenadas por la Secretaría.

007-F.07 El contratista mantendrá los canales libres - de azolves y materias extrañas, hasta que la Secretaría reciba la obra.

007-F.08 En los casos en que no pueda drenarse la excavación en forma natural y se requiera bombeo para ejecutarla económicamente, el contratista someterá previamente a la aprobación de la Secretaría el equipo de bombeo que pretenda emplear y dicho equipo deberá trabajar a -

la capacidad normal correspondiente a las condiciones - locales. Cuando el pago de las excavaciones se haga por unidad de obra terminada, no se requiere la aprobación anterior.

007-G MEDICION

007-G.01 La medición de los volúmenes excavados se hará tomando como unidad el metro cúbico. El resultado se redondeará a la unidad.

007-G.02 Los volúmenes de las excavaciones a que se refiere el inciso (007-B.01) de este capítulo, se considerarán de acuerdo con una (1) de las (2) modalidades que se indican a continuación:

a) Verificando en la excavación misma y usando el método del promedio de áreas extremas, - en distancias de veinte (20) metros o menores si la configuración del terreno así lo requiere.

b) Por unidad de obra terminada, verificando - en la excavación misma y usando el método del promedio de áreas extremas, en distancias de veinte (20) metros o menores si la configuración del terreno así lo requiere.

007-G.03 Cuando proceda clasificar el material producto de la excavación, los volúmenes se clasificarán fijando en la propia excavación los porcentajes de los materiales A, B y C que los integran. Siempre que sea posible, se hará la medición directa de los volúmenes correspondientes a cada uno de los materiales A, B y C.

007-G.04 La medición de los volúmenes excavados, de acuerdo con su profundidad, se hará como se indica a continuación:

a) Hasta dos punto cincuenta (2.50) metros de profundidad, considerada a partir del borde más abajo del terreno natural original.

b) A partir de dos punto cincuenta (2.50) me-

tros de profundidad, contados a partir del borde más bajo del terreno natural original, por cada metro o fracción adicional, con aproximación de una (1) decimal.

c) Por unidad de obra terminada, para cualquier profundidad. No se clasificará el material.

007-G.05 El bombeo se medirá tomando como unidad la hora de bombeo efectivo. Por bombeo efectivo se entenderá el tiempo que las bombas estén trabajando en forma adecuada, ordenada por la Secretaría, extrayendo agua de las excavaciones; es decir, no se medirá el tiempo de un equipo de bombeo que esté trabajando deficientemente, ya sea por mal manejo del operador o por malas condiciones de las bombas; además de estos tiempos que no se medirán, tampoco se tomará en consideración el tiempo empleado para lubricación o cualquier reparación menor que debe efectuarse en el campo, así como los tiempos perdidos por cualquier otro motivo imputable al contratista. El resultado se considerará al centésimo de hora.

007-G.06 Cuando el contratista, con autorización de la Secretaría emplee maquinaria en la excavación para canales, por convenir así a sus intereses, no se medirán los volúmenes excedentes a los de proyecto, resultantes del empleo de la maquinaria.

007-H BASE DE PAGO

007-H.01 El pago de excavaciones para canales se hará a los precios fijados en el contrato para el metro cúbico del material excavado, de acuerdo con su clasificación, como sigue:

a) Para materiales A, B y C, a cualquier profundidad, en seco, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: excavación; extracción; afinamiento del canal y la berma; y depósito del material al borde

la excavación; según se excave:

01) A mano

02) Con máquina

b) Para materiales A, B y C, a cualquier profundidad, cuando se requiera bombeo, sin incluir éste, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: excavación; extracción; afinamiento del canal y la berma; y depósito del material al borde de la excavación; según se excave:

01) A mano

02) Con máquina

c) Para Materiales A, B y C, a cualquier profundidad, cuando se requiera bombeo, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: excavación; extracción; afinamiento del canal y de la berma; bombeo; y depósito del material al borde de la excavación; según se excave:

01) A mano

02) Con máquina

d) Para materiales A y B, a cualquier profundidad, excavados dentro del agua, con maquina, sin bombeo, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: excavación; extracción; afinamiento de la berma; y depósito del material al borde de la excavación.

e) Por unidad de obra terminada, cualquiera que sea su clasificación o profundidad, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: desmonte; desviación de corrientes; excavación en seco o en agua, a mano o con máquina; extracción; elevación a cualquier altura del material excavado;

afinamiento del canal y de la berma; bombeo; carga; acarreo libre; descarga y depósito del material en el lugar y forma que fije el proyecto; y los tiempos de los vehículos empleados en su transporte durante las cargas y las descargas.

007-H.02 La bonificación en el pago, cuando las excavaciones sean a profundidades mayores de dos punto cincuenta (2.50) metros, se hará para cada metro adicional de profundidad, con la cantidad estipulada en el contrato. No se hará la bonificación anterior, cuando el pago se haga por unidad de obra terminada.

007-H.03 El pago del bombeo se hará al precio fijado en el contrato para la hora de bombeo, de acuerdo con el tipo y capacidad de la bomba, incluyendo en el precio unitario lo que corresponda por: transportes; instalación; operación y mantenimiento del equipo.

CAPITULO 3.01.01.008

ACARREOS PARA TERRACERIAS

008-B DEFINICION

008-B.01 Transporte del material producto de: cortes, excavaciones adicionales abajo de la subrasante, ampliación y/o abatimiento de taludes, rebaje de la corona de cortes y/o terraplenes existentes, escalones, despalmes, préstamos, derrumbes y canales, para construir un terraplén o efectuar un desperdicio; así como el transporte del agua empleada en la compactación de terracerías.

008-C REFFRENCIAS

008-C.01 Existen algunos conceptos que intervienen o pueden intervenir en acarreos para terracerías y que son tratados en otros capítulos de estas Normas; tales conceptos se refieren a la medición de los volúmenes de materiales por acarrear y que deben sujetarse, en lo que corresponda, a lo indicado en las cláusulas de medición que se asientan en la siguiente Tabla y de los cuales ya no se hará más referencia en el texto de este capítulo.

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MEDICION
Determinación de los volúmenes excavados en cortes, excavaciones adicionales abajo de la subrasante, ampliación y/o abatimiento de taludes, rebaje en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, escalones, despalmes en cortes y para desplante de terraplenes y derrumbes.	3.01	01.003	G
Determinación de los volúmenes excavados, en los préstamos y despalme de préstamos.	3.01	01.004	G

partir del origen del sobreacarreo y se medirá para cada material, en estaciones de veinte (20) metros, en hectómetro o en kilómetro, según corresponda, y en cada caso considerando sólo uno (1) de los cinco (5) sistemas que a continuación se indican:

a) En sobreacarreo hasta de cinco (5) estaciones, tomando como unidad la estación de veinte (20) metros, con aproximación de una (1) decimal.

b) En sobreacarreos hasta de cinco (5) hectómetros, la distancia se divide en: los primeros cien (100) metros, tomando como unidad el hectómetro; y los hectómetros adicionales a los primeros cien (100) metros tomando como unidad el hectómetro, con aproximación de una (1) decimal.

c) En sobreacarreos a más de cinco (5) hectómetros y hasta dos (2) kilómetros, es decir, hasta veinte (20) hectómetros, la distancia se divide en: los primeros cinco (5) hectómetros, tomando como unidad cinco (5) hectómetros; y los hectómetros adicionales a los primeros cinco (5) hectómetros hasta dos (2) kilómetros, tomando como unidad el hectómetro, con aproximación de una (1) decimal.

d) En los préstamos de banco, tanto para el primer kilómetro como para los subsecuentes, se medirá tomando como unidad el metro cúbico kilómetro, considerando las fracciones como kilómetro completo.

e) En sobreacarreos a cualquier distancia del agua para las compactaciones, tomando como unidad el kilómetro, con aproximación de una (1) decimal.

008-G.08 La distancia de sobreacarreo, cualquiera que sea ésta, se determinará según se indica a continuación:

a) En las terracerías compensadas, según el diagrama de masas del proyecto, entre los centros de gravedad de la excavación y del terraplén, descontando la distancia de acarreo libre.

b) En los préstamos laterales no se determina.

c) En los préstamos de banco, entre el centro de lugar de la excavación del préstamo y el centro de gravedad del terraplén, capa subrasante y rellenos, según la ruta más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría.

d) En los desperdicios, derrumbes, desbalmes, escalones, ampliación y/o abatimiento de taludes, rebajes en la corona de cortes y/o terraplenes existentes, y en canales, entre el centro del lugar de excavación y el centro del depósito, según la ruta accesible más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría.

e) La distancia de sobreacarreo de los volúmenes de agua para las compactaciones, se medirá según la ruta accesible más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría, entre el lugar de su obtención y el centro del lugar de aplicación, descontando la distancia de acarreo libre.

008-G.03 El sobreacarreo de los materiales a que se refiere este capítulo, se cuantificará considerando el volumen de los materiales acarreados, medidos compactos, según se indica en la cláusula (01.01.005-G) de este libro y la distancia de sobreacarreo aplicable, tomando en cuenta lo que se indica a continuación y redondeando a la unidad:

a) Para distancias hasta de cinco (5) estaciones, es decir hasta 100 metros multiplicando el volumen total del material acarreado

por la distancia en estaciones de veinte - (20) metros, considerando como unidad el metro cubico-estación.

b) Para distancias hasta de cinco (5) hectómetros, es decir hasta 500 metros la cuantificación se fraccionará en: para los primeros cien (100) metros, el volumen total del material acarreado a esa distancia, considerando como unidad el metro cúbico-hectómetro. Para los hectómetros adicionales a los primeros cien (100) metros, multiplicando - el mismo volumen total del material acarreado. por los hectómetros adicionales considerando como unidad el metro cúbico-hectómetro.

c) Para distancias hasta de dos (2) kilómetros, es decir veinte (20) hectómetros, la cuantificación se fraccionará: para los primeros cinco (5) hectómetros, es decir 500 metros el volumen total del material acarreado a - esa distancia, considerando como unidad el metro cubico-cinco (5) hectómetros. Para - las distancias excedentes hasta dos (2) kilómetros, multiplicando el mismo volumen total del material acarreado, por los hectómetros excedentes a los primeros cinco (5) - hectómetros, considerando como unidad el metro cúbico-hectómetro.

d) Para cualquier distancia, en materiales de préstamos de banco para la construcción de la capa subrasante y para completar la construcción del cuerpo del terraplén, considerando como unidad el metro cúbico-kilómetro redondeando a la unidad superior, la cuantificación se fraccionará en: para el primer kilómetro, el volumen que corresponda, medido ~~sobre~~ compacto. Para los kilómetros subsecuentes, multiplicando el mismo volumen de material acarreado por los kilómetros excedentes al primer kilómetro.

e) Para la distancia de sobreacarreo de los volúmenes de agua para la compactación de terracerías, se medirá segun la ruta accesible más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría, entre el lugar de su obtención y el centro del lugar de su aplicación, descontando la distancia de acarreo libre.

008-G.10 Cuando la compactación del terreno natural y la formación de los terraplenes compactados se paguen por unidad de obra terminada, no se medirán los sobreacarreos del agua empleada para la compactación.

008-H BASE DE PAGO

008-H.01 El pago del acarreo libre de los materiales del agua, queda incluido en el precio unitario del concepto de obra de que se trate.

008-H.02 El pago de los sobreacarreos corresponde exclusivamente al transporte y se hará conforme a lo que se indica a continuación:

a) Para distancias hasta de cinco (5) estaciones de veinte (20) metros, es decir hasta - cien (100) metros, al precio fijado en el contrato para el metro cúbico-estación.

b) Para distancias hasta de cinco (5) hectómetros, es decir hasta quinientos (500) metros: para el primer hectómetro, es decir los primeros cien (100) metros, al precio fijado en el contrato para el metro cúbico sobreacarreado a una distancia de un (1) hectómetro, es decir cinco (5) estaciones. Para la distancia excedente al primer hectómetro, es decir a los primeros cien (100) metros, al precio fijado en el contrato pa-

CONCEPTOS RELATIVOS A ESTE CAPITULO	LIBRO Y PARTE	TITULO Y CAPITULO	MEDICION
Determinación de los volúmenes de agua para compactación	3.01	01.005	G
Determinación de los volúmenes excavados en canales.	3.01	01.007	G

008-F EJECUCION

008-F.01 El equipo de transporte deberá ser previamente autorizado por la Secretaría, salvo cuando el pago se haga por unidad de obra terminada.

008-F.02 Los acarreos se efectuarán de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaría.

008-G MEDICION

008-G.01 Los materiales de terracerías compensadas, los de préstamos laterales y el agua para compactación tendrán un acarreo libre, a partir del término del cual su transporte se considerará como sobreacarreo.

008-G.02 El acarreo libre es el efectuado hasta una distancia de veinte (20) metros; el término de los veinte (20) metros de acarreo libre es el origen del sobreacarreo. Para los materiales de préstamos laterales todo el acarreo es libre.

008-G.03 El acarreo libre se determinará como sigue:

a) En las terracerías compensadas, limitado en el diagrama de masas de proyecto.

b) En los préstamos laterales, la totalidad del acarreo.

c) Para el agua utilizada en la compactación de terraplenes, a partir del lugar de extracción de la misma, sobre la ruta más corta y conveniente, a juicio de la Secretaría.

008-G.04 El sobreacarreo de los materiales a que se refiere el inciso (008-G.01) de este capítulo, contado a partir de su origen, se considerará como sigue:

a) Hasta cinco (5) estaciones de veinte (20) metros, es decir, hasta cien (100) metros contados a partir del término del acarreo libre.

b) Hasta cinco (5) hectómetros, es decir, hasta quinientos (500) metros contados a partir del término del acarreo libre.

c) A más de cinco (5) hectómetros, hasta veinte (20) hectómetros, es decir, de quinientos (500) metros hasta dos (2) kilómetros contados a partir del término de acarreo libre.

d) El acarreo a cualquier distancia para el agua utilizada en la compactación del terreno natural en el área del desplante de los terraplenes, de la corona de los cortes en que no se haya ordenado excavación adicional, de terraplenes, capa subrasante o rellenos.

008-G.05 El acarreo a cualquier distancia, para los materiales de préstamo de banco se considera como sigue:

a) Para el primer kilómetro.

b) Para los kilómetros subsecuentes.

008-G.06 En las terracerías compensadas, el volumen del material acarreado se determinará dividiendo el obtenido del diagrama de masas del proyecto entre el coeficiente de variabilidad volumétrica de proyecto.

008-G.07 La distancia de sobreacarreo de los materiales a que se refiere el inciso (008-B.01) de este capítulo, salvo los provenientes de préstamo lateral para los cuales no hay sobreacarreo, se considerará a

3. *Highway Statistics 1984*. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C. (1985).
4. *Final Report of the Highway Cost Allocation Study*. House Document No. 72, 87th Congress, 1st Session, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. (1961).
5. *Final Report on Federal Highway Cost Allocation Study*. Report to Congress from the Secretary of Transportation, Washington, D.C. (May 1982).

capítulo tres

CARACTERÍSTICAS DE LOS CONDUCTORES, PEATONES Y VEHÍCULOS

El ingeniero de carreteras debe tener presente en los proyectos que existe una amplia variedad de características de operación de los vehículos y que los conductores y los peatones tienen características muy diferentes. La mayor parte de las instalaciones sobre las carreteras deben diseñarse para dar cabida tanto al automóvil compacto más pequeño como al camión con remolque (trailer) más grande. En muchas ocasiones, en el diseño también debe estar prevista la circulación de motocicletas y bicicletas, así como el paso de peatones. Debe recordarse que las características de los usuarios varían mucho: existen diferencias en el tamaño, peso y características de operación de los vehículos, así como diferencias en las velocidades a que caminan los peatones; la habilidad de los conductores y peatones para entender y reaccionar ante las peculiaridades de la carretera y los eventos del tráfico también varía mucho. En la primera parte de este capítulo se examinarán algunas de las características de los conductores y peatones que interesan al proyectista por su implicación en el diseño. En los últimos párrafos, se tratarán ciertas características físicas de los automóviles y de los camiones que tienen relación con el proceso de diseño.

CARACTERÍSTICAS DE LOS CONDUCTORES

En Estados Unidos, el conductor que obtiene una licencia puede manejar en todos los estados, acatando las leyes y reglamentos de los mismos. Existen grandes diferencias en el grado de pericia requerido para obtener la licencia, en especial entre los conductores novatos. Una gran mayoría de conductores en Estados Unidos no recibe un entrenamiento formal, sino que aprenden de los familiares y amigos, o bien, lo hacen solos.

A pesar de los esfuerzos tendientes a mejorar los procedimientos de más o menos 75 años para otorgar licencias a los conductores, muchos observadores dudan que la expedición de licencias a los conductores contribuya mucho al manejo seguro de los vehículos de motor (1). Los informes estatales, las comprobaciones al azar, y los estudios especiales han indicado que "en un determinado día existen en los caminos cuando menos 10 millones de conductores sin licencia" (2). Un informe de un estado indica que el 9.6 por ciento de conductores involucrados en accidentes fatales, no tenían licencia en el momento de la colisión (2).

En 1985, existían en Estados Unidos alrededor de 152 millones de conductores con licencia, de los cuales, el 52.4 por ciento aproximadamente eran hombres y el 47.6 por ciento restantes eran mujeres. 11.7.3 por ciento del total tenía edades inferiores a los 20 años y alrededor de 6.5 por ciento tenía 70 o más años de edad. El número de conductores de edad avanzada ha aumentado significativamente en años recientes. En 1940, los conductores de 65 y más años abarcaban únicamente el 3 por ciento del total de conductores con licencia (3), para 1974 los conductores agrupados en esa edad alcanzaron el 11 por ciento del total. El número de conductores de edad avanzada se incrementó de 1.36 millones en 1940 a 5.71 millones en 1959 (3) hasta llegar a 17.57 millones en 1984 (4).

Es importante que los ingenieros viales no olviden que las calles y las carreteras deben diseñarse tomando en cuenta que entre los conductores existe una gran diversidad de edades y habilidades como el joven, el anciano, el novato y el experto.

3-1 Percepción sensible

Las decisiones y acciones de un conductor dependen principalmente de la información que le transmiten los sentidos. Esta información llega al conductor a través de los ojos, los oídos y las terminales de los nervios sensitivos en los músculos, tendones, articulaciones, piel y órganos. En general, en orden de importancia, los sentidos más utilizados por los conductores son:

1. Visual (vista)
2. Cinestésico (movimiento).
3. Vestibular (equilibrio).
4. Auditivo (oídos)

La información visual puede llegar a un conductor a través de la fovea o visión perifférica. En la visión fovea, las imágenes se concentran en una pequeña área del ojo cerca del centro de la retina en la que la percepción visual es más aguda. En un momento dado, la visión más nítida de una persona está concentrada dentro de un cono con un ángulo central de alrededor de 3 gr. Para la mayoría de las personas, la agudeza visual es razonablemente nítida dentro de un ángulo cónico de hasta 10 grados aproximadamente. Más allá de estos límites, la visión de una persona tiende a ser difusa. Una persona con visión normal puede percibir objetos periféricos dentro de un cono con un ángulo central de hasta 160 grados (5).

Un conductor aumenta la cantidad de información visual recibida, moviendo la cabeza y los ojos. Los ojos de un conductor escudriñan y registran el campo visual moviendo el área de mayor nitidez a uno y otro lado. La dirección de la visión (fovea) cambia repetidamente mientras que los ojos se fijan continuamente, cada una de estas acciones requiere respectivamente de 0.15 – 0.33 seg., y de 0.1 – 0.3 seg. (5).

Mourant y Rockwell (6), encontraron que los conductores experimentados registraron un campo visual fijo horizontal más amplio que los conductores novatos. El rango promedio de este campo para el grupo experimentado varía de 30 a 48 grados, dependiendo del tipo de manejo a realizar. Los conductores novatos concentraron la visión en un área más pequeña y observaron el área más cercana al frente del vehículo y más a la derecha. Al seguir el movimiento de los ojos de los conductores novatos, se notó que éstos presentaron la tendencia a observar la barrera lateral y las orillas del carril continuamente, por períodos aproximados de 1.0 segundo, para obtener información sobre la posición lateral. Los conductores que no han dormido tienen los mismos efectos (6).

La agudeza visual disminuye y el campo visual se reduce conforme avanza la edad, en especial cuando las condiciones de iluminación son malas. (3). Además los conductores de más edad también tienen más dificultad para juzgar las distancias y distinguir los colores en comparación con los conductores jóvenes.

Los conductores reciben información por cinestesia, que es la sensación de posición corporal, presencia o movimiento que resulta principalmente del estímulo de los receptores sensoriales en los músculos, tendones y articulaciones. Los asientos, el volante, del pedal el freno, los descansabrazos y otros elementos le transmiten al conductor las fuerzas que ejercen sobre él las aceleraciones longitudinales o laterales. Los propioceptores en los músculos y articulaciones se estimulan con la tendencia del cuerpo a moverse y a cambiar de posición por la acción de las fuerzas. Dichos estímulos provocan una reacción que puede ser la causa de que el conductor frene para disminuir la velocidad, o de que haga alguna otra cosa. Este fenómeno ha sido llamado "manejo por sensaciones".

Los conductores también reciben mensajes del nervio vestibular que se localiza dentro del oído interno. Tres canales semicirculares llenos de fluido en el oído interno, permiten a una persona reconocer la dirección de movimiento y mantener el balance o equilibrio. El movimiento de la cabeza o del cuerpo hace que el fluido se mueva en los canales, afectando las delicadas celdas fibrosas que se encuentran en los extremos de los canales. Los impulsos del nervio vestibular [illegible] al cerebro, el cual

sensoriales, envían mensajes a los músculos para que estos reaccionen manteniendo el equilibrio.

Los sentidos cinestésico y vestibular proporcionan información importante a un conductor acerca de las fuerzas asociadas con el cambio de dirección, la velocidad, el frenado, las vibraciones y la estabilidad del vehículo (7).

El sonido de una bocina o de las ruedas al patinar pueden alertar a un conductor para impedir una colisión, y el ruido del motor ayuda al conductor y a los peatones a juzgar la velocidad de un vehículo. Cuando se toma una curva o se da vuelta en un cruce, el ruido de las llantas puede indicar al conductor la necesidad de disminuir la velocidad. Los ingenieros viales utilizan el sonido por medio de pavimentos de textura especial, marcadores de pavimento realzados o "tiras sonoras" (vibradores) para señalar a los conductores áreas de baja velocidad o para evitar el paso por ciertas áreas pavimentadas. Los sonidos en el interior del vehículo, como son las conversaciones en voz alta o la música del radio pueden cubrir el sonido exterior de sirenas, campanas u otros importantes dispositivos de alarma.

Los conductores pueden detectar fuego o mal funcionamiento del motor a través del sentido del olfato. El hambre, la sed o la incomodidad pueden ser la causa de que un conductor cambie su itinerario de viaje o se detenga. El conductor puede también ocasionalmente, recibir información a través de las terminales nerviosas sensoriales en su cabeza, piel y órganos internos y a través de las sensaciones experimentadas con el tacto, frío, calor, fatiga o dolor.

3-2 Percepción y reacción de los conductores

El tiempo de percepción-reacción de un conductor está definido como el intervalo que transcurre entre el momento en que se ve, se siente o se escucha una situación vial o de tráfico y el momento en que se inicia la respuesta a lo que se percibió. Si se toma como ejemplo una situación de frenado simple, el tiempo de percepción reacción empieza cuando el objeto o primera condición aparece en el campo visual y se detiene cuando el pie del conductor toca el freno.

Tradicionalmente, el tiempo de percepción reacción se expresa en términos de percepción, raciocinio, emoción y volición, conocido como tiempo PIEV (5). La percepción es el proceso en el cual se forma una imagen mental a consecuencia de las sensaciones recibidas por medio de los ojos, oídos u otras partes del cuerpo. Percibir significa reconocer y darse cuenta de la información que transmiten los sentidos. Raciocinio quiere decir uso del intelecto. La emoción es el aspecto afectivo y subjetivo de la conciencia de una persona; la emoción determina la intensidad con la que una situación afecta a una persona. En la mayor parte de los casos, la emoción actúa contra la seguridad durante el manejo de un vehículo de motor. La volición es el acto de hacer una elección o de tomar una decisión. El tiempo de percepción-

reacción varía de menos de 0.5 a 3 o más segundos. Greenshields (8) ha indicado que, en general:

1. La velocidad de reacción varía según la persona y según la época en la misma persona.
2. El tiempo de reacción cambia gradualmente con la edad, las personas muy jóvenes así como las de edad avanzada tienen reacciones lentas.
3. Es común que los individuos reaccionen con mayor rapidez frente a los estímulos fuertes que ante los débiles.
4. La situaciones complicadas tienen un tiempo de reacción más largo que las situaciones simples.
5. Las condiciones físicas de una persona afectan sus reacciones. Por ejemplo, la fatiga tiende a prolongar el tiempo de reacción de una persona.
6. La distracción aumenta el tiempo de todas las reacciones, excepto el de los reflejos.

Johansson y Rumar (9) midieron los tiempos de reacción al freno en un grupo de 321 conductores, quienes esperaban una señal para frenar. El tiem-

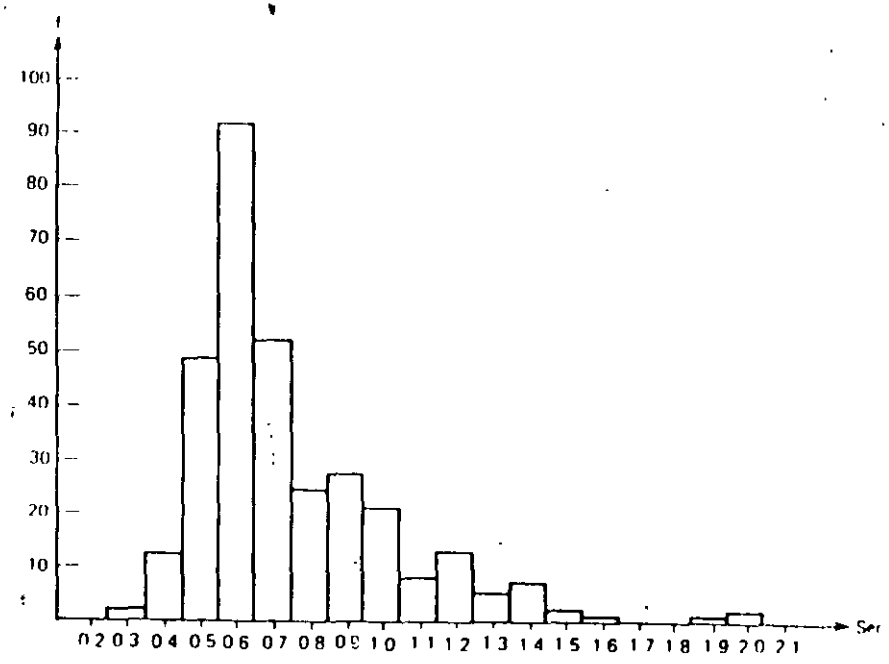


FIGURA 3.1 Distribución de frecuencia del tiempo de reacción al freno. (Tomado de: Referencia 9.)

po medio de reacción al freno fue de 0.66 segundos y el intervalo fue de 0.3 a 2.0 segundos. En la figura 3.1 se muestra la distribución de frecuencia de los tiempos de reacción al freno. Los investigadores realizaron otro experimento para comparar el tiempo de reacción al freno en respuesta a una señal totalmente inesperada, con los tiempos de respuesta a una señal esperada. Su informe indicó que los tiempos de reacción al freno fueron con señal inesperada mayores en un 35 por ciento.

Los conductores más viejos se tardan más que los jóvenes para percibir las situaciones de tráfico y presentan una tendencia a tener pausas más prolongadas entre eventos sucesivos. Del estudio sobre tiempos de reacción simple presentados por Marsh (3) se desprende que en promedio las personas

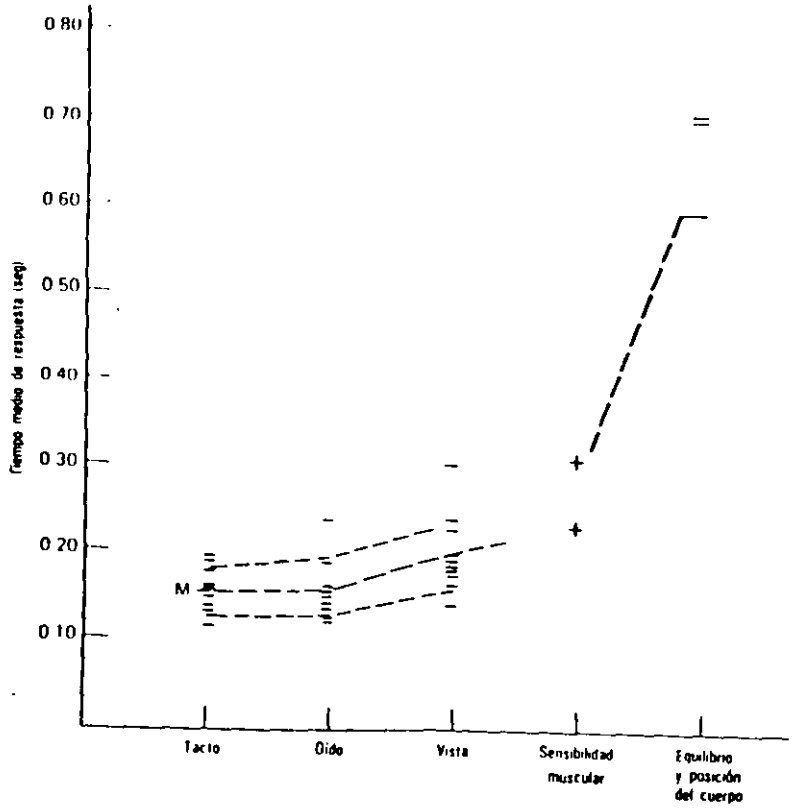


FIGURA 3.2 Tiempo medio de respuesta debida a los diferentes tipos de estímulos sensoriales. (Tomado de T.W. Forbes y N.S. Katz, "Summary of Human Engineering Research Data and Principles Related to Highway Design and Traffic Engineering Problems"; diagrama cortesía del Institute of Tra... ...tation Engineers.)

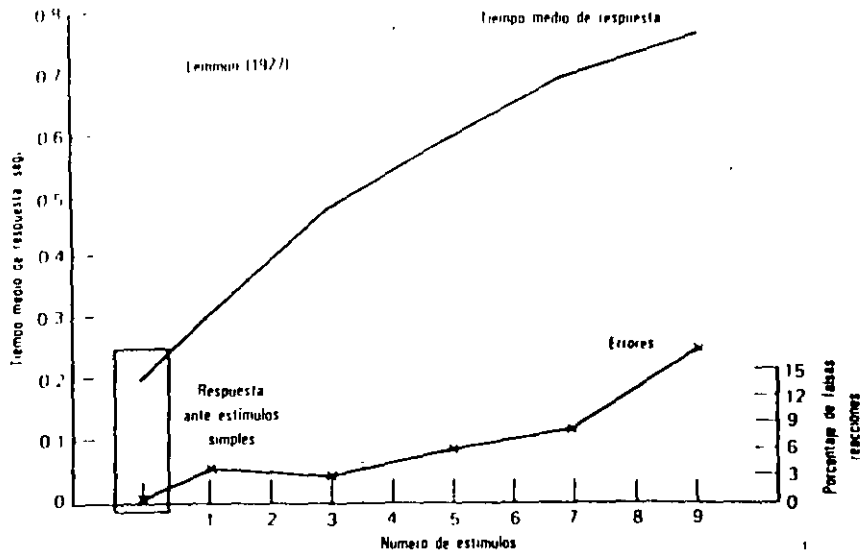


FIGURA 3.3 Incremento del tiempo medio de respuesta y de los errores al incrementarse el número de estímulos. (Tomado de T.W. Forbes y N.S. Katz, "Summary of Human Engineering Research Data and Principles Related to Highway Design and Traffic Engineering Problems"; diagrama cortesía del Institute of Transportation Engineers.)

mayores de 65 años son alrededor del 16 por ciento más lentos que aquellos que tienen 20 años de edad y los tiempos de reacciones complejas son alrededor del 33 por ciento más largos en los sujetos de más edad. No obstante debido a la diversidad de conductores, "la edad cronológica no es un criterio sólido para evaluar la competencia para conducir"(3).

Como se ilustra en la figura 3.2, el tiempo de respuesta de una persona depende del sentido estimulado. Por lo general, una persona responde más rápidamente a estímulos táctiles y auditivos, y los estímulos visuales únicamente requiere un tiempo de respuesta ligeramente mayor. Los tiempos de respuesta a los estímulos cinestésico y vestibular son considerablemente mayores.

La figura 3.3 muestra que el tiempo de respuesta y el índice de error aumentan con la complejidad de una situación.

El tiempo de percepción reacción tiende a ser más largo cuando el conductor está afectado por la fatiga, el uso del alcohol u otras drogas, y con ciertas circunstancias psicológicas y fisiológicas.

Para calcular la distancia a la que deben colocarse l... ...máforos, la AASHTO recomienda el uso de un tiempo de percepción ...on al freno simultáneos de 2.5 segundos (10).

OBRA .

TRAMO

CONSTRUCTORA

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO
PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 1 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		DEPARTAMENTOS					
		NORMAS TÉCNICAS	PREC.UNIT Y ESTIMACIONES				
1	Oficio de autorización de S H C P						
2	Proyecto de obra						
3	Presupuesto base						
4	Oficio de publicación de convocatoria						
5	Convocatoria						
6	Recibo de caja (pago de bases de concurso)						
7	Manifestación escrita de conocer el sitio de trabajo y copia acta de junta de aclaraciones						
8	Básicos de Costos M.O . materiales y maq						
9	Costos horarios de maquinaria						
10	Programa de utilización de Personal Técnico - Admvo						
11	Programa de ejecución mensual de los trabajos						
12	Relación de maquinaria y equipo, indicando si es de su propiedad y ubicación física.						
13	Programa utilización de maquinaria						
14	Programa de suministro de materiales						
15	Especificaciones generales, complementarias, particulares y reglamento de obra.						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

497

TSI

OBRA :

TRAMO :

CONSTRUCTORA .

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 2 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		DEPARTAMENTOS					
		NORMAS TÉCNICAS	PREC UNIT Y ESTIMACIONES				
16	Primera acta de apertura (Técnica)						
17	Carta compromiso y/o escrito de proposición						
18	Garantía de seriedad (copia del recibo entregado al contratista)						
19	Catálogo de conceptos con unidades de medición e importe						
20	Análisis de precios unitarios						
21	Análisis de indirectos						
22	Análisis de costo de financiamiento						
23	Programa de erogaciones mensuales						
24	Segunda acta de apertura (económica)						
25	Cuadro comparativo de proposiciones						
26	Dictamen de adjudicación						
27	Acta de fallo						
28	Contrato de obra						
29	Fianzas de anticipo y cumplimiento						
30	Aviso de iniciación de obra						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA :

TRAMO

CONSTRUCTORA :

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 3 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		DEPARTAMENTOS					
		NORMAS TÉCNICAS	PREC UNIT Y ESTIMACIONES				
31	Permiso y licencias de construcción						
32	Revalidaciones						
33	Convenio de difenmiento						
34	Convenios adicionales en su caso						
35	Fianzas de los convenios y revalidaciones						
36	Oficios de la S H C P. y SECODAM de convenios adicionales						
37	Presupuesto de obra extraordinaria						
38	Análisis de P.U. extraordinarias, solicitud, autorización y dictamen						
39	Oficios de justificación y solicitud de reprogramaciones						
40	Oficios de autorización de las reprogramaciones						
41	Escrito de solicitud de ajuste de costo de la contratista						
42	Análisis detallado del factor de ajuste de costo y financiamiento						
43	Oficio de resolución que acuerde el incremento o decremento						
44	Planos actualizados (modificaciones en su caso)						
45	Estimaciones pagadas con sus correspondientes facturas						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

499

TS 2

OBRA :

TRAMO :

CONSTRUCTORA .

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 4 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS DEPARTAMENTOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		NORMAS TÉCNICAS	PREC.UNIT. Y ESTIMACIONES				
46	Numeros generadores, conciliados y firmados						
47	Documentación que comprueben el pago de anticipos de estimaciones (boletas de entero, póliza de cheque, cuentas por liquidar, etc)						
48	Concentrado de volumenes de obra						
49	Concentrado de estimaciones						
50	Avances de obra físico y financiero						
51	Reportes de control de calidad						
52	Aviso de terminación y recepción de obra						
53	Finiquito de obra						
54	Acta de entrega-recepción parcial y definitiva.						
55	Fianzas de vicios ocultos (terminación de obra)						
56	Acta circunstanciada (en su caso)						
57	Contratos de supervisión						
58	Copia de estudio de impacto ambiental						
59	Informes del ejercicio y control de obra (IECO)						
60	Bitácora de obra						

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA :

EXPEDIENTE TÉCNICO ADMINISTRATIVO

PARA FINIQUITO DE OBRA

CONTRATO _____ HOJA 5 de 5

No.	DOCUMENTO	LOCALIZACIÓN DEL DOCUMENTO					OBSERVACIONES
		GERENCIA DE NORMAS Y ESTUDIOS TÉCNICOS DEPARTAMENTOS		GERENCIA DE PUENTES	GERENCIA DE AUTOPISTAS	DELEGACIÓN CORRESPOND.	
		NORMAS TÉCNICAS	PREC UNIT Y ESTIMACIONES				
61	Album fotográfico						
62	Reportes de control de calidad						
63	Informe meteorológico de la región						
64	Oficios de suspensión temporal						
65	Planta						
66	Perfiles						
67	Secciones de Terreno Original						
68	Secciones de construcción						
69	Libretas de Tránsito						
70	Libretas de Nivel						
71	Cassette Formato VHS, cuando sea el caso						
72	Minutario, oficios, memorándum, circulares, etc., de la unidad a la compañía, supervisión y viceversa						
73	Localización de Bancos de Préstamos y de servicios						

501

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSEC-12

CONTRATO No. :	DE FECHA	ESTIMACIÓN No :
REVALIDACIÓN O CONVENIO :	DE FECHA	
OBRA :	PERIODO DEL :	AL DE
CONTRATISTA :		

DESCRIPCIÓN			IMPORTE $
I.- IMPORTE DE ESTA ESTIMACIÓN CONFORME A RELACIÓN DE HOJAS DE ESTIMACIÓN			
	IMPORTE	OBSERVACIONES	
II.- PROGRAMADO ACUMULADO			
ESTIMADO ACUMULADO			
DIFERENCIA			
III.- CÁLCULO DE LA RETENCIÓN Y/O PENALIZACIÓN			
• FECHA DE INICIO DE OBRA			
• FECHA DE REVISIÓN (ESTIMACIÓN)			
• FECHA DE TERMINACIÓN DE OBRA			
• PERIODO TRANSCURRIDO ENTRE EL INICIO Y LA REVISIÓN (meses)			
• IMPORTE DE LA DIFERENCIA ENTRE LO PROGRAMADO Y ESTIMADO			
• TASA MENSUAL DE RETENCIÓN O PENALIZACIÓN			
IMPORTE DE LA RETENCIÓN O PENALIZACIÓN HASTA ESTE PERIODO			
IV.- IMPORTE DE LA DEVOLUCIÓN DE LA RETENCIÓN DEL PERIODO ANTERIOR			
V.- PAGOS DE SUPERVISIÓN POR ATRASO DE OBRA			
VI.- OTRAS RETENCIONES O PENALIZACIONES			
IMPORTE TOTAL DE LA ESTIMACIÓN			

IMPORTA ESTA ESTIMACIÓN :

OBSERVACIONES

LUGAR :	FECHA :
FORMULÓ CONTRATISTA:	Vo.. Bo. DELEGADO :
REVISÓ SUPERVISIÓN CONTRATADA :	EVALUÓ GERENTE :
ESTIMÓ SUBDELEGADO TÉCNICO:	AUTO[redacted]UBDIRECTOR TÉCNICO :

CONTRATO No. DE FECHA ESTIMACIÓN No. : HOJA No

REVALIDACIÓN O CONVENIO No. DE FECHA PERIODO DEL : AL DE 199

OBRA :

CONTRATISTA :

CONCEPTO			UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
No.	HOJA No.	DESCRIPCIÓN SIMPLIFICADA				

SUMA DE ESTA HOJA

SUMA ACUMULADA HASTA ESTA HOJA

IMPORTE DE ESTA ESTIMACIÓN (SIN RETENCIONES O PENALIZACIÓN) :

NOTAS Y OBSERVACIONES :

LUGAR : FECHA :

FORMULÓ CONTRATISTA: Vo. Bo. DELEGADO :

REVISÓ SUPERVISIÓN CONTRATADA : AUTORIZÓ GERENTE :

APROBÓ : SUBDELEGADO TÉCNICO :

OBRA:

TRAMO.
CONSTRUCTORA.

CALIDAD DE TERRACERÍAS

DATOS DEL MUESTREO EN BANCO				
	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL.		ENSAYES Nos	
	A UTILIZARSE EN	km	FECHA DE RECIBO	
	MUESTRAS OBTENIDAS EN:		FECHA DE INFORME	

IDENTIFICACIÓN Y DATOS DEL LUGAR

NÚM. DE ENSAYE				
ESTACIÓN				
PROFUNDIDAD DEL SONDEO				
% DE COMPACTACIÓN				
CONTENIDO DE AGUA EN %				

CARACTERÍSTICAS DEL MATERIAL

TAMAÑO MÁXIMO				
% QUE PASA EN MALLA NUM. 4				
% QUE PASA EN MALLA NUM. 40				
% QUE PASA EN MALLA NUM. 200				
PESO VOLUMÉTRICO SUELTO kg/m^3				
PESO VOLUMÉTRICO MÁXIMO kg/m^3				
HUMEDAD ÓPTIMA %				
LÍMITE LÍQUIDO, %				
LÍMITE PLÁSTICO, %				
ÍNDICE PLÁSTICO %				
CONTRACCIÓN LINEAL, %				
CLASIFICACIÓN S U C S				
V R S ESTANDAR SATURADO %				
EXPANSIÓN %				

PRUEBAS DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE

TIPO DE PRUEBA				
% DE COMPACTACIÓN				
HUMEDAD DE PRUEBA				
VALOR RELATIVO SOPORTE				

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

C-01

OBRA.

TRAMO:
CONSTRUCTORA:

INFORME DE COMPACTACIÓN DE TERRACERÍAS

DATOS DEL MUESTREO

DESCIPCION DEL MATERIAL. _____ ENSAYES NOS _____

A UTILIZARSE EN _____ km _____ FECHA DE MUESTREO _____

PROCEDENCIA DEL AGREGADO _____ FECHA DE INFORME _____

MUESTRA OBTENIDA EN _____

TERRENO NATURAL | CUERPO DE TERRAPLÉN | SUB-YACENTE | SUB-RASANTE

ENSAYE Nº	ESTACIÓN	LADO	ELEVACIÓN	ESPESOR DE LA CAPA ENSAYADA	HUMEDAD %		PESO VOLUMETRICO SECO kg / m³		% DE COMPACTACIÓN	
					DEL LUGAR	ÓPTIMA	DEL LUGAR	MAXIMO	DEL LUGAR	DEL PROYECTO

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES.

FORMULO	REVISO	APROBÓ

TSFC-02

OBRA:

TRAMO
CONSTRUCTORA:

CALIDAD DE MATERIALES PARA SUB-BASE Y BASE

MATERIAL PARA _____ EXPEDIENTE: _____
ENSAYE NUM _____ MUESTRA NUM _____ FECHA DE RECIBO _____
ENVIADA POR _____ FECHA DE INFORME _____
PROCEDENCIA _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PÉTREO

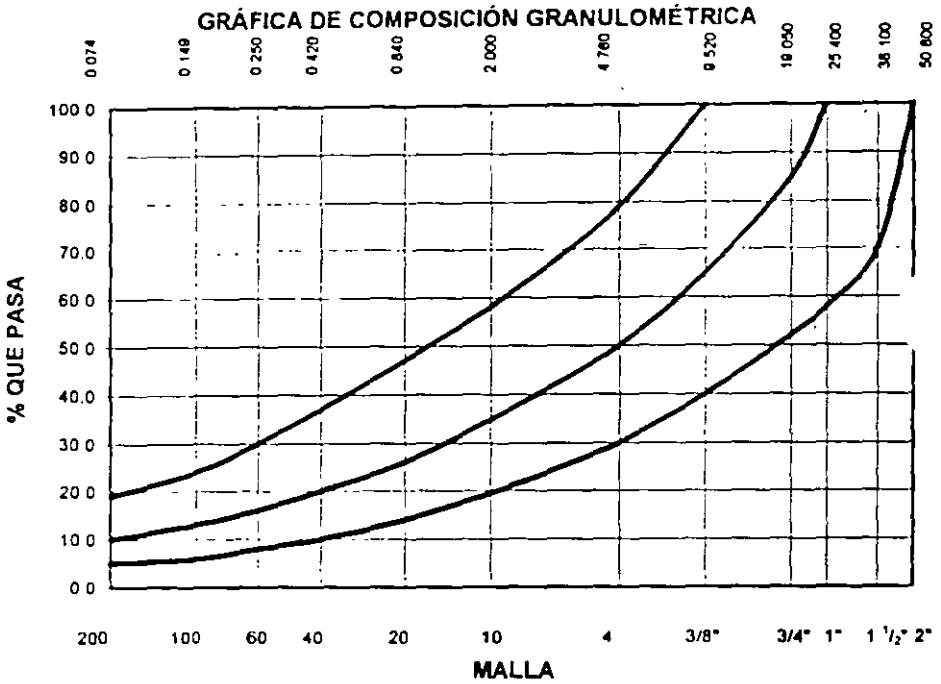
PESO VOL SUELTO, kg/m³ _____
PESO VOL MAXIMO, kg/m³ _____
HUMEDAD ÓPTIMA % _____

GRANULOMETRIA

MALLA	% QUE PASA
2"	
1 ½"	
1"	
3/4"	
3/8"	
N° 4	
N° 10	
N° 20	
N° 40	
N° 60	
N° 100	
N° 200	

DESPERDICIO EN LA MUESTRA % _____
V R S ESTANDAR % _____
EXPANSIÓN % _____
EQUIVALENTE DE ARENA % _____
AFINIDAD CON EL ASFALTO _____

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



PRUEBAS EN MAT. MAYOR DE 9.520 mm

ABSORCION % _____
DENSIDAD _____
DURABILIDAD _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL TAMIZADO POR MALLA DE 0.420 mm

LIMITE LIQUIDO % _____
LIMITE PLASTICO % _____
INDICE PLASTICO % _____
CONTRACCIÓN LINEAL % _____

AGENTE ESTABILIZADOR _____
TIPO _____
DISIFICACIÓN _____

CLASIFICACIÓN SUCS _____

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES: _____

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-03

OBRA

TRAMO:
CONSTRUCTORA:

INFORME DE COMPACTACIÓN DE SUB-BASE Y BASES

DATOS DEL MUESTREO			
DESCIPCIÓN DEL MATERIAL		ENSAYES NOS	
A UTILIZARSE EN	km	FECHA DE MUESTREO	
PROCEDENCIA DEL AGREGADO		FECHA DE INFORME:	
MUESTRA OBTENIDA EN:			

SUB-BASE ☐ BASE ☐

ENSAYE Nº	ESTACIÓN	LADO	ESPESOR DE LA CAPA ENSAYADA	HUMEDAD, %		PESO VOLUMÉTRICO SECO kg / m³		% DE COMPACTACIÓN	
				DEL LUGAR	ÓPTIMA	DEL LUGAR	MÁXIMO	DEL LUGAR	DEL PROYECTO

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-04

OBRA

TRAMO:

CONSTRUCTORA

ENSAYE DE CEMENTO ASFÁLTICO

TIPO DE ASFALTO _____ FECHA DE RECIBO _____

PARA EMPLEARSE EN _____ ENSAYE No _____

MUESTREADO EN _____ PROCEDENCIA : _____

MUESTRA No				ESPECIFICACION	
FECHA DE MUESTREO				NORMA	VALOR
PRUEBA AL ASFALTO ORIGINAL					
PESO ESPECIFICO A 25°C					
SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO (%)					
PUNTO DE INFLAMACION (°C)					
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)					
PENETRACION A 25°C 100 Gms 5 seg (0 1 mm)					
PENETRACION A 4°C, 200 Gms 60 seg (0 1 mm)					
DUCTILIDAD A 25°C 5 cms p m (cm)					
* DUCTILIDAD A 4°C 5 cms p m (cm)					
VISCOSIDAD SAYBOLT FUROL 135°C (seg)					
VISCOSIDAD ABSOLUTA 60°C (Poises)					
VISCOSIDAD CINEMATICA 135°C (Centistokes)					
PERDIDA POR CALENTAMIENTO TFO (%)					
** INDICE DE PENETRACION					
* RECUPERACION ELASTICA POR TORSION A 25°C %					
RESILENCIA A 25°C					
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE PELÍCULA DELGADA TFO					
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)					
PENETRACION A 25°C 100 Gms, 5 seg (0.1 mm)					
* PENETRACION A 4°C, 200 Gms 60 seg (0 1 mm)					
DUCTILIDAD A 25°C 5 cms p m (cm)					
DUCTILIDAD A 4°C 5 cms p m (cm)					
* VISCOSIDAD ABSOLUTA 60°C (Poises)					
* VISCOSIDAD CINEMATICA 135°C (Centistokes)					
** PENETRACION RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C					
** PENETRACION RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C					
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C					
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C					
** INDICE DE PENETRACION					
** RELACION DE VISCOSIDAD					
** INDICE DE ENVEJECIMIENTO					
** RELACION DE PENETRACION (%)					

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

* PRUEBAS DE REFERENCIA

** VALORES DE REFERENCIA

TSFC-05

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

CALIDAD DE EMULSIONES ASFÁLTICAS

ENSAYE No _____ FECHA DE MUESTREO. _____ FECHA DE INFORME _____

FABRICA DE DONDE PROCEDE LA EMULSIÓN _____

TIPO DE EMULSIÓN INDICADO EN LA REMISIÓN. _____

DEPOSITOS MUESTREADOS _____

EMULSIÓN PARA UTILIZARSE EN: _____

	P R U E B A S		ENSAYES	ESPECIFICACIONES	
EN LA EMULSIÓN	VISCOSIDAD SAYBOLT FUROL SEG	A 25°C			
		A 50°C			
	RESIDUO DE LA DESTILACIÓN % PESO				
	ASENTAMIENTO EN 5 DÍAS %				
	RETENIDO EN MALLA No 0 850 %				
	MISCIBILIDAD CON CEMENTO PORTLAND				
	CARGA DE LA PARTÍCULA				
	DISOLVENTE EN VOLUMEN %				
	DEMULSIBILIDAD, %				
	PESO ESPECÍFICO A 25°C				
EN EL RESIDUO DE LA DESTILACIÓN	PENETRACIÓN EN GRADOS				
	SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO, %				
	DUCTILIDAD 25°C cm				
	PESO ESPECÍFICO A 25°C				

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-06

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

ENSAYE DE CEMENTO ASFÁLTICO MODIFICADO CON POLÍMERO

TIPO DE ASFALTO	FECHA DE RECIBO					
MODIFICADOR UTILIZADO	MUESTREADO EN.					
PARA EMPLEARSE EN	ENSAYES No. :					
MUESTRA No					ESPECIFICACIÓN	
FECHA DE MUESTREO					NORMA	VALOR
CANTIDAD DE MODIFICADOR (%)						
PRUEBAS AL ASFALTO NO ENVEJECIDO						
PESO ESPECIFICO A 25°C						
SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO (%)						
PUNTO DE INFLAMACIÓN (°C)						
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)						
PENETRACION A 25°C, 100 grs 5 seg (0 1 mm)						
PENETRACION A 4°C, 200 grs, 60 seg (0.1 mm)						
* DUCTILIDAD A 25°C 5 cm p m (cm)						
* DUCTILIDAD A 4°C 5 cm p m (cm)						
SEPARACIÓN DIFERENCIA ANILLO Y ESFERA (°C)						
VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL 135°C (seg.)						
VISCOSIDAD ABSOLUTA 60°C (Poises)						
VISCOSIDAD CINEMÁTICA 135°C (Centistokes)						
* RESILENCIA, (%)						
* RECUPERACION ELASTICA POR TORSIÓN A 25°C (%)						
** INDICE DE PENETRACION						
PERDIDA POR CALENTAMIENTO TFO (%)						
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE PELÍCULA DELGADA TFO ó RTFO						
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)						
* PENETRACIÓN A 25°C 100 grs, 5 seg (0 1 mm)						
* PENETRACIÓN A 4°C, 200 grs, 60 seg (0 1 mm)						
* DUCTILIDAD A 25°C, 5 cm p m (cm)						
DUCTILIDAD A 4°C, 5 cm p m (cm)						
VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL 135°C (seg)						
* VISCOSIDAD ABSOLUTA 60°C (Poises)						
* VISCOSIDAD CINEMATICA 135°C (Centistokes)						
* RECUPERACIÓN ELASTICA A 25°C (%)						
* RESILENCIA (%)						
* TENACIDAD						
** ÍNDICE DE PENETRACIÓN						
** PENETRACIÓN RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C						
** PENETRACIÓN RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C						
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C						
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C						
** RELACION DE VISCOSIDAD						
** INDICE DE ENVEJECIMIENTO						
** RELACION DE PENETRACION (%)						

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

* PRUEBAS DE REFERENCIA

** VALORES DE REFERENCIA

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTORA

ENSAYE DE CEMENTO ASFÁLTICO MODIFICADO CON HULE

TIPO DE ASFALTO		FECHA DE RECIBO					
MODIFICADOR UTILIZADO		MUESTREADO EN					
PARA EMPLEARSE EN		ENSAYES No					
MUESTRA No						ESPECIFICACIÓN	
FECHA DE MUESTREO							
CANTIDAD DE MODIFICADOR (%)						NORMA	VALOR
PRUEBAS AL ASFALTO NO ENVEJECIDO							
PESO ESPECIFICO A 25°C							
SOLUBILIDAD EN TRICLOROETILENO (%)							
PUNTO DE INFLAMACIÓN (°C)							
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)							
PENETRACIÓN A 25°C, 100 grs. 5 seg. (0 1 mm)							
PENETRACION A 4°C, 200 grs. 60 seg. (0.1 mm)							
* DUCTILIDAD A 25°C, 5 cm p m (cm)							
* DUCTILIDAD A 4°C, 5 cm p m (cm)							
VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL 135°C (seg)							
SCOSIDAD BROOKFIELD 177°C (Centipoises)							
RESILENCIA, (%)							
* RECUPERACION ELASTICA POR TORSIÓN A 25°C (%)							
** INDICE DE PENETRACIÓN							
* RECUPERACION DE HULE POR LAVADO (%)							
PERDIDA POR CALENTAMIENTO TFO (%)							
PRUEBAS EN EL RESIDUO DE PELÍCULA DELGADA TFO ó RTFO							
PUNTO DE REBLANDECIMIENTO ANILLO Y ESFERA (°C)							
PENETRACIÓN A 25°C, 100 grs. 5 seg. (0 1 mm)							
* PENETRACIÓN A 4°C, 200 grs 60 seg (0 1 mm)							
* DUCTILIDAD A 25°C, 5 cm p m (cm)							
DUCTILIDAD A 4°C 5 cm p m. (cm)							
VISCOSIDAD SAYBOLT-FUROL 135°C (seg)							
VISCOSIDAD BROOKFIELD 177°C (Centipoises)							
* RECUPERACIÓN ELÁSTICA A 25°C (%)							
* TENACIDAD							
** INDICE DE PENETRACIÓN							
** PENETRACION RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C							
** PENETRACIÓN RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C							
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 25°C							
** DUCTILIDAD RETENIDA EN % DEL ORIGINAL A 4°C							
** RELACIÓN DE PENETRACIÓN (%)							

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISO	APROBÓ

* PRUEBAS DE REFERENCIA

** VALORES DE REFERENCIA

TSFC-08

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

ENSAYE REOLÓGICO DE CEMENTO ASFÁLTICO PARA CLASIFICACIÓN

TIPO DE ASFALTO _____ MUESTREADO EN _____

MODIFICADOR UTILIZADO _____

PARA EMPLEARSE EN _____ FECHA DE RECIBO _____

TEMP DE PRUEBA	ENSAYE No./MUESTRA				ESPECIFICACIÓN	
	FECHA DE MUESTREO					
	CONTENIDO DE MODIFICADOR				NORMA	VALOR
ASFALTO ORIGINAL						
64°C	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
70°C	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
ASFALTO DESPUES DE TFOT						
64°C	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
70°C	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
ASFALTO DESPUES DE PAV						
	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					
	Módulo de Corte G* (KPa)					
	Angulo Fase δ (grados)					
	G*/Sen δ (KPa)					

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

TSFC-09

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

REPORTE DE RIEGOS DE PRODUCTOS ASFÁLTICOS

REPORTE DE CAMPO N°	FECHA DE INFORME	HORA DE INICIO	HORA DE TERMINO
PRODUCTO ASFÁLTICO EMPLEADO EN	IMPREGNACIÓN / RIEGO DE LIGA	CANTIDAD DEL PROYECTO	
ADITIVO EMPLEADO:		CANTIDAD EMPLEADA, l/m²	TEMP. DE APLICACIÓN
EQUIPO DE BARRIDO		PROFUNDIDAD MEDIA DE MATERIAL SECO	
CONDICIONES DEL CLIMA		TEMPERATURA AMBIENTE	

DEL km	AL km	CUERPO	CARRIL	LONGITUD m	ANCHO m	ÁREA m²	PRODUCTO ASFÁLTICO REGADO		TEXTURA Y ACABADO DE LA CAPA ANTES DE APLICAR EL PRODUCTO ASFÁLTICO
							LITROS	lt / m²	

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA:

TRAMO

CONSTRUCTORA

CALIDAD DE MATERIALES PARA CONCRETO ASFÁLTICO

MATERIAL _____ EXPEDIENTE _____

ENSAYE NUM _____ MUESTRA NUM _____ FECHA DE RECIBO. _____

ENVIADA POR _____ FECHA DE INFORME _____

PROCEDENCIA _____

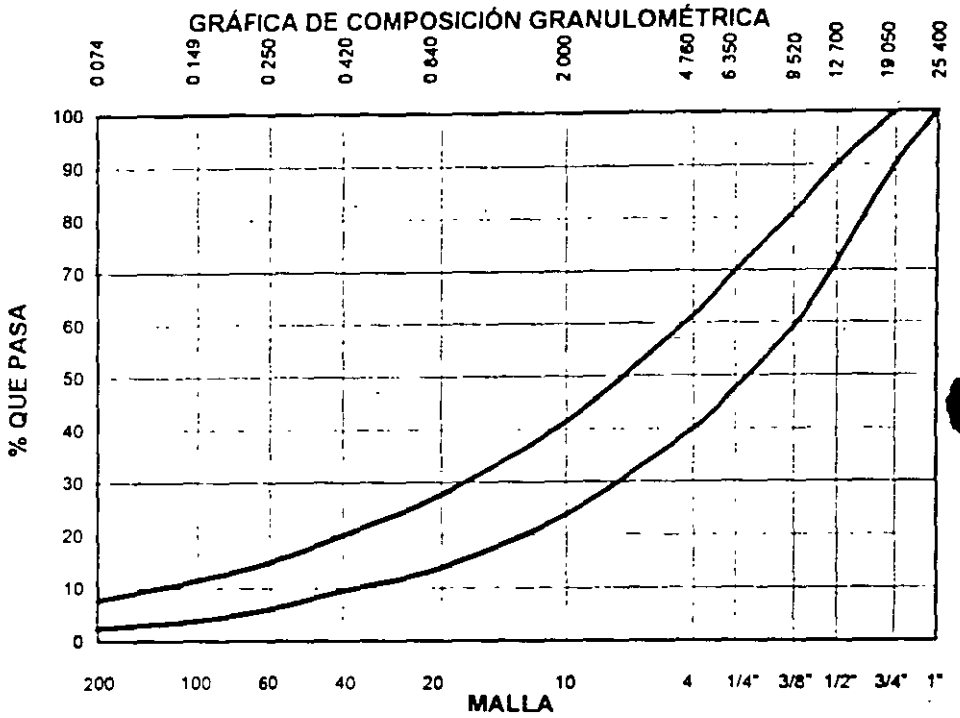
PRUEBAS SOBRE MATERIAL PÉTREO

CLASIFICACION PETROGRAFICA _____

PESO VOL SUELTO, kg/m³ _____

GRANULOMETRIA		
MALLA	% QUE PASA	PROYECTO
1		
3/4"		
1/2"		
3/8"		
1/4		
Nº 4		
Nº 10		
Nº 20		
Nº 40		
Nº 60		
Nº 100		
Nº 200		

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



CARACTERISTICAS DEL AGREGADO	
DENSIDAD	
ABSORCION %	
DESGASTE %	
PARTICULAS ALARGADAS %	
PARTICULAS EN FORMA DE LAJA %	
PARTICULAS DELEZNABLES %	
EQUIVALENTE DE ARENA %	
AFINIDAD CON EL ASFALTO	

CARACTERÍSTICAS DEL ASFALTO	
CEMENTO ASFALTICO TIPO	ADITIVO MARCA
CON ÓPT DE ASFALTO (%)	DOSIFICACIÓN % /(C A)
PROCEDENCIA	PROCEDENCIA DEL ADITIVO

CARACTERÍSTICAS DE LA MEZCLA ASFÁLTICA

ENSAYE	VALORES	ESPECIFICACIÓN
ESTABILIDAD kg		
FLUJO mm		
VACIOS EN LA MEZCLA %		
VACIOS AGREGADO MINERAL (V A M), %		
CONTENIDO DE CEMENTO ASFALTICO, %		
TENSION INDIRECTA km/cm² °C		
DEFORMACIÓN A LA TENSIÓN % °C		
PERDIDA DE ESTABILIDAD POR INMERSIÓN EN AGUA %		

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA:

TRAMO:

CONSTRUCTORA:

CALIDAD DE MATERIALES PARA CONCRETO ASFÁLTICO DE GRADUACIÓN ABIERTA

MATERIAL _____ EXPEDIENTE _____

ENSAYE NUM _____ MUESTRA NUM _____ FECHA DE RECIBO _____

ENVIADA POR _____ FECHA DE INFORME _____

PROCEDENCIA _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PÉTREO

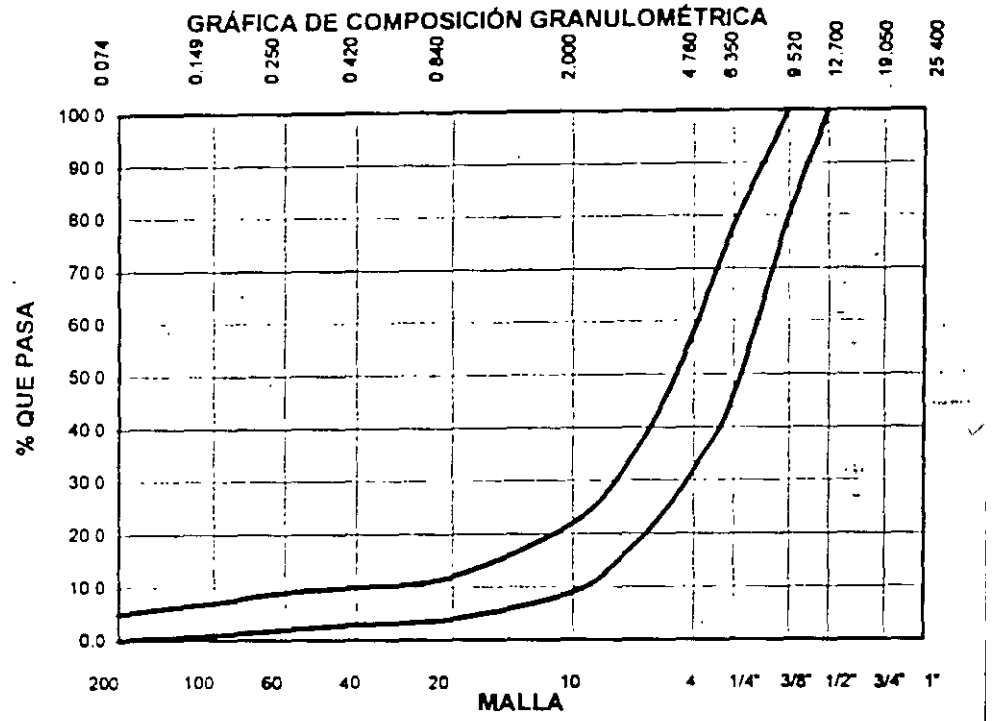
CLASIFICACION PETROGRAFICA _____

PESO VOL SUELTO, kg/m³ _____

GRANULOMETRIA

MALLA	% QUE PASA	PROYECTO
1"		
3/4"		
1/2"		
3/8"		
1/4"		
Nº 4		
10		
20		
Nº 40		
Nº 60		
Nº 100		
Nº 200		

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



CARACTERISTICAS DEL AGREGADO

DENSIDAD _____

ABSORCION % _____

DESGASTE % _____

PARTICULAS ALARGADAS % _____

PARTÍCULAS EN FORMA DE LAJA % _____

PARTICULAS DELEZNABLES % _____

EQUIVALENTE DE ARENA % _____

AFINIDAD CON EL ASFALTO _____

CARACTERISTICAS DEL ASFALTO

CEMENTO ASFALTICO TIPO.	ADITIVO MARCA
CON OPT DE ASFALTO (%)	DOSIFICACIÓN % /(C A)
PROCEDENCIA	PROCEDENCIA DEL ADITIVO

CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA ASFÁLTICA

ENSAYE	VALORES	ESPECIFICACIÓN
ESTABILIDAD, kg		
FLUJO, mm		
VACIOS EN LA MEZCLA , %		
VACIOS AGREGADO MINERAL (V A M), %		
CONTENIDO DE CEMENTO ASFALTICO, %		
TENSIÓN INDIRECTA kn/cm² °C		
DEFORMACIÓN A LA TENSIÓN % °C		
PÉRDIDA DE ESTABILIDAD POR INMERSIÓN EN AGUA, %		

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES:

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA

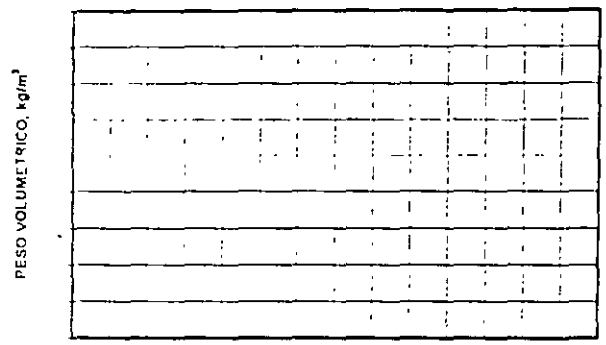
TRAMO
CONSTRUCTORA

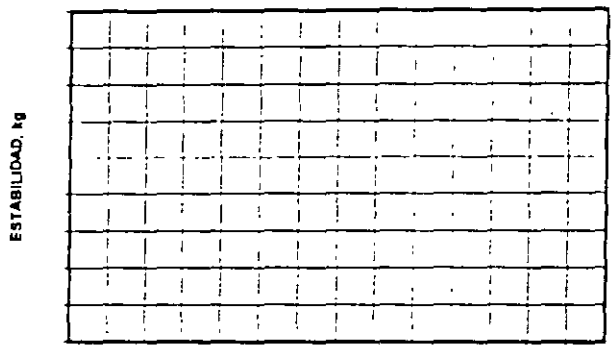
PRUEBA MARSHALL PARA ESTUDIO DE MEZCLA ASFÁLTICA

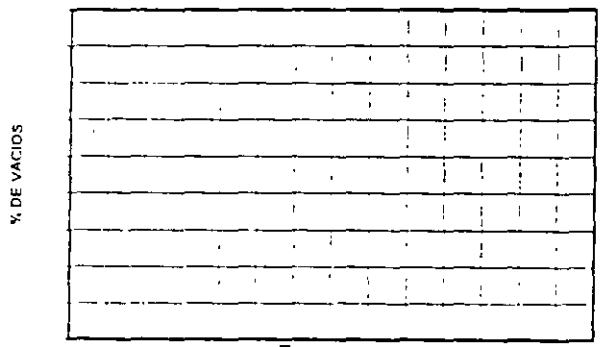
DATOS DEL MUESTREO

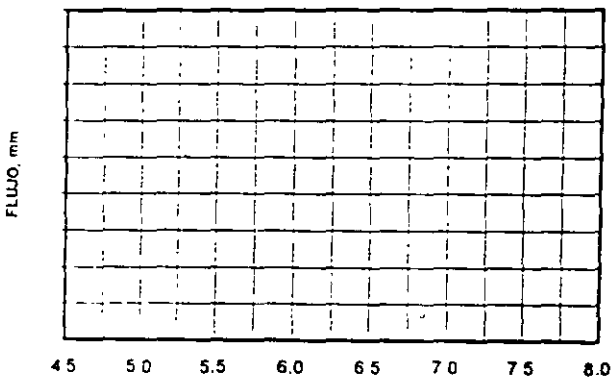
DESCRIPCION DEL MATERIAL
A UTILIZARSE EN. _____ km
PROCEDENCIA DEL AGREGADO.
CEMENTO ASFALTICO EMPLEADO.
UBICACION DE LA PLANTA·

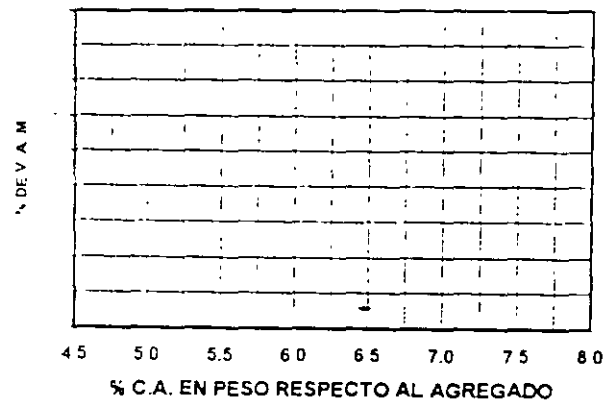
ENSAYE Nos :
FECHA DE MUESTREO
FECHA DE INFORME
PROCEDENCIA.











CARACTERÍSTICAS	DATOS OBT	ESP
CONTENIDO OPTIMO DE C A (%)		
PESO ESPECÍFICO kg/m³		
VACIOS (%)		
V A M (%)		
ESTABILIDAD (kg)		
FLUJO (mm)		

ESPECÍMEN COMPACTADO CON
GOLPES DEL PISÓN POR CARA A LA TEMPERATURA DE·

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

OBRA:

TRAMO:

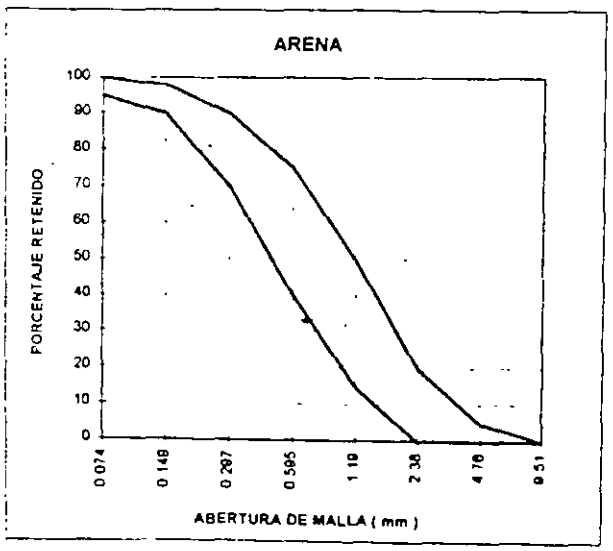
CONSTRUCTORA :

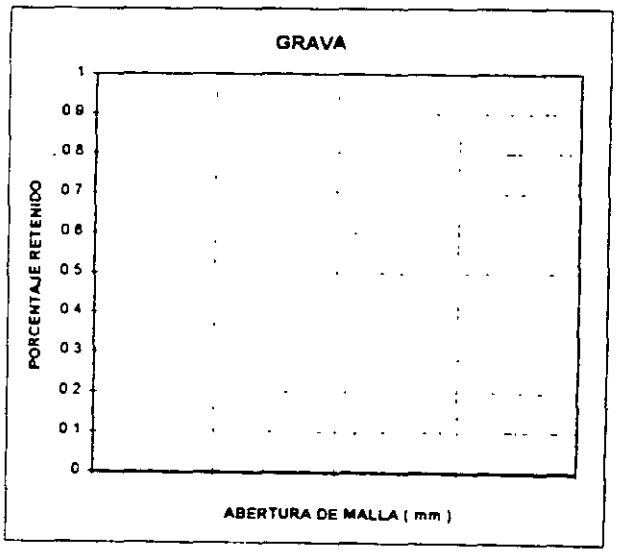
PRUEBAS FÍSICAS DE AGREGADOS PARA CONCRETO HIDRÁULICO

PROCEDENCIA	MUESTRA No
DESCRIPCION	FECHA DE RECIBO

CARACTERISTICAS DEL AGREGADO FINO			CARACTERÍSTICAS DEL AGREGADO GRUESO		
MUESTRA No			MUESTRA No		
% RETENIDO EN MALLA 3/8 "			TAMAÑO MÁXIMO NOMINAL (PULG)		
% RETENIDO EN MALLA No 4			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 8			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 16			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 30			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 50			% RETENIDO EN MALLA		
% RETENIDO EN MALLA No 100			% QUE PASA MALLA No 4		
% QUE PASA MALLA No 200			DENSIDAD		
MODULO DE FINURA			ABSORCIÓN		
DENSIDAD			PESO VOLUMÉTRICO SUELTO		
ABSORCION			PESO VOLUMÉTRICO VARILLADO		
PESO VOLUMETRICO SUELTO			INTEMPERISMO ACELERADO		
PESO VOLUMETRICO VARILLADO			PÉRDIDA POR ABRASIÓN		
EQUIVALENTE DE ARENA			OBSERVACIONES :		
INTEMPERISMO ACELERADO					
MATERIA ORGANICA (COLOR)					

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DE LOS AGREGADOS





FORMULO	REVISO:	APROBÓ	FECHA

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

PRUEBAS DE CONCRETO HIDRÁULICO

DATOS DEL MUESTREO

DESCRIPCION DEL MATERIAL _____ ENSAYE Nos _____

FECHA DE INFORME _____

A UTILIZARSE EN _____

IDENTIFICACION						
ENSAYE No						
MUESTRA No						
TOMADA DE						
ELEMENTO COLADO						
DATOS DEL PROPORCIONAMIENTO						
f'_c DE PROYECTO (kg/cm^2)						
RELACION A/C						
ELABORADO EN						
ADITIVO — MARCA						
ADITIVO — DOSIFICACION						
ADITIVO — FINALIDAD						
DATOS DE LA OBRA						
EQUIPO DE MEZCLADO						
VIBRADO O SIN VIBRAR						
CEMENTO — MARCA						
CEMENTO — TIPO						
CEMENTO — CONSUMO m^3						
AGUA CONSUMO / SACO						
REVENIMIENTO cm						
DATOS DEL ESPECIMEN — DIAMETRO, cm						
DATOS DEL ESPECIMEN — SECCION, cm^2						
DATOS DEL ESPECIMEN — FECHA DE COLADO						
DATOS DEL ESPECIMEN — FECHA DE RUPTURA						
DATOS DEL ESPECIMEN — EDAD, DIAS						
DATOS DEL ESPECIMEN — CARGA DE RUPTURA, kg						
DATOS DEL ESPECIMEN — RESISTENCIAS, kg/cm^2						
DATOS DEL ESPECIMEN — % DE LA RESISTENCIA DE PROYECTO						

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

TSFC-28

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTORA

REVENIMIENTO DEL CONCRETO

HOJA _____

REVENIMIENTO MEDIO MÓVIL, cm

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10 11 12 13 14 15 16 17 18 19 20

ENSAYE	REVENIMIENTO cm			IDENTIFICACION MUESTRAS				HORA
	5 VALORES CONSECUTIVOS		VALOR MEDIO	DIAS				
	PROM	SUMA	PROM	7	7	28	28	
1								
2								
3								
4								
5								
6								
7								
8								
9								
10								
11								
12								
13								
14								
15								
16								
17								
18								
19								
20								
21								
22								
23								
24								
25								
26								
27								
28								
29								
30								
	$\overline{X}$ =	cm	$\sigma = \pm$	cm		V =	%	

PROPORCIONAMIENTO.
PLANTA:
OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

Cada punto de la gráfica de tendencias representa el promedio de 5 valores consecutivos.

TSFC-29

OBRA
TRAMO
CONSTRUCTORA

ANÁLISIS ESTÁDISTICO DE RESISTENCIA DEL CONCRETO HIDRÁULICO. EDAD: _____ DÍAS

HOJA

ENSAYE	MÓDULO DE RUPTURA, kg/cm² (0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100)	10 VALORES CONSECUTIVOS PROM	10 VALORES CONSECUTIVOS SUMA	VALOR MEDIO PROM	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, kg/cm² (0 10 20 30 40 50)	CILINDRO 1	CILINDRO 2	5 VALORES CONSECUTIVOS PROM	5 VALORES CONSECUTIVOS SUMA	VALOR MEDIO PROM
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
	$\bar{X}$ = kg/cm²	σ = ± kg/cm²	V = %		$\bar{X}$ = kg/cm²	σ = ± kg/cm²	V = %			

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES:

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

Cada punto de las graficas representa el prome

0 y 5 valores consecutivos respectivamente

OBRA
TRAMO
CONSTRUCTORA

RESISTENCIA DEL CONCRETO HIDRÁULICO EDAD: _____ DÍAS (f'c = _____ kg/cm²)

HOJA: _____

ENSAYE	INTERVALO MEDIO MÓVIL (0 2 4 6 8 10 12)	10 VALORES CONSECUTIVOS PROM	10 VALORES CONSECUTIVOS SUMA	VALOR MEDIO PROM	RESISTENCIA A LA COMPRESION SIMPLE, kg/cm² (0 50 100 150 200 250 300)	CILINDRO 1	CILINDRO 2	5 VALORES CONSECUTIVOS PROM	5 VALORES CONSECUTIVOS SUMA	VALOR MEDIO PROM
1										
2										
3										
4										
5										
6										
7										
8										
9										
10										
11										
12										
13										
14										
15										
16										
17										
18										
19										
20										
21										
22										
23										
24										
25										
26										
27										
28										
29										
30										
	$\bar{X}$ = kg/cm² σ = ± kg/cm²		V = %		$\bar{X}$ = kg/cm² σ = ± kg/cm²		V = %			

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES.

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ
_____	_____	_____

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTOR/

CALIDAD DE MATERIALES PARA BASE ASFÁLTICA

MATERIAL _____ EXPEDIENTE. _____
ENSAYE NUM. _____ MUESTRA NUM _____ FECHA DE RECIBO _____
ENVIADA POR _____ FECHA DE INFORME _____
PROCEDENCIA _____

PRUEBAS SOBRE MATERIAL PÉTREO

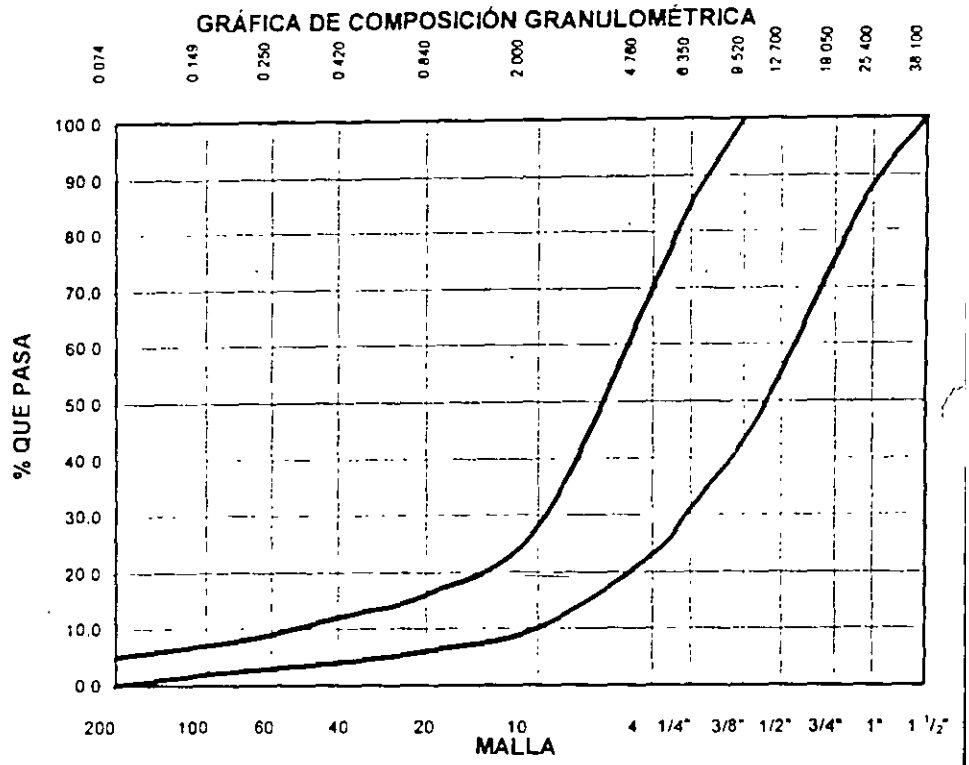
CLASIFICACION PETROGRAFICA _____

PESO VOL SUELTO, kg/m³ _____

GRANULOMETRIA

MALLA	% QUE PASA	PROYECTO
1 1/2"		
1"		
3/4"		
1/2"		
3/8"		
1/4"		
Nº 4		
Nº 10		
Nº 20		
Nº 40		
Nº 60		
Nº 100		
Nº 200		

GRÁFICA DE COMPOSICIÓN GRANULOMÉTRICA



CARACTERISTICAS DEL AGREGADO

DENSIDAD _____
ABSORCION % _____
DESGASTE, % _____
CONTRACCIÓN LINEAL, % _____
PARTICULAS ALARGADAS % _____
PARTICULAS EN FORMA DE LAJA, % _____
EQUIVALENTE DE ARENA % _____
AFINIDAD CON EL ASFALTO _____

CARACTERISTICAS DEL ASFALTO

TIPO _____ ADITIVO MARCA _____
CON OPT DE ASFALTO (%) _____ DOSIFICACIÓN % (C A) _____

CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA ASFÁLTICA

ENSAYE	VALORES	ESPECIFICACIÓN
ESTABILIDAD kg		
FLUJO, mm		
VACIOS EN LA MEZCLA %		
VACIOS AGR MIN (V A M), %		
VACIOS OCUP ASF , %		
CONT CEM ASF %		
PESO VOL MAX EN MEZCLA COMPACTA (kg/m3)		

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULÓ	REVISÓ	APROBÓ

TSFC-15

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

INFORME DE TEMPERATURAS Y TENDIDO DE MEZCLA ASFÁLTICA ELABORADA EN CALIENTE

HOJA

CARPETA NUEVA | SOBRECARPETA | RENIVELACION | FECHA DE INFORME

PLANTA EN | ESPESOR DE PROYECTO DE LA CAPA cm

DESVIACION | TEMPERATURA AMBIENTE °C | ESPESOR DE LA CAPA ANTES DE COMPACTAR cm

VIAJES		MUES	HORAS		TEMPS DE LA MEZCLA °C			TENDIDO					ESPESOR DE CAPA TENDIDA (Antes de compactar)	OBSERVACIONES
CAMIÓN No	VOL. m³	TRA No	SALIDA DE PLANTA	DESCARGA EN TRAMO	AL SALIR DE LA PLANTA	AL TENDER	AL COMPACTAR	DEL km	AL km	CUERPO	CARRIL	ANCHO m		

OBRA

TRAMO

CONSTRUCTORA

REPORTE DE CONTROL DE CARPETA POR MEDIO DE PASTILLAS MARSHALL

DATOS DEL MUESTREO				
	DESCRIPCION DEL MATERIAL		ENSAYE Nos	
	A UTILIZARSE EN	km	FECHA DE MUESTREO	
	PROCEDENCIA DEL AGREGADO		FECHA DE INFORME	
	MUESTRA OBTENIDA EN			

ENSAYE Nº	DESCRIPCION	% ASFALTO	PESO VOLÚMETRICO	% VACIOS	ESTABILIDAD	FLUJO (mm)

VALORES MARSHALL DE PROYECTO

% OPTIMO CEMENTO ASFALTICO	%	% VACIOS	%
TIPO DE ASFALTO		VACIOS LLENOS C A	%
DENSIDAD TEORICA MÁXIMA	Ton/m³	ESTABILIDAD	kg
DENSIDAD DE PROYECTO	Ton/m³	FLUJO	mm

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

TSFC-17

OBRA

TRAMO
CONSTRUCTORA

INFORME DE ESPESORES, COMPACTACIÓN Y PERMEABILIDAD

REPORTE DE CAMPO N° _____ FECHA DE INFORME _____

GRADO DE COMPACTACION DE PROYECTO _____ ESPESOR DE PROYECTO _____

ENSAYE Nº	ESTACION	CARRIL	ESPESOR DE LA CAPA ENSAYADA	PERMEABILIDAD %		PESO ESPECIFICO kg/m³		% DE COMPACTACIÓN
				DEL LUGAR	ESPECIFICACIÓN	DEL LUGAR	MARSHALL	

OBSERVACIONES Y/O RECOMENDACIONES

FORMULO	REVISO	APROBO

TSFC-18

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ESTUDIOS DETALLADOS: GEOTÉCNICOS Y PAVIMENTOS

EXPOSITOR: ING. MANUEL ZARATE AQUINO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y RIGIDOS.

M. ZARATE
Geosol, S.A de C.V.

INDICE

		PAG.
1.	ASPECTOS CONCEPTUALES	1
2.	DESCRIPCION Y FUNCIONES DE LOS PAVIMENTOS	2
3,	CARACTERISTICAS FUNCIONALES Y ESTRUCTURALES DE LOS PAVIMENTOS	3
4.	FACTORES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO	4
5.	PRINCIPALES MATERIALES BASICOS EMPLEADOS EN LOS PAVIMENTOS	7
6	TIPOS DE PAVIMENTO	8
7	ASPECTOS TEORICOS Y FUNDAMENTOS DE DISEÑO	10
7 1	Generalidades	10
7.2	Métodos de diseño	12
7 3	Método AASHTO para pavimentos flexibles	13
7 4	Metodo AASHTO para pavimentos rigidos	26
8	ALCANCE DEL PROYECTO	45
9	EVALUACION	47
10	ESTADO ACTUAL Y FUTURO	48

DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y RIGIDOS.

M. ZARATE
Geosol, S. A. DE C. V.

1. ASPECTOS CONCEPTUALES.

De acuerdo con la concepción actual de los pavimentos, pueden definirse como un sistema que funciona obedeciendo determinadas leyes físicas, reaccionando en forma de respuestas cuando es activado por funciones de excitación. Las leyes físicas consideradas indicarán la forma en que se relacionen los esfuerzos, deformaciones unitarias, tiempo y temperatura.

El pavimento como sistema está caracterizado por las propiedades, espesores y disposición de los materiales, así como por la calidad de la construcción, en la cual tiene gran importancia las especificaciones, la supervisión de la obra y el control de calidad ejercido.

Al actuar sobre el sistema las funciones de excitación, como las cargas aplicadas por los vehículos, por ejemplo, el sistema genera respuestas mecánicas inmediatas, derivadas de las leyes físicas involucradas y que se identifican como estados de esfuerzos de deformaciones unitarias y de deflexiones (σ, ϵ, δ), a los cuales están asociados determinados efectos, conocidos como deterioros, que son funciones del tiempo y que se caracterizan por ser acumulativos, progresivos, permanentes e interactuantes, identificados como agrietamientos, deformaciones, desintegración y reducción de la resistencia al derrapamiento, además del fenómeno de bombeo y escalonamiento entre juntas, en el caso de pavimentos rígidos.

La presencia repetida de los estados de respuesta tiene un efecto progresivo en los deterioros, produciéndose la degradación gradual del pavimento, hasta alcanzar determinados valores críticos, límite o terminales, que constituyen un

estado de falla del pavimento, momento en el cual se considera que el pavimento ya no es capaz de cumplir con su función y ha llegado al final de su vida útil.

Con relación a la función que deben desempeñar los pavimentos, debe mencionarse que ésta consiste fundamentalmente en hacer posible el tránsito de los vehículos con seguridad, comodidad, eficiencia y economía, en el plazo establecido en el proyecto, para lo cual, los pavimentos deben satisfacer los siguientes atributos:

- regularidad superficial longitudinal y transversal
- resistencia adecuada al derrapamiento en todo tiempo
- rápida eliminación del agua superficial
- capacidad para soportar las cargas
- bajo nivel de ruido
- bajo nivel de desgaste de las llantas
- adecuadas propiedades de reflexión luminosa
- apariencia agradable.

Es importante tomar en cuenta que los atributos antes citados deben ser considerados en el proyecto, debiendo establecerse en los planos, especificaciones y lineamientos constructivos, las recomendaciones y acciones que deban ejercerse para satisfacer dichos atributos. Por otra parte, durante la construcción de los pavimentos, la supervisión y el grupo de control de calidad deberán vigilar el cumplimiento de las acciones y recomendaciones prescritas antes citadas.

De esta manera, el proyecto, las especificaciones, la supervisión y el control de calidad, deben actuar conjuntamente y en la misma dirección para alcanzar un objetivo común, que es el cumplimiento de los atributos antes mencionados.

2. DESCRIPCION Y FUNCIONES DE LOS PAVIMENTOS.

Como se mencionó anteriormente, los pavimentos están constituidos por un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales y de varios centímetros de espesor, de diferentes materiales, adecuadamente compactados. Estas estructuras estratificadas se apoyan en la capa subrasante, constituida por el terreno natural o por material seleccionado y han de soportar las cargas del tránsito durante un período de varios años, sin deterioros que afecten a la seguridad o a la comodidad de los usuarios o a la propia integridad del pavimento. Por consiguiente, el pavimento tiene las funciones siguientes:

2.1 Proporcionar una superficie de rodamiento segura, cómoda y de características permanentes bajo las cargas repetidas del tránsito a lo largo de un periodo de tiempo, denominado vida de diseño o ciclo de vida, durante el cual sólo deben ser necesarias algunas actuaciones esporádicas de conservación, locales o de poca magnitud en importancia y costo

2.2 Resistir las solicitaciones del tránsito previsto durante la vida de diseño y distribuir las presiones verticales ejercidas por las cargas, de forma que a la capa subrasante solo llegue una pequeña fracción de aquellas, compatible con su capacidad de soporte. Las deformaciones recuperables que se produzcan tanto en la capa subrasante como en las diferentes capas del pavimento deberán ser admisibles, teniendo en cuenta la repetición de cargas y la resistencia a la fatiga de los materiales.

2.3 Constituir una estructura resistente a los factores climatológicos, en especial de la temperatura y del agua, por sus efectos adversos en el comportamiento de los materiales del pavimento y de los suelos de cimentación.

3. CARACTERISTICAS FUNCIONALES Y ESTRUCTURALES DE LOS PAVIMENTOS.

Los pavimentos deben poseer unas determinadas características funcionales, que corresponden prácticamente a las condiciones superficiales del pavimento y que afectan especialmente a los usuarios. Por otra parte, han de tener también unas características estructurales que interesan más específicamente a los técnicos encargados de la conservación y operación de los pavimentos.

Entre las características superficiales o funcionales pueden citarse:

- la resistencia al derrapamiento obtenida a través de una adecuada textura superficial, adaptada a las velocidades previstas de circulación y cuya influencia en la seguridad vial es decisiva.
- la regularidad superficial del pavimento, tanto transversal como longitudinal, que afecta a la comodidad de los usuarios en mayor o menor medida en función de las longitudes de onda de las deformaciones y de la velocidad de circulación. Esta característica está ligada igualmente a la facilidad para eliminar el agua superficial, que también afecta a la seguridad del usuario.
- el ruido generado al circular tanto en el interior de los vehículos (usuarios) como en el exterior (entorno).
- las propiedades de reflexión luminosa, tan importantes para la conducción nocturna y para el diseño adecuado de las instalaciones

de iluminación. Es igualmente importante el color para efectos de contraste con el señalamiento de piso.
- el desagüe superficial rápido para limitar el espesor de la película de agua, salpicaduras, etc, mediante pendientes adecuadas que conduzcan el agua hacia los dispositivos de drenaje.

Por su parte, las características estructurales están relacionadas con las de los materiales empleados en las diferentes capas del pavimento, en particular las mecánicas, y con los espesores de estas capas. Un análisis mecánico da una idea de los efectos de las cargas del tránsito, en cuanto a estados de esfuerzo, deformaciones unitarias y deflexiones. Si se conocen las leyes de fatiga de los materiales por otra parte, es posible estimar el número de aplicaciones de cargas que pueden soportar las distintas capas o su durabilidad y, por tanto, la del pavimento en su conjunto.

4. FACTORES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO.

El proyecto del pavimento debe perseguir una optimización desde el punto de vista de la resistencia y funcionalidad de la estructura, con un costo global mínimo, que incluye los costos de construcción, conservación, rehabilitación y operación en un período de 30 a 40 años, generalmente.

Además de las características funcionales y estructurales, el proyecto de los pavimentos requiere la consideración de aspectos constructivos El análisis de los costos debe completarse con una previsión del comportamiento del pavimento durante el periodo de diseño, la conservación necesaria y su costo actualizado y, finalmente una estimación de futuros refuerzos estructurales, renovaciones superficiales o reconstrucciones. Además de los costos actualizados, deben tenerse en cuenta los costos del usuario, relacionados con su seguridad, comodidad y con las demoras que se originan en vialidades relativamente congestionadas por los trabajos de conservación y repavimentación. Es importante además que cada tipo de pavimento se asocie a los requerimientos de conservación necesarios, con el objeto de poder evaluar económicamente cada una de las opciones consideradas.

Para el diseño o dimensionamiento de los pavimentos existen varios métodos desarrollados por diferentes Organismos, cuya aplicación se basa principalmente en los siguientes factores.

4.1 Tránsito.

Interesan las c gas más pesadas por eje (simple, tándem o triple) esperadas en el carril de proyecto (que generalmente es el más solicitado y que determinará la estructura del pavimento de la vialidad) durante el pe odo de proyecto adoptado. Sin embargo, en los casos de vialidades n carriles múltiples podrá realizarse un diseño con estructuras y espesores diferenciados. La repetición de cargas y la acumulac n de sus efectos sobre el pavimento, como la fatiga son fundame ales para el cálculo. Además se tendrán en cuenta las máxima presiones de contacto, las solicitaciones tangenciales en tramos speciales (curvas, zonas de frenado y aceleración, etc), las veloci des de aplicación (en particular, las lentas en rampas y zonas de estac namiento de vehículos pesados), la canalización del tránsito, etc. El tr sito generalmente se establece como número de ejes acumulados de 8 2 ton (18000 lb), en el período de diseño.

4.2 C pa subrasante.

omo parámetro fundamental se emplea la capacidad de soporte o esistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo las cargas de tránsito. Debe tenerse en cuenta la sensibilidad del suelo a la humedad, tanto en lo que se refiere a su resistencia como a las eventuales variaciones de volumen, (expansión-contracción). Generalmente el parámetro de resistencia utilizado para caracterizar la resistencia de los materiales, es el Valor Relativo Soporte (CBR), si bien actualmente algunos métodos emplean el Módulo de Resiliencia, siendo común además manejar correlaciones entre CBR y M_R.

4.3 Clima

Debe tenerse en cuenta en la selección de los materiales y en determinados elementos colaterales; como el drenaje. En el diseño de la propia estructura del pavimento interesa su comportamiento bajo efectos de temperatura y humedad. Son objeto de consideración las temperaturas extremas diarias y estacionales, así como el régimen e intensidad de las precipitaciones, aspectos que deben tomarse muy en cuenta en los aspectos constructivos.

4.4 Los materiales disponibles.

Son determinantes para la selección de la estructura del pavimento en la forma más adecuada técnica y económicamente. Por una parte, se

considerarán los agregados disponibles en los bancos de materiales de la zona. Además de la calidad requerida, en la que se incluye la deseada homogeneidad, deben verificarse las cantidades disponibles, el suministro y su precio, condicionado en gran medida por la distancia de transporte. Por otro lado, se considerarán los materiales básicos de mayor costo, como cementantes, estabilizadores y modificadores, así como la experiencia y habilidad en su manejo y uso.

4.5 Drenaje y subdrenaje.

El agua es uno de los factores que más contribuyen en el deterioro de los pavimentos, debido a lo cual deberá concederse importancia al rápido desalojo del agua, evitando su concentración tanto en la superficie como en alguna de las capas que constituyen el pavimento, incluyendo la capa subrasante.

Para obtener un mejor comportamiento del pavimento, el proyectista debe reconocer que existen varias formas en que el agua puede entrar a la estructura del pavimento y a la capa subrasante, como grietas, baches y juntas, jardineras y camellones, fugas en los sistemas de drenaje y agua potable, ascensión capilar, posición del nivel freático, etc.

El agua afecta a los materiales del pavimento en varias formas, modificando o alterando algunas de sus propiedades:

- cohesión
- expansión – contracción
- erosión
- grado de compactación
- corrosión
- envejecimiento de los asfaltos
- adherencia entre agregados y asfalto

Se debe por lo tanto tomar las medidas pertinentes para proponer sistemas de drenaje y subdrenaje que actúen con efectividad.

Con relación al drenaje superficial, se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La pendiente transversal del pavimento deberá ser por lo menos del 1%
- No se deberán admitir depresiones en la superficie que pudieran provocar estancamientos de agua.

- El texturizado debe facilitar la expulsión rápida del agua transversalmente.
- No deberán existir obstáculos que faciliten el encharcamiento del agua en las bocas de tormenta o rejillas.
- Las juntas en el pavimento deberán tratarse adecuadamente. De igual manera no deberán permitirse agrietamientos en el pavimento que facilitaran la filtración de agua a las capas inferiores.

Así mismo deberá tenerse en cuenta que la textura superficial determina la rapidez con que el agua puede escapar de entre la llanta y el pavimento y también la rapidez con que escurre por la superficie durante la lluvia. El agua en el pavimento puede ocasionar una perdida de contacto entre la llanta y su superficie, dando origen a la pérdida del control de la dirección del vehiculo y a su deslizamiento, fenómeno que se le conoce como hidroplaneo o acuaplaneo y generalmente ocurre cuando se conduce un vehiculo bajo la lluvia a gran velocidad y se forma una lámina de agua sobre la superficie de rodamiento que alcanza un nivel crítico en función de la velocidad del vehiculo.

Con el fin de minimizar o evitar la ocurrencia de este fenómeno, a los pavimentos debe proporcionarse una textura superficial, que debe ser compatible con el medio ambiente, velocidad de circulación, intensidad de tránsito, topografía y características geométricas de vialidad.

4.6 Otros factores.

Existen otros factores que en ocasiones afectan de manera muy importante el proyecto de un pavimento, como el entorno urbano, las dimensiones de la obra, la experiencia y equipos de las empresas constructoras, algunas medidas de politica general o local, etc.

5. PRINCIPALES MATERIALES BASICOS EMPLEADOS EN LOS PAVIMENTOS.

Como materiales básicos utilizados en la construcción de las diversas capas del pavimento, se encuentran los siguientes:

- Suelos granulares seleccionados
- Agregados naturales, cribados y/o triturados parcialmente
- Agregados producto de trituración total y cribados
- Agregados procedentes de procesos de reciclado.

- Productos asfálticos, como cementos y emulsiones, con o sin agentes modificadores
- Productos cementantes y estabilizadores, como cemento Portland, cal, etc.
- Agua
- Productos geosintéticos, como geotextiles, geomallas, geodrenes, etc.
- Materiales varios, como varillas de acero, aditivos para concreto, productos especiales para sellado de juntas y grietas, fibras, etc.

Los suelos y agregados, incluyendo la utilización de productos cementantes, estabilizadores y modificadores, se utilizan para construir los siguientes elementos:

- Capas de agregados granulares como subbase, bases, capa subrasante.
- Materiales granulares estabilizados o tratados, como suelos estabilizados con cemento, cal o productos asfálticos, mezclados en el sitio o en planta, gravacemento, gravaemulsión, etc.
- Tratamientos superficiales y riegos asfálticos, que comprenden los riegos de impregnación, liga y sellado, las lechadas asfálticas, morteros, asfálticos, carpetas delgadas de granulometría abierta, etc.
- Mezclas asfálticas, como mezclas en caliente o en frío, mezclas cerradas o abiertas, etc.
- Concretos hidráulicos vibrados para pavimentos rígidos, concretos pobres para bases, concreto compactados con rodillo, etc.

6. TIPOS DE PAVIMENTOS

La tecnología actual cuenta con una gran variedad de pavimentos que, siguiendo criterios tradicionales, suele clasificarse en dos grandes grupos: flexibles y rígidos.

Los llamados pavimentos flexibles están formados por una serie de capas constituidas por materiales con una resistencia a la deformación que inicialmente era decreciente con la profundidad, de modo análogo a la disminución de las presiones transmitidas desde la superficie y cuentan con una capa de rodamiento constituida por mezcla asfáltica, por lo que también se les denomina pavimentos asfálticos.

El aumento de las intensidades y número de aplicaciones de cargas llevó en su día a los denominados pavimentos rígidos, con capas tratadas o estabilizadas con cemento o con un espesor muy importante de mezclas asfálticas como las denominadas "full depth", con espesores del orden de 30 cm. Estos pavimentos suelen incluirse también formalmente en el grupo de los flexibles, debido a que tienen un pavimento asfáltico análogo, pero su comportamiento estructural es muy diferente, con capas inferiores de igual o mayor rigidez que las superiores, como en el caso de los pavimentos de sección invertida.

Los pavimentos rígidos constan de una losa de concreto hidráulico. Por su mayor rigidez distribuyen las cargas verticales sobre un área grande y con presiones muy reducidas. Salvo en bordes de losas y juntas sin pasajuntas, las deflexiones o deformaciones elásticas son casi inapreciables.

Los pavimentos mixtos o compuestos, están constituidos por una capa de concreto hidráulico, cubierta por una carpeta asfáltica. Se emplean en calles y su justificación se basa entre otras razones en la presencia de redes y servicios bajo la vialidad, que han de protegerse de la acción del tránsito o que su posición impide efectuar excavaciones de mayor profundidad para alojar una estructura de pavimento flexible convencional. Así mismo, pueden tener una mayor capacidad estructural y por tanto, un mejor desempeño.

Pavimentos flexibles y semirrígidos

Están constituidos por varias capas denominadas de arriba hacia abajo como carpeta, base y subbase, respectivamente.

La carpeta es la parte que soporta directamente las solicitaciones del tránsito y aporta las características funcionales, como ya se ha indicado. Estructuralmente, absorbe los esfuerzos horizontales y parte de los verticales. En condiciones de alta intensidad de tránsito puede llegar a alcanzar espesores importantes. Se construyen con mezclas asfálticas en frío o en caliente, denominándose en este último caso concretos asfálticos, que pueden tener algún agente modificador para mejorar alguna de sus características. Cuando el espesor total de la carpeta es superior a 8 cm se construye por capas. Para mejorar sus características superficiales o con fines de conservación, se pueden aplicar a la carpeta tratamientos superficiales, como capas delgadas de mortero y lechadas asfálticas, carpetas drenantes de granulometría abierta, etc.

La base es la capa situada debajo de la carpeta. Su función es eminentemente resistente, absorbiendo la mayor parte de los esfuerzos verticales y su rigidez o su resistencia a la deformación bajo las solicitaciones repetidas del tránsito suele corresponder a la intensidad del tránsito pesado. Asi, para tránsito medio y ligero se emplean las tradicionales bases granulares, pero para tránsito pesado se emplean ya materiales granulares tratados con un cementante, normalmente bases de mezcla asfáltica o bases de gravacemento.

La subbase es la capa situada debajo de la base y sobre la capa subrasante. Esta capa puede no ser necesaria cuando la capa subrasante es de elevada capacidad de soporte. Su función es proporcionar a la base un cimiento uniforme y constituir una adecuada plataforma de trabajo para su colocación y compactación. Es deseable que cumpla también una función drenante, para lo cual es imprescindible que los materiales utilizados carezcan de finos y en todo caso suele ser una capa de transición necesaria. Se emplean normalmente subbases granulares constituidas por materiales cribados o de trituración parcial, suelos estabilizados con cemento, etc.

7. ASPECTOS TEÓRICOS Y FUNDAMENTOS DE DISEÑO.

7.1 Generalidades.

Los métodos de diseño de pavimentos, tanto rigidos como flexibles, han sufrido importantes transformaciones a lo largo del tiempo. Desde aquellos primeros métodos de diseño de tipo empirico de principios del presente siglo, basados en un sistema de clasificación de suelos, o apoyados en pruebas de resistencia igualmente empiricas, hasta la época actual, los métodos de diseño se han visto fuertemente enriquecidos por las aportaciones de importantes investigaciones, como las realizadas en tramos experimentales, entre los que destaca el llevado a cabo bajo la dirección de la AASHO, en los Estados Unidos de Norteamérica y cuyos primeros resultados se incorporaron en 1962 a la tecnología de los pavimentos. A partir de ese momento y con la introducción de las computadoras, la utilización de sofisticados instrumentos y equipos de ensaye y medición y procedimientos de análisis como el método del elemento finito, se han desarrollado métodos de diseño más avanzados, como los denominados mecanistico-empiricos, los cuales tienen una componente teórica, basada en un modelo estructural y una componente empírica, basada en resultados de laboratorio y observaciones de comportamiento en el campo, con los cuales se configura un modelo de comportamiento. Más recientemente las investigaciones llevadas a cabo dentro del programa SHRP, han revolucionado la tecnología

principalmente de los asfaltos con el objetivo de mejorar el estado del conocimiento en cuanto al comportamiento de los pavimentos.

Los modelos estructurales de la parte mecanicista están más avanzados que los modelos de comportamiento de la parte empírica. Los primeros están basados generalmente en una teoría mecánica, como la de la Elasticidad, por ejemplo, mientras que lo segundos son producto de ecuaciones de regresión, que pueden dar lugar a dispersiones importantes, por lo que requieren de cuidadosas calibraciones y revisiones para asegurar una concordancia satisfactoria entre la predicción y la realidad, aspecto que es muy importante para el desarrollo confiable del método. Los modelos así desarrollados permiten evaluar la influencia de la variación de los espesores de las capas, de las cargas aplicadas, de la introducción de nuevos materiales, la influencia del medio ambiente, la aplicación de medidas de rehabilitación, la predicción del comportamiento del pavimento a través del tiempo, así como su vida remanente, permitiendo obtener un mayor nivel de confianza en el diseño, etc. Estos métodos parecen ser los procedimientos de análisis más promisorios hoy en día para el diseño y evaluación de pavimentos.

El estado tecnológico actual permite calcular los estados de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, aplicando las leyes físicas disponibles, de acuerdo con alguna forma de respuesta mecánica: elástica, viscoelástica, etc. Por lo que respecta a los modos de falla, los métodos de diseño generalmente están calibrados para considerar la ocurrencia de algunos de éllos, aunque no todos, ya que por ejemplo las fallas por desintegración o por reducción de resistencia al derrapamiento son generalmente cubiertos mediante los diseños de las mezclas y especificaciones de materiales y de construcción. Por otra parte, los valores críticos, límite o terminales que definen una condición de falla, son establecidos en el diseño, teniendo en cuenta aspectos tanto estructurales como funcionales; un ejemplo es el correspondiente a la serviciabilidad, la cual está estrechamente ligada con la rugosidad de la superficie del pavimento. La curva de degradación correspondiente a este parámetro indica la forma en que disminuye la calidad de rodamiento a través del tiempo, hasta alcanzar los valores límite seleccionados, para indicar que el pavimento se encuentra en condiciones inadecuadas de servicio, los cuales dependen de la categoría del pavimento o de la carretera.

Debe mencionarse finalmente que en la actualidad, los organismos encargados de la operación y administración de los pavimentos están preocupados por las implicaciones de éstos, principalmente en lo concerniente a su comportamiento, en las economías de los Países, principalmente de los que se encuentran en proceso de desarrollo.

Debido a esto, se ha implementado un sistema de análisis que comprende la evaluación económica de las diferentes alternativas de estructuras de pavimentos propuestas para cada caso, con sus correspondientes estrategias de conservación, dentro de un determinado periodo de análisis, desarrollándose de esta manera el concepto de Análisis del Costo de Ciclo de Vida, utilizado como factor fundamental para la toma de decisiones. En este concepto intervienen el comportamiento de cada una de las alternativas planteadas en el ciclo de vida analizado y teniendo en cuenta los efectos de su conservación, las características del tránsito en el mismo ciclo y finalmente los costos generados en dicho lapso, como costo inicial de construcción, costos de conservación y de rehabilitación, así como los inherentes al usuario, siendo estos últimos determinantes en muchos casos para seleccionar la mejor alternativa, que a fin de cuentas será aquella en la cual la combinación de materiales y fondos respectiva, genere la situación económica más ventajosa. Este análisis conduce a los denominados Sistemas de Administración de Pavimentos, en los cuales es fundamental contar con tres adecuados modelos: estructural, de predicción de comportamiento y económico.

7.2 Métodos de diseño.

Los métodos actuales de diseño de pavimentos se inclinan hacia el concepto mecanístico-empírico, que involucra la aplicación de modelos estructurales para calcular las respuestas de los pavimentos, así como el desarrollo de modelos de deterioro para predecir el comportamiento del pavimento a partir de las respuestas estructurales. Los esquemas de predicción de comportamiento son posteriormente calibrados a partir de evaluaciones y observaciones del comportamiento de pavimentos en servicio. En la concepción de los modelos estructurales se hacen intervenir los aspectos teóricos que involucran esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, así como la influencia de la temperatura y el tiempo con apoyo de herramientas modernas como el Método del Elemento Finito y los programas de computación, lo cual ha simplificado notablemente el procedimiento de análisis teóricos. Por lo que respecta a los modelos de deterioro y de predicción de comportamiento, principalmente en lo que se refiere a la fatiga y a las deformaciones permanentes, estos se derivan de análisis de regresión, que frecuentemente presentan importantes dispersiones, siendo sin embargo muy necesarios para la permanente calibración del método de diseño.

Los métodos de diseño han simplificado notablemente los procedimientos de aplicación, presentando al usuario tablas, nomogramas y elementos de cálculo relativamente sencillos, además de programas de computadora, mediante los cuales se pueden efectuar rápidamente estudios de alternativas y análisis de sensibilidad, incluyendo sus costos, lo cual permite obtener un panorama

completo del problema con la información necesaria para la toma correcta de decisiones.

Adicionalmente debe mencionarse que existen algunos conceptos que deben ser tomados en cuenta por el proyectista, pues corresponden a la necesidades que se manifiestan actualmente con respecto a los requerimientos de los pavimentos.

a) mayores niveles de seguridad y comodidad para el usuario
b) materiales y superficies de rodamiento más durables y resistentes
c) requerimientos de mínima conservación
d) menor nivel de ruido dentro de la carretera y en el entorno
e) mejor apariencia

7.3 Método AASHTO para pavimentos flexibles

A partir de los resultados de la investigación efectuada en el Tramo de Prueba AASHO, a finales de la década de los 50, se desarrolló la "AASHO Interim Guide for the Design of Rigid Pavement Structures", que fue publicada en 1962, en forma semejante a la "AASHO Interim Guide for the Design of Flexible Pavement Structures", publicada en 1961. A principio de la década de los años 70, el Organismo modificó su denominación a AASHTO y para el año de 1972 ambas publicaciones fueron actualizadas y presentadas en un solo documento, "AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures", que fue publicada posteriormente con algunas modificaciones en 1981, apareciendo en 1986 después de ser nuevamente revisada, con el titulo de "AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures", versión que incluyó muchos cambios así como nuevos conceptos, tales como los de nivel de confianza, análisis de costos en el ciclo de vida y administración de pavimentos. Finalmente la versión editada en 1993 corrige y aclara algunos conceptos relativos al proyecto de capas de refuerzo de los pavimentos, y es la versión que se utiliza en este Capítulo para describir el método de diseño propuesto por la AASHTO.

Este método se clasifica dentro de los procedimientos de diseño basados en ecuaciones de regresión desarrolladas a partir de los resultados de tramos de prueba. Sin embargo, en la actualidad está adquiriendo un carácter mecanistico, al introducirse en el procedimiento conceptos como los módulos de resiliencia y elásticos de los materiales.

La ecuación original de regresión obtenida a partir de los resultados de la prueba AASHTO ha sido modificada, principalmente en los valores de las constantes de regresión, con base en la teoría y la experiencia. La ecuación para pavimentos flexibles presentada en 1993 es la siguiente:

NOMOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10}(SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.2 - 1.5}\right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.0$$

En donde:

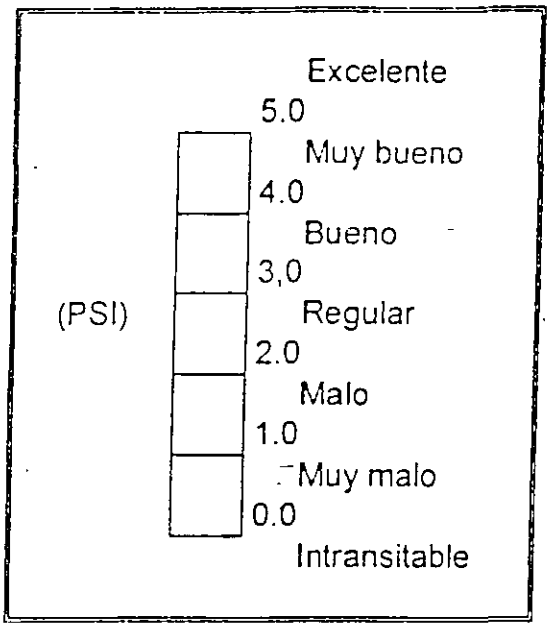
W-18 número admisible de ejes equivalentes de 18000 lbs
Z_R desviación normal estándar
S_o desviación estándar integral
SN número estructural del pavimento
$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3$
ΔPSI diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal (p_o-p_t)
p_o índice de servicio inicial
p_t índice de servicio terminal
M_R módulo de resiliencia
m_2, m_3 coeficientes de drenaje para las capas de base y subbase
a_1, a_2, a_3 coeficientes de capas representativos de la carpeta, base y subbase
D_1, D_2, D_3 espesores de las capas de carpeta, base y subbase en pulg.

Para facilitar la utilización de la fórmula se ha preparado un nomograma, adaptado a unidades en el sistema Ingles.

A continuación se realizará una breve discusión de los factores que intervienen en la ecuación, necesaria para su adecuada utilización en el proceso de diseño del espesor del pavimento

a) Serviciabilidad.

De acuerdo con la AASHTO, la serviciabilidad de un pavimento es "su habilidad para proporcionar un servicio adecuado al tipo de tránsito (automóviles y camiones) que lo usan". En el tramo de prueba se desarrolló una escala con valores de 0 a 5 para representar diferentes niveles de calidad de servicio, en función del grado de deterioro superficial del pavimento, manifestado principalmente por la rugosidad de su superficie, definiendo el concepto de Indice de Servicio Actual (PSI, Present Serviciability Index), con los niveles indicados en la figura siguiente. Debe señalarse que los niveles 0 y 5 raramente son alcanzados.



Escala del Indice de Servicio Actual (PSI)

El índice de servicio inicial, p_o, representa la condición del pavimento inmediatamente después de su construcción o rehabilitación. Con las técnicas modernas de construcción, control y supervisión, en los pavimentos de concreto de alta calidad se han alcanzado valores iniciales de 4.7 a 4.8, recomendándose tomar un valor de 4.5 para efectos de diseño, cuando no se tenga mejor información.

El índice de servicio terminal, p_t, corresponde al nivel de servicio en el cual el pavimento requiere de algún tipo de rehabilitación para iniciar un nuevo ciclo de vida. El valor del índice de servicio terminal está relacionado con la importancia de la carretera o elemento, mostrándose en la tabla 1, los valores típicos recomendados para diferentes tipos de utilización, si bien el proyectista podrá adoptar el que considere conveniente para un caso en particular.

Tabla 1. Valores terminales típicos para el índice de servicio terminal

Pt	Clasificacion
3.00	Autopistas
2.50	Carreteras principales, arterias urbanas
2.25	Carreteras secundaria importantes, calles comerciales e industriales
2.00	Carretera secundaria, calles residenciales y estacionamientos

De acuerdo con lo anterior, el parámetro que indica la diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

Por lo tanto es recomendable que el índice p_o alcance el mayor valor posible con el objeto de incrementar el ciclo de vida del pavimento, lo cual depende de la aplicación de correctas técnicas de construcción, control y supervisión.

Por otra parte, se reconoce que el tránsito no es el único factor que reduce con el tiempo el índice de servicio. Existen algunos otros factores de tipo ambiental que reducen también el valor de dicho índice, como el tipo de suelo del terreno natural, condiciones de drenaje, etc, cuyo efecto debe tomarse en cuenta para determinar el espesor de pavimento necesario para soportar el efecto combinado del tránsito y factores ambientales. A falta de mejor información y elementos para definir el valor de la reducción producida por factores ambientales, $\Delta PSI_{SW\text{-}FH}$, puede esperarse que tal valor se encuentre entre 0.0 y 0.7, empleándose la siguiente expresión para valuar la pérdida de índice de servicio total:

$$\Delta PSI = \Delta PSI_{TR} + \Delta PSI_{SW\text{-}FH}$$

en donde:

ΔPSI_{TR}	pérdida del índice de servicio debida al efecto del tránsito
ΔPSI	pérdida de índice de servicio total en el ciclo de vida considerado (p_o-p_t)
$\Delta PSI_{SW\text{-}FH}$	pérdida del índice de servicio debida a factores ambientales

Un aspecto importante que debe tenerse en cuenta en el diseño del pavimento, es el de tratar de reducir al máximo o nulificar la pérdida de índice de servicio debida a factores ambientales, lo cual debe ser motivo de medidas que tome el proyectista para reducir el posible efecto adverso de los factores ambientales.

b) Tránsito, W-18

La aplicación del método AASTHO requiere la transformación a ejes sencillos de 18000 lb (8.2 ton) de los ejes de diferentes pesos y configuraciones (sencillos, tandem y tridem) que circularán sobre el pavimento a lo largo del ciclo de proyecto. Para ello, en la Guía se han incluido una serie de tablas con los factores de conversión, los que dependen de diferentes factores, como tipo de pavimento (flexible o rígido), tipo de eje (sencillo, tandem, tridem), magnitud de la

carga en el eje, índice de servicio final y, en el caso de pavimentos rígidos, espesor de la losa del pavimento. Para este caso se presentan nueve tablas, combinando cada uno de los tres tipo de ejes, con tres valores de índice de servicio final; 2.0, 2.5 y 3.0.

Para determinar el número de ejes acumulados equivalentes de 18000 lb (E-18, ESAL), el proyectista debe conocer las características del tránsito que circulará sobre el pavimento en el ciclo de proyecto, esto es, número y tipos de vehículos clasificados de acuerdo a una tipología determinada, las cargas correspondientes a cada tipo de eje, tasa de crecimiento prevista, período o ciclo de proyecto y número de carriles.

Por otro lado debe tomarse en cuenta la distribución del tránsito transversalmente, considerando el número de carriles de la vialidad, de acuerdo con lo indicado en la tabla 2.

Tabla 2. Porcentaje de tránsito (W_{18}), en el carril de diseño

Número de carriles en cada dirección	Porcentaje del número de ejes equivalente en el carril de diseño
1	100
2	80-100
3	60-80
4	50-75

c) Tipología de vehículos.

En la tabla 3 se indican los diferentes tipos de vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para circular por las vialidades nacionales.

d) Período o ciclo de proyecto.

Es importante definir la magnitud del ciclo de proyecto, ya que el número de ejes equivalente deberá acumularse en dicho ciclo. Generalmente se consideran períodos de diseño de 10 a 20 años, lapso en el cual se espera que el pavimento alcance el índice de servicio terminal elegido. Dicho período puede ser asignado por el Organismo que requiere el proyecto o bien puede ser propuesto por el proyectista, en función de su experiencia, tipo de carretera, etc, pudiendo utilizar como guía los períodos presentados en la tabla 4.

TABLA 3. TIPOLOGÍA DE VEHICULOS AUTORIZADOS POR LA SCT PARA CIRCULAR POR LAS VIALIDADES NACIONALES

Vehículo	Designación	Peso por eje, ton				
		1	2	3	4	5
Automovil	A2	1 0	1 0			
Camión ligero con capacidad de carga hasta de 3 ton.	A'2	1.7	3 8			
Autobus de dos ejes	B2	5 5	10 0			
Autobus de tres ejes	B3	5.5	14 0 D			
Autobus de cuatro ejes	B4	7.0 D	14 0-D			
Camion de dos ejes	C2	5 5	10 0			
Camion de tres ejes	C3	5 5	18 0-D			
Camion de cuatro ejes	C4	5.5	22 5-T			
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje	T2-S1	5.5	10.0	10.0		
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes	T2-S2	5.5	10.0	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes	T3-S2	5.5	18 0-D	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de tres ejes	T3-S3	5.5	18.0-D	22.5-T		
Camión de dos ejes con remolque de dos ejes	C2-R2	5.5	10.0	10.0	10 0	
Camión de tres ejes con remolque de dos ejes	C3-R2	5.5	18.0-D	10 0	10 0	
Camión de tres ejes con remolque de tres ejes	C3-R3	5.5	18.0-D	10.0	18 0-D	
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes	T2-S1-R2	5.5	10 0	10.0	10 0	
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes	T2-S2-R2	5.5	10.0	18 0-D	10 0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes	T3-S1-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	10.0
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes	T3-S2-R2	5.5	18 0-D	18.0-D	10 0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de tres ejes	T3-S2-R3	5.5	18.0	18.0	10.0	18 0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes	T3-S2-R4	5.5	18 0	18 0	18 0	18 0

D = eje doble o trandem
T = eje triple o tridem

TABLA 4. PERIODOS O CICLOS DE PROYECTO DE ACUERDO CON EL TIPO DE VIALIDAD.

Tipo de vialidad	Periodo de proyecto, años
Urbana, con elevado nivel de tránsito	30-50
Principal, con elevado nivel de transito	20-50
Secundaria, con bajo nivel de tránsito	15-25

19

e) Volumen de Tránsito y Tasa de Crecimiento.

Generalmente el número inicial de vehículos que operará en el pavimento es proporcionado por el Organismo que requiere el proyecto, así como la respectiva tasa de crecimiento, que deberá considerarse aplicada en el período de análisis. El proyectista puede en caso dado recurrir a la información obtenida de estudio de tránsito para vialidades semejantes a la objeto del estudio y a información estadística.

Con relación a la forma de tomar en cuenta el aspecto del incremento en el volumen de tránsito, en el Apéndice D de la Guía AASHTO de referencia, se presentan lineamientos útiles para tal objeto, recurriendo a factores de incremento de tránsito para diferentes tasas de incremento desde cero a 10 y períodos de análisis de 1 a 35 años. Los factores propuestos multiplicados por el volumen de tránsito inicial, proporcionará el volumen total de tránsito esperado en el período de análisis.

f) Coeficiente de drenaje (C_d).

Se reconoce ampliamente que la presencia de agua es uno de los factores que principalmente contribuye al deterioro de los pavimentos, bien sea por la saturación y reducción de la resistencia de los materiales de las capas subrasante y de subbase, o por favorecer el fenómeno de bombeo con expulsión de las partículas finas de las bases granulares a través de grietas y juntas, lo que conduce a una degradación de la capacidad de soporte estructural, oxidación y envejecimiento de las carpetas asfálticas, e inestabilidad y agrietamientos por cambios volumétricos debidos a cambios de humedad. En climas fríos ocurre el fenómeno de congelamiento-deshielo.

La versión del año de 1986 de la Guía, intentó reconocer la importancia del drenaje, haciendo intervenir un coeficiente (m_i), que pretende tomar en cuenta los efectos de buenas o malas condiciones del drenaje en el diseño del pavimento.

Para seleccionar el valor del coeficiente m_i, se deben considerar las condiciones de saturación a que están expuestas las capas de subbase y capa subrasante, debiendo consultarse la tabla 5, para determinar el valor del coeficiente en cada caso particular.

Para mejorar las condiciones de drenaje, se sugiere el empleo de subdrenes y capas de subbase permeable, para prevenir además el bombeo prematuro y los deterioros asociados en el pavimento.

TABLA 5. VALORES RECOMENDADOS DEL COEFICIENTE DE DRENAJE (m_i), PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Condición del drenaje	Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento se encuentra expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1 - 5%	5 - 25%	> 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Buena	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Mala	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy mala	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Condición del drenaje	Lapso transcurrido para que el suelo sea drenado hasta alcanzar el 50% de saturación
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	7 días
Mala	1 mes
Muy mala	infinito

En el caso de que $m_i = 1$, se estima que las condiciones del drenaje no causan ningún impacto en el espesor del pavimento; si es menor que la unidad, el espesor se incrementa y para valores superiores a la unidad, el espesor decrecerá.

g) Confiabilidad (R, Z_R, S_o)

La confiabilidad puede definirse como la probabilidad estadística de que el pavimento cumpla con la vida de diseño. Generalmente, el comportamiento de un pavimento a lo largo del tiempo se representa por medio de una curva, que manifiesta la forma en que el pavimento progresivamente pierde alguna de sus cualidades, por ejemplo su serviciabilidad. La ecuación de diseño propuesta por

la AASHTO propiamente define la forma de la curva de comportamiento del pavimento atendiendo al concepto de serviciabilidad, con un nivel de confianza (R) de 50%. El nivel de confianza para un proyecto en especial, debe seleccionarse de acuerdo con el tipo e importancia de la carretera o vialidad, teniendo en cuenta lo recomendado en la tabla 6. Debe notarse que los valores mayores se recomiendan para vialidades sujetas a un uso intenso y con mayores exigencias de un mantenimiento mínimo.

TABLA 6 NIVELES DE CONFIANZA SUGERIDOS PARA DIFERENTES TIPOS DE VIALIDADES Y CARRETERAS.

Tipo de vialidad	Nivel de confianza	
	vialidades urbanas	Carreteras
Autopistas y carreteras de primer orden	85-99.9	80-99.9
Carreteras y vialidades principales	80-99	75-95
Carreteras y vialidades secundarias	80-95	75-95
Vialidades de acceso y calles en general	50-80	50-80

Los niveles de confianza propuestos indican propiamente el porcentaje del área comprendida en la curva de distribución normal de serviciabilidad, a la derecha del nivel de confianza elegido. La distancia entre el valor medio, equivalente a un nivel de confianza R= 50% y el correspondiente al nivel de confianza elegido para un caso en particular, es igual al producto $Z_R * S_o$,

en donde:

S_o Desviación estándar total, que considera el monto del error estadístico incluido en la ecuación, como resultado de la variabilidad inherente a los materiales y a la construcción.

Z_R desviación normal estándar para la distribución normal, para un nivel de confianza determinado.

Determinar el valor de S_o es difícil, pues requiere conocer la desviación estándar para cada parámetro involucrado, teniendo en cuenta las condiciones locales, razón por la cual se ha considerado a S_o dentro de un rango entre 0.3 y 0.4,

recomendándose un valor de 0.45, para tomar en cuenta además el error relativo a la predicción del tránsito.

Por lo que respecta al parámetro Z_R , su valor depende del nivel de confianza elegido, pudiendo determinarse en tablas de tipo estadistico. Para efectos de su aplicación práctica, la tabla 7 presenta los valores de Z_R para los niveles de confianza recomendados en la tabla 6.

TABLA 7 RELACION ENTRE EL NIVEL DE CONFIANZA Y LA DESVIACION NORMAL ESTANDAR, Z_R

Nivel de confianza, R	Desviación normal estándar Z_R	Z_R S_O
50	0.00	0.0
75	-0.674	-0.236
80	-0.841	-0.294
85	-1.037	-0.363
90	-1.282	-0.449
95	-1.645	-0.576
99.9	-3.090	-1.082

h) Módulo de resiliencia (Mr)

La característica básica que se requiere para el diseño de pavimento es el Módulo de Resiliencia (Mr), que ha sustituido al valor de CBR y valor de "R" o módulo de reacción del estabilómetro de Hveem, aunque se establecen correlaciones al respecto y se obtiene de acuerdo con la especificación AASHTO T-274 como una medida de las propiedades elásticas del suelo.

Las razones principales por las que se adopta esta característica, son las siguientes:

1. Indica la propiedad básica del material que puede utilizarse en el análisis mecanístico del sistema multicapa para predecir la rugosidad, agrietamiento, roderas, deterioros, etc.
2. Es una caracteristicas reconocida internacionalmente, como dato para la evaluación y diseño de pavimentos.
3. Se emplea una técnica de pruebas no destructivas que permite estimar el Mr de varios materiales directamente en el lugar.

Sin embargo, se han establecido correlaciones razonables con el CBR o valor relativo de soporte y el valor de "R" y que están dadas por las siguientes expresiones:

$$Mr \quad (psi) = 1500 \times CBR$$
$$Mr \quad (psi) = 1000 + 555 \times R$$

Estas expresiones son válidas, básicamente para suelos finos o granulares, que cubren una amplia gama de materiales de terreno natural o terracerías, de soporte para pavimentos.

En aquellos casos especiales de suelos finos arcillosos y expansivos de muy bajo CBR, habrá que tomar las precauciones del caso, y hacer un análisis más detallado para determinar el Mr, con las debidas reservas en la aplicación de las expresiones anteriores.

Por otra parte, el diseñador deberá tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Asegurar que la compactación o densidad relativa del suelo de soporte se cumpla, ya que de ello depende el Mr. En caso de no lograrse la compactación deseada, ajustar el valor de Mr
2. Suelos muy expansivos o resilientes deberán recibir especial atención, manteniendo el contenido de humedad bajo límites razonables que no afecten sustancialmente su comportamiento. Para ello, se analizarán cuestiones de drenaje y subdrenaje; o bien, procedimientos de estabilización con algún aditivo (cemento o cal); asimismo el uso geotextiles puede ayuda en la solución de un buen diseño.
3. Problemas de suelos de alto contenido de materia orgánica, extremadamente compresibles, requieren de soluciones especiales como sustitución por materiales adecuados, técnicas de preconsolidación, geotextiles, etc.
4. Atención a suelos de características variables, con tratamientos de escarificación, recompactación, mezclado, como es el caso de zonas de cortes y rellenos y tratar adecuadamente las zonas de transición.
5. A pesar de que en el diseño de pavimento se involucran consideraciones de drenaje, debe ponerse especial atención en aquellas zonas de alta precipitación pluvial donde los escurrimientos (superficiales y subterráneos) son considerables en época de lluvias. Al respecto, el diseñador debe considerar

soluciones especiales de obras complementarias de sub-drenaje, capas drenantes, filtros, tuberías de drenaje adicionales, canales, etc., sobre todo donde existan suelos susceptibles a los cambios de humedad que afecten su capacidad de soporte.

6. En suelos donde se dificulte la construcción, como son los suelos cohesivos que retienen mucho tiempo la humedad y no se puedan compactar adecuadamente, habría que adoptar soluciones especiales, como mezclado con materiales granulares, con arena o material seco, que aceleren el secado, o bien colocar una capa subrasante sobre dicho suelo con material adecuado para trabajar sobre ella y que sirva de desplante al pavimento.

Se hace énfasis en el criterio de elegir el módulo resilente adecuado, pues son muchos los factores asociados a él; no se debe limitar a contar con pocos valores de Mr, debiendo siempre obtener los suficientes para obtener un factor adecuado de confiabilidad.

Por lo que respecta a los materiales de subbase y base el método reconoce la dificultad actual de determinar el Mr de estos materiales en el laboratorio y recomienda el uso de correlaciones con pruebas más accesibles, como el CBR, presentando gráficas en que se correlacionan dichos parámetros para materiales granulares y estabilizados, incluyendo además correlaciones con otros parámetros.

i) Coeficiente de capa (a_i)

El método proporciona gráficas en las que pueden obtenerse los coeficientes de capa aplicables a los diferentes materiales de las capas consideradas de la estructura del pavimento, en función del Mr correspondiente.

Procedimiento de diseño.

1. Se utiliza el nomograma propuesto por el método asignando valores convenientes al nivel de confianza, R, y a la desviación estándar, So.

El nivel de confianza se elige de acuerdo con el tipo de vialidad considerado (tabla 6), y el valor de So debe determinarse experimentalmente en función de la variabilidad observada en los materiales y en la calidad de la construcción, lo cual requiere de un seguimiento constante por lo cual, en caso de no contar con la experiencia local, puede tomarse un valor de 0.45.

2. A continuación se deberá aplicar el tránsito equivalente acumulado, determinado para el carril de diseño. Es conveniente señalar que la capacidad de la escala es de 50 millones de ejes acumulados equivalentes, siendo necesario en caso de rebasar este valor, reconsiderar la distribución del tránsito, por ejemplo aumentando el número de carriles, etc. Para elegir los factores de equivalencia, deberá considerarse el valor terminal del índice de servicio considerado, Pt y partir de un número estructural adecuado, en función del espesor esperado de pavimento, o considerando un valor de 5 si no se puede estimar y repetir el proceso si el número estructural obtenido implica una diferencia en espesor de 2.5 cm con relación al valor estimado.

3. Enseguida se utilizará el módulo de resiliencia de la capa de apoyo del pavimento, para determinar el valor de SN, considerando además el decremento en la serviciabilidad teniendo en cuenta el valor terminal de diseño y un valor inicial, que dependerá de la calidad de la construcción y que es conveniente que sea el mayor posible, para cumplir satisfactoriamente con la vida de diseño.

4. Finalmente se procederá a determinar los espesores de las capas restantes considerando los coeficientes de cada capa y los números estructurales a diferentes niveles.

   Deberán tenerse en cuenta además los valores mínimos de espesor recomendados en la tabla 8.

Tabla 8. Espesor mínimo, cm.

Tránsito acumulado equivalente	Concreto asfáltico	Base granular
< 50000	2.5 (1)	10
50 001 – 150 000	5.0	10
150 001 – 500 000	6.5	10
500 001 – 2 000 000	7.5	15
2000 001 – 7000 000	9.0	15
> 7 000 000	10.0	15

(1) o tratamiento superficial

Debe hacerse notar que los módulos de resiliencia Mr, y los respectivos coeficientes estructurales a_i, que intervienen como factores de diseño, corresponden a los diferentes materiales disponibles, los cuales deberán satisfacer adicionalmente las especificaciones de calidad establecidas por el Organismo (DDF, SCT, IMT AASHTO, etc.). Por otra parte, es conveniente plantear y analizar varias alternativas y definir sus correspondientes curvas de degradación y por consiguiente sus ciclos de vida, teniendo en cuenta además los trabajos de conservación y rehabilitación de cada una de las alternativas, para efectuar un análisis beneficio-costo, mediante el cual pueda determinarse la alternativa más económica o que corresponda a la utilización más conveniente de los recursos dentro de un presupuesto definido.

Es conveniente señalar que en este método se consideran y aplican los conceptos derivados del experimento llevado a cabo por la AASHO, tales como la diferenciación entre falla estructural y funcional, índice de espesor y carga equivalente, conceptos que por otro lado, son también utilizados por la moderna tecnología de pavimentos.

7.4 Método AASHTO para pavimentos rígidos

La ecuación original de regresión obtenida a partir de los resultados de la prueba AASHTO ha sido modificada, principalmente en los valores de las constantes de regresión, con base en la teoría y la experiencia. La ecuación para pavimentos rígidos presentada en 1993 es la siguiente:

$$\log(E-18) = Z_r * S_o + 7.35 * \log(D+1) - 0.06 + \frac{\log\left[\frac{\Delta PSI}{4.5-1.5}\right]}{1+\frac{1.624*10^7}{(D+1)^{8.46}}}$$

$$+(4.22-0.32*p_t)*\log\left[\frac{S'_c * C_d * (D^{0.75}-1.132)}{215.63 * J\left[D^{0.75}-\frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}}\right]}\right]$$

En donde:

E-18	número admisible de ejes equivalentes de 18000 lbs
Z_r	desviación normal estándar
S_o	desviación estándar integral
D	espesor de la losa del pavimento, pulg
ΔPSI	diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal (p_o-p_t)
p_o	índice de servicio inicial
p_t	índice de servicio terminal
S'_c	módulo de ruptura del concreto, lb/pulg^2
C_d	coeficiente de drenaje
J	coeficiente de transferencia de carga
E_c	módulo de elasticidad del concreto, lb/pulg^2
k	módulo de reacción de la subrasante, lb/pulg^3

Para facilitar la utilización de la fórmula se ha preparado un nomograma, adaptada a unidades en el sistema Ingles.

A continuación se realizará una breve discusión de los factores que intervienen en la ecuación, necesaria para su adecuada utilización en el proceso de diseño del espesor del pavimento. Los conceptos de serviciabilidad, tránsito, periodo o ciclo de proyecto, volumen de tránsito, tasa de crecimiento y coeficiente de drenaje tienen el significado discutido en el inciso 7.3, presentándose únicamente la tabla 9, para valores del coeficiente de drenaje, para pavimentos rígidos.

TABLA 9. VALORES RECOMENDADOS DEL COEFICIENTE DE DRENAJE (Cd), PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS.

Condición del drenaje	Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento se encuentra expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1 - 5%	5 - 25%	> 25%
Excelente	1 25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Buena	1.20-1 15	1.15-1.10	1.10-1.00	1 00
Regular	1.15-1.10	1.10-1 00	1.00-0.90	0 90
Mala	1 10-1 00	1 00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy mala	1 00-0 90	0.90-0 80	0.80-0.70	0 70

Condición del drenaje	Lapso transcurrido para que el suelo sea drenado hasta alcanzar el 50% de saturación
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	7 días
Mala	1 mes
Muy mala	infinito

a) Propiedades del Concreto (S'_c, E_c)

La resistencia a la flexión del concreto utilizada corresponde a la resistencia determinada a los 28 días de edad, en especímenes en forma de viga, aplicando cargas en los tercios del claro (AASHTO T-97 o ASTM C-78). Sin embargo, existen correlaciones de este valor de resistencia, con los obtenidos efectuando otro tipo de ensaye, como el de la resistencia a la flexión en vigas con carga aplicada al centro del claro (AAHSTO T-177, ASTM C-293), o en pruebas de resistencia a la compresión de cilindros de concreto (AASHTO T-22, ASTM C-39), efectuadas a los 28 días de edad, en ambos casos. Las ecuaciones de correlación son las siguientes:

$$S'_c = (0.85)\ S_c \quad \text{(carga al centro)}$$

$$S'_c = C\ (f'c)^{0.5}$$

en donde: S'_c resistencia a la flexión a los 28 días, aplicando cargas en los tercios del claro, lb/pulg^2

S'_c (carga al centro) resistencia a la flexión a los 28 días, aplicando carga al centro del claro, lb/pulg^2

C constante de correlación, con valores entre 7 y 10 para concreto utilizados en pavimentación

$f'c$ resistencia a la compresión a los 28 días en cilindros de concreto, lb/pulg^2

Debe mencionarse al respecto sin embargo, que se trata de correlaciones que deben ser calibradas en cada caso y que su uso no deja de tener un cierto margen de error.

Otro aspecto importante que debe tenerse en cuenta, se refiere a que el valor S'_c de la resistencia del concreto, debe ser considerado como un valor promedio, en el cual se tome en cuenta 1) un determinado porcentaje admisible de pruebas de resistencia que produzcan valores inferiores al nivel especificado y 2) la desviación estándar de las pruebas de resistencia, de tal manera que el valor de S'_c puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$S'_c = Sc + Z(\sigma)$$

en donde:

S_c resistencia mínima especificada, lb/pulg^2

σ desviación estándar estimada de los resultados de pruebas, lb/pulg^2

Z desviación normal estándar, correspondiente al porcentaje de valores admisibles menores que la resistencia especificada.

Los valores de σ dependen de la variabilidad del concreto en la zona o en la planta, principalmente y se obtiene de los registros de control de producción. Si se desconoce este dato, se puede establecer mediante correlaciones, ya que la información al respecto establece que para los concretos elaborados en camiones mezcladores, la desviación estándar varía entre 7 a 13 porciento de la resistencia promedio y para concreto elaborado en planta, este parámetro varía entre 5 y 12 porciento de dicha resistencia.

Por lo que respecta a los valores de Z, estos se derivan de datos estadísticos y se presentan en la tabla 10.

TABLA 10. VALORES DE LA DESVIACION NORMAL ESTANDAR, EN RELACION CON EL PORCENTAJE DE ESPECÍMENES CON RESISTENCIA MENOR QUE LA ESPECIFICADA.

Porcentaje de especimenes con resistencia menor que la especificada	z
20	0.841
15	1.037
10	1.282
5	1.645
1	2.327

b) Módulo de elasticidad, (E_c)

Es una propiedad del concreto que es considerada en la ecuación de diseño, si bien tiene un efecto menor en el espesor de las losas. Puede determinarse este parámetro siguiendo el método ASTM C 469, aunque en general se recurre a correlaciones, como las establecidas por el ACI:

$$E_c = 57000\ (f'c)^{0.5}$$
$$E_c = 6750\ S'_c$$

en donde: f'c resistencia a la compresión a los 28 días de especime- nes cilíndricos, lb/pulg2.

S'c resistencia a la flexión a los 28 días, aplicando cargas en los tercios del claro, lb/pulg^2.

Debe tenerse presente el carácter estadístico de estas correlaciones y así como que existe un razonable margen de error. El rango en que típicamente varía E_c, se encuentra entre 2 y 6 millones, lb/pulg^2.

c) Coeficiente de transferencia de carga, (J).

Dentro de los tres tipos básicos de pavimentos de concreto, existen diferencias en la forma en que se pretende controlar el desarrollo natural de los agrietamientos, existiendo para cada caso, diferentes niveles de transferencia de carga de uno a otro lado de una grieta o junta en el pavimento.

Los tres tipos de pavimentos son los siguientes:

- Pavimentos sin refuerzo ni pasajuntas en las juntas transversales, en los cuales la transferencia de cargas depende únicamente de la fricción entre los agregados en las caras de las grietas, o bajo la grieta formada por un corte en la losa para formar una junta serrada. Este tipo de pavimento se recomienda generalmente para casos en que el volumen de tránsito es de tipo mediano o bajo (menos de 120 semitrailers por día), sin embargo también se aplican a casos de carreteras importantes.
- Pavimentos con pasajuntas en las juntas transversales, pudiendo incluir además la utilización de una malla de refuerzo.
- Pavimentos con refuerzo continuo, en el cual no existen juntas, diseñándose el refuerzo para que las grietas se mantengan cerradas.

Otro aspecto que reviste gran importancia en el efecto de la transferencia de cargas, lo constituye la presencia de guarniciones o cunetas integradas a las losas, acotamientos de concreto unidos por pasajuntas a las losas, o bien losas con un ancho mayor a manera de acotamiento integrado, aspectos que aumentan el efecto de soporte en la orilla de las losas, incrementando a su vez la eficiencia de la junta, con la consecuente mejoría en el comportamiento de los pavimentos. En la Tabla 11 se presentan los valores de J recomendados para cada uno de los tipos de pavimento antes mencionados, debiendo hacer notar que este parámetro también depende del tránsito esperado.

TABLA 11. COEFICIENTES DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

Millones de ejes equivalentes	Soporte lateral (1)						Tipo de pavimento
	Con pasajuntas y reforzado con malla		Junta sin pasajuntas (fricción entre agregados)		Con refuerzo continuo		
	No	Si	No	Si	No	Si	
Hasta 0.3	3.2	2.7	3.2	2.8	-	-	Calles y carreteras secundarias
0.3-1	3.2	2.7	3.4	3.0	-	-	
1 a 3	3.2	2.7	3.6	3.1	-	-	
3 a 10	3.2	2.7	3.8	3.2	2.9	2.5	Carreteras vialidades principales y autopistas
10 a 30	3.2	2.7	4.1	3.4	3.0	2.6	
más de 30	3.2	2.7	4.3	3.6	3.1	2.6	

1) Las condiciones de soporte lateral incluyen carriles con ancho mayor que 4 m, acotamientos de concreto unidos con pasajuntas corrugados así como cunetas o guarniciones integradas o unidas con pasajuntas corrugados.

d) Módulo de reacción (k) y módulo de reacción combinado (k_c).

Para el diseño de los pavimentos rígidos se requiere determinar la resistencia de la subrasante, expresada como módulo de reacción, k, determinado mediante pruebas de placa (AASHTO T222).

El módulo se expresa como el cociente entre la presión aplicada a la placa y la deflexión producida en ella. De esta manera, la subrasante puede ser modelada como un conjunto de resortes ligados a una placa, (cimentación de Winkler), por lo que el parámetro k es denominado "constante de resorte" en algunas ocasiones. Las pruebas de placa son relativamente costosas y complicadas en su realización, por lo que su utilización es limitada y normalmente el valor del módulo es estimado, puesto que en ocasiones no es posible disponer de la capa

subrasante ni de la capa de subbase, si es que se va a construir esta capa. Por lo anterior, es usual recurrir a correlaciones del valor de este módulo con los correspondientes a pruebas más accesibles (CBR, valor R de Hveem, etc.), como las mostradas en la fig 5 o tomar valores conservadores obtenidos de la tabla 12. Es importante señalar que algún error en la determinación del valor de k, tiene relativamente poca importancia en el cálculo del espesor de la losa aplicando la ecuación de diseño del método AASHTO, ya que por ejemplo, un error de 100% en el valor de k, únicamente significa una diferencia de alrededor de un centímetro en el rango de espesores típicos de losas de pavimento.

TABLA 12. RELACIONES ENTRE EL TIPO DE SUELOS Y VALORES DE SU RESISTENCIA.

Tipo de suelo	Resistencia			
	Rango de resistencia de la subrasante	Módulo de reacción, k lb/pulg^3	Módulo de resiliencia, M_R lb/pulg^2	CBR %
Limos y arcillas de alta compresibilidad, en estado natural	muy baja	50-100	1000 - 1900	< 3
Limos y arcillas de baja compresibilidad	baja	100-150	1900 - 2900	3 - 5.5
Arenas mal graduadas y suelos arenosos	media	150-220	2900 - 4300	5.5 - 12
Suelos con grava, arenas bien graduadas y mezclas de grava y arena sin finos plásticos.	alta	> 220	4300 - 4850	> 12

Cuando la capa subrasante no es lo suficientemente resistente, o se desea proteger al pavimento de los efectos del bombeo y erosión en el material de dicha capa, y sobre todo para condiciones de tránsito intenso, se recurre a la construcción de una capa de subbase, la cual influye en el valor del módulo de reacción. En estas condiciones, el módulo utilizado para el diseño es considerado como combinado, k_c, puesto que su valor dependerá del espesor y tipo de material utilizado en la subbase, pudiendo emplearse por ejemplo, concreto pobre (econocreto), materiales estabilizados con cal, asfaltos y cemento Portland, o simplemente materiales granulares de granulometría y plasticidad controlados. La tabla 13 presenta valores típicos de k_c para diferentes tipos de materiales de subbase, teniendo en cuenta el espesor de la capa construida y el valor del módulo de reacción k, de la subrasante.

Fatiga.

La acumulación de daño por fatiga puede expresarse como la sumatoria de las relaciones de daños, definidos estos como la relación entre el número de repeticiones de cargas pronosticadas y el número de repeticiones de carga admisibles. Relacionado el número de cargas admisible con la relación entre el esfuerzo a la flexión y el módulo de ruptura. En el caso de pavimentos rígidos sin refuerzo y juntas transversales de contracción, la fatiga del concreto puede producir agrietamientos transversales y longitudinales en las losas; los primeros

TABLA 12 Valor típico del módulo de reacción combinado, k_c, para diferentes tipos y espesores de subbase.

(espesores en pulg)

Módulo de reacción de la subbase, k (lb/pulg³)	Módulo de reacción combinado, k_c (lb/pulg³) para diferentes tipos de espesores																			
	Grava y arena redondeadas				Grava triturada bien graduada				Tratada con asfalto				Tratada con cemento				Econocreto			
	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10
50	60	70	80	90	65	75	90	100	84	112	141	170	101	145	193	245	104	156	205	262
100	120	130	160	180	130	150	170	190	144	198	243	288	185	258	334	414	192	271	364	443
150	160	190	220	230	180	200	230	250	221	277	334	392	265	360	460	563	274	378	488	603
200	230	250	265	275	240	260	275	300	284	351	419	487	341	457	577	700	353	480	612	750

se inician en las orillas de las losas aproximadamente a la mitad de la distancia entre las juntas transversales, en tanto que los segundos se inician en las juntas transversales coincidiendo con la trayectoria de las ruedas, con marcada tendencia a coincidir con la trayectoria más cercana al eje longitudinal de la losa, de manera que puede considerarse que los agrietamientos transversales son producto de la aplicación entre juntas transversales, y los agrietamientos longitudinales son producto de la aplicación de cargas próximas a las juntas transversales que son los sitios en que se producen los mayores esfuerzos críticos. De esta manera, cuando se integra a las losas un acotamiento y se suministran pasajuntas en las juntas transversales, se reduce considerablemente la magnitud de dichos esfuerzos críticos.

En general, el análisis por fatiga está basado en los esfuerzos desarrollados en el borde de la losa, a la mitad de la distancia entre dos juntas transversales las que se encuentran tan alejadas de ese punto, que prácticamente no producen efectos adicionales.

Al considerar las cargas aplicadas en la proximidad del borde de la losa, se está tomando en cuenta la posición que produce los mayores esfuerzos críticos. A medida que las cargas se desplazan hacia el interior de la losa, los esfuerzos disminuyen significativamente y a pesar de que la frecuencia de aplicaciones de carga aumente hacia posiciones alejadas del borde, la magnitud de los esfuerzos producidos disminuye.

Erosión.

Los deterioros asociados a este fenómeno están relacionados fundamentalmente a la magnitud de las deflexiones producidas por el paso de los vehículos sobre el pavimento, produciéndose las deflexiones críticas cuando una carga es aplicada en una esquina, formada por el borde de la losa y una junta transversal.

Otros aspectos involucrados en el diseño.

El diseño de un pavimento rígido requiere considerar otros aspectos además del espesor de las losas de concreto y que son igualmente importantes para el adecuado comportamiento del pavimento, debiendo considerarlos el proyectista por consiguiente e incluirlos en las recomendaciones, lineamientos, planos y especificaciones del proyecto. Estos aspectos son también motivo de análisis en el proceso de evaluación de los pavimentos.

Estos conceptos son los siguientes:

- tipo de juntas, su ubicación y forma de transferencia de carga, materiales para sello.
- espesor y tipo de subbase y capa subrasante
- tipo de acotamiento
- drenaje y subdrenaje
- texturizado
- curado
- rugosidad
- resistencia al derrapamiento

Juntas

Las juntas en los pavimentos de concreto de acuerdo con sus funciones, pueden clasificarse en tres tipos fundamentales, de contracción, de construcción y de expansión, constituyendo un sistema que tiene los siguientes propósitos:

- controlar los inevitables agrietamientos del concreto en los sentidos longitudinal y transversal
- permitir los movimientos de expansión y contracción del concreto, sin menoscabo de las adecuadas condiciones de transferencia de cargas
- dividir al pavimento en porciones de dimensiones prácticas para su construcción y convenientes para su correcto desempeño.

En su diseño deberán tenerse en cuenta las condiciones que aseguren la transferencia de carga deseada, así como permitir la colocación de un material de sello, que impida la infiltración de agua y la penetración de materiales extraños, que restrinjan el libre movimiento de las losas.

El diseño y la construcción de las juntas son factores importantes para su correcto desempeño, debiendo tenerse en cuenta para su diseño las siguientes consideraciones.

- condiciones ambientales, tales como las variaciones en la temperatura y la humedad que inducen movimientos en las losas, provocando concentraciones de esfuerzos, alabeos y ondulaciones
- espesor de la losa, que afecta a los niveles de esfuerzos y deflexiones
- transferencia de cargas, necesario para el correcto comportamiento del pavimento y que depende del tipo de junta considerado
- tránsito, no solamente en su magnitud, sino en su ubicación con respecto a las juntas.

- materiales constitutivos del concreto, que deben considerarse en cuanto a sus propiedades de expansión térmica. Sus características inciden también en el comportamiento de la junta en el caso de deterioros como agrietamientos y desportillamientos.
- tipo de subbase, desde el punto de vista del soporte que proporcionan a las losas, como en la magnitud de la fuerza de fricción generada entre las superficies en contacto de losas y subbase
- características del sello, cuya definición depende del espaciamiento entre juntas, factor de forma, etc.
- características del acotamiento, las cuales afectan la capacidad de transferencia de carga de las juntas.

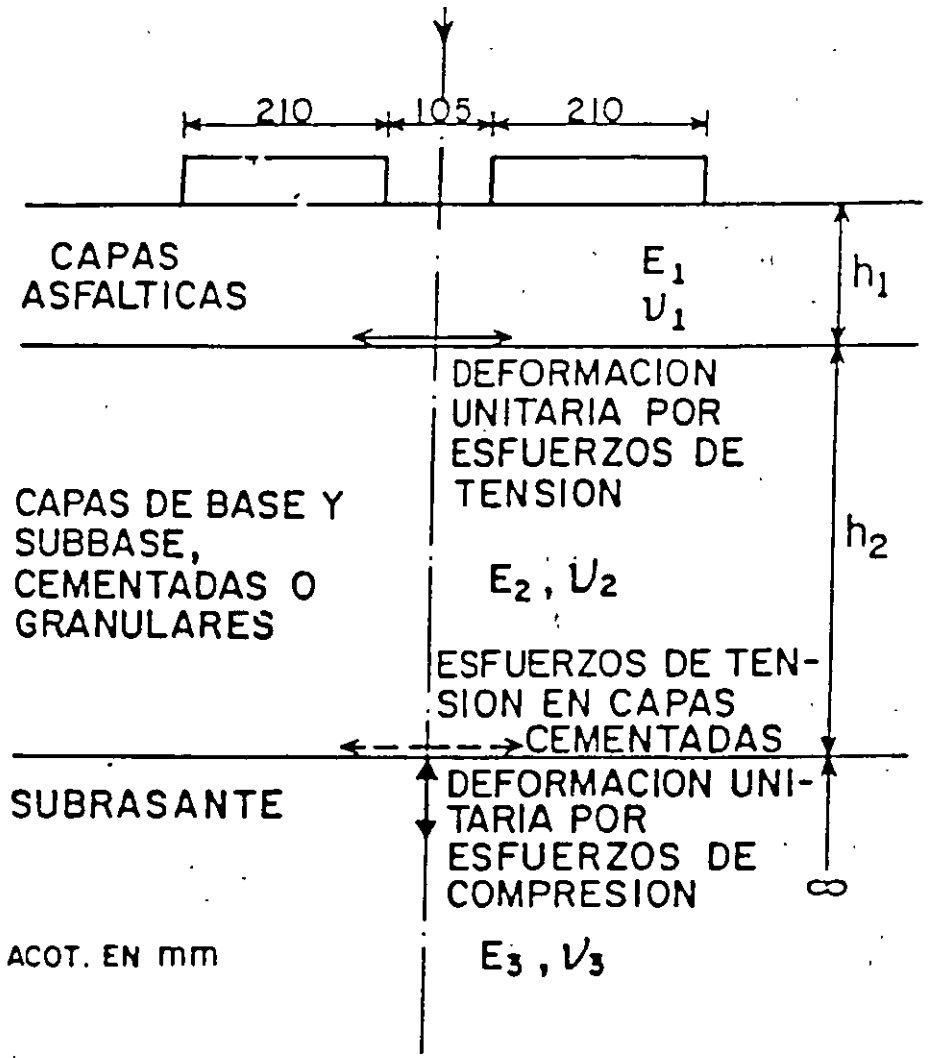
Los pavimentos de concreto se agrietan en forma natural, provocando condiciones fuera de control en cuanto a la ubicación, forma, entrada de materiales y agua, etc. Mediante el sistema de juntas se pretende controlar la ubicación, geometría y condiciones de sello de las grietas.

Agrietamiento por contracción.

El agrietamiento debido a la contracción del concreto ocurre a muy temprana edad, como consecuencia de los cambios de temperatura durante los procesos de hidratación y fraguado, así como por la pérdida de agua por evaporación. La contracción del concreto no ocurre libremente, puesto que se encuentra restringida por las fuerzas de fricción desarrolladas entre las superficies en contacto de la losa con la subbase o capa subrasante, lo que genera esfuerzos de tensión en el concreto, que provocan agrietamientos transversales en el pavimento.

El espaciamiento y anchura de las grietas transversales depende entre otras cosas, del tipo de material de la capa de apoyo. En el caso de subbases rígidas, el patrón de agrietamientos se presenta con separaciones cortas y de poca anchura, mientras que en subbases granulares se presentan espaciamientos mayores, aunque con mayor anchura de las grietas, previéndose así mismo un movimiento mayor en las grietas.

El agrietamiento del concreto también puede ocurrir a edades mayores cuando éste ya se encuentra endurecido, como consecuencia de gradientes térmicos y de humedad, gracias a los cuales las losas experimentan alabeos, con cambios de forma y curvatura sensibles en el transcurso del día y de la noche. Los agrietamientos térmicos modifican el sentido de la curvatura de las losas, pasando de cóncavo hacia arriba durante la noche a cóncavo hacia abajo durante el día. Por otra parte, un decremento en la humedad produce contracción y un incremento provoca expansión. La combinación de los efectos producidos por gradientes térmicos y de humedad, con los efectos de las cargas



CARGA DE RUEDA DOBLE DE UN EJE ESTANDAR DE 8.2 TON(80KN)

PAVIMENTO: SUPERESTRUCTURA DE UNA OBRA VIAL QUE HACE POSIBLE EL TRÁNSITO DE VEHÍCULOS CON LA COMODIDAD, SEGURIDAD, EFICIENCIA, ECONOMÍA Y EN EL PLAZO PREVISTOS EN EL PROYECTO

ATRIBUTOS:

a) CAPACIDAD PARA SOPORTAR LAS CARGAS
b) RESISTENCIA ADECUADA AL DERRAPAMIENTO
c) REGULARIDAD SUPERFICIAL LONGITUDINAL Y TRANSVERSAL
d) RÁPIDA ELIMINACIÓN DEL AGUA SUPERFICIAL
e) BAJO NIVEL DE RUIDO
f) BAJO NIVEL DE DESGASTE DE LAS LLANTAS
g) ADECUADAS PROPIEDADES DE REFLEXIÓN LUMINOSA
h) APARIENCIA AGRADABLE

IMPORTANTE: RELACIÓN PROYECTO-CONSTRUCCIÓN-SUPERVISIÓN

CONCEPTOS ESTABLECIDOS A PARTIR DE LA PRUEBA AASHO

- DIFERENCIACION ENTRE FALLA ESTRUCTURAL Y FUNCIONAL
- INDICE DE SERVICIO Y CALIFICACION ACTUAL
- NIVEL DE RECHAZO
- COMPORTAMIENTO
- INDICE DE ESPESOR
- CARGA EQUIVALENTE

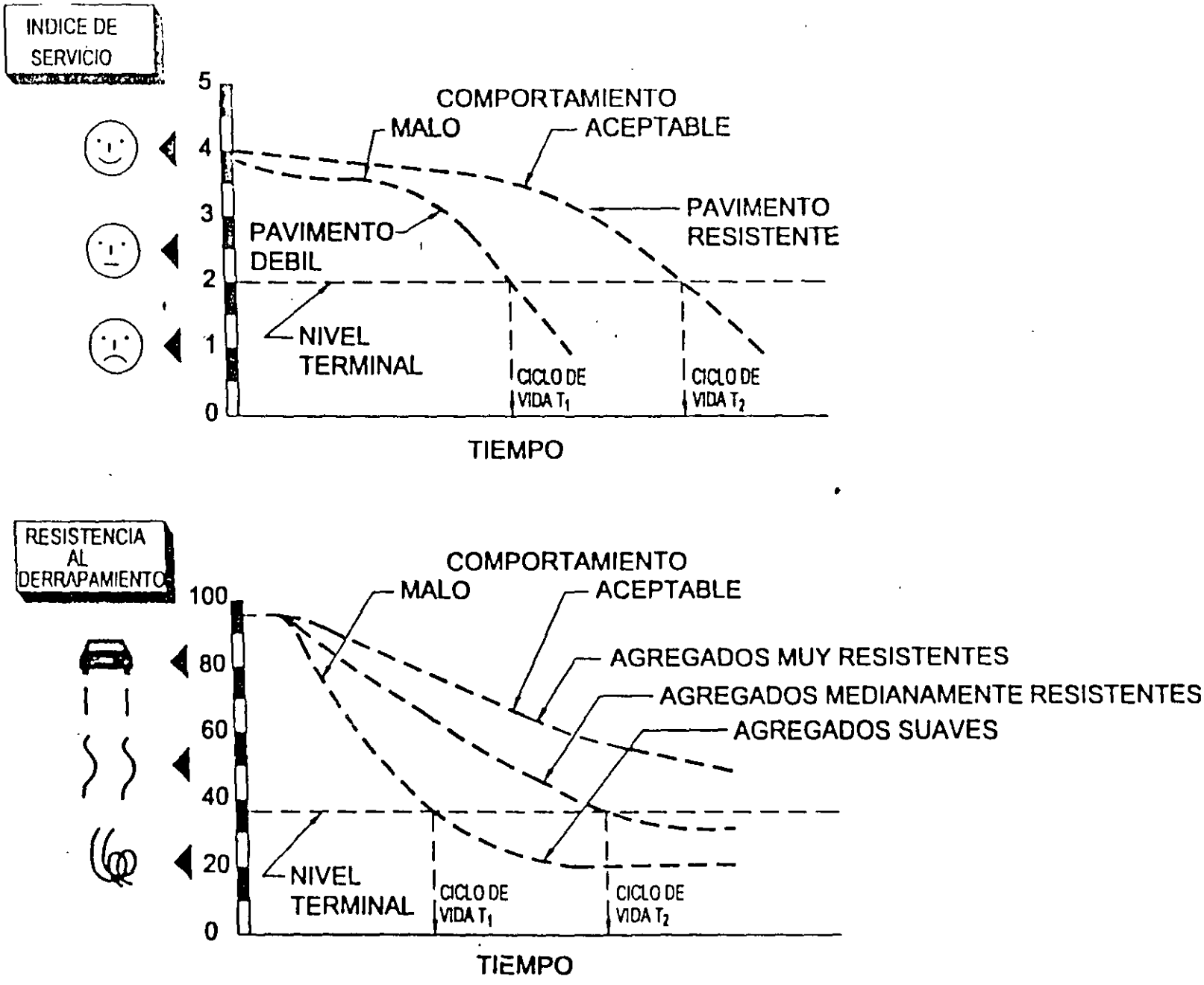


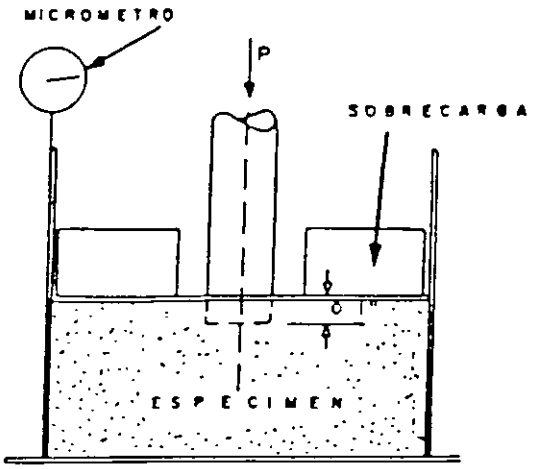
FIG. 1.- CURVAS DE DEGRADACION DEL PAVIMENTO EN COMODIDAD Y SEGURIDAD

ATRIBUTOS DE LOS PAVIMENTOS

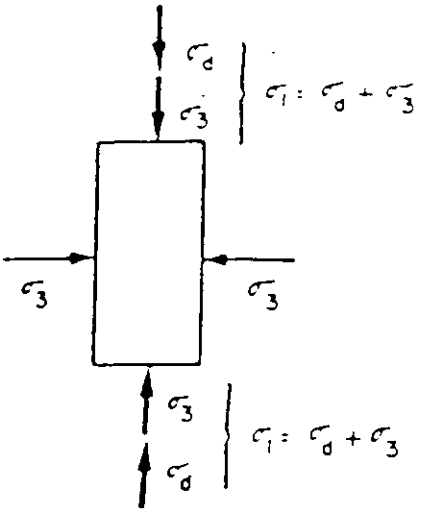
- SEGURIDAD
- COMODIDAD
- EFICIENCIA
- ECONOMIA

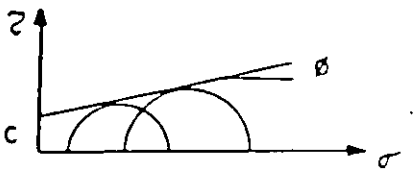
FACTORES QUE AFECTAN A LA VIDA UTIL DE UN PAVIMENTO

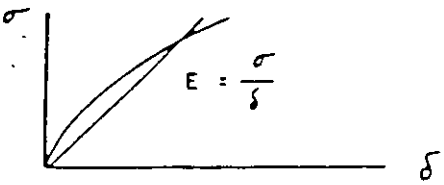
- TRANSITO
- MEDIO AMBIENTE
- CALIDAD DE LOS MATERIALES
- RESISTENCIA DE LA SUBRASANTE
- CONDICIONES DE DRENAJE
- CALIDAD DE LA CONSTRUCCION
- NIVEL DE MANTENIMIENTO

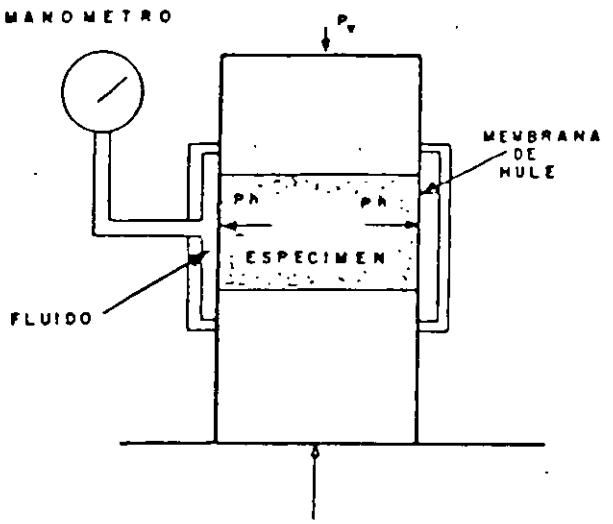


$$CBR = \frac{P_{0.1"}}{1360\ Kg.} \times 100$$

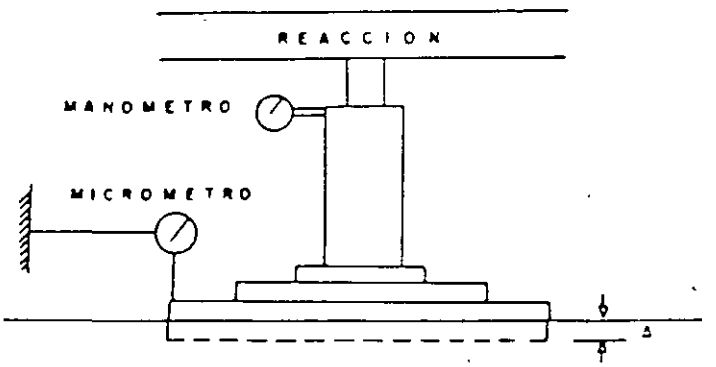


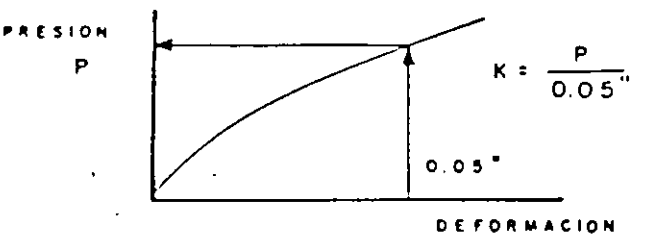


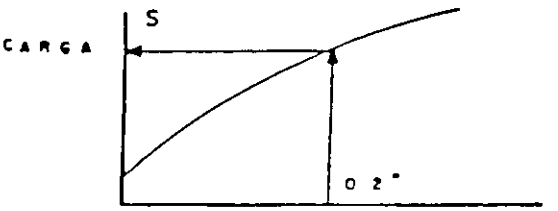




$$R = \left(1 - \frac{P_h}{P_v}\right) 100$$







DEFORMACION PROMEDIO
PARA 10 REPETICIONES

$$M_r = \sigma_d / \varepsilon_r$$

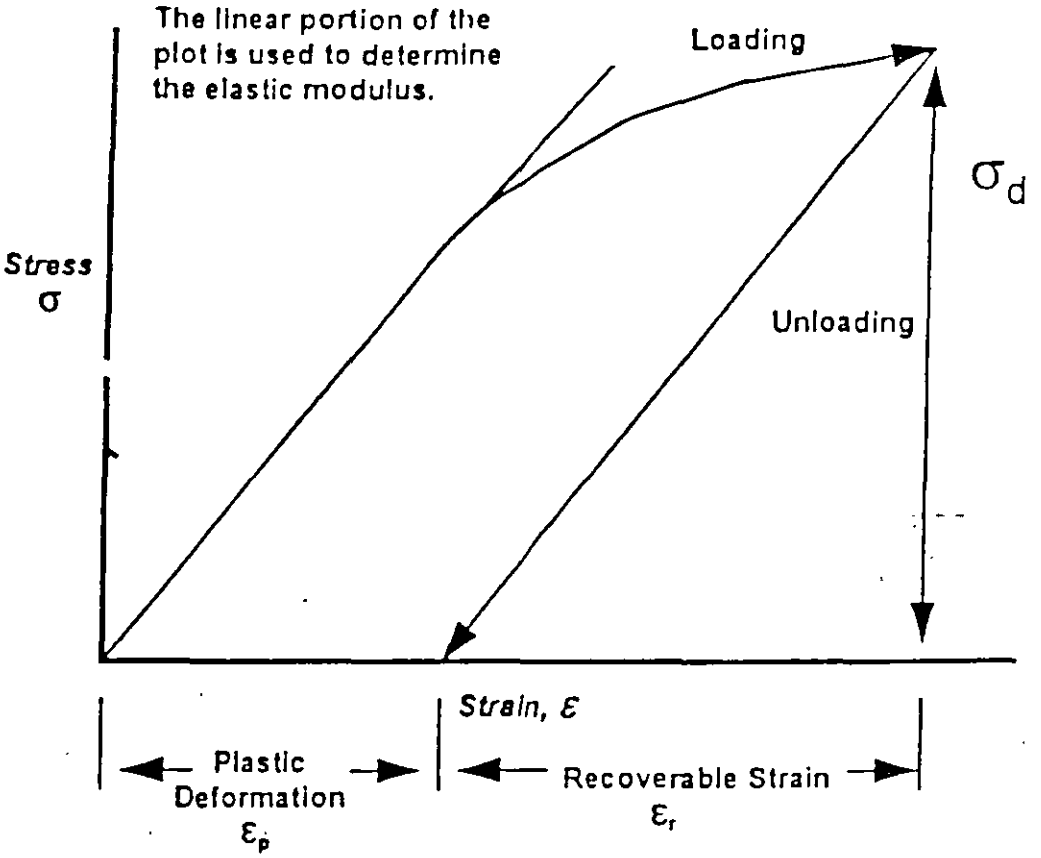


Figure 2.4 - Resilient Modulus (M_r) for a Plastic Material

Typical values of modulus of elasticity for various materials include

Material	E	
	(psi)	(MPa)
o Rubber	1,000	7
o Wood	1,000,000-2,000,000	7,000-14,000
o Aluminum	10,000,000	70,000
o Steel	30,000,000	200,000
o Diamond	170,000,000	1,200,000

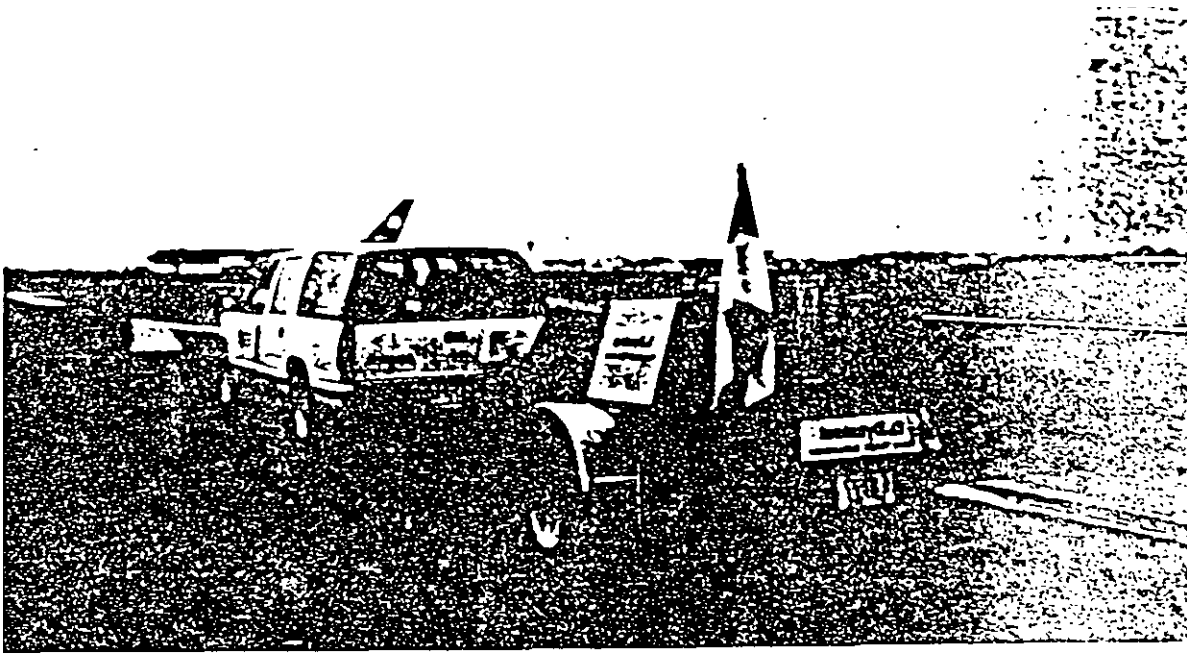
Typical pavement materials

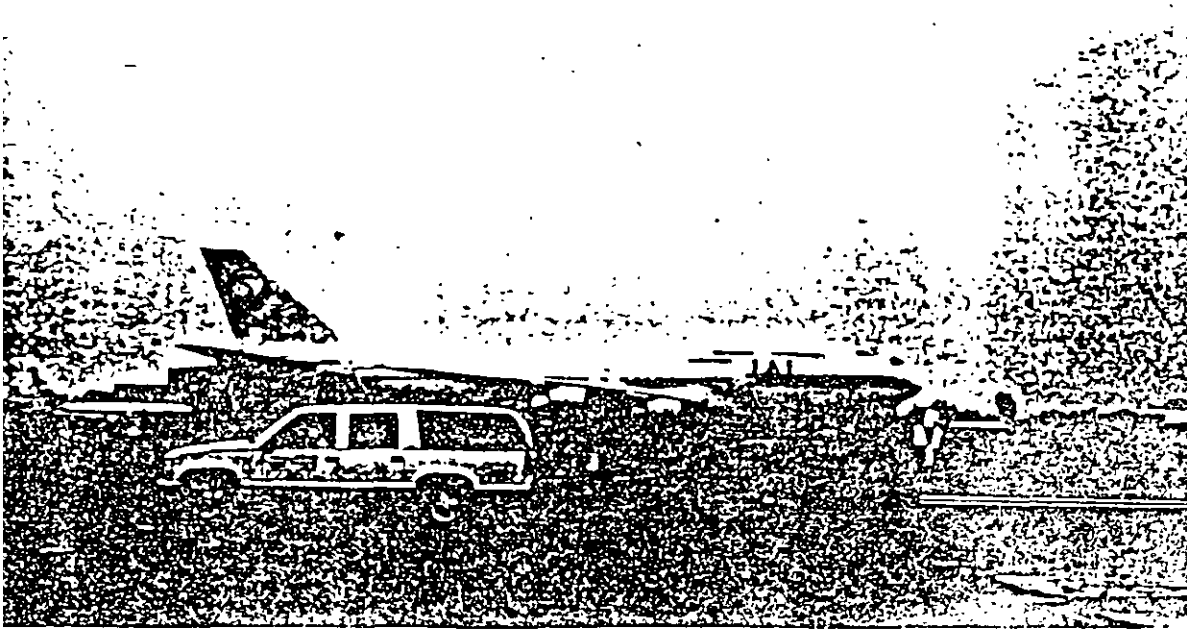
Material	E	
	(psi)	(MPa)
o Asphalt Concrete (32°F (0°C))	3,000,000	21,000
o Asphalt Concrete (70°F (21°C))	500,000	3,500
o Asphalt Concrete (120°F (49°C))	20,000	150
o Crushed Stone	20,000-100,000	150-750
o Sandy Soils	5,000-30,000	35-210
o Silty Soils	5,000-20,000	35-150
o Clayey Soils	5,000-15,000	35-100
o Stabilized Soils	5,000-3,000,000	35-21,000
o Portland Cement Concrete	3,000,000-8,000,000	20,000-56,000

Typical values of Poisson's ratio (μ) include:

Material	Poisson's Ratio
o Steel	0.25 - 0.30
o Aluminum	0.33
o PCC	0.15 - 0.20*
o Flexible Pavement	
o Asphalt Concrete	0.35 (±)
o Crushed Stone	0.40 (±)
o Soils (fine-grained)	0.45 (±)

*Dynamic determination of μ could approach 0.25 for PCC [Neville (1.4)]





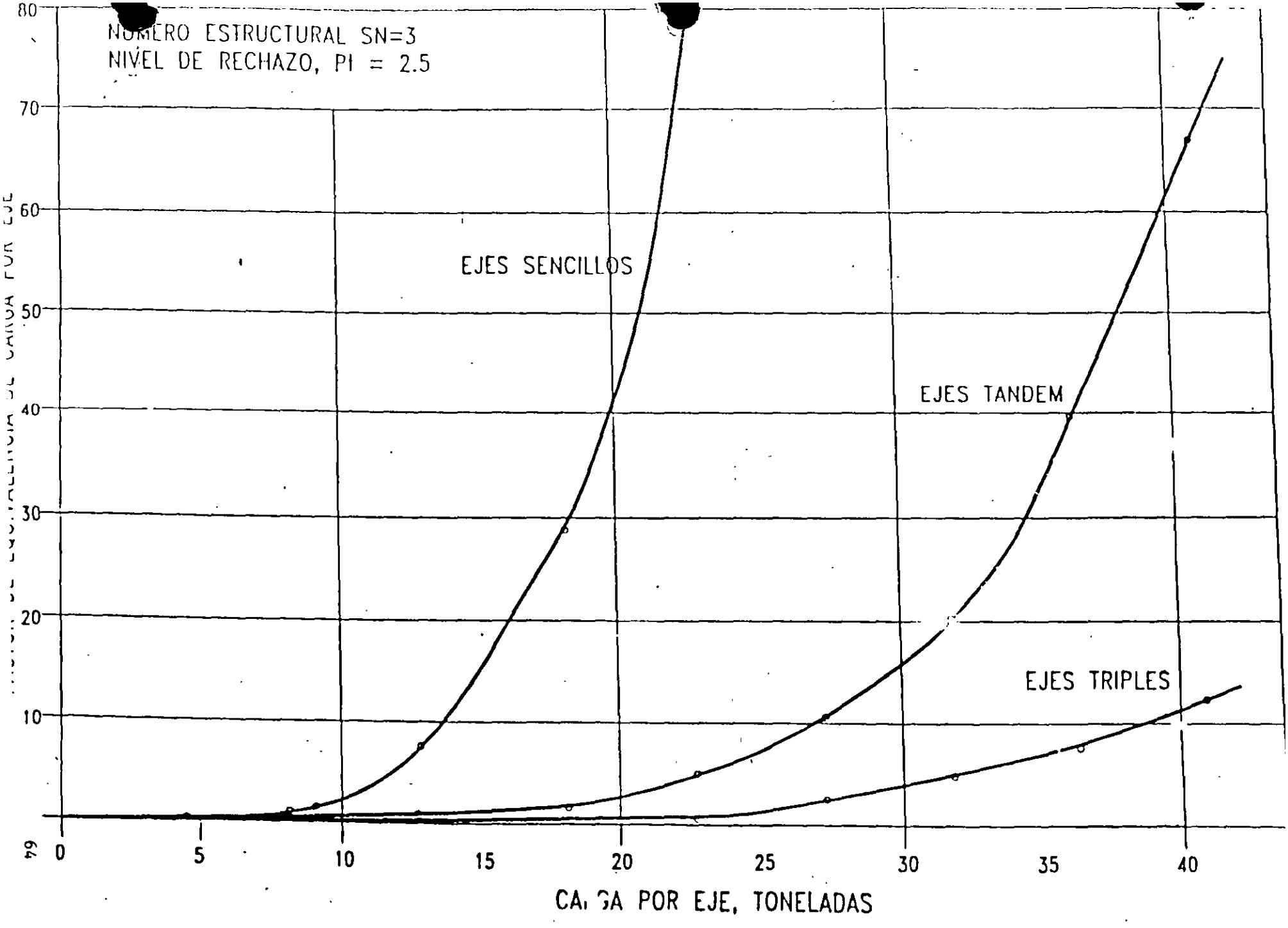
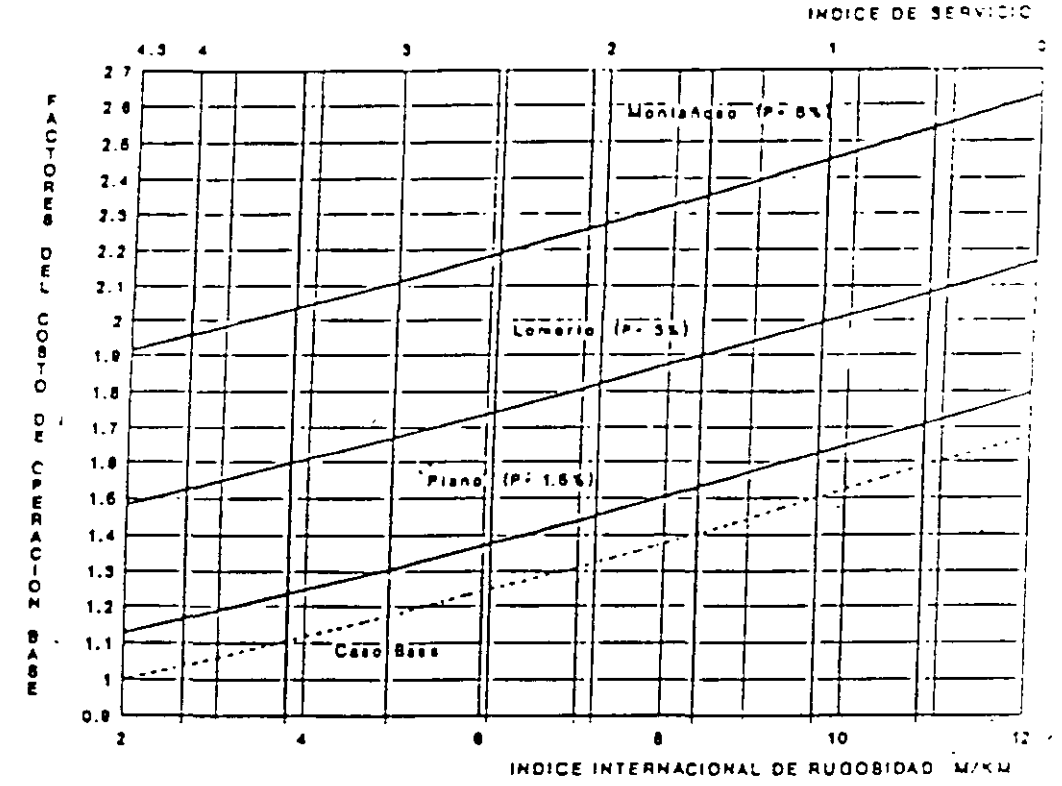
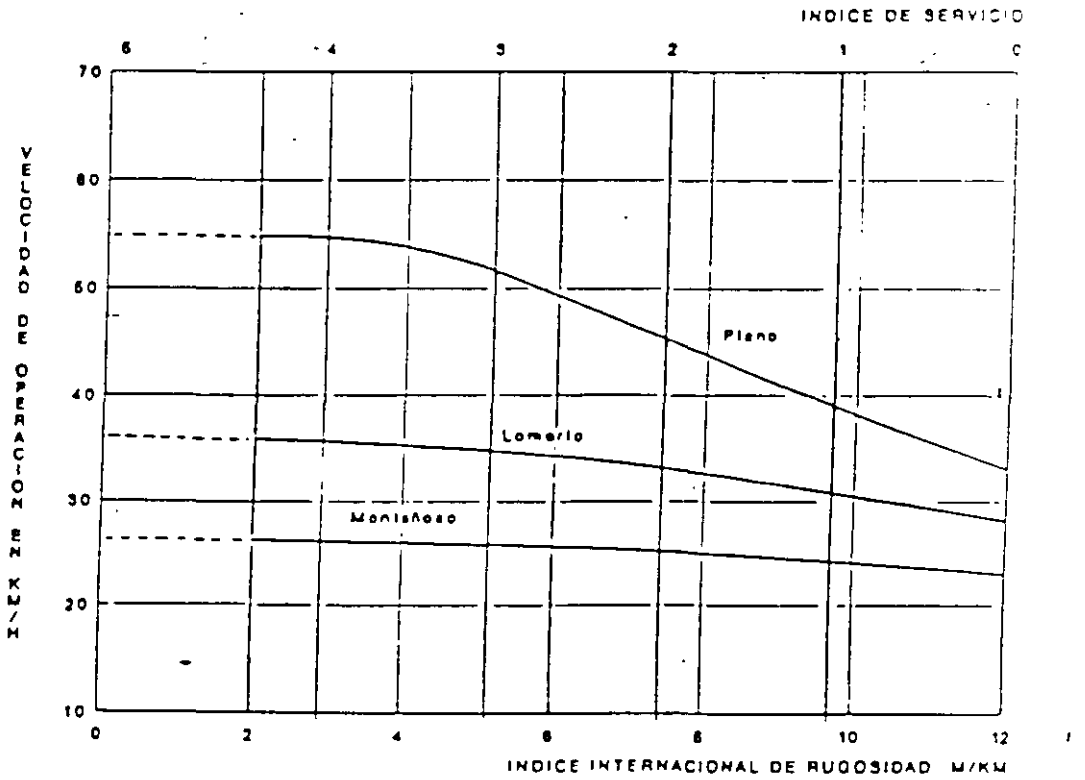

NÚMERO ESTRUCTURAL SN=3
NIVEL DE RECHAZO, PI = 2.5
EJES SENCILLOS
EJES TANDEM
EJES TRIPLES
80
70
60
50
40
30
20
10
0
5
10
15
20
25
30
35
40
CARGA POR EJE, TONELADAS

TABLA 2. TIPOLOGÍA DE VEHICULOS AUTORIZADOS POR LA SCT PARA CIRCULAR POR LAS CARRETERAS NACIONALES

Vehículo	Designación	Peso por eje, ton				
		1	2	3	4	5
Automóvil	A2	1.0	1.0			
Camión ligero con capacidad de carga hasta de 3 ton.	A'2	1.7	3.8			
Autobús de dos ejes	B2	5.5	10.0			
Autobús de tres ejes	B3	5.5	14.0 D			
Autobús de cuatro ejes	B4	7.0 D	14.0-D			
Camión de dos ejes	C2	5.5	10.0			
Camión de tres ejes	C3	5.5	18.0-D			
Camión de cuatro ejes	C4	5.5	22.5-T			
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje	T2-S1	5.5	10.0	10.0		
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes	T2-S2	5.5	10.0	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes	T3-S2	5.5	18.0-D	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de tres ejes	T3-S3	5.5	18.0-D	22.5-T		
Camión de dos ejes con remolque de dos ejes	C2-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Camión de tres ejes con remolque de dos ejes	C3-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	
Camión de tres ejes con remolque de tres ejes	C3-R3	5.5	18.0-D	10.0	18.0-D	
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes	T2-S1-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes	T2-S2-R2	5.5	10.0	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes	T3-S1-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	10.0
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes	T3-S2-R2	5.5	18.0-D	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de tres ejes	T3-S2-R3	5.5	18.0	18.0	10.0	18.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes	T3-S2-R4	5.5	18.0	18.0	18.0	18.0

CAMION ARTICULADO





TRAFFIC

Pavement & Traffic Factors
E 18 Determination by Axle Da
E 18 Determination by Vehicle

PAVEMENT & TRAFFIC FACTORS

Rigid Thickness:	12.00
Flexible SN:	5.00
Terminal Serviceability:	2.50
Design Life:	15.00
Annual Growth Rate:	4.00

UNITS
Inches

09-18-1995

State: EJEMPLO DE CLASE
Agency: CENTRO DE EDUCACION CONT
Company: UNAM
Contractor:
Engineer: LANDEROS

Job Number: PROYECTO
Location:

Traffic Conversion To E 18's

E 18 CONVERSION FROM AXLE DATA

Estimated: Rigid Depth = 12.00 Structural Number = 5.00 Pt = 2.50
Annual Growth Rate = 4.00
Design Life = 15.00

Input Number	Axle Type	Axle Weight	Annual Number	Rigid E 18's	Flexible E 18's
1	1	2.20	2,452,800	13,216	12,267
2	1	12.13	21,900	79,565	86,624
3	1	22.05	21,900	1,065,406	964,441
4	1	12.13	65,700	238,695	259,873
5	2	30.86	65,700	1,700,683	972,898
6	1	12.13	58,400	212,174	230,998
7	1	22.05	58,400	2,841,083	2,571,842
8	1	12.13	51,100	185,652	202,124
9	2	39.68	51,100	3,931,895	2,063,933
10	1	12.13	21,900	79,565	86,624
11	2	39.68	21,900	1,685,098	884,543
12	2	39.68	21,900	1,685,098	884,543
13	1	12.13	14,600	53,043	57,750
14	2	39.68	14,600	1,123,398	589,695
15	3	49.60	14,600	872,714	344,850
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
		Sum =		15,767,285	10,213,005

Key: 1-Single 2-Tandem 3-Tridem

$$SN = a_1D_1 + a_2D_2m_2 + a_3D_3m_3$$

where

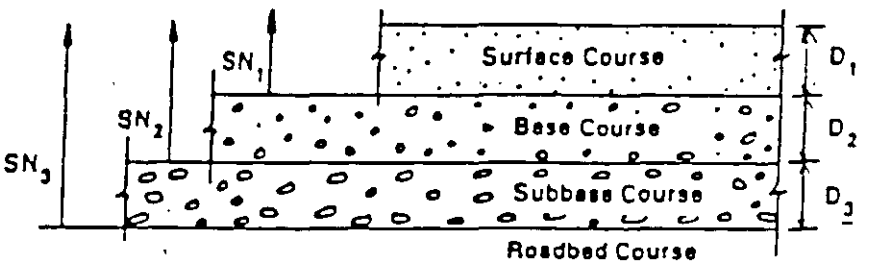
a_1, a_2, a_3 = layer coefficients representative of surface, base, and subbase courses, respectively (see Section 2.3.5),

D_1, D_2, D_3 = actual thicknesses (in inches) of surface, base, and subbase courses, respectively, and

m_2, m_3 = drainage coefficients for base and subbase layers, respectively (see Section 2.4.1).

Minimum Thickness (inches)

Traffic, ESAL's	Asphalt Concrete	Aggregate Base
Less than 50,000	1.0 (or surface treatment)	4
50,001-150,000	2.0	4
150,001-500,000	2.5	4
500,001-2,000,000	3.0	6
2,000,001-7,000,000	3.5	6
Greater than 7,000,000	4.0	6



$$D^*_1 \geq \frac{SN_1}{a_1}$$

$$SN^*_1 = a_1D^*_1 \geq SN_1$$

$$D^*_2 \geq \frac{SN_2 - SN^*_1}{a_2m_2}$$

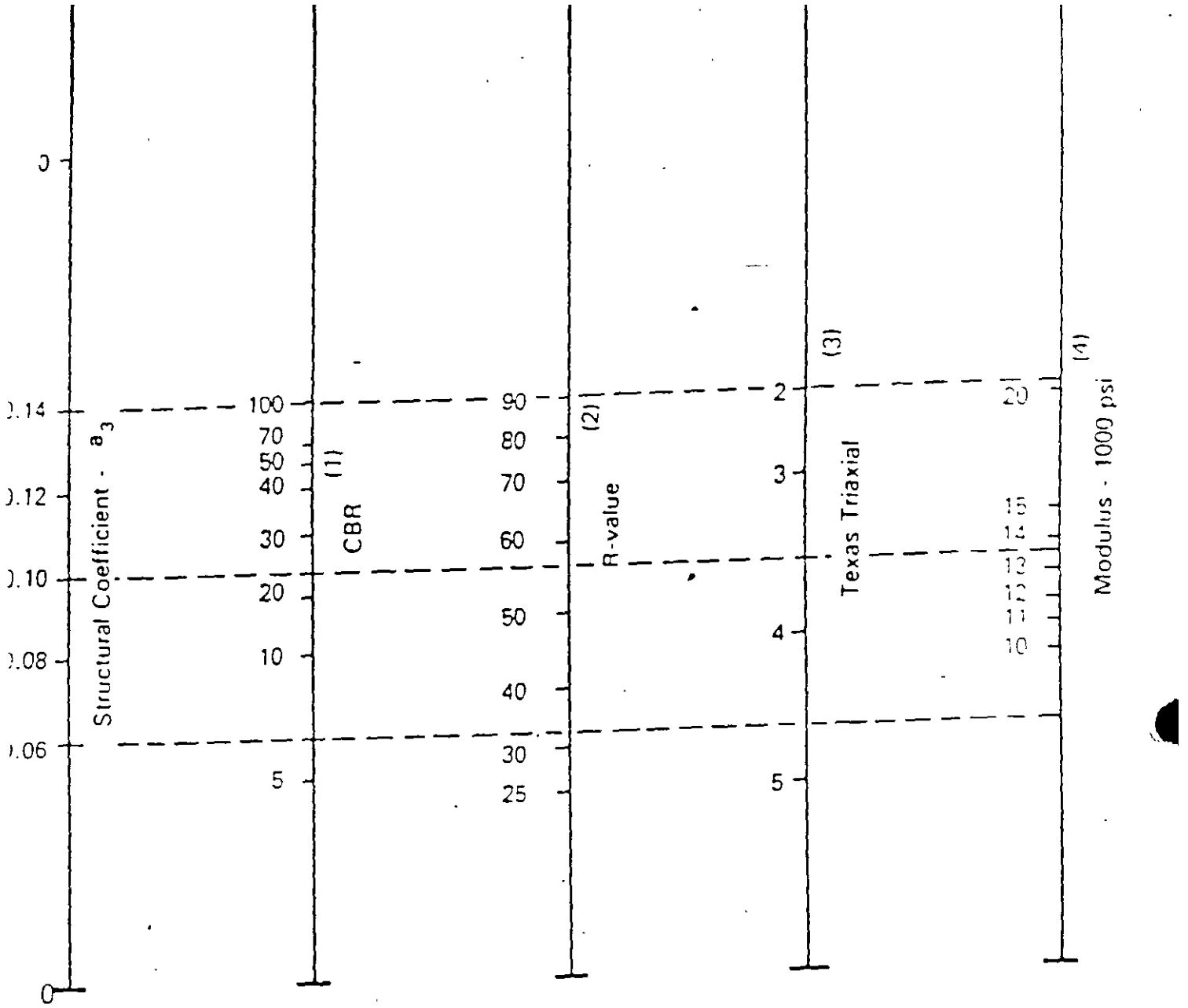
$$SN^*_1 + SN^*_2 \geq SN_2$$

$$D^*_3 \geq \frac{SN_3 - (SN^*_1 + SN^*_2)}{a_3m_3}$$

1) a, D, m and SN are as defined in the text and are minimum required values

2) An asterisk with D or SN indicates that it represents the value actually used, which must be equal to or greater than the required value.

Figure 3.2. Procedure for Determining Thicknesses of Layers Using a Layered Analysis Approach



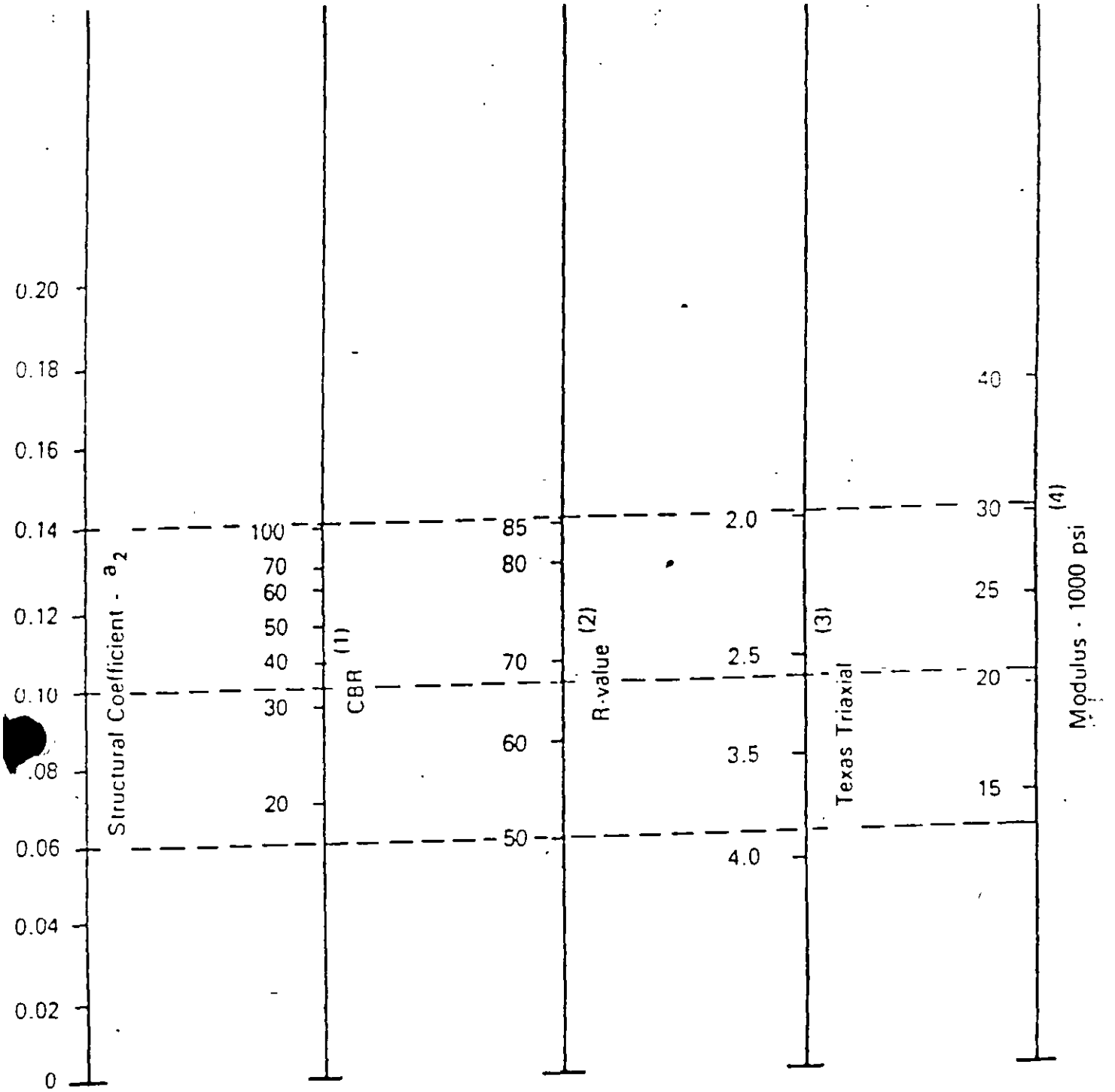
(1) Scale derived from correlations from Illinois

(2) Scale derived from correlations obtained from The Asphalt Institute, California, New Mexico and Wyoming.

(3) Scale derived from correlations obtained from Texas.

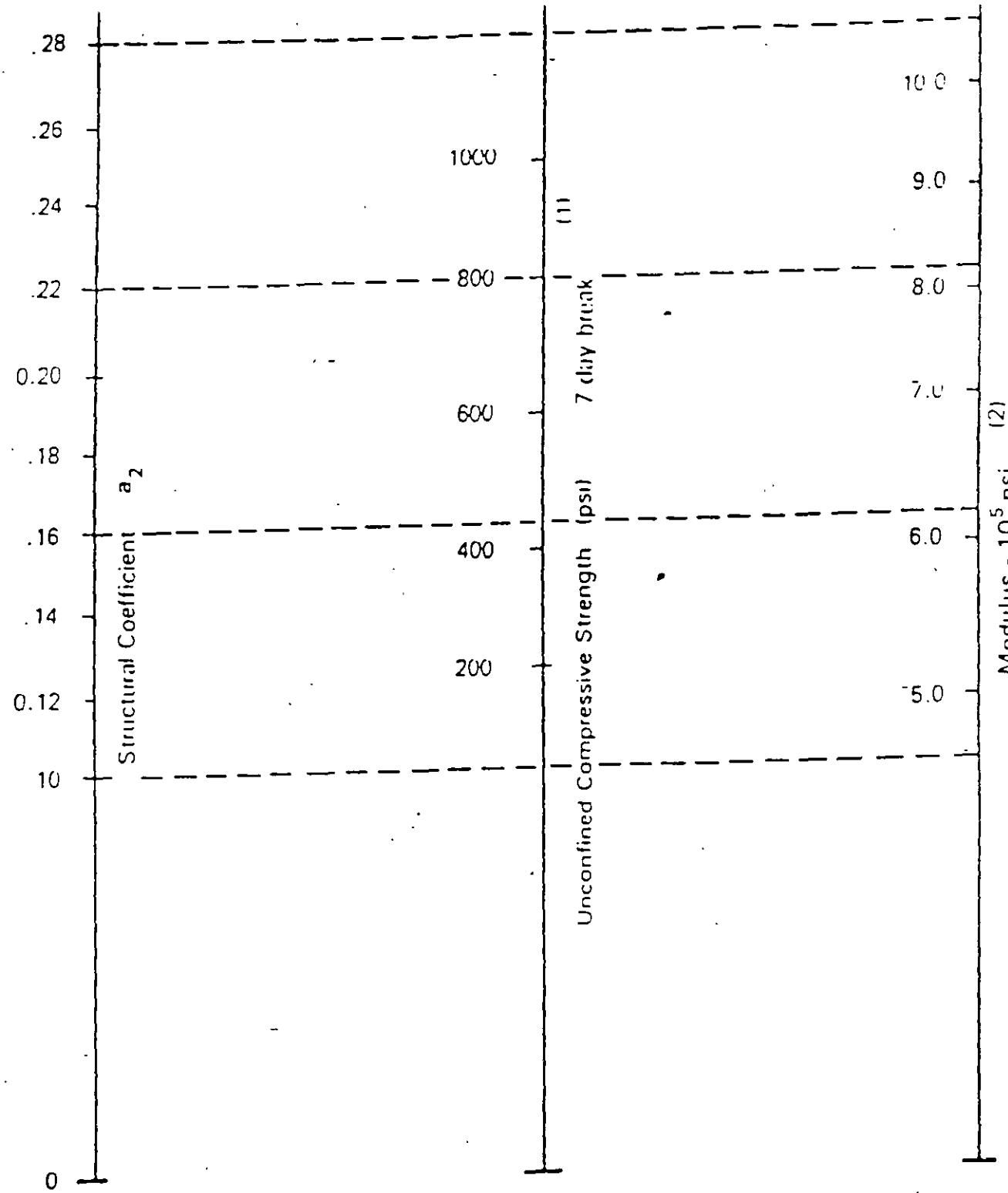
(4) Scale derived on NCHRP project *(3)*.

2.7. Variation in Granular Subbase Layer Coefficient (a_3) with Various Subbase Strength Parameters (*3*)



(1) Scale derived by averaging correlations obtained from Illinois.
(2) Scale derived by averaging correlations obtained from California, New Mexico and Wyoming.
(3) Scale derived by averaging correlations obtained from Texas.
(4) Scale derived on NCHRP project *(3)*.

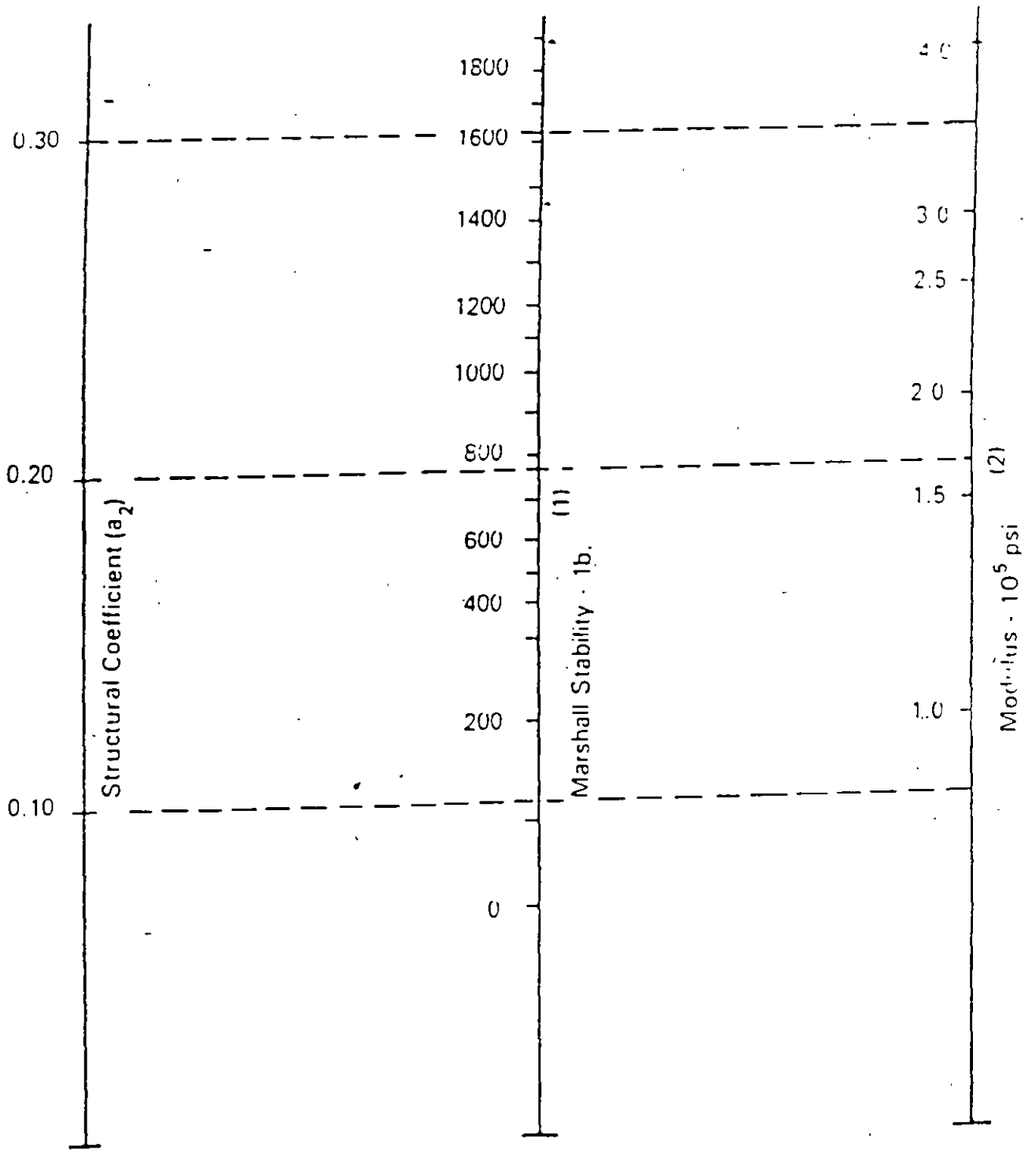
Figure 2.6. Variation in Granular Base Layer Coefficient (a_2) with Various Base Strength Parameters (*3*)



(1) Scale derived by averaging correlations from Illinois, Louisiana and Texas.

(2) Scale derived on NCHRP project (3).

igure 2.8. Variation in a for Cement-Treated Bases with Base Strength Parameter (3)



(1) Scale derived by correlation obtained from Illinois.

(2) Scale derived on NCHRP project (3).

Figure 2.9. Variation in a_2 for Bituminous-Treated Bases with Base Strength Parameter

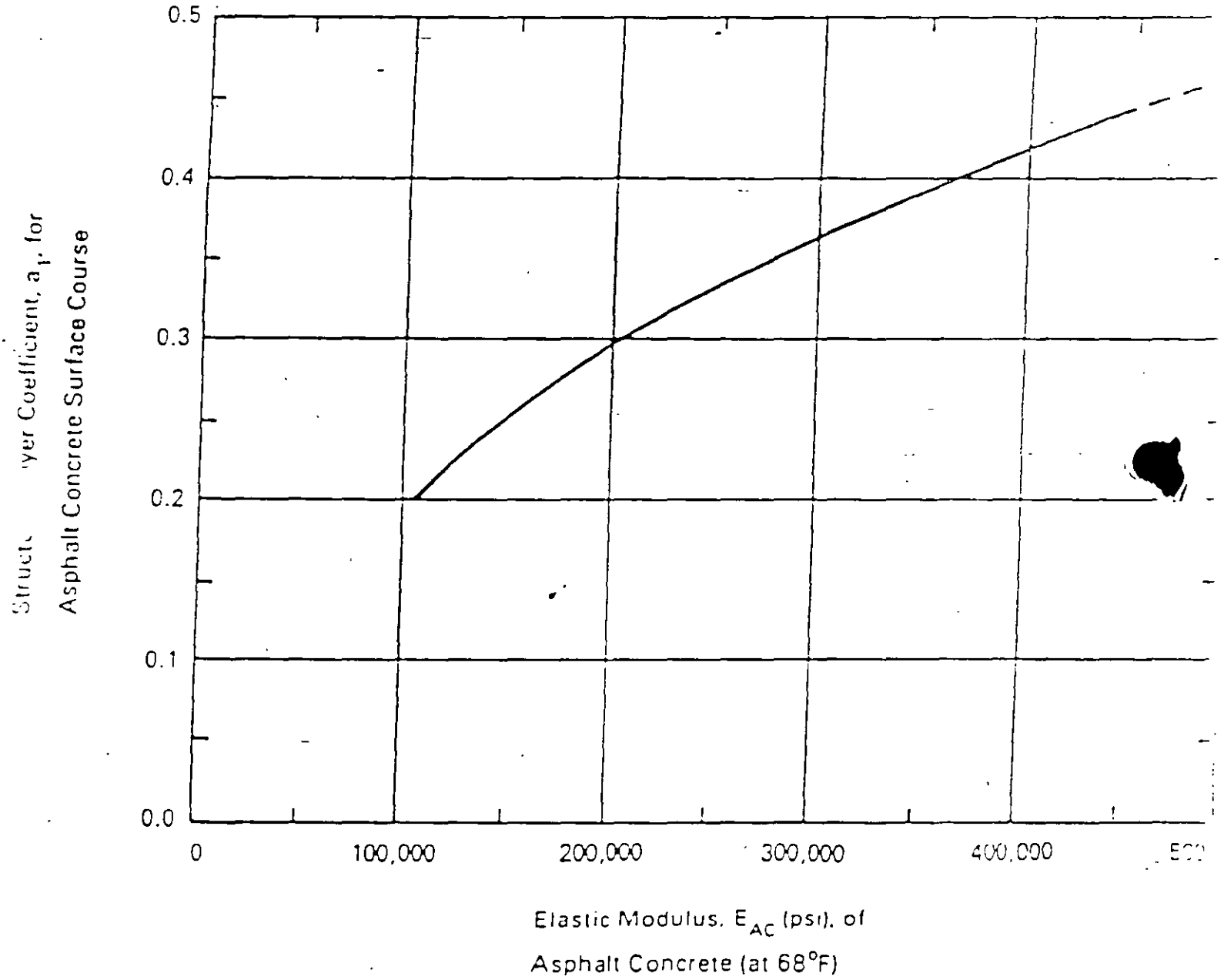


Figure 2.5. Chart for Estimating Structural Layer Coefficient of Dense-Graded Asphalt Concrete Based on the Elastic (Resilient) Modulus (*3*)

TABLA 4 - CATALOGO DE SECCIONES DE FIRME

| TRAFICO | T 0 | | | | | | | | | | | | | | | T 1 | | | | | | | | | | | | | | T 2 | | | | | | | | | | | | | | |

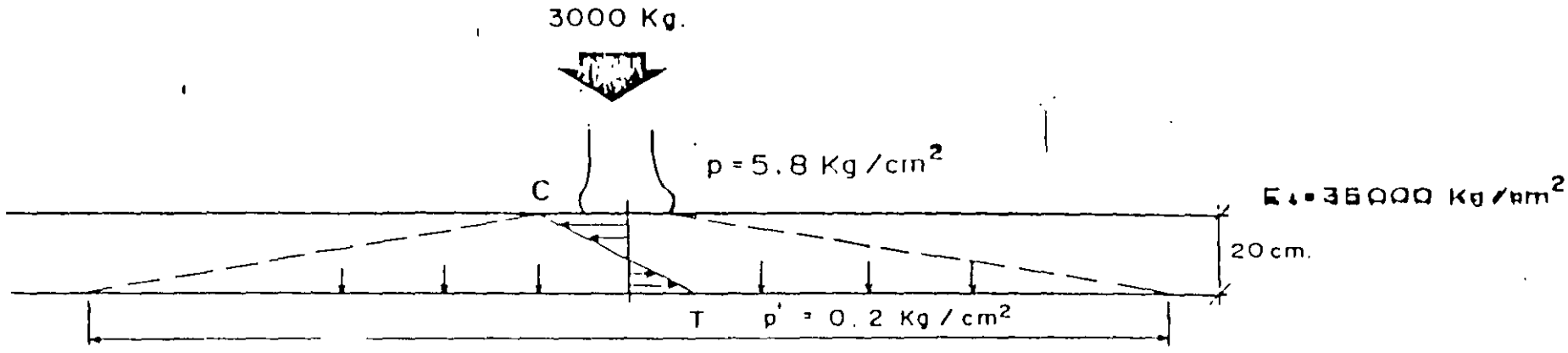
PAVIMENTOS RIGIDOS

Concreto de Cemento Portland

Base hidráulica o tratada

- Concreto simple vibrado
- Concreto simple compactado con rodillos
- Concreto reforzado con juntas o continuo
- Concreto presforzado
- Concreto fibroso

DISTRIBUCION DE ESFUERZOS
PAVIMENTO RIGIDO



$E_2 = 500\ Kg/cm^2$

$$300 < \frac{E_1}{E_2} < 1000$$

TIPOS DE CONCRETO EMPLEADO EN LOS PAVIMENTOS RÍGIDOS

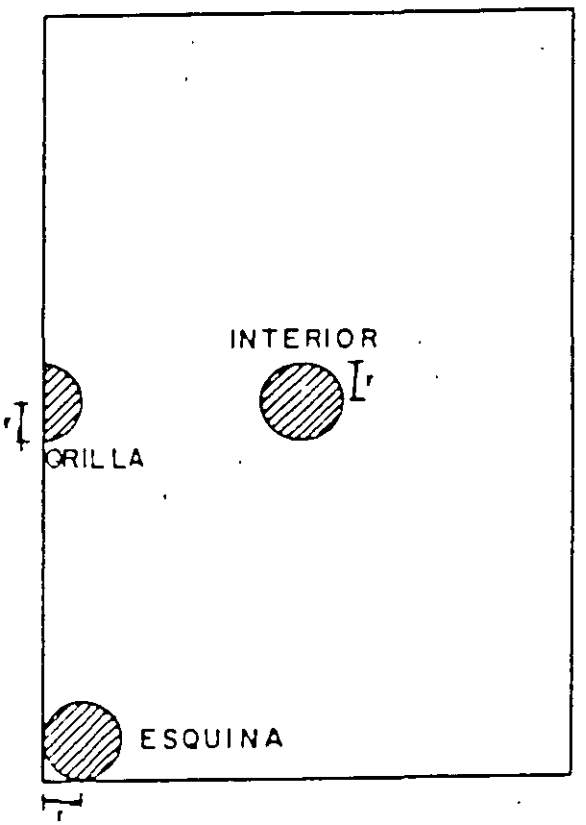
* CONCRETO SIMPLE, VIBRADO

REFORZADO,

PRESFOZADO

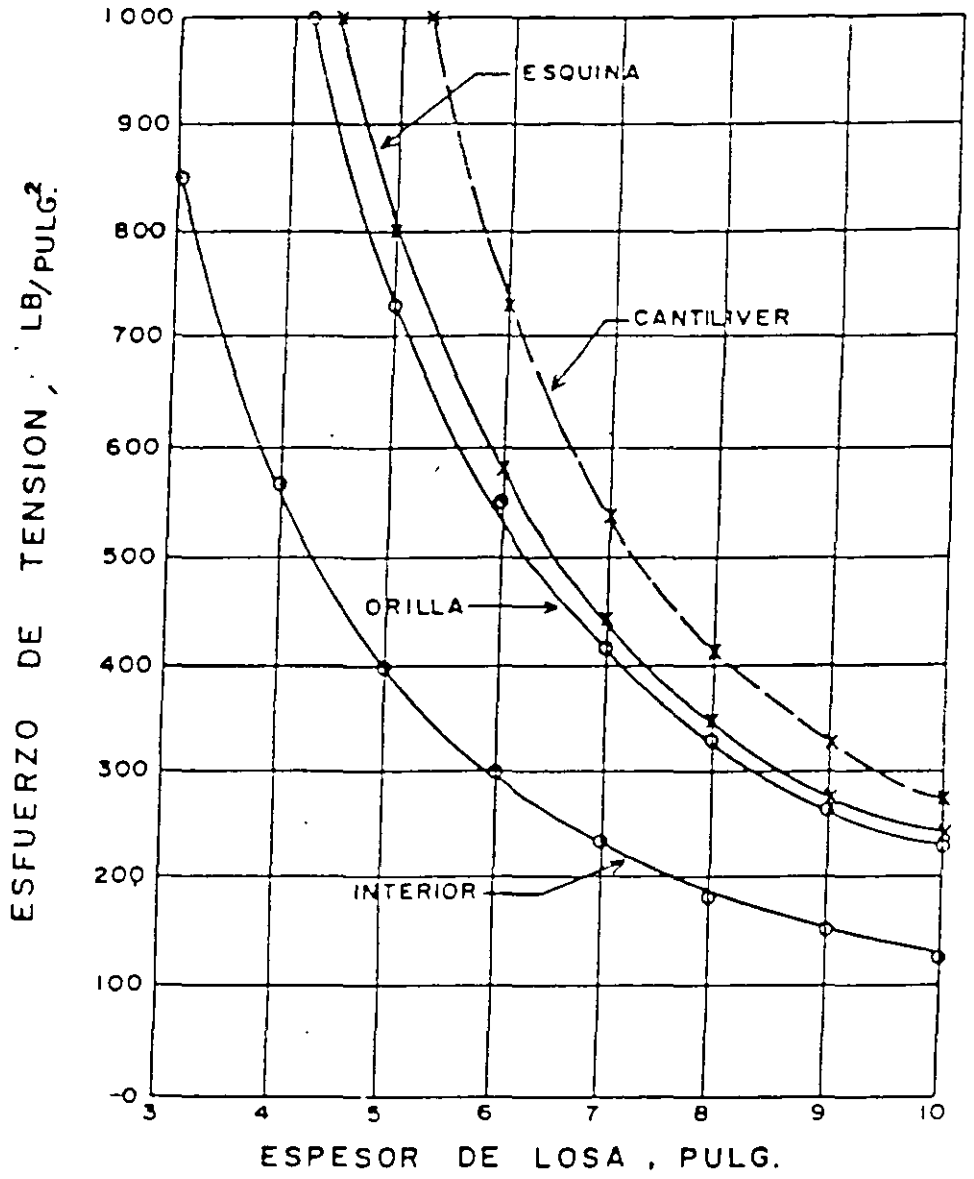
FIBROSO

COMPACTADO CON RODILLO



LAS TRES POSICIONES DE LAS CARGAS EN UNA LOSA DE CONCRETO

ESFUERZOS DE TENSION PRODUCIDOS POR CARGAS



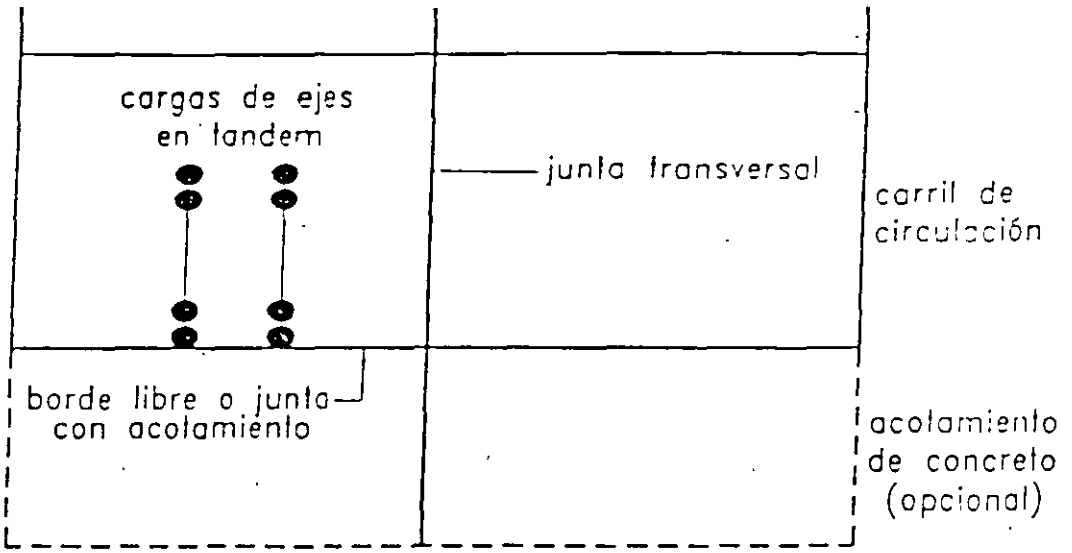
P = 8960 lb.

K = 200 lb/pulg³.

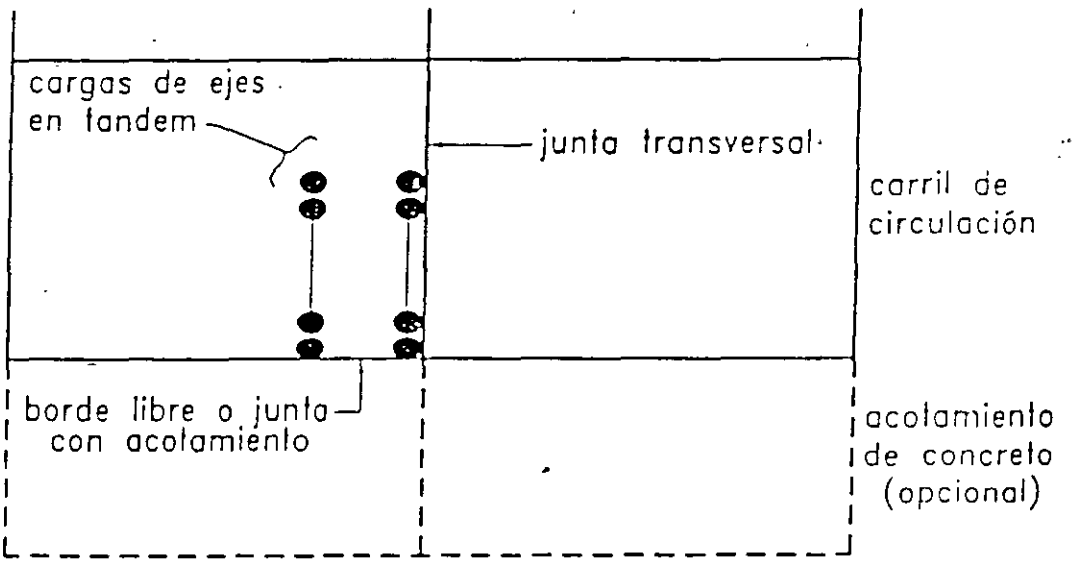
E = 5 x 10⁶ lb/pulg².

μ = 0.24

presión Inflado = 105 lb/pulg².

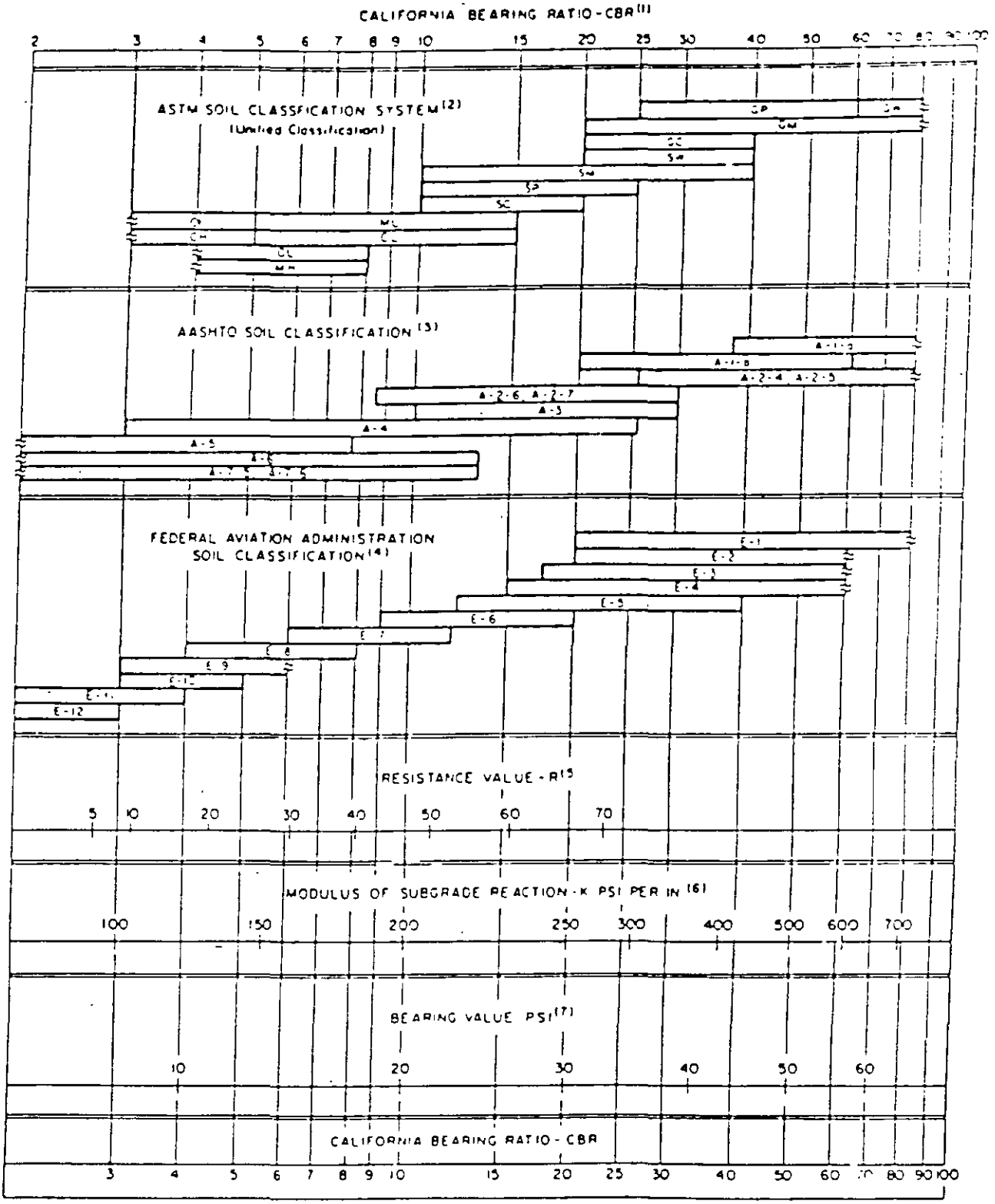


(a) Posición de las cargas para análisis por fatiga



(b) Posición de las cargas para análisis por erosión

Fig. 4.9.- POSICIONES CRITICAS DE LAS CARGAS



(1) For the basic idea see O. J. Porter, "Foundations for Flexible Pavements," Highway Research Board *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 1942, Vol. 22, pages 100-136.

(2) ASTM Designation D2487.

(3) "Classification of Highway Subgrade Materials," Highway Research Board *Proceedings of the Twenty-fifth Annual Meeting*, 1945, Vol. 25, pages 376-392.

(4) *Airport Paving*, U.S. Department of Commerce, Federal Aviation Agency, May 1948, pages 11-16. Estimated using values given in FAA *Manual for Airport Pavements* (Formerly used FAA Classification. Unified Classification now used.)

(5) C. F. Aarnes, Correlation Between *R* Value and *k* Value, unpublished report, Portland Cement Association, Rocky Mountain-Northwest Region, October 1971 (best fit correlation with correction for saturation).

(6) See T. A. Middlebrooks and G. E. Bertram, "Soil Tests for Design of Runway Pavements," Highway Research Board *Proceedings of the Twenty-second Annual Meeting*, 1942, Vol. 22, page 152.

(7) See item (6), page 184.

Fig. 3 Approximate interrelationships of soil classifications and bearing values.

PRINCIPALES ASPECTOS QUE DEBE CUBRIR EL PROYECTO DE UN PAVIMENTO RÍGIDO

1) BANCOS DE MATERIALES

2) NORMAS DE CALIDAD, CARACTERÍSTICAS Y TIPO DE LOS MATERIALES Y PRODUCTOS UTILIZADOS

3) PRINCIPALES LINEAMIENTOS CONSTRUCTIVOS

4) CARACTERÍSTICAS Y TRATAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE APOYO A LAS LOSAS

5) CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO HIDRÁULICO

6) DIMENSIONAMIENTO DE LAS LOSAS

7) CARACTERÍSTICAS Y UBICACIÓN DE LOS DIFERENTES TIPOS DE JUNTAS

8) TEXTURIZADO Y CONDICIONES DE ACABADO SUPERFICIAL Y DE APERTURA AL TRÁNSITO

9) TOLERANCIAS

ALCANCES DEL PROYECTO

1. SECCIONES ESTRUCTURALES Y DIMENSIONAMIENTO
2. TIPO Y UBICACIÓN DE JUNTAS
3. CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO HIDRÁULICO
4. NORMAS DE CALIDAD Y LINEAMIENTOS DE CONSTRUCCIÓN
5. BANCOS DE MATERIALES
6. CARACTERÍSTICAS Y TRATAMIENTOS DE LA SUPERFICIE DE APOYO
7. ACABADO, TEXTURIZADO, CURADO, SERRADO Y SELLADO DE JUNTAS.
8. NORMATIVA DE CONTROL DE CALIDAD
9. TOLERANCIAS
10. APERTURA AL TRÁNSITO

= CARACTERÍSTICAS DE LA SUPERFICIE DE APOYO GEOMÉTRICA Y TOLERANCIAS

= TRATAMIENTO DE LA SUPERFICIE DE APOYO. CAPAS SEPARADORAS, RIEGOS, ETC.

= CARACTERÍSTICAS DEL CONCRETO HIDRÁULICO

= CARACTERÍSTICAS DE LAS LOSAS DE CONCRETO. FORMA Y GEOMETRÍA, TIPOS DE JUNTAS ACABADO SUPERFICIAL Y TOLERANCIAS DE NIVEL, PENDIENTE, TEXTURA Y RUGOSIDAD.

= PASAJUNTAS, INCLUYENDO DETALLES DE SUJECIÓN

= CURADO

= SERRADO Y RELLENO DE JUNTAS

= TEXTURIZADO

= APERTURA AL TRÁNSITO

NOT APPROVED:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 7.35 * \log_{10}(D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10}\left[\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right]}{1 + \frac{1.624 * 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) * \log_{10}\left[\frac{S_c' * C_d \left[D^{0.75} - 1.132\right]}{215.63 * J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}}\right]}\right]$$

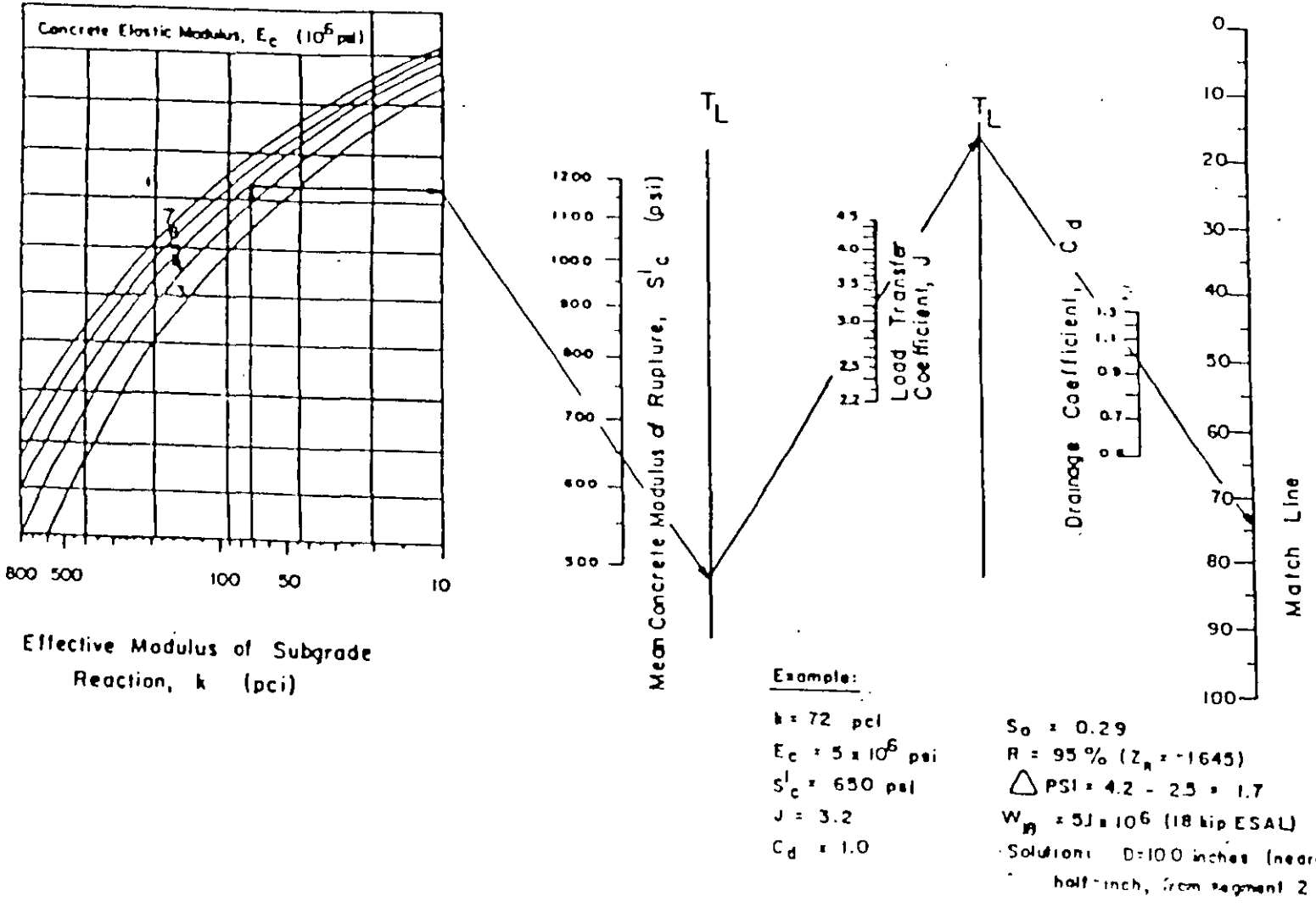
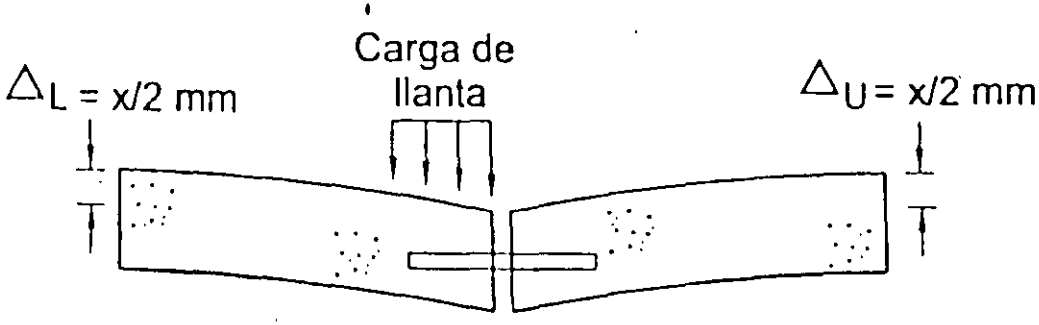
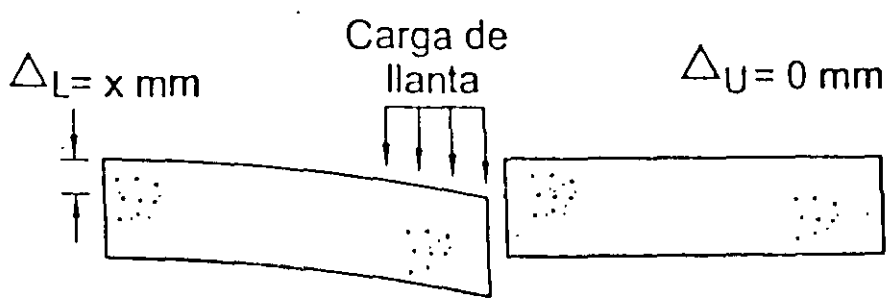


Figure 3.7. Design Chart for Rigid Pavement Based on Using Mean Values for Each Input Variable (Segment 1)

Figure 3.7. Continued—Design Chart for Rigid Pavements Based on Using Mean Value Each ... out Variable (Segment 2)

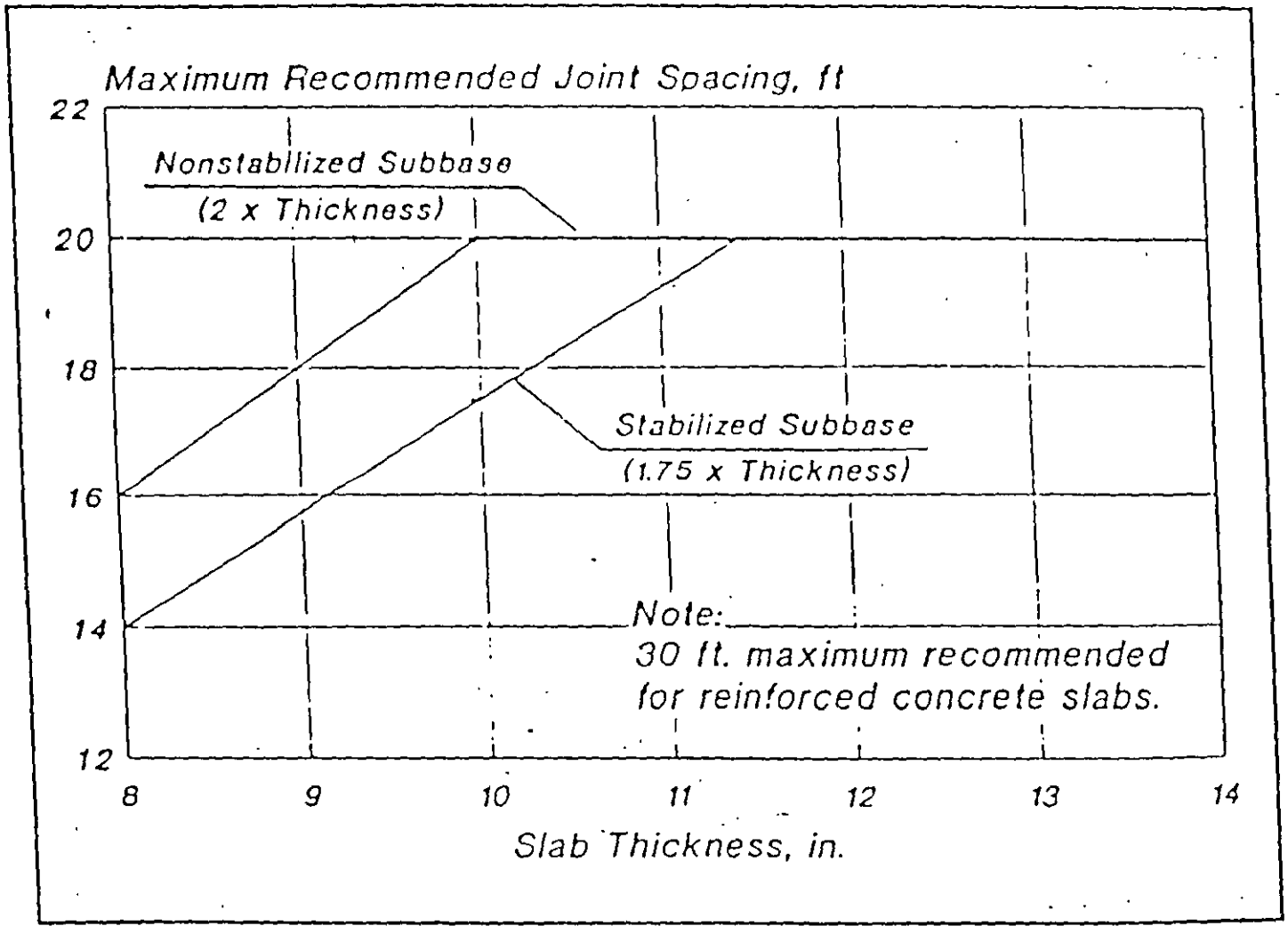


Junta 100% Efectiva



Junta 0% Efectiva

Fig 17.- EFECTIVIDAD DE TRANSFERENCIA DE CARGA



Recommended Maximum Joint Spacing for Highway Pavements.

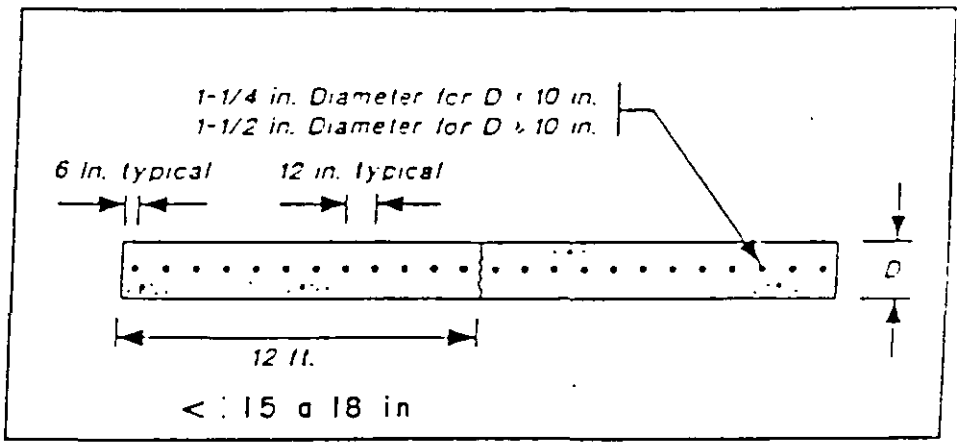


Figure 7 *Typical dowel placement in highway pavements.*

Table 2. Maximum Recommended Transverse Spacing (in.)

Note: 48 in. maximum spacing recommended.

Thickness	Type of Joint	Bar Size	#4 Bar					#5 Bar				
		Grade Steel	Grade 40**					Grade 60**				
		Length of Bar*	24 in.					32 in.				
		Dist. to Free Edge (ft)	10	12	16	22	24	10	12	16	22	24
9"	Warp		37	31	23	17	16	48	47	35	25	23
	Butt		26	22	16	12	11	40	34	25	18	16
10"	Warp		34	28	22	16	14	48	42	32	23	20
	Butt		24	20	16	11	10	36	30	23	16	14
11"	Warp		31	25	20	15	13	47	38	29	21	19
	Butt		22	18	14	11	9	34	27	21	15	14
12"	Warp		28	23	18	13	12	42	35	27	19	18
	Butt		20	16	13	9	9	30	25	19	14	13

Thickness	Type of Joint	Bar Size	#5 Bar									
		Grade Steel	Grade 40**					Grade 60**				
		Length of Bar*	30 in.					40 in.				
		Dist. to Free Edge (ft)	10	12	16	22	24	10	12	16	22	24
9"	Warp		48	48	36	26	24	48	48	48	40	36
	Butt		42	35	26	19	17	48	48	39	29	26
10"	Warp		48	44	33	24	22	48	48	48	36	32
	Butt		38	31	24	17	16	48	47	35	26	23
11"	Warp		48	40	30	22	20	48	40	30	22	20
	Butt		34	29	21	16	14	48	43	31	23	21
12"	Warp		44	36	28	20	13	48	48	41	30	28
	Butt		31	26	20	14	13	47	39	29	21	20

Warp joint: a sawed or construction joint with a keyway.

Butt joint: a construction joint with no keyway.

* Length to develop full yield strength of steel. Agencies should specify standard manufactured lengths (24, 30, 36, 42, 48 in.).

** Steel grades based on ASTM A615.

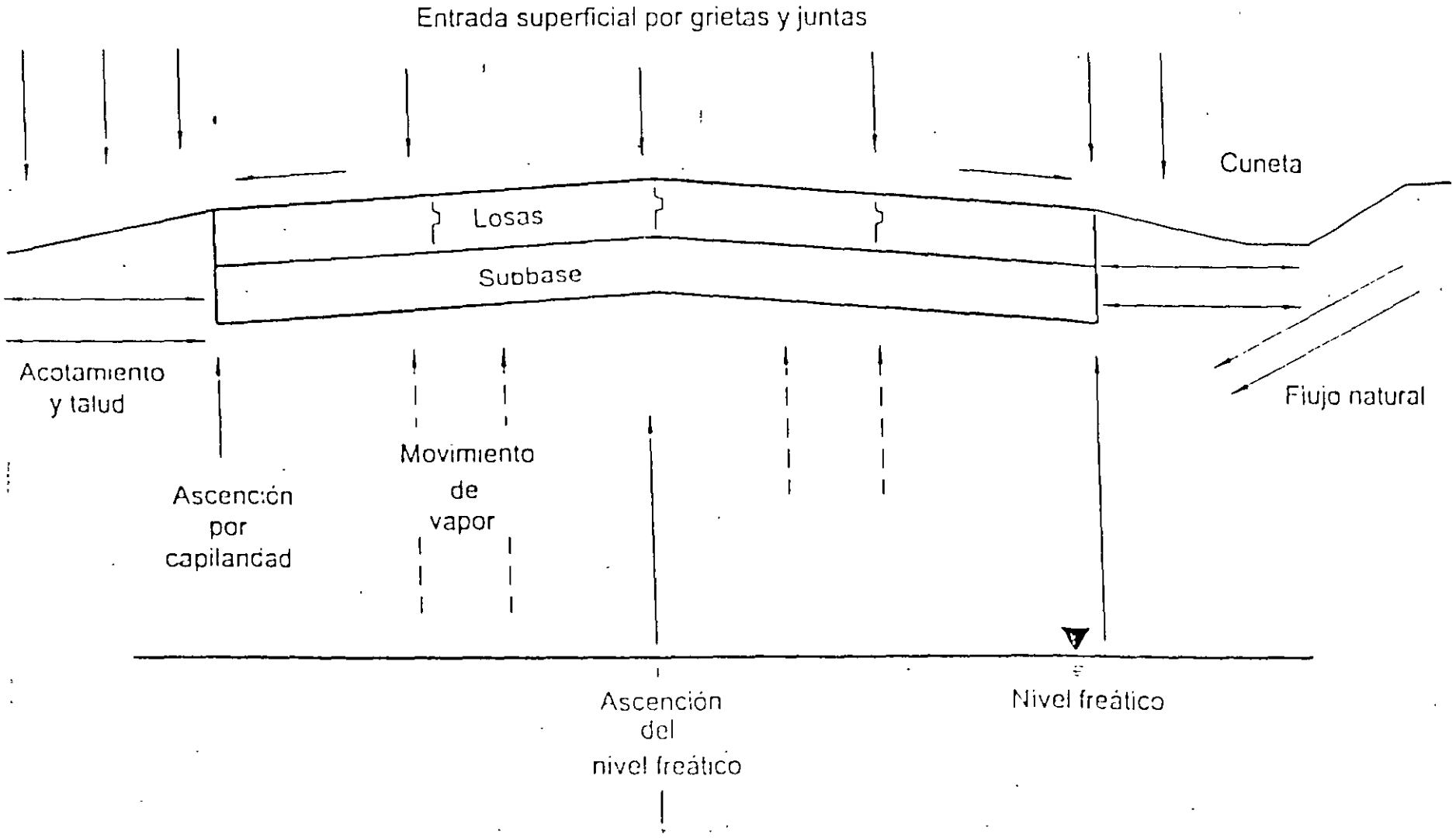
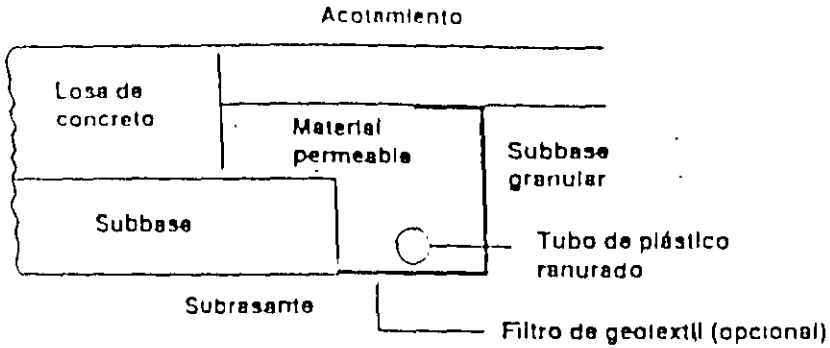
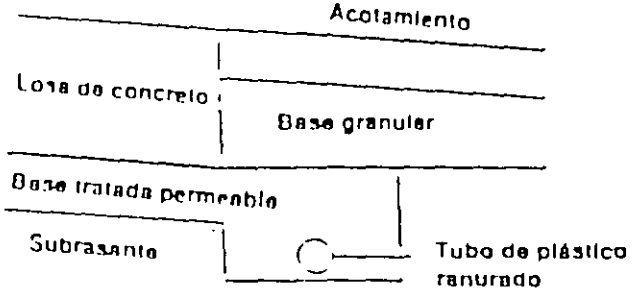


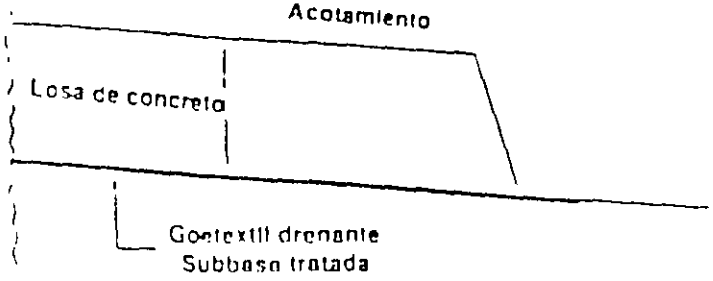
Fig 2.3.- Formas de infiltración de agua en un pavimento



SISTEMA DE SUBDRENAJE TIPO 1.- SUBDRENES LONGITUDINALES EN LAS ORILLAS DEL PAVIMENTO

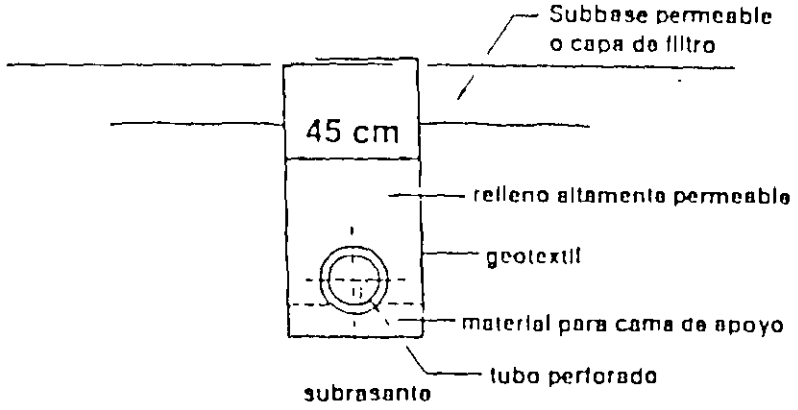


SISTEMA DE SUBDRENAJE TIPO 2.- CAPA DRENANTE EN TODO EL ANCHO, LIGADA A SUBDRENES LONGITUDINALES



SISTEMA DE SUBDRENAJE TIPO 3.- CAPA DRENANTE EN TODO EL ANCHO, FORMADA CON GEOTEXTILES

Aplicaciones típicas de geotextiles en elementos de subdrenaje de pavimentos



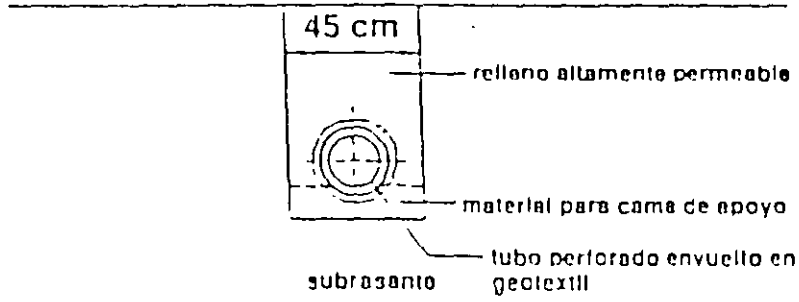
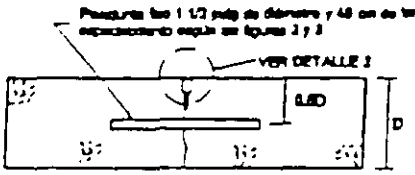


FIG 2.4.- Sistemas [illegible]ubdrenaje

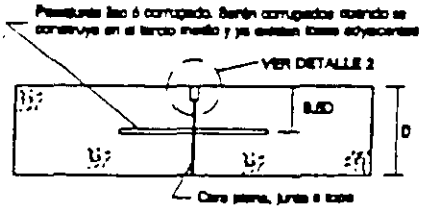
TIPOS DE JUNTAS

1.- JUNTA TRANSVERSAL DE CONTRACCION

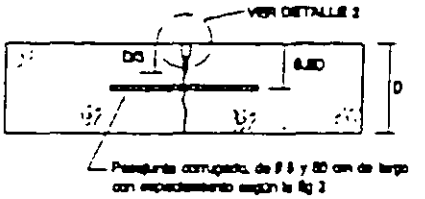


CON PASAJUNTA LISO

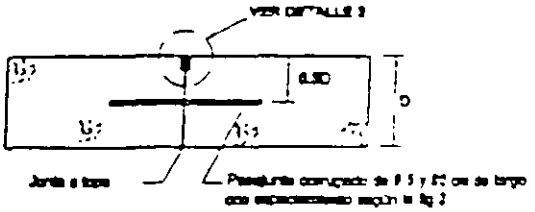
2.-JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION



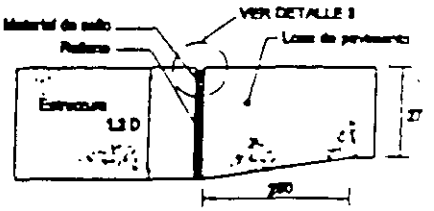
3.-JUNTA LONGITUDINAL DE CONTRACCION



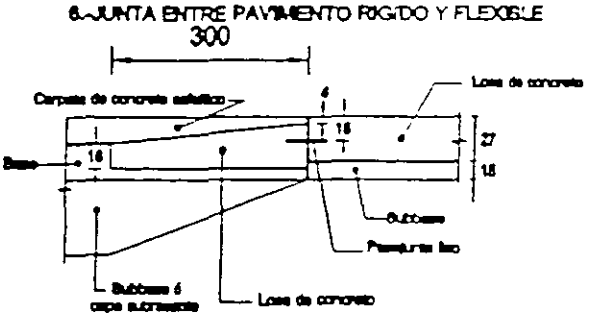
4.-JUNTA LONGITUDINAL DE CONTRACCION (A TOPE)



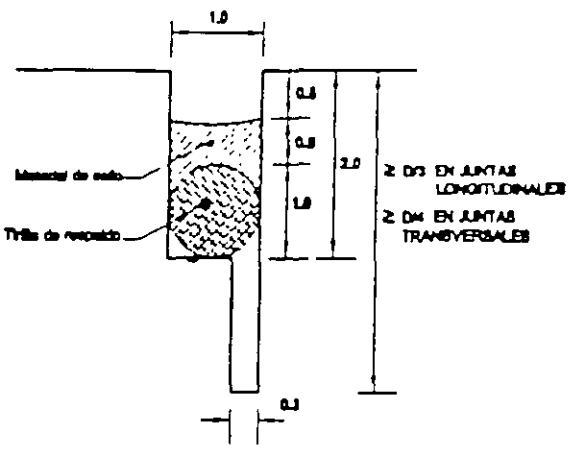
5.-JUNTA DE EXPANSION



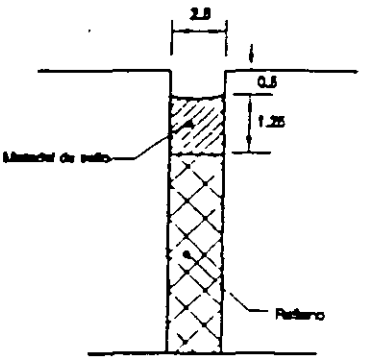
6.-JUNTA ENTRE PAVIMENTO RIGIDO Y FLEXIBLE



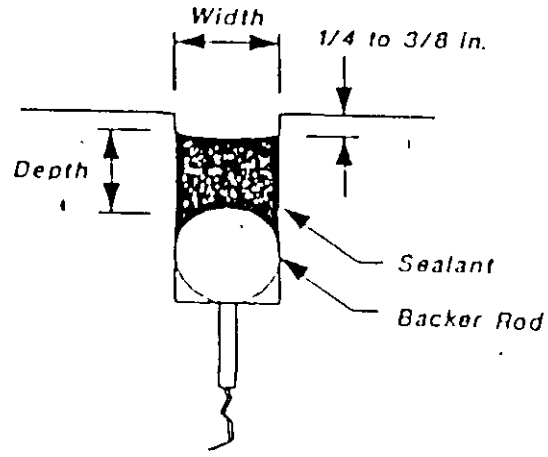
acotaciones en centímetros



DETALLE 2.- DIMENSIONES DEL CORTE Y RESERVORIO



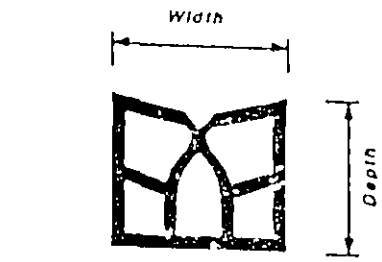
DETALLE 3.- DETALLE DE JUNTA EXPANSION



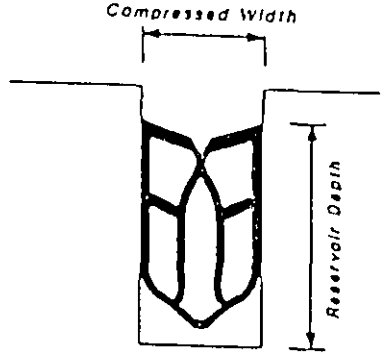
$$\text{Shape Factor} = \frac{\text{Depth}}{\text{Width}}$$

Sealant Type	Typical Shape Factor
Hot-Pour	1.0
Silicone	0.5
Compression	•

• Not based on Shape Factor



Relaxed 5-Cell Compression Seal



Installed Compression Seal

Fig 1.- SECCION TRANSVERSAL TIPICA

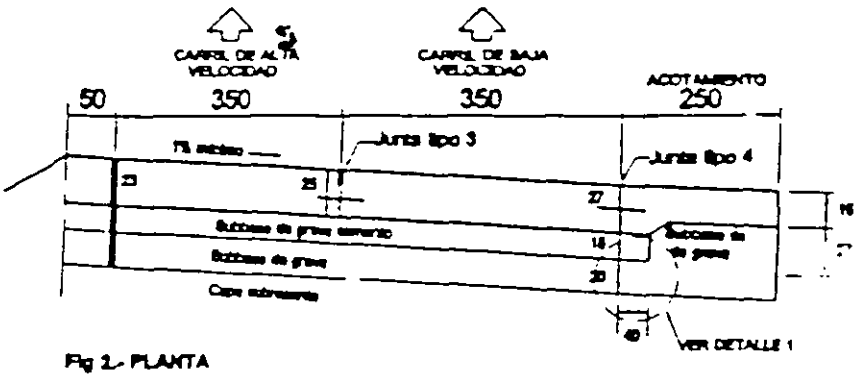
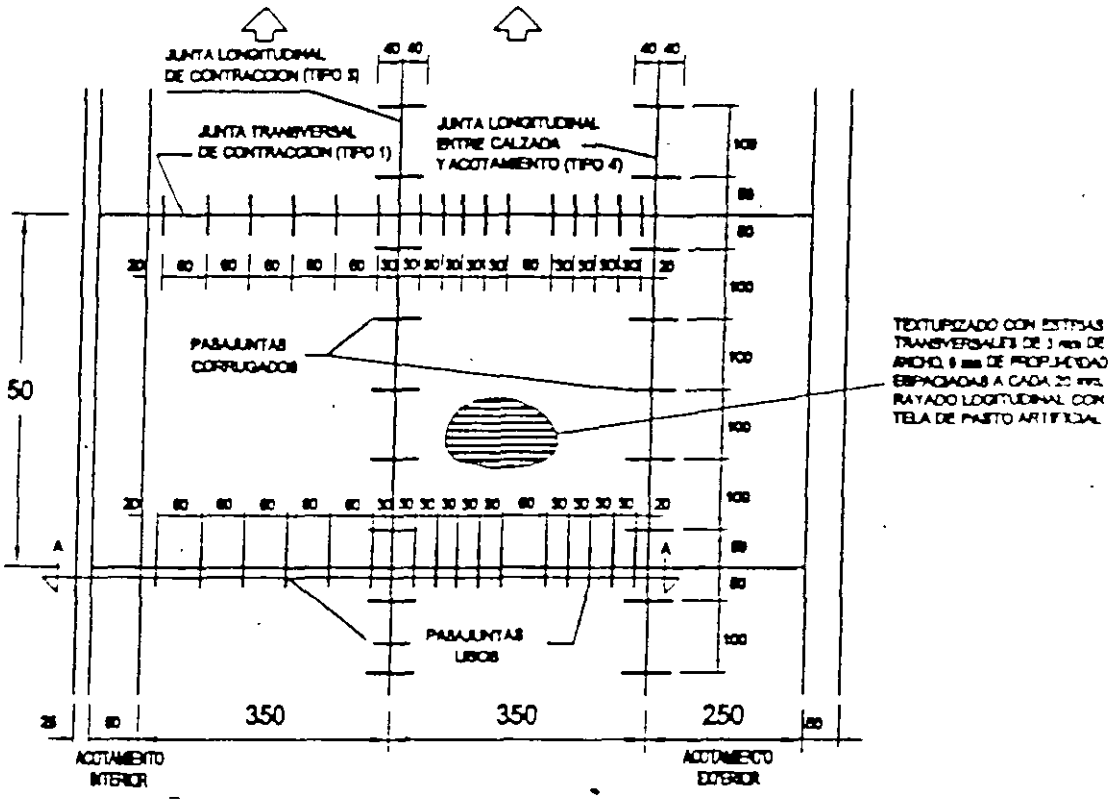


Fig 2.- PLANTA



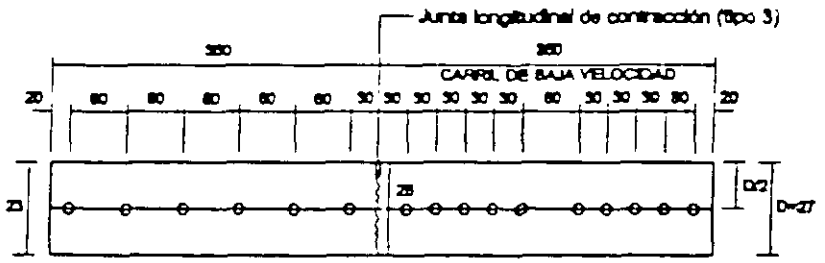
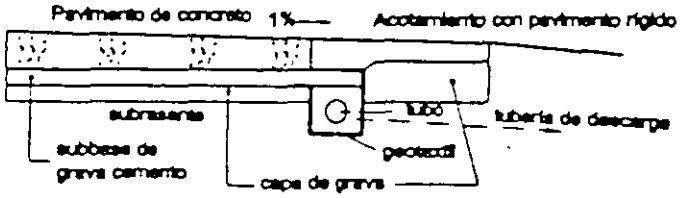
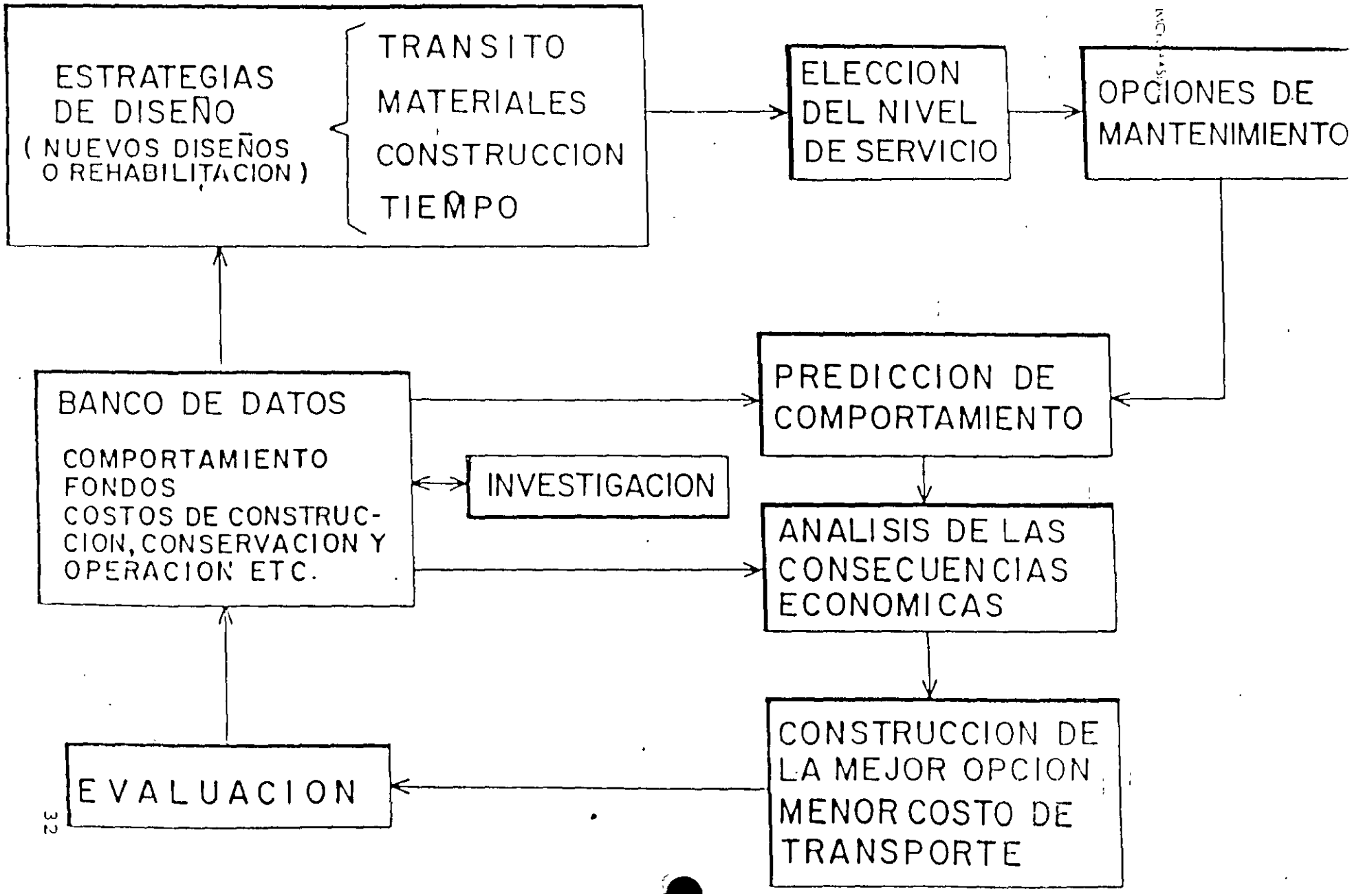


Fig 3.- POSICION DE LOS PASAJUNTAS LISOS EN CORTE A-A



DETALLE 1.- ELEMENTOS DE SUBDRENAJE DEL PAVIMENTO


ESTRATEGIAS DE DISEÑO
(NUEVOS DISEÑOS O REHABILITACION)
TRANSITO
MATERIALES
CONSTRUCCION
TIEMPO
ELECCION DEL NIVEL DE SERVICIO
OPCIONES DE MANTENIMIENTO
BANCO DE DATOS
COMPORTAMIENTO
FONDOS
COSTOS DE CONSTRUCCION, CONSERVACION Y OPERACION ETC.
INVESTIGACION
PREDICCION DE COMPORTAMIENTO
ANALISIS DE LAS CONSECUENCIAS ECONOMICAS
CONSTRUCCION DE LA MEJOR OPCION
MENOR COSTO DE TRANSPORTE
EVALUACION

TEMAS DE INVESTIGACION

1.- CONTAMINACION DE AIRE

2.- PRUEBAS EN PAVIMENTOS Y MATERIALES PARA DETERMINAR SI LA MEZCLA ES APROPIADA PARA RECICLAJE

3.- COSTOS Y CONSUMOS DE ENERGIA

4.- CARACTERISTICAS DE MEZCLAS ANTES Y DESPUES DEL RECICLAJE, COMPARANDOLAS CON LAS CONVENCIONALES

5.- OPTIMIZACION DE EQUIPOS, ANALISIS DE RENDIMIENTOS

6.- DESARROLLO DE AGENTES REJUVENECEDORES

7.- DEFINICION DE PROCEDIMIENTOS APROPIADOS DE CONTROL DE CALIDAD

8.- PROGRAMAS DE ENTRENAMIENTO SOBRE TECNICAS DE RECICLAJE

9.- RELACION DE LOS METODOS DE DISEÑO Y CONSTRUCCION CON LAS TECNICAS DE REHABILITACION

10.- UTILIZACION DE MATERIALES RECICLADOS DE PAVIMENTOS RIGIDOS

III. TABLAS RESUMENES DE VALORES RECOMENDABLES

T A B L A 1

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE TERRAPLEN

CARACTERISTICA	C A L I D A D		
	DESEABLE	ADECUADA	TOLERABLE
Granulometría(1) (mm)	80% mín. < 76 y 95% mín. < 200	80% mín. < 750	-
Tamaño Máximo (mm)	-	1000 o 1/2 espesor del cuerpo	1500 o 1/2 espesor del cuerpo
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	30 máx.	40 máx.	40 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	40 máx.	50 máx.	60 máx.
Indice Plástico (IP) (%)	15 máx.	20 máx.	25 máx.
Compactación (%) (AASHTO Est.)(2)	95 mín.	95 +- 2	90 +- 2
V. R. S. (%) (Compact. dinámica)(3)	10 mín.	10 mín	5 mín.
Expansión (%)	3 máx.	3 máx.	3 máx.

(1) Porcentaje en Volumen.
(2) Con Humedad de compactación igual o ligeramente mayor a la óptima de la prueba.
(3) Al porcentaje de compactación indicado y con contenido de agua recomendable la del material en el banco, a 1.5 m de profundidad.

T A B L A 2

ESTRUCTURACION DEL TERRAPLEN SEGUN EL TIPO DE OBRA VIAL

OBRAS VIALES ESPECIALES
Quedan fuera de especificaciones generales.

T I P O I

C U E R P O D E L T E R R A P L E N			
T E R R A P L E N		C O R T E S	
ESPESOR	CALIDAD	CAMA DEL CORTE	CALIDAD
100 cm o mayor	Deseable en el metro superior. Adecuada, como mínimo en el resto del terraplén	Cama con calidad Deseable	Ningún tratamiento
		Cama con calidad Adecuada	Remover 30 cm y substituir con material de calidad Deseable
Menor que 100 cm.	Si el terreno de cimentación posee la calidad Adecuada, colocar 60 cm de material de calidad Deseable. En caso contrario, remover y colocar 100 cm de material de calidad Deseable.	Cama con calidad Tolerable o inferior	Remover 100 cm y colocar material de calidad Deseable.
Depresiones profundas o laderas muy pronunciadas.	Rellenar 1/3 del espesor total con material de calidad Tolerable. Los 2/3 restantes deberán construirse con los criterios arriba señalados.		

T A B L A 2 (Continuación)

T I P O I I

TERRAPLEN		CORTES	
ESPESOR	CALIDAD	CAMA DEL CORTE	CALIDAD
70 cm o mayor	Adecuada en los 70 cm superiores. Tolerable, como mínimo, en el resto del terraplén.	Cama con calidad Adecuada	Ningún tratamiento
		Cama con calidad Tolerable	Remover 30 cm y substituir con material de calidad Adecuada.
Menor que 70 cm.	Si el terreno de cimentación posee la calidad Tolerable, colocar 50 cm de material de calidad Adecuada. En caso contrario, remover y colocar 70 cm de material de calidad Adecuada.	Cama con calidad inferior a la Tolerable	Remover 60 cm y substituir con material de calidad Adecuada.
Depresiones profundas o laderas muy pronunciadas.	Rellenar 1/3 del espesor total del terraplén con material de calidad Tolerable. Los 2/3 restantes deberán construirse con los criterios señalados arriba, en esta columna.		

T I P O I I I

40 cm o mayor	Tolerable en todo el espesor del terraplén, como mínimo.	Cama con calidad Tolerable	Ningún tratamiento.
Menor de 40 cm.	Si el terreno de cimentación es de calidad inferior a la Tolerable, remover y colocar 40 cm de terraplén de calidad Tolerable.	Cama con calidad inferior a la Tolerable	Remover 30 cm y substituir con el mismo espesor de material de calidad Tolerable.

T A B L A 3

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE LA CAPA SUBRASANTE

CARACTERISTICA	CALIDAD DESEABLE	CALIDAD ADECUADA	CALIDAD TOLERABLE
Granulometría Tamaño Máximo (mm)	76	76	76
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	25 máx.	35 máx.	40 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	30 máx.	40 máx.	50 máx.
Índice Plástico (IP) (%)	10 máx.	20 máx.	25 máx.
Compactación (%) (AASHTO Est.)(1)	100 mín.	100 +- 2	100 +- 2
V. R. S. (%) (Compact. dinámica)(2)	30 mín.	20 mín.	15 mín.

(1) Con Humedad de compactación hasta 3 % mayor a la óptima.
(2) Al porcentaje de compactación indicado y con contenido de agua recomendable la del material en el banco, a 1.5 m de profundidad.

T A B L A 4

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE SUB-BASE Y REVESTIMIENTO

CARACTERISTICA	C A L I D A D DESEABLE	C A L I D A D ADECUADA	REVESTIMIENTO
Granulometría: Zona Granulométrica (Anexo: fig. No. 1)	1 - 2	1 - 3	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	51	51	76
% Finos (Mat. < 0.074 mm)	15 máx.	25 máx.	10 mín 20 máx.
Límite Líquido (LL) (%)	25 máx.	30 máx.	40 máx.
Indice Plástico (IP) (%)	6 máx.	10 máx.	15 máx.
Compactación - (%) (AASHTO Modif.)	100 mín.	100 mín.	95 mín. AASHTO Est
Equivalente Arena (%)	40 mín.	30 mín.	-
V. R. S. (%) (Compact. dinámica)(1)	40 mín.	30 mín.	30 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	-	-

(1) Al porcentaje de compactación indicado.

T A B L A 5

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES DE BASE

CARACTERISTICA	C A L I D A D DESEABLE	C A L I D A D ADECUADA
Granulometría: Zona Granulométrica (Anexo: fig. No. 2)	1 - 2	1 - 3
Tamaño Máximo (mm)	38	51
Finos (%) (Mat. < 0.074 mm)	10 máx.	15 máx.
Límite Líquido (LL %)	25 máx.	30 máx.
Indice Plástico (IP %)	6 máx.	6 máx.
Equivalente Arena (%)	50 mín.	40 mín.
Compactación (%) (AASHTO Modif.)	100 mín.	100 mín.
V. R. S. (%) (Compact. dinámica)(1)	100 mín.	80 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	40 máx.	40 máx.

(1) Al porcentaje de compactación indicado.

T A B L A 6

VALORES DE CALIDAD PARA MATERIALES PETREOS DE CARPETA ASFALTICA

CARACTERISTICA	C A L I D A D DESEABLE	C A L I D A D ADECUADA
Granulometría: Zona Granulométrica	Anexo: Figuras No. 3 y 4	
Tamaño Máximo (mm)	38	38
Finos (%) (Mat. < 0.074 mm)	0 - 4 máx.	0 - 8 máx.
Humedad Natural (W %)	0	1 máx.
Indice Plástico (IP %)	0	5 máx.
Equivalente Arena (%)	60 mín.	55 mín.
Desgaste Los Angeles (%)	30 máx.	40 máx.
Partículas Alargadas (%)	25 máx.	50 máx.

T A B L A 7

GUIA DE ALGUNAS SECCIONES ESTRUCTURALES RECOMENDABLES PARA CARRETERAS

Estructuración de Capas Superiores según el Tipo de Obra Vial

SUBRASANTE		SUB-BASE		BASE		CARPETA ASF.	
ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD	ESPESOR	CALIDAD
OBRAS VIALES ESPECIALES Quedan fuera de especificaciones generales.							
OBRA VIAL TIPO I							
40 cm	Deseable	15 cm	Deseable	20 cm	Deseable	7-10 cm (1)	Deseable
OBRA VIAL TIPO II							
40 cm	Adecuada	15 cm	Deseable	20 cm	Deseable	5 cm	Adecuada
OBRA VIAL TIPO III							
40 cm	Tolerable	15 cm	Tolerable	20 cm	Tolerable	Tratamiento con riegos.	
OBRA VIAL TIPO IV							
30 cm	Tolerable	-		-		Revestimiento 15 cm	

(1) Un espesor mayor puede ser necesario, tras un análisis de vida útil esperada.

CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DE LOS PAVIMENTOS ASFALTICOS.

M ZARATE A
Geosol, S.A de C V

1 INTRODUCCION

Los requerimientos actuales del transporte a nivel mundial se muestran cada vez más exigentes con respecto a las caracteristicas que deben satisfacer los pavimentos en cuanto a su relación con los aspectos de orden económico, principalmente los que concurren para la determinación del costo del transporte. Adicionalmente, el avance tecnológico de la industria automotriz ha introducido innovaciones en los vehiculos, modificando velocidades, geometrias, carrocerias, sistemas de suspensión, etc, que han afectado en alguna forma las interrelaciones entre vehiculo-pavimento-usuario.

A todo ello se suman las exigencias de estos últimos, que demandan pavimentos con superficies capaces de desarrollar adecuadas resistencias al deslizamiento, en condiciones de pavimento mojado, alta velocidad y llantas lisas; con caracteristicas apropiadas para desalojar rápidamente el agua superficial evitando peligrosas y molestas salpicaduras de agua, con superficies exentas de irregularidades que provoquen oscilaciones molestas y peligrosas sobre todo a altas velocidades, sin roderas y que permitan un desplazamiento silencioso dentro y fuera de los vehiculos, económico y con buenas cualidades de visibilidad, etc, ref 1.

El comportamiento de un pavimento está definido por la forma en que evolucionan diferentes parámetros distintivos de la forma en que está cumpliendo con su función a través del tiempo Los principales parámetros son:

a) Estructurales. Se refieren a la capacidad para transmitir adecuadamente a las capas de apoyo los esfuerzos producidos por el tránsito en el pavimento. Dependen fundamentalmente del espesor de las capas que constituyen la estructura del pavimento, tipo y caracteristicas de los materiales utilizados, las condiciones de apoyo, en cuanto a la uniformidad y permanencia del soporte

b) Funcionales. Dependen fundamentalmente de las características superficiales del pavimento, (CSP), destacando las siguientes propiedades:

- Resistencia al deslizamiento obtenida mediante una adecuada textura superficial
- Regularidad superficial tanto longitudinal como transversal
- Eliminación rápida del agua en la superficie del pavimento
- Bajo nivel de ruido tanto para usuarios como en el entorno
- Bajo nivel de desgaste de las llantas de los vehículos.
- Resistencia al rodamiento.
- Condiciones adecuadas de durabilidad de los aspectos anteriores, que incide en el nivel de mantenimiento requerido.
- Adecuadas propiedades de reflexión luminosa
- Resistencia al efecto del derrame de combustibles y aceites
- Posibilidad de pintar marcas viales.
- Buena apariencia

c) Económicas. Consideran los costos generados durante el ciclo de vida del pavimento por el Organismo, así como los realizados por el usuario y los asignados a la colectividad. Se distinguen los siguientes conceptos:

- costos de construcción
- costos de mantenimiento
- costos de operación
- costos debidos a accidentes, contaminación ambiental, etc

2 ASPECTOS FUNCIONALES Y SU RELACION CON LAS CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO

Como se ha mencionado anteriormente los niveles de aceptación de la calidad y seguridad del servicio proporcionado a los usuarios van aumentando en forma continua, debido por una parte a las necesidades y exigencias propias del transporte moderno y por otra a los avances de la industria automotriz. Para este propósito, se ha tenido que desarrollar una tecnología específica, relativa a la investigación de las características superficiales que directamente afectan a los aspectos funcionales del pavimento y sus implicaciones con relación a la interacción entre pavimento-vehículo-usuario, constituyendo un problema complejo, en el que está de por medio el perfil del pavimento que debe

caracterizarse por un modelo matemático apropiado, del desarrollo de otro modelo matemático para representar las características de la suspensión de los vehículos, que conjuntamente con el primer modelo, permita predecir la respuesta dinámica del vehículo y finalmente un conocimiento de las reacciones humanas ante el movimiento, para lo cual ha sido necesario emprender una profunda investigación sobre los parámetros que caracterizan las irregularidades o rugosidad de la superficie de los pavimentos, tales como su longitud y amplitud de onda y frecuencia. Debe mencionarse que estos parámetros influyen también en otros importantes aspectos, como la resistencia al deslizamiento, los costos de operación, generación de ruido, etc, lo cual ha sito motivo de preocupación de Organismos internacionales, como la Association Internationale Permanente des Congrés de la Route (AIPCR), que constituyó un Comité Técnico especializado en este campo, cuya labor ha sido esencial para la difusión de los conocimientos en el campo de las (CSP), ref 2, emitiendo un reporte en el Congreso Mundial de Carreteras de Viena (1979), en el cual ya se emplea el concepto de características superficiales del pavimento.

La interacción vehículo-pavimento conduce a que las irregularidades superficiales influyan en mayor o menor grado en determinadas características superficiales que afectan al usuario, las cuales se clasifican de acuerdo con las longitudes de onda y amplitudes de las irregularidades de la superficie, definiéndose los conceptos de microtextura, macrotextura, megatextura e irregularidad superficial o de planicidad. En la tabla 1 se presenta la clasificación de las (CSP) propuesta por el Comité Técnico de CSP de la AIPCR y en la fig 1 se muestran los campos de influencia de las irregularidades superficiales sobre las interacciones pavimento - vehículo

Tabla 1 Clasificación de las irregularidades superficiales de un pavimento (Comité Técnico de CSP AIPCR)

DOMINIO		RANGO DE DIMENSIONES	
		Longitud de onda (horizontal)	Amplitud (vertical)
MICROTEXTURA		0 - 0.5 mm	0 - 0.2 mm
MACROTEXTURA		0.5 - 50 mm	0.2 - 10 mm
MEGATEXTURA		50 - 500 mm	1 - 50 mm
IRREGULARIDADES SUPERFICIALES	ONDAS CORTAS	0.5 - 5 m	1 - 20 mm
	ONDAS MEDIAS	5 - 15 m	5 - 50 mm
	ONDAS LARGAS	15 - 50 m	10 - 200 mm

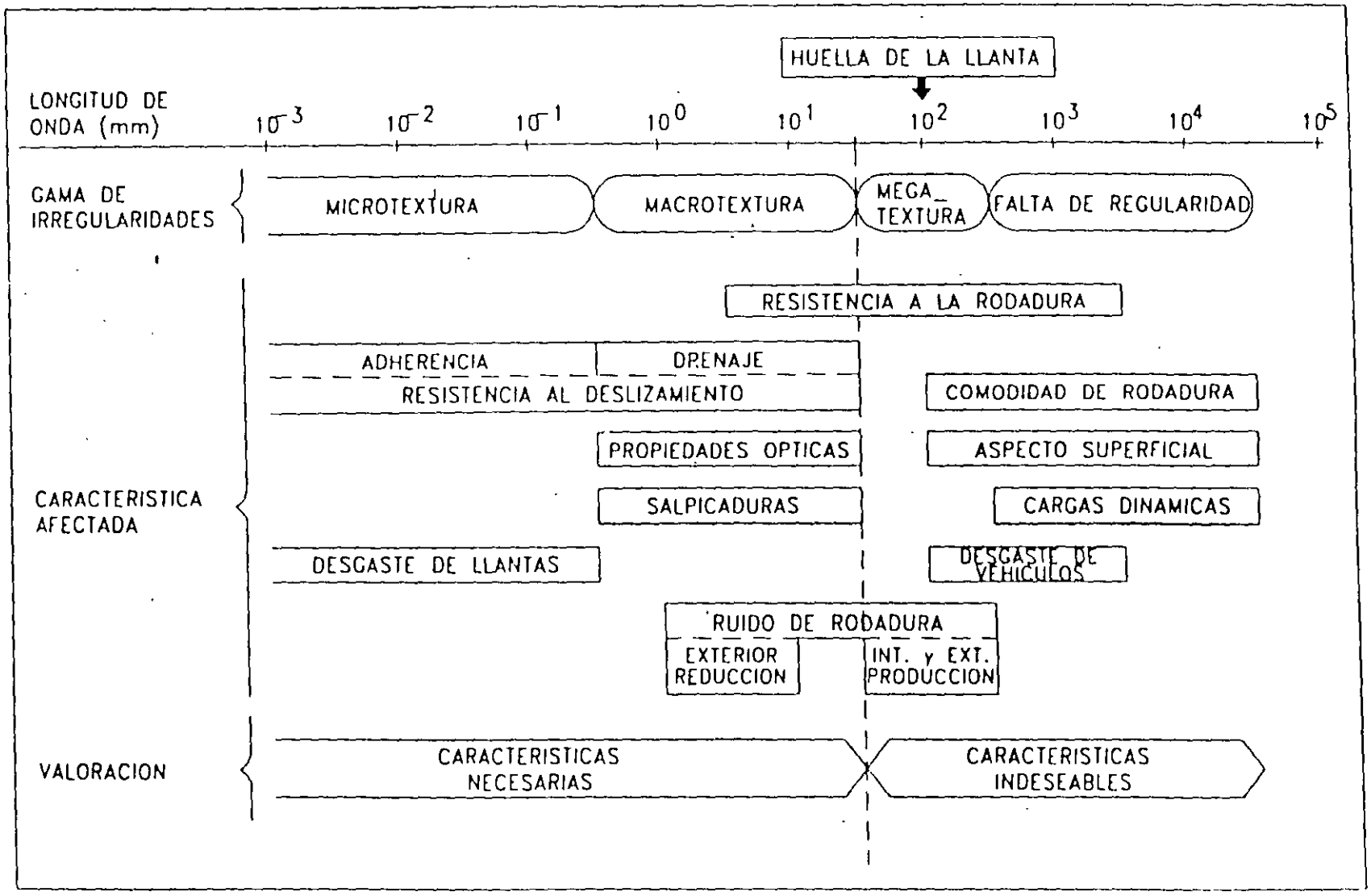


FIG. 1 CAMPOS DE INFLUENCIA DE LAS IRREGULARIDADES SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO SOBRE LAS INTERACCIONES CARRETERA – VEHICULO

2 1 La microtextura es función de la textura superficial de los agregados pétreos y del mortero asfáltico o de cemento Es muy importante para la adherencia entre llanta y pavimento y por lo tanto para la resistencia al deslizamiento, en todas las circunstancias de superficie seca o mojada Influye en el desgaste de las llantas y algo en el ruido en las altas frecuencias del espectro acústico. Las irregularidades de este tipo son siempre necesarias

2 2 La macrotextura depende de la composición de la mezcla, riego o mortero asfáltico o del tratamiento de superficie dado a las losas de concreto (ranurado, denudado, etc). Los deterioros tales como desprendimientos de agregados, grietas y juntas solo contribuyen cuando ocurren en casos frecuentes o si hay deformación notable.

Esta característica es necesaria para una adecuada resistencia al deslizamiento a velocidad media y elevada con pavimento mojado. Además de la fricción por deformación relacionada con la histéresis elástica del hule, la rugosidad permite reestablecer el contacto con adherencia a alta velocidad De este modo y mientras en zona urbana (velocidades moderadas) es adecuada una macrotextura moderada y una microtextura áspera, en carreteras será conveniente que exista además una macrotextura rugosa En la fig 2 se ilustra el efecto de la textura superficial sobre el coeficiente de deslizamiento llanta superficie. La fig 3 muestra el efecto de la expulsión de agua por medio de la macro textura, distinguiéndose tres zonas de contacto entre la llanta y el pavimento Es importante crear mediante una macrotextura adecuada, las condiciones para la rápida expulsión de agua, de manera que se incremente la superficie en la zona 3 Debe tenerse presente que la resistencia al deslizamiento es fundamental para el control del vehículo (arranque, aceleración, giro, parada)

La macrotextura tiene una pequeña influencia en el consumo de combustible al aumentar la resistencia al rodamiento, que puede estar compensada por una ligera disminución de la velocidad de circulación Mejora la visibilidad y las propiedades ópticas del pavimento al reducir las proyecciones de agua y producir una reflexión difusa. Un drenaje más eficaz permite asimismo una mejor visibilidad de las marcas viales.

Puede definirse además la macrotextura positiva y la negativa. La primera es la general típica de los tratamientos superficiales, formando capas impermeables; la segunda se refiere a las carpetas permeables Ambas ofrecen, en diferente grado las ventajas mencionadas, sin embargo son muy diferentes en lo referente al ruido. Mientras que la macrotextura positiva aumenta el ruido en todas las frecuencias, las mezclas porosas llegan a disminuir sensiblemente el nivel de ruido, no solo en el contacto rueda/pavimento sino el debido al motor, por absorción acústica

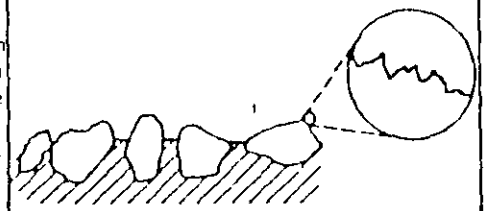
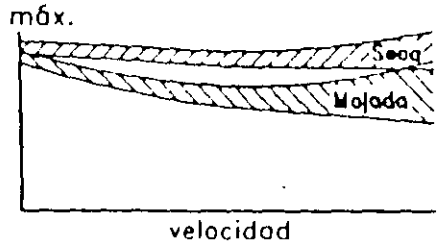
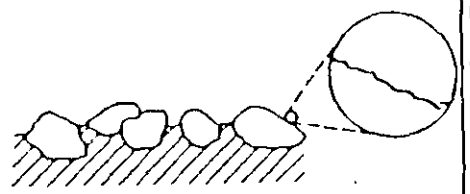
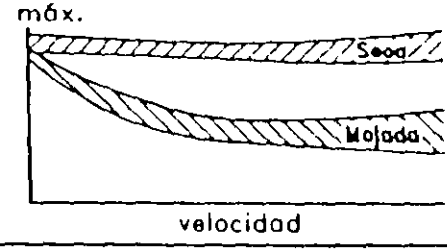
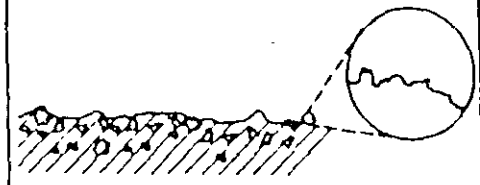
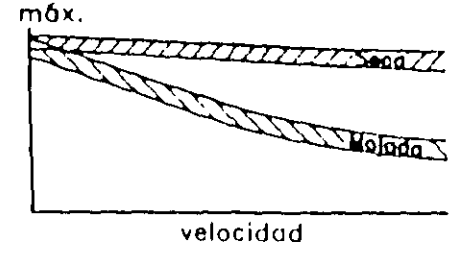
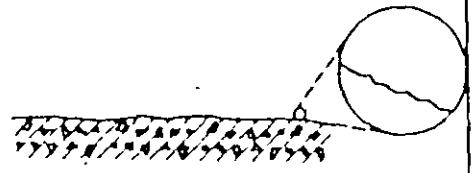
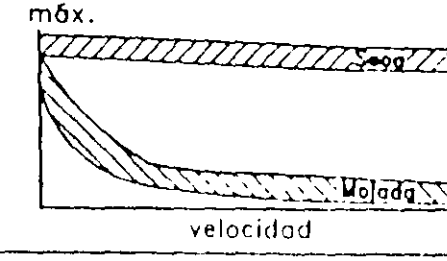
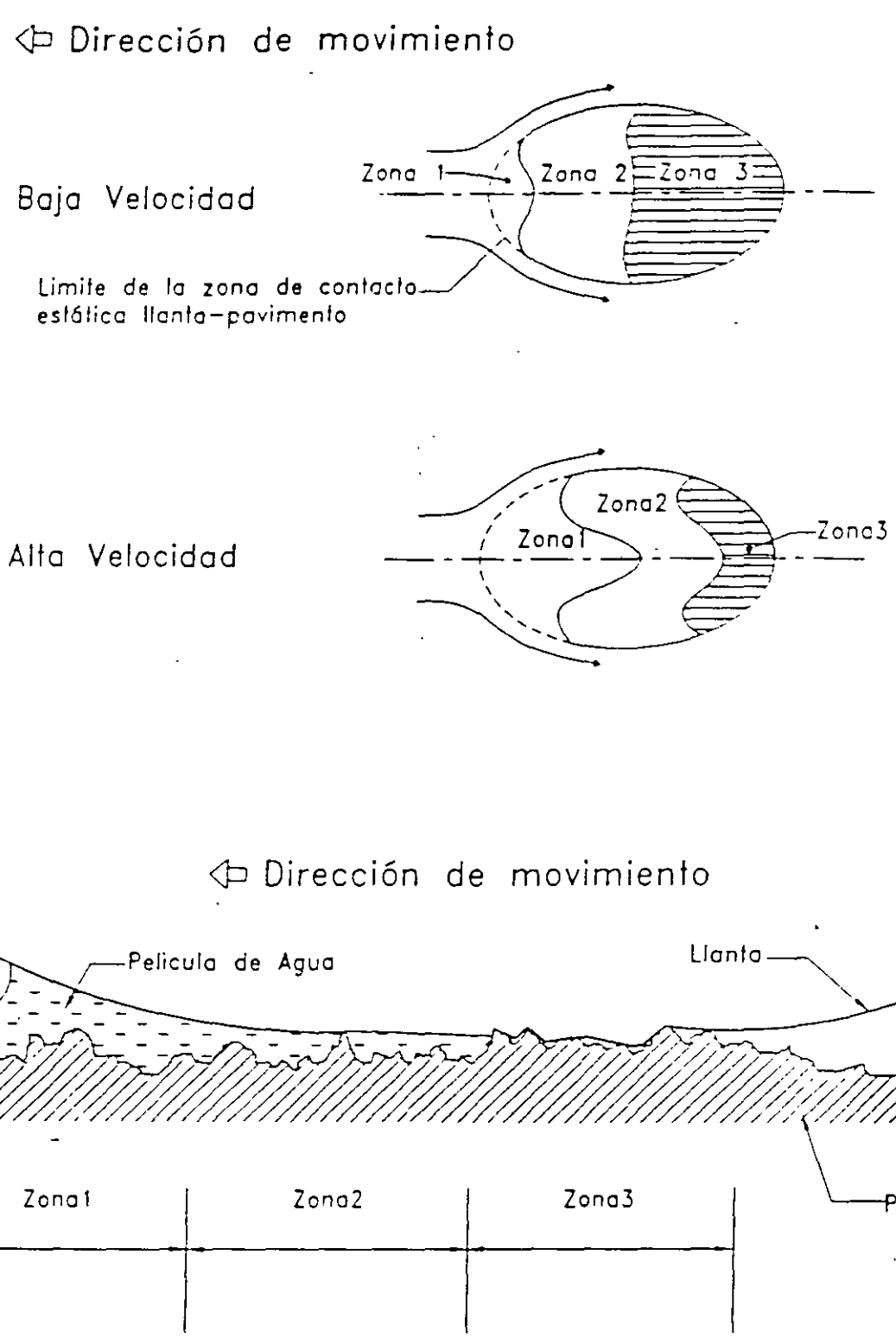
CARATERISTICAS DE LA SUPERFICIE			TENDENCIAS APROXIMADAS DEL COEFICIENTE MAXIMO DE DESLIZA_MIENTO LLANTA-SUPERFICIE, CO_RRESPONDIENTES A LLANTAS LISAS
MACROTEXTURAS		MICROTEXTURA	
Las superficies de macro_textura ABIERTA proporcionan un buen drenaje en la zona de contacto llanta-superficie En superficie mojada, el valor se disminuye gradual_mente a medida que aumenta la velocidad. Las ranuras de la llanta no influyen mucho. A gran velocidad se puede aumen_tar debido a los efectos de histéresis.		La microtextura ASPERA permite una considerable penetración de la pelicula delgada de liquido; el nivel de resistencia al desli_zamiento es elevado.	
		La microtextura LISA o PULIDA presenta escasas posibilidades de penetración para las peli_culas delgadas y generalmente el nivel de resistencia al desli_zamiento que se produce es bajo.	
Las superficies de macro_textura CERRADA ofrecen un escaso drenaje en la zona de contacto. En superficie mojada, los valores se dis_minuyen rapidamente con el aumento de la velocidad, las ranuras de la llanta son mas eficaces.		La microtextura ASPERA permite una considerable penetración de la pelicula delgada de liquido el nivel general de resistencia al deslizamiento es elevado.	
		La microtextura LISA o PULIDA presenta escasas posibilidades de penetración para la pelicula delgada y generalmente el nivel de resistencia al deslizamiento que se produce es bajo	

FIG. 2 EFECTO DE LA TEXTURA DE LA SUPERFICIE SOBRE EL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO LLANTA-SUPERFICIE (Ref 3)



Zona 1 : Película de agua continua, presión dinàmica

Zona 2 : Película de agua discontinua, presión viscosa

Zona 3 : Contacto seco

FIG. 3 ZONAS DE CONTACTO LLANTA-PAVIMENTO (Ref 3) EN CONDICIONES DE PISO MOJADO

2.3 La megatextura corresponde a irregularidades de tipo intermedio, relacionadas con la construcción y también a diversos tipos de fallas y degradaciones o reparaciones.

Esta gama de irregularidades aumenta en particular la resistencia al rodamiento y el nivel de ruido con frecuencias bajas El desplazamiento es más incómodo, con vibraciones y dificultades para mantener la estabilidad de avance Contribuye además en el desgaste de los vehiculos incluidas las llantas

2.4 Las irregularidades se reflejan en ondas de diferente longitud debidas a deficiencias constructivas en el tendido, compactación, guiado de la extendedora, etc, a deformaciones por efecto del tránsito o a deformaciones del suelo en profundidad. Estas irregularidades afectan a la comodidad del rodamiento por las vibraciones que producen, aumentan el consumo de combustible e influyen en la estabilidad de los vehiculos Cuanto mayor es la velocidad del usuario, más le afectan las irregularidades de gran longitud de onda. Las ondas cortas-medias producen una oscilación de las cargas sobre las ruedas dando lugar a cargas dinámicas y a una variación de la adherencia movilizable.

Como puede observarse en la fig 1, las (CSP) definidas en los campos de la micro y macrotextura son en general deseables. Por otro lado, las clasificadas en los campos de la megatextura e irregulares mayores son en general indeseables y deben evitarse, puesto que también tienen implicaciones económicas importantes, como se muestra en la fig. 4, ref 1.

Las (CPS) por lo tanto, deben ser motivo de preocupación no solamente para los usuarios, por ser los afectados directamente en los aspectos de seguridad, comodidad y economia, sino también para proyectistas constructores y encargados de la operación y conservación de los pavimentos y deben ser incluidas en los proyectos de los pavimentos, por las implicaciones que tienen sobre sus atributos principales en los aspectos funcionales y económicos.

3. CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DE LAS CARPETAS ASFALTICAS.

3.1 Como es sabido, los pavimentos asfálticos o flexibles son los más utilizados en todo tipo de vialidades, con sus diferentes modalidades o tipologia adaptados a diferentes condiciones de tránsito, facilidades de carácter constructivo, de conservación, etc, incluyendo en ocasiones la rehabilitación y refuerzo de pavimentos rigidos mediante la construcción de sobrecarpetas asfálticas. Por lo tanto, es importante conocer las caracteristicas superficiales que pueden

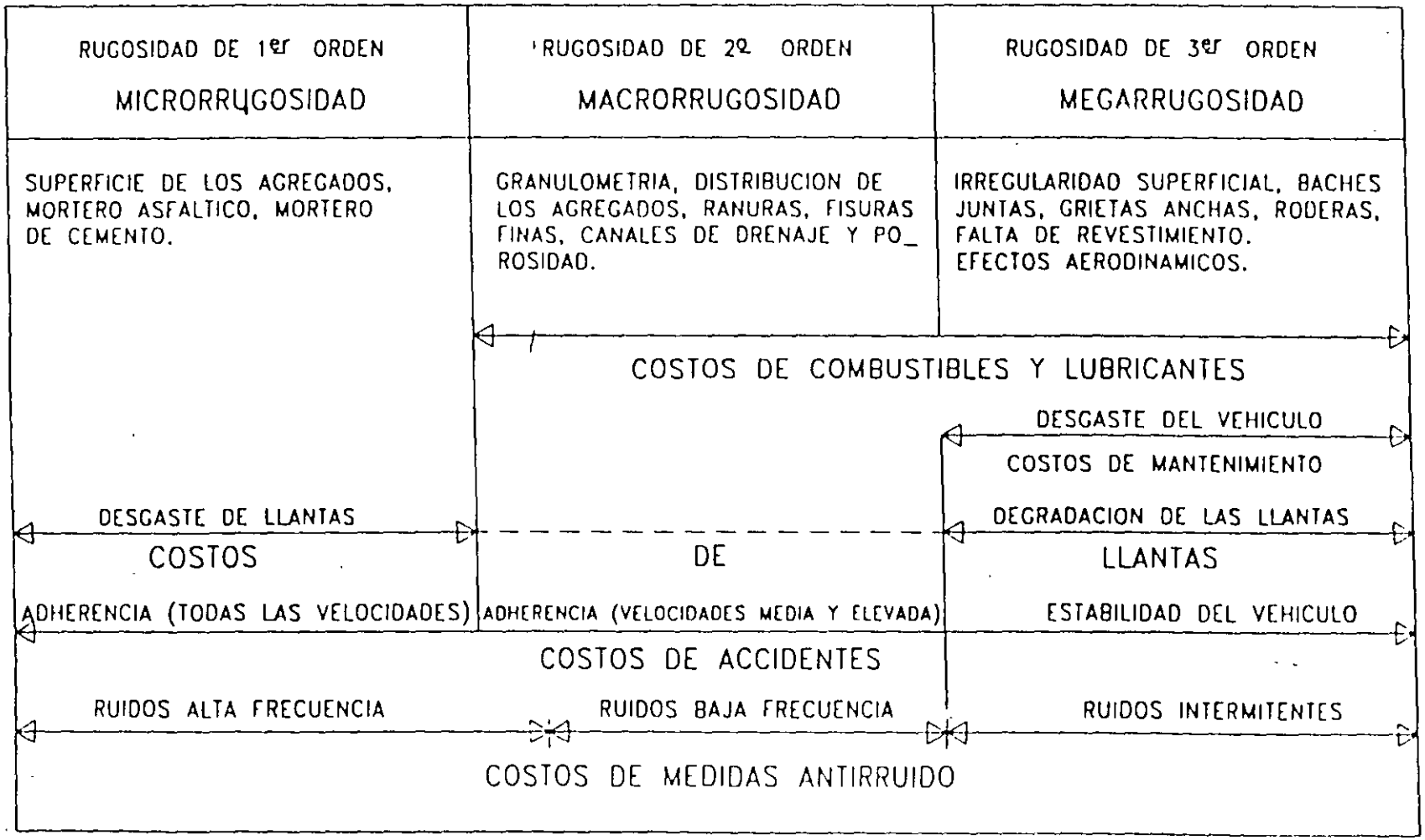


FIG. 4 RELACION ENTRE LAS CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DEL PAVIMENTO Y LOS FACTORES CONSUMO DE ENERGIA Y COSTOS DE O[illegible]CION, ACCIDENTES Y AMBIENTALES

obtenerse con los diferentes tipos de carpetas asfálticas, para utilizarlas en las condiciones más eficientes bajo las diversas circunstancias prácticas

Debe reconocerse que algunas características pueden conducir a situaciones de conflicto, como por ejemplo en el caso de la macrotextura, necesaria desde el punto de vista de la adecuada resistencia al deslizamiento, pero que en situaciones en que es necesario obtener mejores condiciones para operación en tiempo lluvioso, se puede caer en niveles más elevados de ruido, lo que redunda en menor comodidad para el usuario De esta manera surgen casos en los que es necesario valorar adecuadamente las situaciones de compromiso que surjan, para elegir el tipo de carpeta asfáltica que mejor convenga a cada caso en particular, ref 4.

La fig 5, ref 1, proporciona una idea sobre la forma en que el coeficiente de deslizamiento es afectado por las características superficiales, la velocidad del vehiculo y el espesor de la lámina de agua sobre el pavimento A medida que aumenta la velocidad en pavimento mojado, se reducen las áreas de las zonas 2 y 3 de la fig 3, llegando a desaparecer, situación en la que la llanta pierde contacto con el pavimento y se desliza sobre una pelicula de agua, fenómeno denominado acuaplaneo y que ocurre a velocidades superiores a 75 km/hr, de acuerdo con investigaciones al respecto De ahí la importancia de desalojar rápidamente el agua bajo la llanta con texturas superficiales adecuadas

Por lo que respecta al ruido y coeficiente de deslizamiento, en la fig 6 se presentan los campos de nivel sonoro y del coeficiente de deslizamiento para diferentes tipos de carpetas, incluyendo adoquines y losas de concreto hidráulico.

Estos dos aspectos, ruido y fricción, llegan a presentar situaciones de conflicto, por lo que se deben valorar adecuadamente para elegir lo más conveniente. En esta figura se indican los niveles de ruido que causan incomodidad y molestia al usuario, destacando el comportamiento de cada tipo de carpeta con respecto a la generación de ruido y los niveles del coeficiente de deslizamiento entre llanta y pavimento.

Finalmente, en la fig 7 se presenta un cuadro que resume las características relativas a los diferentes tipos de carpetas y tratamientos superficiales asfálticos más utilizados, incluyendo el campo de aplicación más recomendable para cada una de éllas En esta figura se resalta la posibilidad que se presenta actualmente de elegir adecuadamente las características superficiales de los pavimentos, en función de las condiciones prevalecientes de tránsito, velocidad de operación, volumen de vehículos pesados, etc, e inclusive para las condiciones geométricas de la carretera, como sinuosidad y pendiente, de tal manera que se ofrezca al usuario las condiciones adecuadas de seguridad,

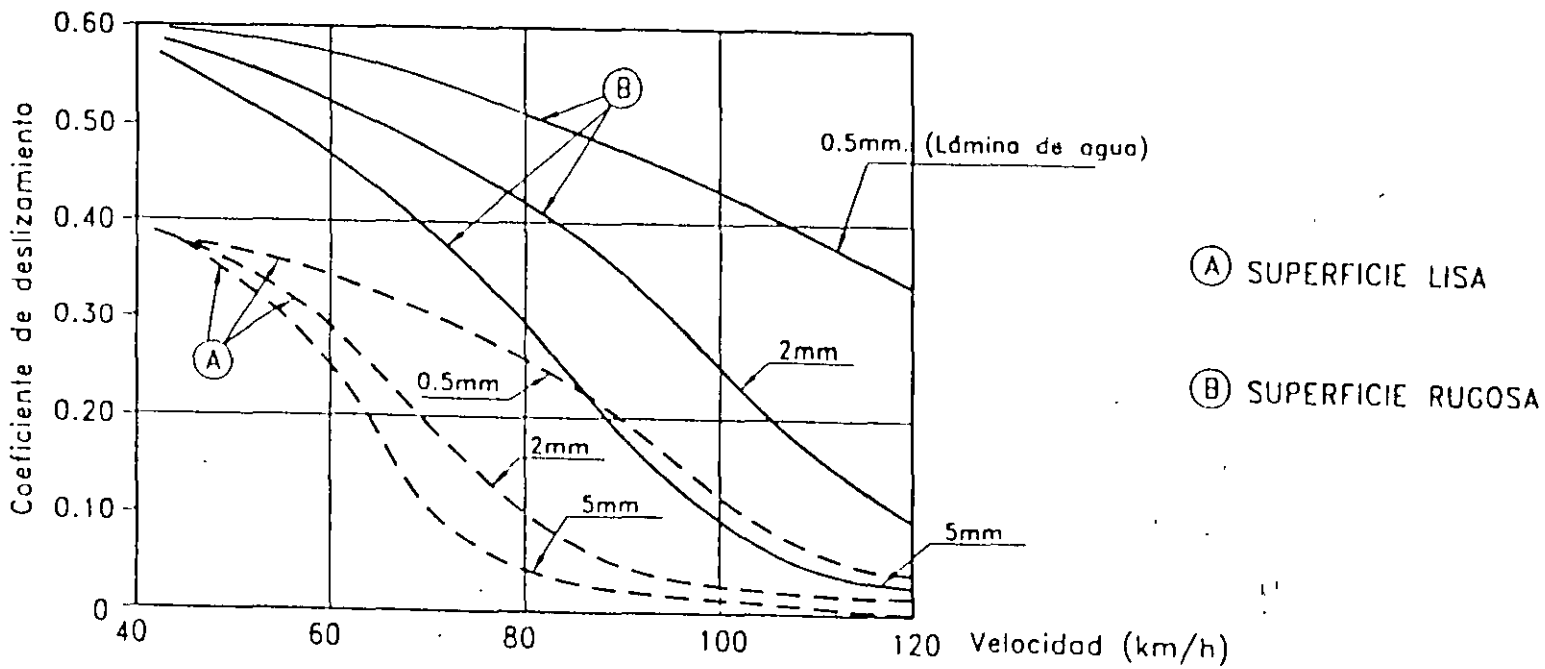


FIG. 5 EFECTO DE LA MACROTEXTURA SOBRE EL COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO

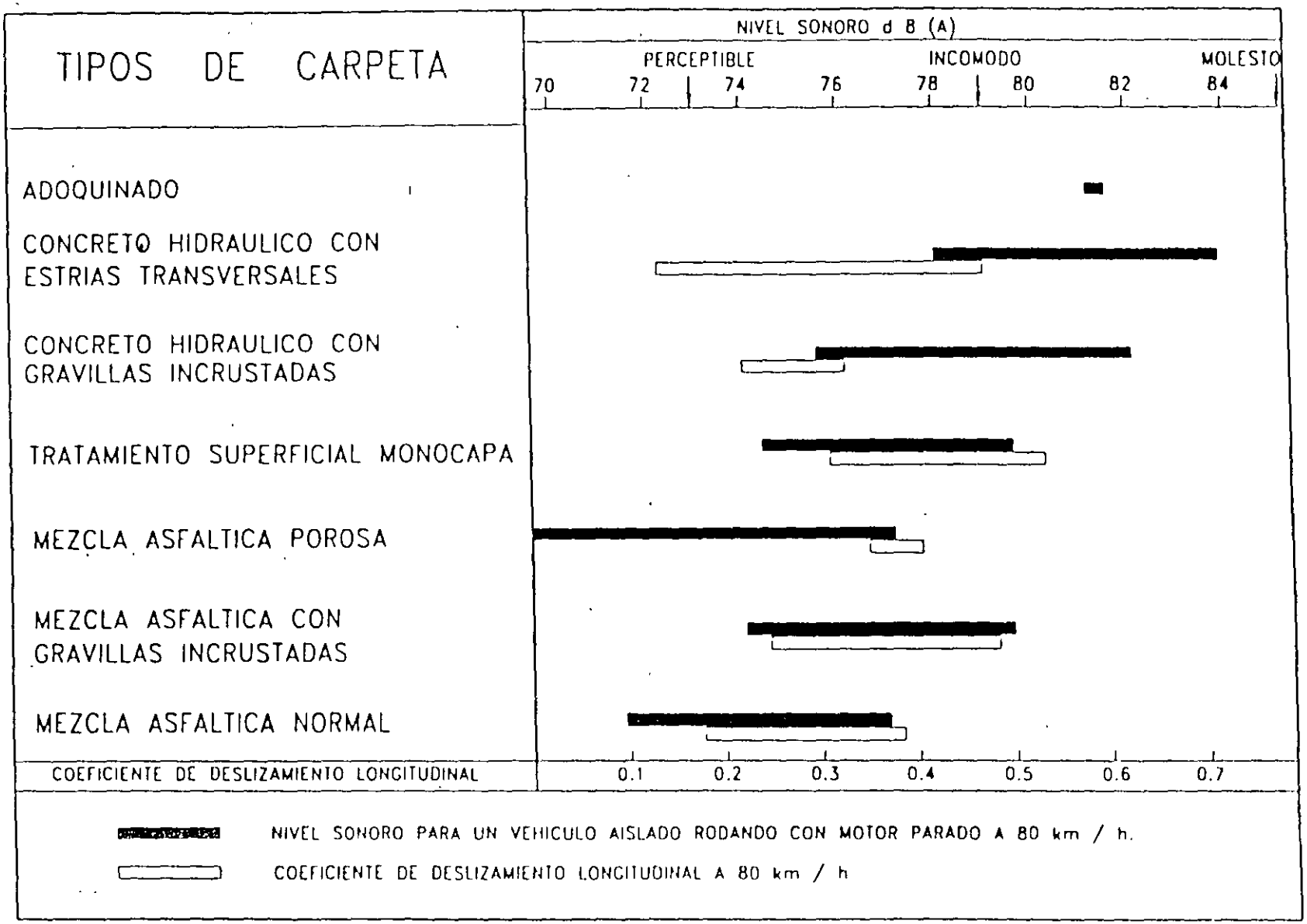


FIG. 6 COMPARACION DE LOS CAMPOS DE NIVEL SONORO Y COEFICIENTE DE DESLIZAMIENTO LONGITUDINAL EN DIVERSOS PAVIMENTOS

	TIPO DE CARPETA	ADHERENCIA A VELOCIDAD		REGULARIDAD INICIAL	MITIGACION DE RUIDO	PROPIEDADES OPTICAS		REDUCCION DE PROYECCION DE AGUA	FACILIDAD DE CONSERVACION	IMPERMEABILIDAD	APLICACION PREFERENTE
		LENTA	RAPIDA			SECO	MOJADO				
TRATAMIENTOS SUPERFICIALES	TEXTURA GRUESA	○	○	(1)	◔	◔	◔	◔	○	◔	CARRETERAS DE ALTA VELOCIDAD
	ESPECIALES CON TEXTURA FINA (2)	○	○	(1)	◔	◔	◔	●	◔	○	VIALIDADES URBANAS, CARRETERAS
CARPETAS DE CONCRETO ASFALTICO	NORMALES	◔	◑	○	◔	◑	◕	◕	◑	◔	CARRETERAS DE ALTA VELOCIDAD, TRANSITO INTENSO Y PESADO, VIALIDADES URBANAS
	POROSAS	○	○	○	○	○	○	○	◕	●	VIALIDADES URBANAS, CARRETERAS DE ALTA VELOCIDAD, Y TRANSITO PESADO
	INCRUSTACION DE GRAVILLA	○	○	○	◑	(3) ◑	◔	◕	◔	○	CARRETERAS DE ALTA VELOCIDAD TRANSITO INTENSO Y PESADO,
	TEXTURAS	◔	◕	(1)	◔	◑	●	●	◔	○	VIALIDADES URBANAS, CARRETERAS DE BAJA VELOCIDAD, Y TRANSITO LENTO Y LIGERO
	TEXTURA GRUESA	○	○	◔	◑	◑	◔	◑	◑	◑	CARRETERAS DE ALTA VELOCIDAD TRANSITO INTENSO Y PESADO,

CLAVE

○ MUY BUENO

◔ BUENO

◑ REGULAR

◕ MALO

● RECHAZABLE EN LO QUE SE REFIERE A ESTA PROPIEDAD

(1) DEPENDE DE LA SUPERFICIE DE APOYO

(2) POR EJEMPLO LECHADAS CON RESINAS

(3) MUY BUENO, INCRUSTACION CON GRAVILLAS DE COLOR CLARO

FIG 7.- CARACTERISTICASAS DE[illegible]S PRINCIPALES TIPOS DE CARPETA[illegible]ALTICAS

comodidad y economía que requiere. Debe finalmente insistirse en que la calidad de la ejecución de la obra es muy importante y si se aparta de la práctica de una buena construcción, puede malograrse el objetivo deseado

4. CONCLUSIONES.

4.1 Los requerimientos normales de las características superficiales de los pavimentos, generalmente tratan de asegurar el cumplimiento de condiciones de seguridad y comodidad de los usuarios. Sin embargo, en la época actual, debido al notable incremento del tránsito, son motivo de preocupación aspectos relacionados con el medio ambiente y la economía del transporte Actualmente las exigencias de usuarios y de la economía del transporte son cada vez mayores.

4.2 Los aspectos de seguridad, comodidad, economía e impacto ambiental, este último relacionado principalmente por la generación de ruido, dependen en gran medida de las características superficiales de los pavimentos, definidas de acuerdo con las irregularidades que manifieste dicha superficie

4.3 Dichas irregularidades se clasifican de acuerdo con su longitud de onda y amplitud, definiéndose cuatro campos denominados microtextura, macrotextura, megatextura y falta de regularidad o rugosidad del pavimento. Las dos primeras son deseables desde el punto de vista de su influencia en la resistencia al deslizamiento entre llanta y pavimento, en sus convenientes propiedades ópticas y reducción de salpicaduras de agua. Las dos ultimas son en general indeseables, por sus efectos adversos en la comodidad, resistencia a la rodadura, ruido y efectos dinámicos.

4.4 Las características superficiales de los pavimentos (CSP), pueden controlarse mediante la utilización de determinadas técnicas y tipos de carpetas asfálticas, siendo importante el conocimiento de las propiedades de cada tipo de carpeta, para utilizar la más conveniente en cada caso en particular. Debe mencionarse que es necesario además no apartarse de la buena práctica constructiva, para alcanzar los objetivos deseados.

5. RECONOCIMIENTOS

Se agradece la entusiasta participación de la Sra. Ma. Teresa Alvarez G., en la mecanografía y de los Sres Guillermo Suárez B e Ignacio Valencia E., en el formato de las figuras

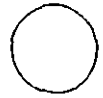
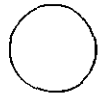
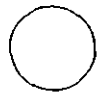
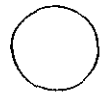
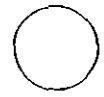
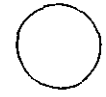
6 REFERENCIAS

6 1 Jornadas sobre Caracteristicas Superficiales de los Pavimentos Barcelona España, 1987

6.2 A I.P.C R. Comité Technique de Caracteristiques de Surface Rapport XVI Congrés Mondial de Reoute, Vienne, 1979.

6.3 Manual de Proyecto de Aeródromos. Parte 3. Pavimentos. Segunda Edición Organización de Aviación Civil Internacional. Montreal, Quebec, Canadá Doc 9157 – AN/901, 1983.

6.4 Pavement Management and Rehabilitation. Transportation Research Record 1215. TRB. Washington , D.C 1989

TIPO DE ACABADO SUPERFICIAL	ADHERENCIA A VELOCIDAD		REGULARIDAD SUPERFICIAL	MITIGACION DE RUIDO	PROPIEDADES OPTICAS	
	LENTA	RAPIDA			SECO	MOJADO
SIN TRATAMIENTO						
ESTRIADO TRANSVERSAL						
ESTRIADO LONGITUDINAL						
GRAVILLAS INCRUSTADAS						
DENUDADO						

MUY BUENO BUENO REGULAR MALO A CONSIDERAR A LO REFERENTE A ESTA PROPIEDAD

FIG 10.- VALORACION DE LAS CARACTERISTICAS SUPERFICIALES DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ACABADO EN PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRAULICO

CAPITULO 6

Estabilidad de taludes

VI-1 INTRODUCCION

Se conocen con el nombre genérico de taludes cualesquiera superficies inclinadas respecto a la horizontal que hayan de adoptar permanentemente las masas de tierra. Cuando el talud se produce en forma natural, sin intervención humana, se denomina ladera natural o simplemente ladera. Cuando los taludes son hechos por el hombre se denominan cortes o taludes artificiales, según sea la génesis de su formación, en el corte, se realiza una excavación en una formación térrea natural en tanto que los taludes artificiales son los lados inclinados de los terraplenes. También se producen taludes en los bordes de una excavación que se realice a partir del nivel del terreno natural, a los cuales se suele denominar taludes de la excavación.

La anterior nomenclatura no es la única que emplean los ingenieros de Vías Terrestres. Por lo menos existe otra muy extendida, quizá preferible a juicio de los autores de esta obra, según la cual se denominan laderas naturales o simplemente laderas las superficies inclinadas de las masas de suelo que se han formado sin intervención humana, en tanto que se reserva la palabra talud para la formación artificial, construida por el ingeniero, hablándose así de los taludes de los cortes, de los terraplenes, de las excavaciones, etc.

La nomenclatura no constituye, naturalmente, un aspecto esencial, por otra parte, y es fácil lograr entendimiento inmediato a este respecto aun entre ingenieros de diferentes nacionalidades dentro del idioma español.

No hay duda de que el talud constituye la estructura más compleja de las Vías Terrestres, ligados a su estabilidad aparecen los problemas más complicados de la mecánica de suelos y de la mecánica de rocas aplicadas a la construcción de estas obras, sin olvidar el papel básico que la geología aplicada desempeña en la formulación de cualquier criterio aceptable. En primer lugar será preciso analizar la necesidad de definir criterios de estabilidad de taludes, entendiéndose por tales algo tan simple como el poder decir en un instante dado cuál será la inclinación apropiada en un corte o en un terraplén, casi siempre la más apropiada será la más escarpada que se sostenga el tiempo necesario sin caerse. Aquí radica la esencia del problema y la razón de su estudio. A diferentes inclinaciones del talud corresponden diferentes masas de material térreo por mover y, por lo tanto, diferentes costos. Podrían imaginarse casos en que, por alguna razón, el talud más conveniente fuese muy tendido y en tal caso no habría motivo para pensar en "problemas de estabilidad de taludes", pero lo normal es que cualquier talud funcione satisfactoriamente desde todos los puntos de vista excepto el económico, de manera que las consideraciones de costo presiden la selección del idóneo, que resultará ser aquel al que corresponda la mínima masa de tierra movida, o lo que es lo mismo, el talud más escarpado. Sin embargo, existen, según ya se dijo, excepciones a esta regla, alguna de las cuales habrá ocasión de mencionar en páginas subsecuentes.

De esta manera los taludes son (caso excepcional en una técnica ingenieril sustentada en bases filosóficamente correctas) estructuras que en general se deben proyectar y construir con una motivación esencialmente económica. Y por cierto, ha de comentarse que los montos de inversión por los que se pelea y que se defienden con un criterio correcto de estabilidad de taludes son una parte muy importante de la inversión total que se efectúe en una vía terrestre. En México, por ejemplo, estadísticamente hablando, puede decirse que el 50% de toda carretera por construir se desarrollará en terreno francamente montañoso, un 30% en terreno ondulado y un 20% en terreno plano. En el primer tipo de configuración quizá un 70% del costo total de la carretera corresponda al movimiento de tierras que, a su vez, consistirá fundamentalmente en la formación de cortes y terraplenes, en los que cualquier cambio en la inclinación repercutirá en forma importante en el costo total.

La Fig. VI-1 muestra un caso particular del volumen movido con la inclinación del talud; para fines

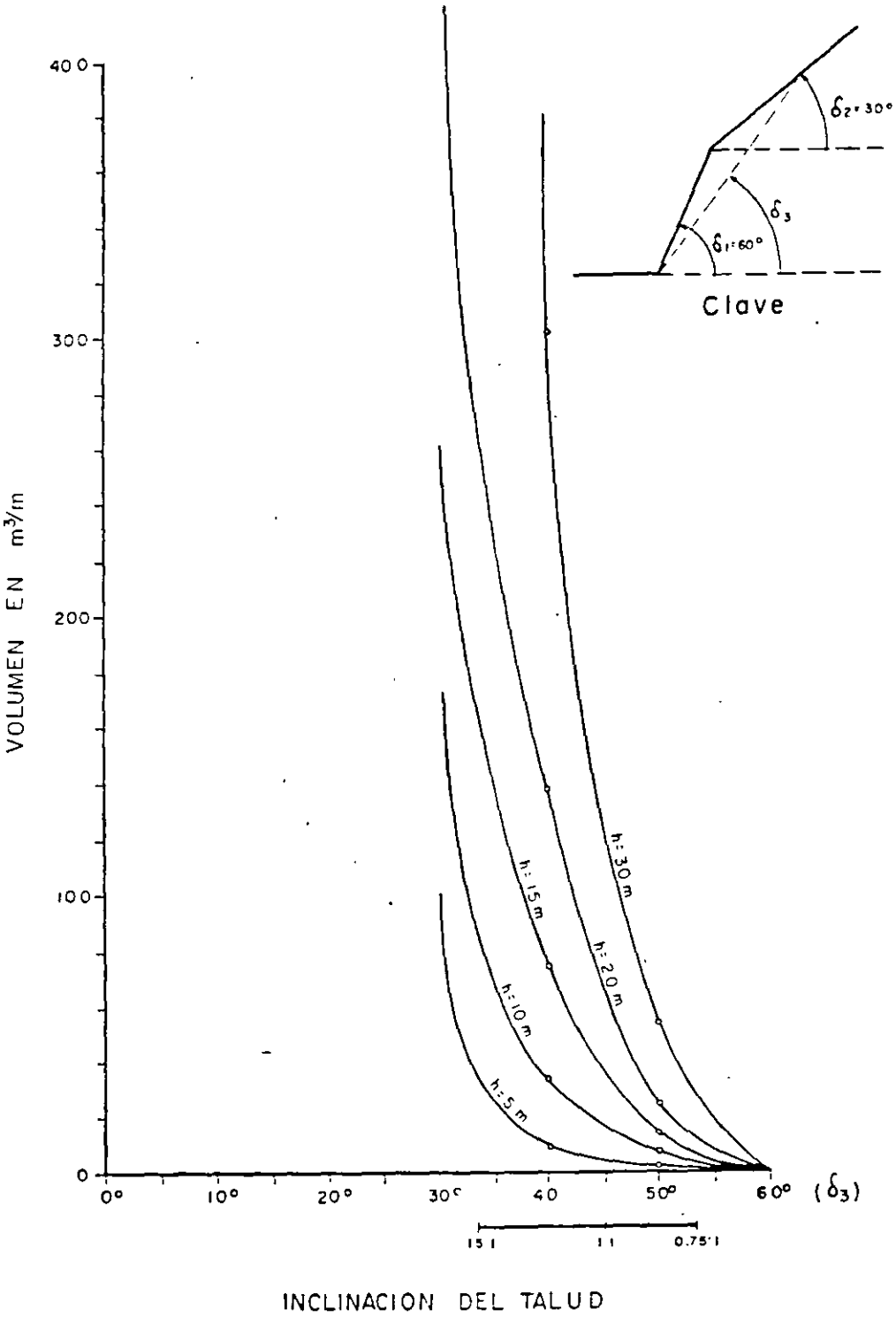


Figura VI-1. Variación del volumen con la inclinación del talud.

puramente ilustrativos, se supone un corte efectuado en una ladera natural compuesta con inclinaciones de 60° y 30°; el corte se efectúa con inclinación δ_3 (variable) y se presentan los resultados correspondientes a varias alturas. En terreno plano, el porcentaje de costo correspondiente a movimiento de tierras puede bajar hasta un 40% y en este valor, además, influirá muy poco la inclinación de cortes y terraplenes, que serán de escasa altura.

Además, la expansión de la inversión pública en las vías terrestres permite afirmar que la cantidad de dinero que puede defenderse con un correcto criterio de estabilidad de taludes aumentará cada año a partir de las cifras actuales, ya dignas de toda consideración.

Así, debe verse como una necesidad de orden nacional el desarrollo de criterios prácticos y seguros para lograr que se fije la inclinación más escarpada

posible en los cortes y terraplenes de las vías terrestres.

Probablemente muchas de las dificultades asociadas en la actualidad a los problemas de estabilidad de taludes radican en que se involucra en tal denominación a demasiadas cosas diferentes, a veces radicalmente distintas, ya que dentro de la denominación genérica estabilidad de taludes se incluyen demasiados aspectos, de manera que el estudio directo del problema, sin diferenciar en forma clara tales variantes, tiene que conducir a cierta confusión. Es indudable que en lo anterior está contenida la afirmación de que los taludes son estructuras muy complejas, que presentan muchos puntos de vista dignos de estudio y a través de los cuales la naturaleza se manifiesta de muchas formas diversas. Esto hará que su estudio sea siempre complicado, pero parece cierto también, que una parte de las dificultades presentes se debe a una falta de correcto deslinde de las diferentes variantes con que el problema de estabilidad se puede presentar y se debe afrontar.

Los problemas relacionados con la estabilidad de laderas naturales difieren radicalmente de los que se presentan en taludes construidos por el ingeniero. Dentro de éstos deben verse como esencialmente distintos los problemas de los cortes y los de los terraplenes. Las diferencias importantes radican, en primer lugar, en la naturaleza de los materiales involucrados y, en segundo, en todo un conjunto de circunstancias que dependen de cómo se formó el talud y de su historia geológica, de las condiciones climáticas que privaron a lo largo de tal historia y de la influencia que el hombre ejerce en la actualidad o haya ejercido en el pasado. Esta historia y génesis de formación de laderas y taludes, la historia de esfuerzos a que estuvieron sometidos y la influencia de condiciones climáticas o, en general, ambientales, definen aspectos tan importantes como la configuración de los suelos y las rocas, o el flujo de aguas subterráneas a través de los suelos que forman la ladera o el talud, el cual influye decisivamente en sus condiciones de estabilidad.

Así pues, en primer lugar habrá que distinguir, en lo que a tratamiento y manejo se refiere, las laderas naturales de los taludes artificiales. Los materiales que constituyen ambos tipos son diferentes en naturaleza y disposición, y también cambia en esencia el modo en que influyen todas las circunstancias de ambiente, clima e historia geológica desde su formación y durante su existencia. Lo que la experiencia o el conocimiento científico vayan enseñando de un tipo de formación, no será "per se" aplicable al otro; será preciso distinguir ambos casos, para ir formando el conjunto de conocimientos teóricos y experimentales idóneo para cada uno.

Dentro de los taludes artificiales también existen en las vías terrestres diferencias esenciales entre los cortes y los terraplenes. Estos últimos constituyen una estructura que se construye con un material relativamente controlado o que, por lo menos en principio, se puede controlar, en los cortes, como ya se mencionó (capítulo III), no existe esa posibilidad. Es obvio que tales condiciones de formación han de imponer variantes en la naturaleza de los materiales con que se haya de trabajar, en su homogeneidad y en su disposición, que han de reflejarse fundamentalmente en la estructura final a que se llegue y en todos los aspectos de su comportamiento.

Otro aspecto que genera confusión dentro de la concepción del problema "estabilidad de taludes" es, a juicio de los autores de este libro, el que emana de la extraordinaria complejidad y multiplicidad de lo que ha dado en llamarse "falla del talud". Desde luego, no existe un consenso universal en lo que debe entenderse por tal; la gran mayoría de las fallas de taludes se definen en términos de derrumbes o colapsos de toda índole, que no dejan duda en pensar que ha ocurrido algo que pone en serio entredicho la función estructural, o en términos de movimientos excesivos, al grado de ser incompatibles con la concepción ingenieril del comportamiento del talud y con la función para la que fue construido. Independientemente de que en las concepciones anteriores de "falla" existen gran cantidad de elementos de interpretación subjetiva, casos de frontera, etc., en los que puede ser muy difícil pronunciarse en un momento dado, los autores piensan que no está ahí la verdadera fuente de confusión en el concepto "falla" de los taludes. Esta radica, más bien, en la gran variedad de fenómenos que por lo general se involucran en el concepto; una falla rotacional, que afecte al cuerpo entero del talud y su terreno de cimentación, puede comprometer su función estructural tanto como un corrimiento traslacional de una gran parte de la estructura o como el deslizamiento lento y superficial de una ladera natural. En todos los casos ha habido "falla" o ha habido problema, según la nomenclatura usual y para resolver el problema o corregir la falla el ingeniero ha de acudir a un tratado en que los problemas o las normas correctivas quizá se presentan en forma indiscriminada, sin considerar que una falla rotacional es algo fundamentalmente distinto a un movimiento traslacional, que tienen diferentes modos de ocurrir y que han de ser concebidos y tratados de modo totalmente distinto en muchos casos. Es urgente, pues, diferenciar los múltiples modos por los que un talud puede llegar a no cumplir la función que se le haya asignado o a un eventual colapso, viendo cada modo como un problema distinto, en génesis, planteamiento y solución.

La naturaleza y homogeneidad de los materiales constitutivos son básicos para plantear y definir el problema de la estabilidad de un talud en cualquiera de sus múltiples aspectos. El ingeniero, como es en él usual, analiza estos problemas tratando de extraer los suficientes conocimientos de carácter general como para poder establecer un modelo matemático en el que analizar la estabilidad sea una simple cuestión de lápiz y papel y aplicación de tal o cual procedimiento matemático o secuencia de cálculo algebraico.

Llegar a un buen método de cálculo es una meta y, naturalmente, una buena meta, pues así se habría logrado un procedimiento de trabajo un tanto al margen de las peculiaridades individuales de cada caso, cayendo en el terreno de las fórmulas y las leyes generales. En este terreno, un principiante puede hacer cálculos tan seguros (si el método matemático de análisis lo es) como haría un viejo ingeniero cargado de fracasos y de experiencia, fiado en su sentido ingeneril. En cuanto esto se logre, la ingeniería de taludes saldrá del dominio del "arte" o del oficio y se transformará en ciencia. En la mecánica de suelos aplicada a estos problemas se han hecho intentos muy meritorios en tal sentido; algunos de ellos, que se analizarán en paginas subsecuentes de este libro, son merecedores de gran crédito, por haber demostrado ser de gran utilidad tras muchos años de aplicación general.

Sin embargo, no existe un método general de análisis aplicable a todos los taludes. La afirmación anterior se puede discutir en dos sentidos. En primer lugar, ha de reconocerse que el método tradicional y todavía más común de análisis estructural no es aplicable a taludes. Tal método, con el que se diseña una viga por ejemplo, exige conocer las cargas exteriores que actúan sobre la estructura, para, a partir de ellas, determinar los esfuerzos internos que, por último, se compararán con la resistencia del material, dentro del marco de una teoría de falla previamente aceptada. Este método común, se insiste, no es aplicable a los taludes, por la simple razón de que no existe ningún procedimiento manejable en la práctica para determinar el estado de esfuerzos internos en los puntos de la masa de suelo, a partir de las cargas exteriores que actúen; este problema no esta todavía resuelto por la mecánica del medio continuo o por las matemáticas aplicadas. De esta manera, los métodos de cálculo para definir la estabilidad de los taludes han de tener otra orientación. Casi todos los más populares son métodos de análisis límite en los que, como primera etapa, se establece un mecanismo cinemático de falla, extraído naturalmente de la experiencia, con base en el cual se analizan las fuerzas tendientes a producirlo (fuerzas motoras); las cuales se han de comparar, por algún procedimiento, con las fuerzas capaces de desarrollarse y que tienden a que el mecanismo de falla no se produzca (fuerzas resistentes). Así pues, todos los métodos de cálculo en boga están ligados a un mecanismo cinemático de falla específico, por lo que sólo serán aplicables a aquellos problemas de estabilidad en que la falla sea del tipo que se considera.

Además de lo anterior, existe otra razón por la cual no puede contarse con un método general de análisis aplicable a todos los casos; de hecho, por esta razón habrá muchos casos prácticos de estabilidad de taludes a los que en buena ley no sea aplicable ningún método teórico de análisis. En efecto, la aplicación de cualquier método teórico de análisis implica que se puedan utilizar los parámetros de resistencia del suelo adecuados al caso; en torno a esto habrá algunos comentarios en páginas subsecuentes. A su vez, el poder hablar de parámetros de resistencia del suelo que forma el talud implica un requisito mínimo en lo que se refiere a la naturaleza de los materiales constitutivos y su disposición, de manera que pueda hablarse de homogeneidad o de una estratificación bien conocida y bien definida. Esta condición suele cumplirse en los terraplenes de las Vías Terrestres, como consecuencia del ejercicio de la capacidad de selección de materiales del que se ha hablado; pero muchas veces no se satisface en los cortes y en las laderas naturales, debido a la anarquía (por lo menos aparente) con que se disponen los materiales y a las variaciones que en ellos ocurren en corto trecho. Si se combina esto con la imposibilidad que se tiene de realizar una exploración de gran detalle en todo corte o ladera que interese a la vía terrestre, se llega a la conclusión de que en una buena parte de los cortes y laderas reales será imposible pensar en aplicar racionalmente un método matemático de cálculo que sea representativo del problema en estudio.

Desde luego que habrá casos en que, por su especial importancia, conjugada con condiciones razonables de homogeneidad, convendrá realizar las necesarias exploraciones, muestreo y pruebas de laboratorio que permitan definir los parámetros de resistencia para aplicar el método de análisis teórico que sea apropiado; pero sigue en pie el hecho de que es prácticamente imposible el conocimiento de las propiedades mecánicas de los suelos en detalle en cada punto de la vía terrestre, por lo menos con el grado de aproximación suficiente como para permitir un proyecto basado en métodos teóricos en cada corte o terraplén. Como ya se indicó en el capítulo III (párrafo III-10), dependerán de un grupo de especialistas, con base en estudios exploratorios someros y en técnicas de laboratorio elementales, las recomendaciones de la inclinación de la mayor parte de los cortes y los terraplenes. Las recomendaciones se basan en la experiencia anterior, en el conocimiento de los materiales y, necesariamente, en los lineamientos de una política general establecida por la institución que proyecta.

En los países económicamente desarrollados las políticas a que se ha hecho referencia suelen ser muy conservadoras, y es bueno y razonable que así sea, ya que en esas naciones los volúmenes de tránsito y, en general, todos los factores que definen el índice de servicio de la vía terrestre son tan altos que justifican cualquier costo de construcción con tal de que la obra vial no sufra interrupciones posteriores por fallas o derrumbes; además, en dichos países la mecanización de la construcción permite grandes movimientos de tierra en forma relativamente económica y expedita, en tanto que las labores de afinamiento y limpieza o abatimiento de los taludes que llegaran a fallar después de la construcción exigirían el empleo de una mano de obra costosa y sólo permitirían una mecanización limitada.

En los países en desarrollo, por el contrario, las recomendaciones de los ingenieros de campo suelen ser audaces, buscando minimizar los costos de construcción y teniendo en cuenta los bajos niveles de tránsito que tendrá la obra. Este criterio conduce por lo general a un cierto número de fallas, tanto durante la construcción como en épocas subsecuentes. Es cierto que las interrupciones de tránsito que esto produce no son tan graves en estos países como en los muy desarrollados, por lo que una política audaz puede ser conveniente en las áreas de escaso desarrollo económico, pero no cabe duda de que la audacia ha de ser cuidadosamente regulada, pues se ha visto que muchas vías terrestres proyectadas con taludes muy escarpados, de supuesto bajo costo, después de corregidos todos sus problemas, resultaron de un costo más elevado que si se hubieran proyectado desde un principio con un criterio algo más conservador, y ello sin contar con los trastornos y dilaciones que las correcciones y reconstrucciones implican. Además, empiezan a aparecer en muchos países en vías de desarrollo (México es un buen ejemplo de lo que va a decirse) ciertas arterias principales en las que los volúmenes de tránsito son ya muy elevados, de manera que un criterio audaz ya no resulta aconsejable para estos casos. La política que fije las normas de inclinación de los taludes debe ser, pues, lo suficientemente flexible para tomar en cuenta todos estos matices. Los ferrocarriles, por la naturaleza de su tráfico y sus características especiales, probablemente también se deben proyectar con criterios bastante más conservadores que los caminos de tránsito bajo y medio, por lo menos en lo que se refiere a estabilidad de taludes.

Así pues, se insiste una vez más en que debe dejarse al criterio de ingenieros de campo, auxiliados por estudios someros y rápidos, la recomendación de la inclinación de la inmensa mayoría de los cortes y terraplenes de las obras viales. Reconociendo tal hecho cobran gran importancia los métodos de estudio masivo, que permitan definir a bajo costo las condiciones prevalecientes en grandes áreas; la fotointerpretación y la geofísica deben verse como armas de especial utilidad para definir las normas de proyecto de los taludes. De la misma manera será importante elevar el nivel profesional de los ingenieros de campo encargados de estos problemas, procurando que especialistas en mecánica de suelos, mecánica de rocas e ingenieros geólogos competentes desempeñen estas labores en estrecha colaboración con los ingenieros encargados de la localización. También será importante organizar los trabajos de tal manera que el especialista que dio las recomendaciones iniciales tenga ocasión de verificarlas durante la construcción, haciendo los ajustes necesarios.

Todo lo antes dicho es aplicable a carreteras y ferrocarriles, pero las aeropistas, en las que la inversión se concentra mucho más en relación al área que ocupan, aceptan naturalmente una densidad de estudio mucho mayor, de manera que en su proyecto no es aconsejable trabajar con información somera; por otra parte, estas obras no suelen presentar grandes problemas de cortes y terraplenes.

De las páginas anteriores se desprende que por lo común no es factible la aplicación de los métodos matemáticos de análisis de estabilidad de taludes en las vías terrestres, sea por razones de falta de homogeneidad de los materiales constructivos, que harían poco representativos los resultados de cualquier muestreo y estudio de laboratorio, o bien por las razones que emanan del número de las estructuras que se estudien; pero se insiste en la necesidad de detectar desde la etapa de estudio previo aquellos casos por alguna razón especiales que sean merecedores de estudios detallados; dentro de éstos quedan, como es natural, prácticamente todos los casos de reconstrucción de taludes fallados.

VI-2 TIPOS DE FALLAS MAS COMUNES EN LOS TALUDES DE LAS VIAS TERRESTRES

Se presentan a continuación las fallas más comunes de los taludes en las vías terrestres. En primer lugar, se distinguen las que afectan principalmente a las laderas naturales de las que ocurren sobre todo en los taludes artificiales.

En todo momento se deberá tener en cuenta que no se intenta tratar temas conectados con la mecánica de las rocas; por lo tanto sólo ocasionalmente se tratarán fallas en taludes constituidos por ellas; se considera que el estudio de los taludes en roca está fuera de los alcances de esta obra, que requiere conocimientos y metodología específicos y que deberán buscarse dentro de aquella especialidad.

No es fácil diferenciar todos los tipos de fallas de taludes merecedores de ser recordados por los ingenieros de amplia experiencia en el tema; más difícil aún puede ser el intento de clasificar racionalmente tales fallas, dicha tarea se intenta en las páginas siguientes de este párrafo, pero es seguro que el ensayo de agrupación a que se llegue resultará incompleto a los ojos de muchos especialistas, quienes deberán completarlo con su propia experiencia y su propio criterio.

Los factores de que dependen la estabilidad de las masas de tierra se pueden agrupar como se muestra en la tabla VI-1, inspirada muy de cerca en la Ref 1.

TABLA VI-1

Factores de que depende la estabilidad de los taludes en suelo

a. Factores geomorfológicos

- *a*.1 Topografía de los alrededores y geometría del talud.
- *a*.2 Distribución de las discontinuidades y estratificaciones.

b Factores internos

b.1 Propiedades mecánicas de los suelos constituyentes.
b.2 Estados de esfuerzos actuantes.

c. Factores climáticos y, concretamente, el agua superficial y subterránea

Al considerar las diferentes fallas que pueden existir en los taludes naturales y artificiales también será necesario distinguir las que ocurren en suelos residuales, en suelos transportados o en materiales que han sufrido un proceso de compactación durante su puesta en obra.

De hecho se dedicará una atención especial al problema de los suelos residuales en un párrafo posterior.

A Fallas ligadas a la estabilidad de las laderas naturales

Se agrupan en esta división las fallas que ocurren típicamente en laderas naturales, aun cuando de un modo u otro también pudieran presentarse de manera ocasional en taludes artificiales.

A-1 Deslizamiento superficial asociado a falta de resistencia por baja presión de confinamiento (Creep).

Se refiere esta falla al proceso más o menos continuo y por lo general lento de deslizamiento ladera abajo que se presenta en la zona superficial de algunas laderas naturales. En aras de la economía del lenguaje se utilizará en lo que sigue la palabra inglesa "creep" para referirse a ella, si bien eventualmente se podrá usar la expresión "deslizamiento superficial".

El creep suele afectar a grandes áreas y el movimiento superficial se produce sin una transición brusca entre la parte superficial móvil y las masas inmóviles más profundas. No se puede hablar de una superficie de deslizamiento. El creep suele deberse a una combinación de las acciones de las fuerzas de gravedad y de otros varios agentes. La velocidad de movimiento ladera abajo de un creep típico puede ser muy baja y rara vez excede de algunos centímetros por año (Ref. 2).

En rigor debe hablarse de dos clases de creep, según ha señalado Terzaghi (Ref. 2): el estacional, que afecta sólo a la corteza superficial de la ladera que sufre la influencia de los cambios climáticos en forma de expansiones y contracciones térmicas o por humedecimiento y secado, y el masivo, que afecta a capas de tierra más profundas, no interesadas por los efectos ambientales y que, en consecuencia, sólo se puede atribuir al efecto gravitacional. El primero, que en mayor o menor grado existe siempre, producirá movimientos que podrán variar con la época del año; el segundo se manifestará por movimientos prácticamente constantes. El espesor de la capa superficial a la que afecta el creep estacional es sumamente bajo y su dimensión máxima puede estimarse en un metro (Ref. 3).

No están claras todavía las causas por las que una ladera natural particular pueda entrar en un creep másico, a causa del cual una costra superficial, cuyo espesor puede ser en este caso de varios metros, comienza a moverse lentamente ladera abajo. Se ha hablado de una "resistencia fundamental" (Refs. 2 y 1) que representaría un límite tal que, si los esfuerzos actuantes quedan abajo de él, la parte superficial de la ladera permanecerá en reposo, y que si los esfuerzos actuantes lo sobrepasan, se producirá el creep masivo. Aparte de ello existirá en el material de la ladera la resistencia al esfuerzo cortante máxima, en el sentido convencional, si los esfuerzos actuantes llegan a sobrepasar este último valor, se producirá un "deslizamiento de tierras" rápido, del tipo de los que se describen más adelante.

Aun cuando no están del todo definidos los conceptos de resistencia fundamental o las causas del creep, parece cierto que este movimiento se produce bajo niveles de esfuerzos actuantes bajos, muy inferiores a los que corresponden a la máxima resistencia al esfuerzo cortante de los suelos; esto ha sido establecido por Griggs (Ref. 4) y por Bishop (Ref. 5), quien al realizar pruebas triaxiales drenadas en arcillas comprobó que los esfuerzos necesarios para producir deformaciones muy lentas a largo plazo eran únicamente una fracción de la resistencia máxima de la arcilla. También parece razonable pensar que el mecanismo superficial de estos deslizamientos esté relacionado con la baja resistencia al esfuerzo cortante que tienen los materiales de la ladera en la zona superficial, en la que son muy bajos los esfuerzos normales efectivos actuantes.

En la tercera Conferencia Terzaghi, que se volverá a mencionar en páginas siguientes de este capítulo, Bjerrum propone otro mecanismo que pudiera contribuir, por lo menos en algunos casos, a movimientos superficiales de laderas formadas por arcillas sobreconsolidadas o lutitas. Según su idea, al meteorizarse estos materiales y por consiguiente debilitarse sus nexos fisicoquímicos interparticulares, se liberan ciertas cantidades de energía de deformación acumulada y recuperable, como consecuencia de lo cual se

Creep en ladera natural.

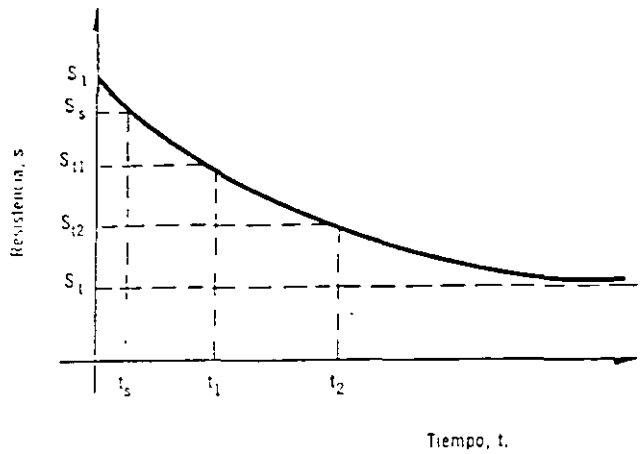


Figura VI-2. Evolución de la resistencia de una arcilla sometida a cargas bajo el nivel de falla, con el tiempo (Ref. 6)

producen esfuerzos laterales que actúan ladera abajo sobre las capas más superficiales de dicha ladera.

Otro mecanismo fundamental, que sin duda debe influir en la generación del creep, es el que se ilustra en la Fig. VI-2 y sobre el que han llamado la atención Goldstein y Ter-Stepanian (Ref. 6) hace algunos años.

La figura muestra la evolución típica de la resistencia de una arcilla cuando se la somete a una carga abajo del nivel de falla y se permite que dicha carga actúe durante largo tiempo. El valor *Ss* en la figura correspondería a la resistencia máxima convencional, tal como se obtiene en una prueba triaxial que se realiza en el tiempo t_s. La disminución de resistencia a largo plazo puede explicarse en términos de la destrucción de los nexos interparticulares que ocurre en la arcilla como consecuencia de la deformación bajo los esfuerzos cortantes actuantes. En una ladera natural se cumplen tanto la condición de la existencia de un estado de esfuerzos actuantes, como la de que dichos esfuerzos actúen durante muy largo tiempo, esto explicaría el abatimiento de la resistencia en el material de la ladera, aun por abajo de niveles de esfuerzos bajos, del tipo de los reportados por Griggs y Bishop.

Otra vista de una ladera natural en creep, próxima a la carretera Huixtla-Motozintla.

Falla de un camino por deslizamiento superficial Carretera Guadalajara-Ixtlahuacán.

Como ya se ha dicho, con frecuencia el creep afecta a grandes extensiones de terreno en declive. Como quiera que no se conoce un método seguro para detenerlo una vez que se inicia, se comprende la importancia que para el ingeniero tiene su localización oportuna, desde los primeros estudios de campo que se hagan para iniciar el proyecto o en la etapa del anteproyecto. Por eso es de fundamental importancia considerar cuales son los signos exteriores del fenómeno que el ingeniero puede advertir (Fig. VI-3).

Es lógico pensar que la velocidad de movimiento de la ladera sea máxima en la superficie y vaya disminuyendo hacia el interior, donde aumentan las restricciones al movimiento. Este hecho, del que existe amplia evidencia experimental, se refleja por una inclinación de los árboles, postes y otros elementos similares, los que adoptan una posición perpendicular a la ladera, en vez de la natural, vertical. Este es un signo ominoso que habrá que buscar siempre que se explore una ladera natural. Además, es obvio que han de reflejarse en el movimiento todas las heterogeneidades que existan en la zona superficial de la ladera, las cuales crearán diferencias en la velocidad del movimiento que, a su vez, serán causa de agrieta-

Signos de creep en una ladera natural.

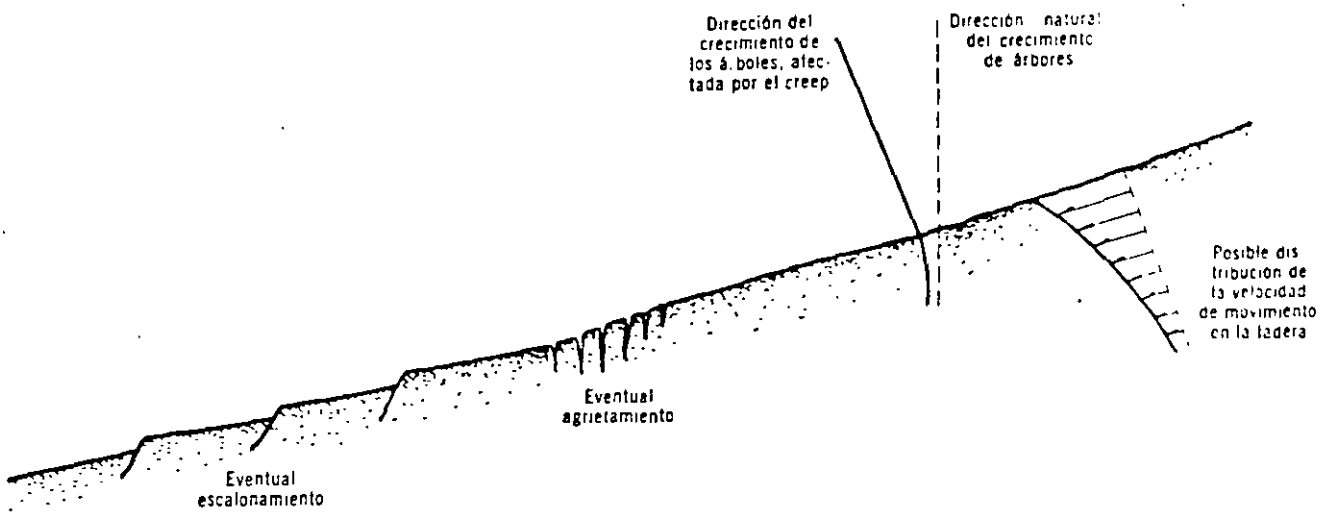


Figura VI-3. Signos del deslizamiento superficial

mientos, escalonamientos, rotura de muros, de bardas y de cualesquiera estructuras longitudinales que puedan existir.

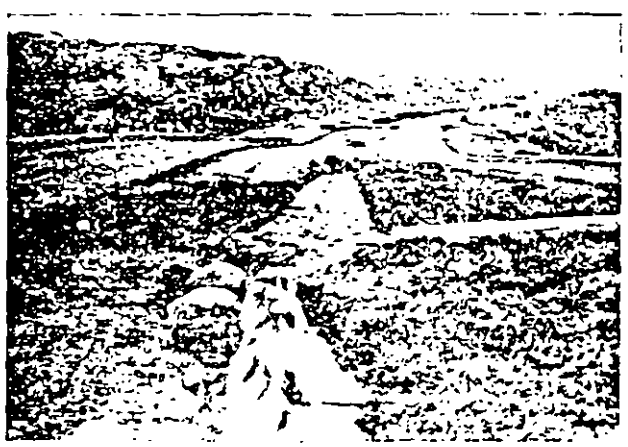
Todos estos signos exteriores ayudan a localizar creeps al ingeniero experimentado que los busque con acuciosidad, pero el auxilio más importante en este aspecto proviene, una vez más, del uso sistemático y cuidadoso de los pares de aerofotografías y de su fotointerpretación. Aun para ojos no muy avezados, el creep resalta fácilmente durante estos estudios por la peculiar configuración que adquiere la ladera que está deslizándose, similar al aspecto de un líquido muy viscoso en movimiento. Es difícil que aun la vegetación y otros inconvenientes de la simple exploración superficial alcancen a disimular el fenómeno en la fotografía aérea vista con estereoscopio.

Localizado el creep, no se debe vacilar en cambiar el trazo de la vía terrestre, evitando sus problemas, pues no existe por el momento, ya se dijo, ningún remedio confiable contra este tipo de falla. De no evitarse el problema, los cortes y terraplenes de la vía terrestre estarán en continuo movimiento, con todos los inconvenientes de capacidad de servicio y aspecto que esto representa, con elevados costos de conservación y con el riesgo, siempre inminente, de que se produzcan fallas de todo tipo, originadas por el propio deslizamiento superficial.

A-2 Fallas asociadas a procesos de deformación acumulativa, generalmente relacionadas con perfiles geológicos desfavorables

Se refiere este título al tipo de fallas que se producen en las laderas naturales como consecuencia de procesos de deformación acumulativa, por la tendencia de grandes masas a moverse ladera abajo. Este tipo de fallas quizá es típico de laderas naturales en depósitos de talud o en otras formaciones análogas en cuanto a génesis geológica, formadas por materia-

Formación típica de depósitos de talud adosados a una plataforma de roca ígnea masiva (zona de fallas de la autopista Tijuana-Ensenada).

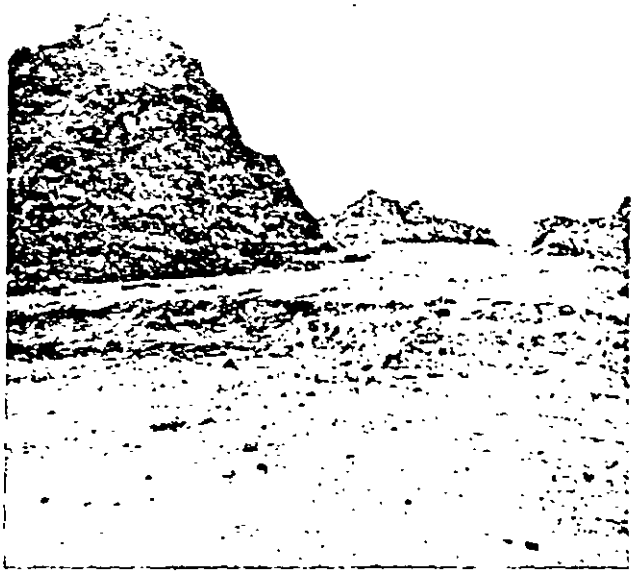


Vista panorámica de una falla por deslizamiento lento de depósito de talud, sobre una superficie previamente formada.

les bastante heterogéneos, no consolidados y bajo la acción casi exclusiva de las fuerzas gravitacionales. Muchas veces aparecen en el contacto de estos depósitos con otros subyacentes, más firmes. En tales condiciones, ha de pensarse que la ladera se formó con una inclinación que no puede exceder mucho la de equilibrio crítico y por ello es lógico pensar que en el interior de la masa existan fuertes tendencias al deslizamiento, que se traducirán en deformaciones importantes de los suelos afectados. Dado el largo tiempo que tales esfuerzos gravitacionales actúan en los materiales del interior de la ladera, la resistencia al esfuerzo cortante podrá degradarse por procesos de deformación acumulativa (Fig. VI-2) y en ciertas zonas dentro de la ladera se desarrollarán estados de creep profundo, en el sentido utilizado por Goldstein y Ter-Stepanian en la Ref. 6. Según estos autores, se desarrollan estados de deformación continua muy lenta en aquellas zonas del interior de la ladera en que existan concentraciones locales de esfuerzos cortantes.

En tales condiciones, la ladera puede deformarse durante largo tiempo, hasta que, eventualmente, tal acumulación de deformación produzca la ruptura del suelo y la formación de una superficie de falla generalizada en el interior de la propia ladera. Es lícito pensar que la degradación de la resistencia por deformación (Fig. VI-2) desempeñe un papel importante en el mecanismo de formación de la superficie de falla así como los efectos de falla progresivos (ver párrafo VI-1 de este mismo capítulo) pues es lógico que la ruptura se produzca primeramente en las zonas de mayor concentración de esfuerzos actuantes, ocasionándose redistribuciones de éstos y la propagación de la propia superficie de falla. A reserva de insistir posteriormente en este importante punto, se puede dejar establecido desde ahora que sería la resistencia residual del suelo la que habría que considerar como disponible en estas fallas, por los niveles avanzados de deformación que las generan (capítulo I).

Una vez producida la superficie de falla podrá ocurrir un deslizamiento rápido de las masas afectadas, o la tierra sobre la superficie de falla podrá permanecer en su posición, desde luego en un estado no muy alejado del equilibrio límite o crítico. Ello dependerá, primordialmente, de la inclinación de la superficie de falla formada y, en menor grado, de las restricciones que creen al deslizamiento las heterogeneidades e irregularidades de forma y materiales que puedan existir a lo largo de la superficie de falla.



Otro aspecto de la deformación lenta sobre una superficie de falla. (Autopista Tijuana-Ensenada.)

En principio, el caso se puede concebir como algo similar al equilibrio de un cuerpo sobre un plano inclinado. De hecho, la superficie de falla típica de un proceso de deformación acumulativa es de forma casi plana (Fig. VI-4). A ello pueden contribuir varios factores, de los que el primero y más importante quizá sea la geología de la zona, pues en una ladera natural las estratificaciones tienden a seguir la forma de la frontera exterior de la ladera. Además, los procesos de deformación lenta anteriores a la falla estimulan más bien la generación de mecanismos de

Otra vista del efecto de la deformación lenta sobre una superficie de falla previamente formada. (Autopista Tijuana-Ensenada.)

Apariencia de la superficie de falla tal como se ve en la zona del pie en una de las grandes fallas de la autopista Tijuana-Ensenada.

resistencia del tipo friccionante puro, lo que también contribuirá a la generación de planos de deslizamiento. Si la inclinación del plano es superior al ángulo de fricción que pueda atribuirse a la masa deslizante respecto a las masas fijas, que será algún valor en el orden del ángulo de resistencia residual del suelo, la masa deslizará, pero si la inclinación de la superficie de falla es del orden del ángulo de resistencia residual (o algo mayor, contando con las restricciones locales al deslizamiento que se desarrollen en la propia superficie de falla), la masa "desprendida" podrá permanecer en su posición o moverse muy lentamente ladera abajo a lo largo de la línea de ruptura.

Los autores piensan que mecanismos como los que antes se mencionan son muy frecuentes en las laderas naturales. Dondequiera que por influencia de la geología local (sobre todo por la disposición de los contactos entre depósitos de talud o materiales residuales intemperizados, con capas subyacentes mucho más firmes) o por cualquier causa (quizá no comprendida), la superficie de falla se haya producido con la inclinación apropiada, la masa permanecerá en su posición, aunque bajo ella exista, ya formada, una superficie de deslizamiento. Así puede pasar mucho tiempo, hasta que un día el ingeniero haga un corte o construya un terraplén en esa ladera, con lo que fácilmente romperá un equilibrio precario y se echará encima un problema que suele ser de graves consecuencias, al comenzar a moverse grandes masas de tierra sin motivación aparente. Los autores también piensan que un gran número, quizá mucho mayor de lo que generalmente se piensa, de los grandes deslizamientos de tierras que se producen en las vías terrestres que se desarrollan sobre laderas naturales ocurren sobre superficies de falla formadas mucho antes de que, con su obra, el ingeniero rompiera el equilibrio preexistente.

La Fig. VI-4 (Ref. 7) muestra una falla real del tipo descrito. Se trata de un gran deslizamiento de masas no consolidadas de depósitos de talud situados sobre formaciones de roca arenisca muy sana.

Otra vista del afloramiento de una superficie de falla en la autopista Tijuana-Ensenada.

La inclinación media de la superficie de falla es de unos 15°, siendo quizá 13° el valor que se pueda atribuir al ángulo de resistencia residual de los depósitos de talud.

El nivel freático y en general la presencia de agua en los materiales en la proximidad de la superficie de falla desempeñan un papel fundamental en la estabilidad y, de hecho, hacen algo más complejo el mecanismo que se ha descrito para la generación de estas fallas.

A-3 Flujos

Se refiere este tipo de falla a movimientos más o menos rápidos de una parte de la ladera natural, de tal manera que el movimiento en sí y la distribución aparente de velocidades y desplazamientos recuerda el comportamiento de un líquido viscoso. La superficie de deslizamiento o no es distinguible o se desarrolla durante un lapso relativamente breve; es también frecuente que la zona de contacto entre la parte móvil y las masas fijas de la ladera sea una zona de flujo plástico.

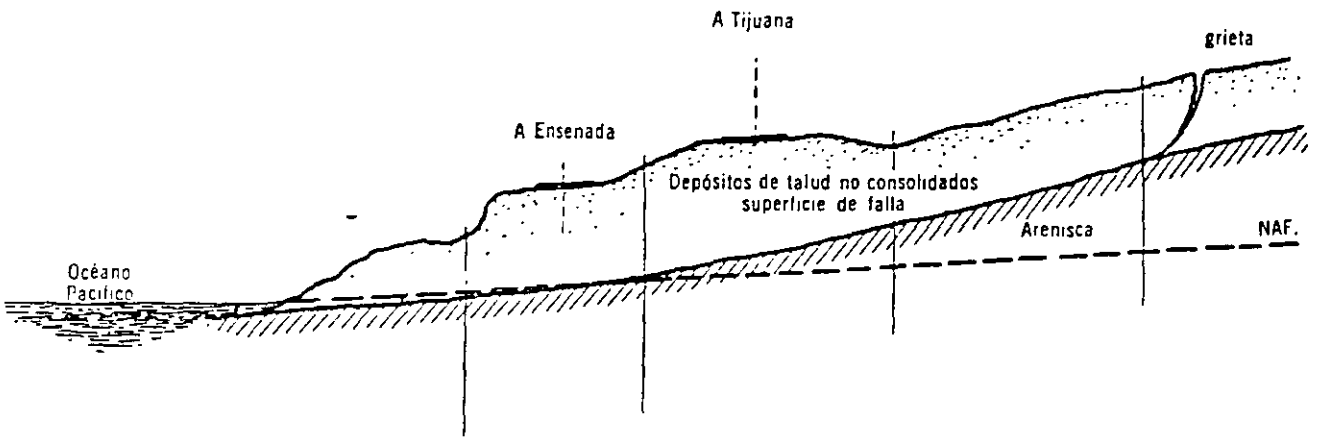


Figura VI-4. Superficie de falla formada en una ladera natural.

El material susceptible de fluir puede ser cualquier formación no consolidada, y así el fenomeno puede presentarse en fragmentos de roca, depósitos de talud, suelos granulares finos o arcillas francas; son frecuentes los flujos en lodo.

Siguiendo la importante Ref. 8, en esta obra los flujos se dividirán en dos grandes grupos, según resulte preponderante o no en su generación el agua contenida por los materiales envueltos en el fenómeno. Así, se distinguirá el flujo en materiales relativamente secos y el flujo en materiales húmedos, o el caso extremo de flujo de lodos.

A-3.a Flujo en materiales relativamente secos

En este grupo quedan comprendidos, en primer lugar, los flujos de fragmentos de roca, desde los muy rápidos (avalanchas) hasta los que ocurren lentamente. Estos movimientos pueden explicarse en términos de la falla plástica de los contactos profundos entre los fragmentos de roca y, consecuentemente, afectan siempre a grandes masas de fragmentos y suelen ser de catastróficas consecuencias. Se ha dicho (Ref. 8) que el aire atrapado entre los fragmentos, comprimido bajo fuertes presiones, pudiera desempeñar un importante papel en la génesis del flujo, a través de mecanismos análogos a aquellos por los que manifiesta su influencia la presión de poro en el agua. Es probable que en todos los casos el verdadero flujo de los fragmentos se origine a partir de un deslizamiento convencional en la roca o de un gran desplome de rocas, provenientes de formaciones más sanas, ladera arriba del lugar en donde existan grandes depósitos de fragmentos; en todo caso, para que se llegue a un verdadero flujo de fragmentos de roca será preciso que éstos existan en depósitos de gran espesor y volumen muy considerable.

En segundo lugar, los flujos en suelos relativamente secos han ocurrido en "loess", asociados muchas veces a temblores. En este caso, aparentemente, el efecto del temblor fue causar una muy rápida destrucción de la estructura del material, produciendo una verdadera licuación, pero con el aire jugando el papel que en estos fenómenos por lo común corresponde al agua.

Flujo de suelo relativamente seco.

Fenómenos similares se han registrado en arenas secas.

La Fig. VI-5 (Ref. 8) muestra la forma típica de estos deslizamientos.

A-3.b Flujos en materiales húmedos. Flujos de lodos

Se trata ahora de flujos que requieren una proporción apreciable de agua contenida en el suelo, la cual desempeña un papel en la génesis y naturaleza de la falla; existe amplia graduación en la cantidad de agua que pueden contener los materiales, así como en el papel que ésta llega a tener en el desarrollo de la falla. La Fig. VI-6 (Refs. 8 y 9) muestra algunos croquis de deslizamientos típicos de esta naturaleza.

Los flujos en materiales húmedos se denominan flujos de lodo cuando es muy elevado el contenido de agua de los materiales, por lo menos en la zona de fluencia, pero naturalmente no hay una distinción clara entre los "flujos de tierra" y los "flujos de lodo". A veces se habla también de "flujo de detritus", cuando el material que fluye contiene porcen-

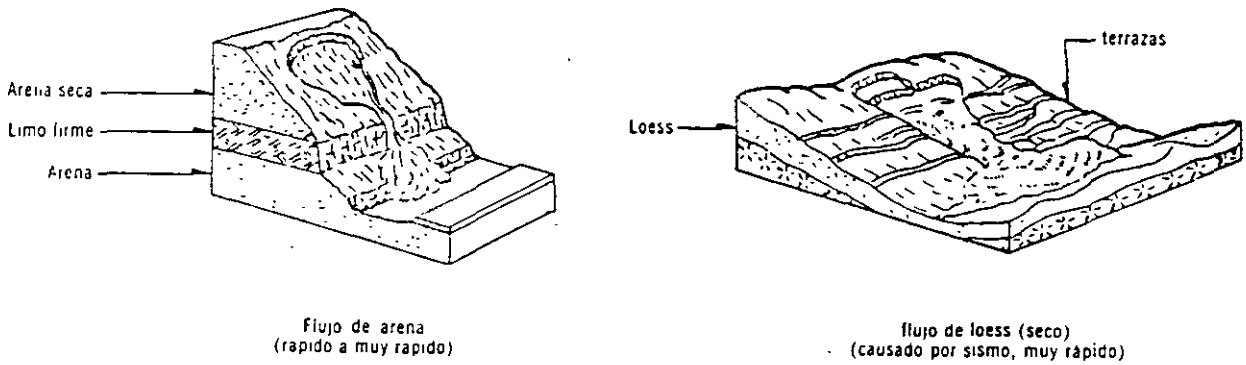


Figura VI-5 Flujos en suelos secos (Ref. 8).

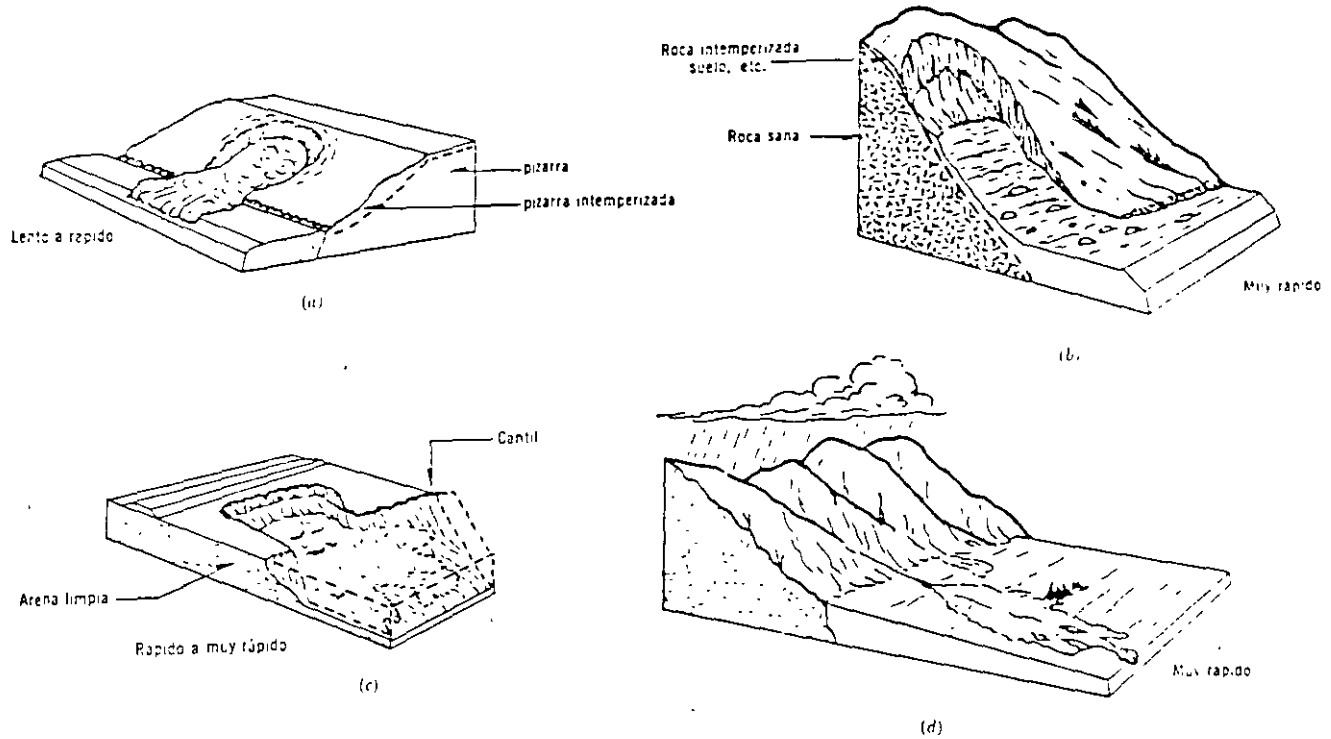


Figura VI-6 Flujos en materiales húmedos (Refs. 8 y 9).

taje apreciable, del orden de un 50% por lo menos, de gravas, bolcos o fragmentos de roca, embebidos en la matriz de suelo más fino, tal como es común que suceda en los depósitos de talud o en muchas laderas de suelo residual.

Los flujos de tierra (en materiales térreos no demasiado húmedos) se desarrollan típicamente en el pie de los deslizamientos de tipo rotacional en el cuerpo del talud, que se describen más adelante, y a veces ocurren en forma extraordinariamente rápida, como movimiento secundario del deslizamiento que tuvo lugar primeramente (Ref. 10). Estos flujos de tierra por lo comun retienen mucha de la vegetación original, así como la estratigrafía y aspecto general de la formación en la que ocurrió el deslizamiento primario.

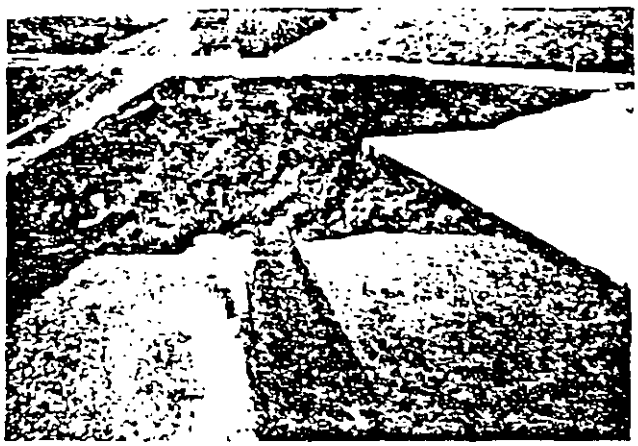
Un flujo en materiales humedos.

En otras ocasiones los flujos de tierra ocurren con independencia de cualquier otro deslizamiento anterior. En tal caso son movimientos cuya velocidad puede variar entre límites muy amplios y que se refieren sobre todo a materiales plásticos húmedos o a suelos friccionantes muy finos. Por lo general la falla sigue a aumentos significativos en el contenido de agua de los materiales y al desarrollo de presiones importantes en esa agua. En el caso de suelos plásticos el flujo puede continuar en forma lenta durante largo tiempo. En arcillas muy sensibles se han registrado flujos a contenido de agua constante, por disminución de la resistencia al esfuerzo cortante debida a la degradación estructural por deformaciones tangenciales (Ref. 3).

Los flujos de tierra en suelos granulares finos son típicos de formaciones costeras y se asocian generalmente a la erosión marina y a fluctuaciones repetidas de la presión de poro debidas a la ascensión y el descenso del nivel del agua con las mareas (Ref. 11). Se originan con procesos análogos a la licuación.

En los flujos de lodo, el deslizamiento ocurre en materiales finos con muy alto contenido de agua. La falla produce una completa perturbación estructural. La forma típica del deslizamiento es análoga al avance de un glaciar y la velocidad de desplazamiento puede variar desde unos pocos centímetros por año (casos reportados en la Ref. 9) hasta la correspondiente a deslizamientos catastróficos (Ref. 8). En flujos lentos es común que en la velocidad del movimiento influyan mucho las variaciones estacionales del clima, en tanto que los flujos rápidos suelen se-

Un flujo de lodo.



Efecto de una falla rotacional en la corona de un camino.

gun a épocas de violenta precipitación pluvial. Los movimientos lentos suelen ocurrir en materiales arcillosos fisurados o finamente interestratificados con capas delgadas de arena con alto contenido de agua (Ref. 12); ocurren a lo largo de superficies no muy profundas y con inclinación media que, naturalmente, no puede apartarse mucho del valor del ángulo de resistencia residual del suelo.

Los flujos de lodo muy rápidos se presentan muchas veces en laderas de las que se ha removido la cobertura vegetal por alguna razón y suelen comenzar en muy modestas proporciones, creciendo rapidamente con un poder de transporte del suelo sobre el que pasa que parece fuera de proporción con su importancia inicial, de esta manera se pueden desencadenar auténticos ríos de lodo, capaces de causar verdaderas catástrofes. Sin duda su génesis debe incluir fenómenos de licuación de suelos.

Los flujos de detritus se producen por disminución de resistencia al esfuerzo cortante de la matriz fina de tales formaciones; la masa móvil se rompe en fragmentos cada vez menores a medida que avanza ladera abajo.

B Fallas relacionadas a la estabilidad de taludes artificiales

B-1 Falla rotacional

Se describen ahora los movimientos rapidos o prácticamente instantáneos que ocurren en los taludes y que afectan a masas profundas de los mismos, con deslizamiento a lo largo de una superficie de falla curva que se desarrolla en el interior del cuerpo del talud, interesando o no al terreno de cimentación. Se considera que la superficie de falla se forma cuando en la zona de su futuro desarrollo actúan esfuerzos cortantes que sobrepasan la resistencia del material. La resistencia que se debe considerar en cada caso particular es una cuestión importante que se tratará por separado en páginas subsecuentes de este capítulo; por el momento, basta decir que la resistencia que se supone superada al producirse una falla rotacional es generalmente la resistencia máxima, en el sentido que se utiliza en el capítulo 1 de esta obra. Así pues, en el interior del talud existe un estado de esfuerzos cortantes que vence en forma más o menos rápida la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; a consecuencia de ello sobreviene la ruptura del mismo, con la formación de una superficie de deslizamiento, a lo largo de la cual se produce la falla. Estos movimientos son típicos de los cortes y los terraplenes de una vía terrestre.

No se excluye la posibilidad de que existan fenómenos de creep profundo (Ref. 6) en la fase inicial de una falla de esta naturaleza, pero su importancia práctica será ahora más pequeña. De hecho, se puede afirmar que aun los deslizamientos mas rápidos de tierra van siempre precedidos de movimientos, agrietamientos y, en general, de señales de que la relación esfuerzo-resistencia está evolucionando desfavorablemente en el interior del talud. En este sentido, es típica la formación de grietas en la corona del talud.

En cambio, es probable que en el desarrollo de estas fallas desempeñen un papel muy importante los mecanismos de falla progresiva que puedan tener lugar a lo largo de la futura superficie de deslizamiento.

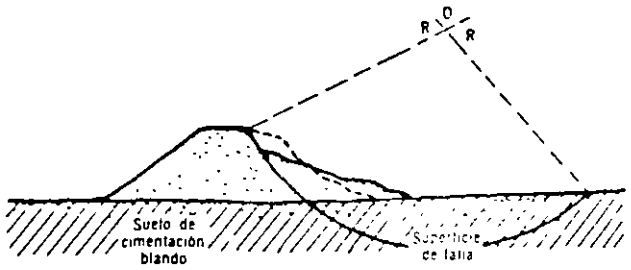
Camino destruido por una gran falla rotacional (camino Toluca-Morelia).

Aspecto típico de la corona de una falla rotacional.

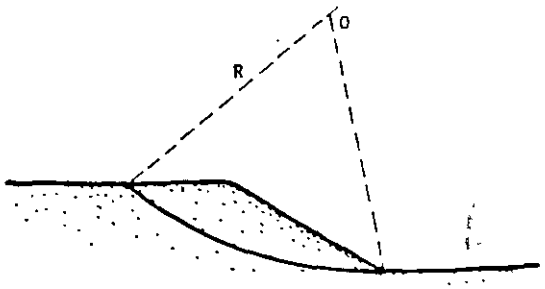
Las fallas del tipo rotacional pueden producirse a lo largo de superficies de fallas identificables con superficies cilíndrica o concoidales cuya traza con el plano del papel sea un arco de circunferencia (por lo menos con razonable aproximación, la cual, como se verá, resulta muy conveniente en el momento en que se desee establecer algún modelo matemático de la falla, que permita un cálculo numérico) o pueden adoptar formas algo diferentes, en las que por lo general influyen la secuencia geológica local, el perfil estratigráfico y la naturaleza de los materiales.

Falla rotacional por el pie del talud (autopista Puebla-Orizaba).

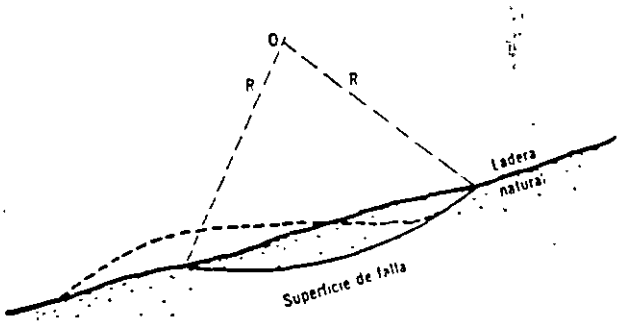
La Fig. VI-7 muestra el perfil de algunas fallas típicas del tipo rotacional.



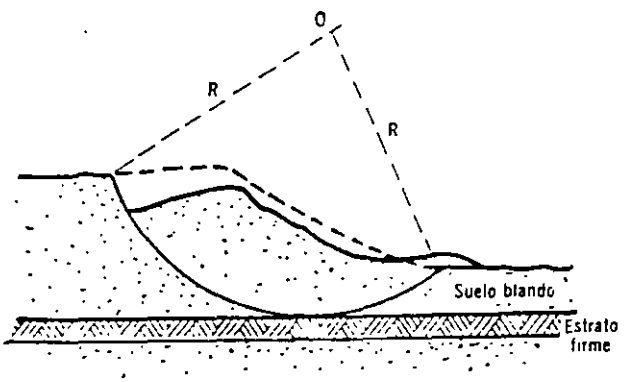
a) Falla de base.



b) Falla por el pie del talud.



c) Falla superficial.



d) Falla limitada por un estrato firme.

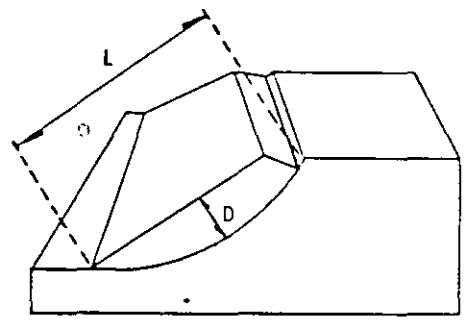
Figura VI-7. Fallas rotacionales. Secciones típicas.

Desde luego las fallas rotacionales de forma circular ocurren por lo común en materiales arcillosos homogéneos o en suelos cuyo comportamiento mecánico esté regido básicamente por su fracción arcillosa. En general afectan a zonas relativamente profundas del talud, siendo esta profundidad mayor (hablando sólo del mismo, sin considerar el terreno de cimentación) cuanto más escarpado sea aquél. Aunque el ingeniero asocia las fallas rotacionales circulares con los cortes y terraplenes que él construye, son también comunes en laderas naturales de materiales homogéneos y finos (muchas veces en las formadas por arcillas sobreconsolidadas); cuando las laderas son muy tendidas, las superficies de falla pueden desarrollarse con poca profundidad (parte *c* de la Fig. VI-7). Las fallas rotacionales circulares pueden ser de cuerpo de talud o de base; las primeras se desarrollan sin interesar al terreno de cimentación, en tanto que las segundas se desarrollan parcialmente en él.

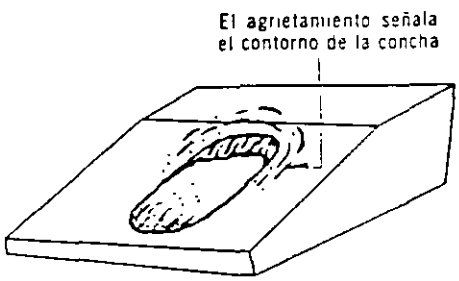
Al ocurrir las fallas circulares pueden afectar a masas muy anchas, en comparación con las dimensiones generales de la falla, en cuyo caso dan lugar a verdaderas superficies cilíndricas, o pueden ocurrir en forma concoidal, con un ancho pequeño comparado con su longitud (Fig. VI-8). En esta figura se muestra también una perspectiva de una falla típica, la que se aprovecha para introducir la nomenclatura usual).

Falla rotacional de base. Obsérvese la salida de la superficie de falla al pie del talud.

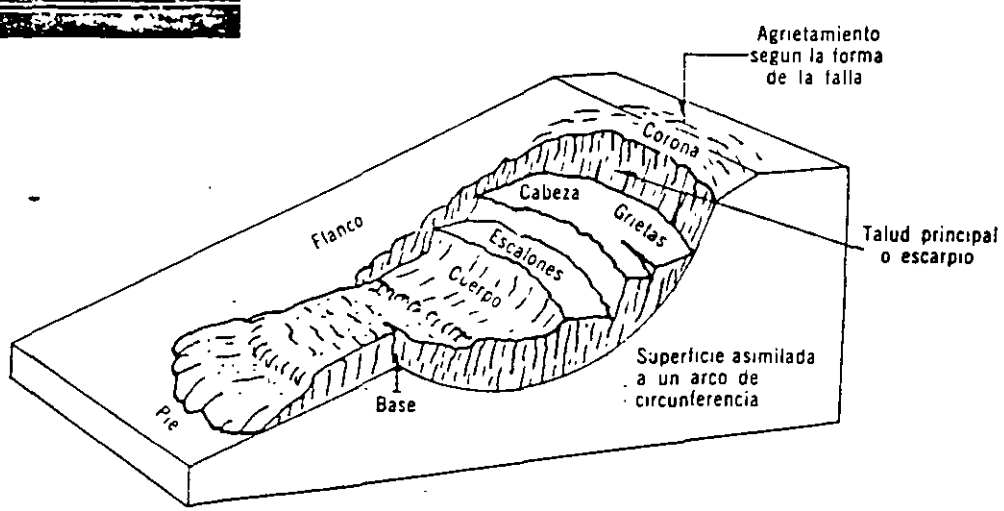
Falla rotacional.



a) Falla de frente amplio.



b) Falla concoidal.



c) Nomenclatura de una zona de falla circular.

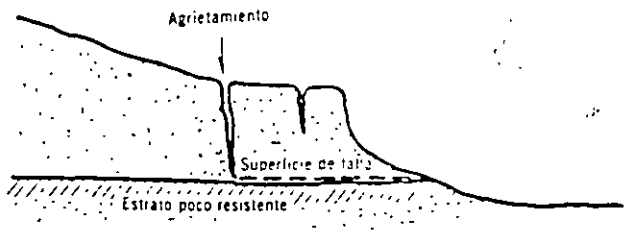
Figura VI-8. Tipos de fallas rotacionales.

Otro ejemplo de una gran falla rotacional (cortesía de T. Smith, del Laboratorio del Dpto. de carreteras de California, U. S. A.).

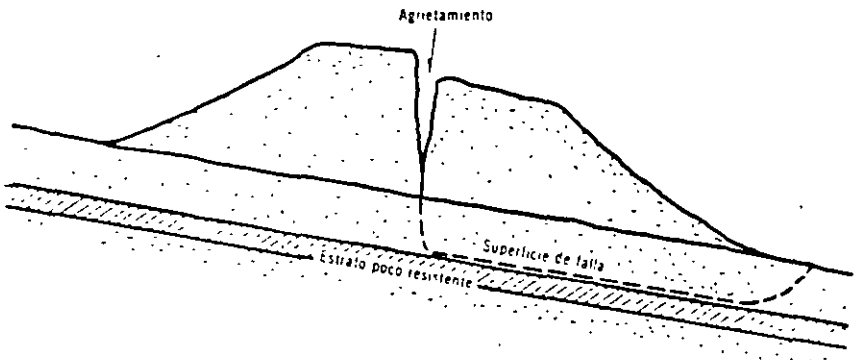
Las fallas rotacionales de forma distinta a la circular típica parecen estar asociadas sobre todo a arcill. sobreconsolidadas, que se presenten en taludes no homogéneos, por diferencias en la meteorización, por influencia de la estratificación o por otras causas que se reflejen en discontinuidades o en desorden estructural en el talud. Son, por lo tanto, típicas de cortes. Ocurren siempre acompañadas de gran fragmentación de los materiales involucrados (Ref. 8).

La forma de la superficie de falla, que es siempre curva en estos casos, sólo idealizadamente se puede considerar circular o formada por lo menos en parte por arcos de circunferencia, tal como hasta ahora se ha mencionado. Esta es una suposición que conviene hacer, sobre todo con fines de cálculo, según se verá más adelante. En realidad está influida por fallas, juntas, contactos y otras discontinuidades de los materiales. Este hecho es especialmente notable en suelos residuales, como se verá luego.

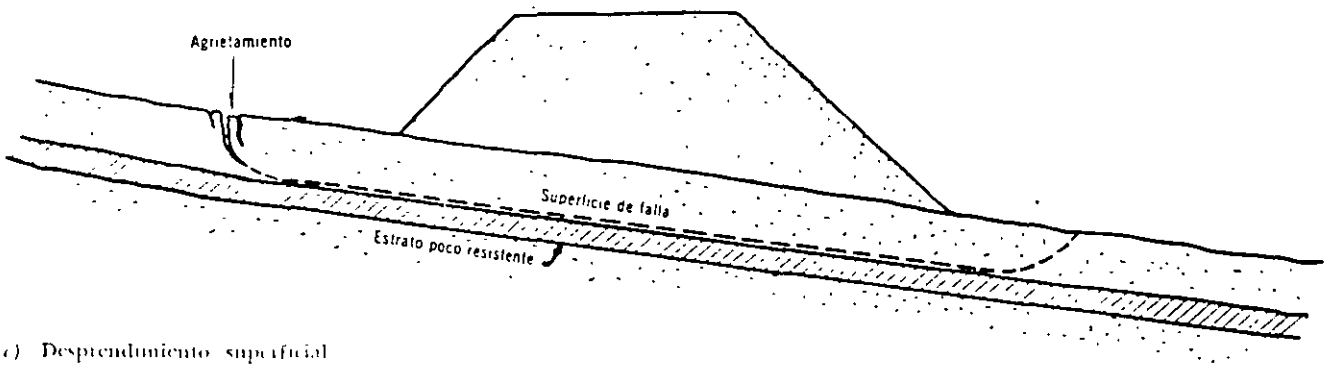
Producido el deslizamiento, la cabeza de la falla puede presentar taludes casi verticales, por lo que tenderán a producirse nuevas fallas, si el ingeniero no



a) En bloque



b) Falla en bloque propiciada por la estratificación del terreno natural.



c) Desprendimiento superficial

Figura VI-9. Fallas traslacionales.

interviene oportunamente, este mismo efecto se presenta a veces en los costados de la falla.

B-2 Falla traslacional.

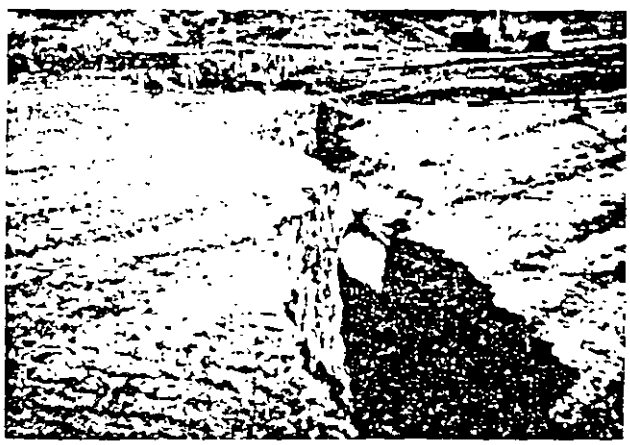
Estas fallas por lo general consisten en movimientos traslacionales importantes del cuerpo del talud sobre superficies de falla básicamente planas, asociadas a la presencia de estratos poco resistentes localizados a poca profundidad bajo el talud.

La superficie de falla se desarrolla en forma paralela al estrato débil y se remata en sus extremos por dos cantiles, por lo general formados por agrietamiento.

Los estratos débiles que fomentan estas fallas son por lo común de arcillas blandas o de arenas finas o limos no plásticos sueltos. Con mucha frecuencia, la debilidad del estrato está ligada a elevadas presiones de poro en el agua contenida en las arcillas o a fenómenos de elevación de presión de agua en estratos de arena (acuíferos). En este sentido, las fallas pueden estar ligadas también al calendario de las temporadas de lluvias en la región.

Las fallas del material en bloque (parte *a* de la Fig. VI-9) muchas veces están asociadas a discontinuidades y fracturas de los materiales que forman un corte o una ladera natural, siempre en añadidura al efecto del estrato débil subyacente.

Las fallas de una franja superficial (parte *c* de la Fig. VI-9) son típicas de laderas naturales formadas por materiales arcillosos producto de meteorización de las formaciones originales. Se suelen provocar por el efecto de la sobrecarga impuesta por un terraplén construido sobre la ladera. En estas fallas el movimiento ocurre casi sin distorsión (Ref. 13).



Efecto de una falla traslacional.

Desarrollo de una falla traslacional. (Cortesía de T. Smith, del Dpto. de Carreteras de California, U. S. A.)

B-3 Fallas con superficie compuesta

Este tipo de fallas abarca movimientos en que se combinan la rotación y la traslación, dando lugar a superficies de falla compuestas en que se desarrollan zonas planas a la vez que tramos curvos, asimilables a arcos circulares.

En general, estas superficies están predeterminadas por la presencia de heterogeneidades dentro del talud. La falla que se muestra en la parte *d* de la Fig. VI-7 se puede considerar de este tipo o simplemente circular, un tanto al gusto del ingeniero que la clasifique. En general, es el predominio de las partes circulares o planas el que sirve para clasificar la falla como rotacional o traslacional, quedando la categoría de falla compuesta para los casos en que ambas curvas se reparten más o menos por igual.

En general, cuanto menor sea la profundidad a que la heterogeneidad aparezca (fallas, juntas, un estrato debil, etc.) mayor será la componente traslacional en la falla.

La Fig VI-10 muestra un croquis de una falla típica de esta naturaleza.

Las fallas compuestas suelen producir la distorsión de los materiales, que es típica de las fallas circulares (Ref. 11 y 15).

B-4 Fallas múltiples

Se trata ahora de estudiar aquellas fallas que se producen con varias superficies de deslizamiento, sean simultáneas o en rápida sucesión. Conviene distinguir las fallas sucesivas y las regresivas (Fig. VI-11). Ambas son comunes en laderas naturales en las que se practica un corte.

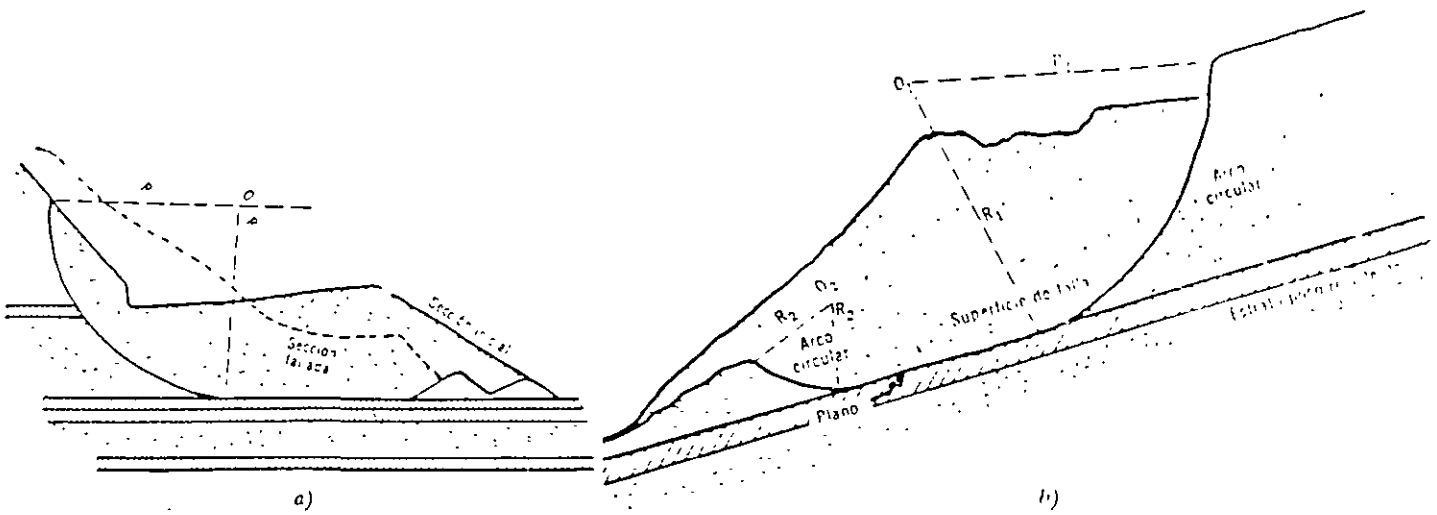
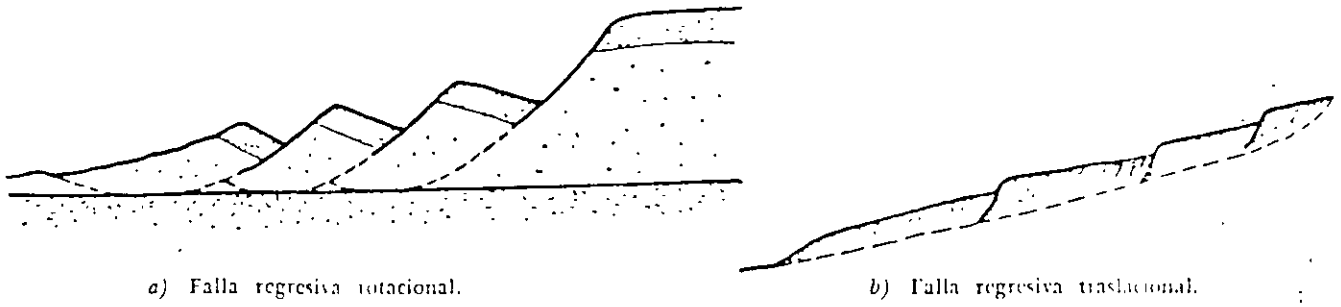
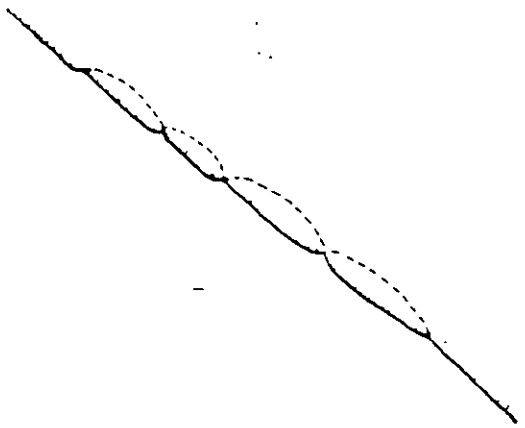


Figura VI-10. Fallas compuestas.



a) Falla regresiva rotacional.

b) Falla regresiva traslacional.



c) Fallas sucesivas

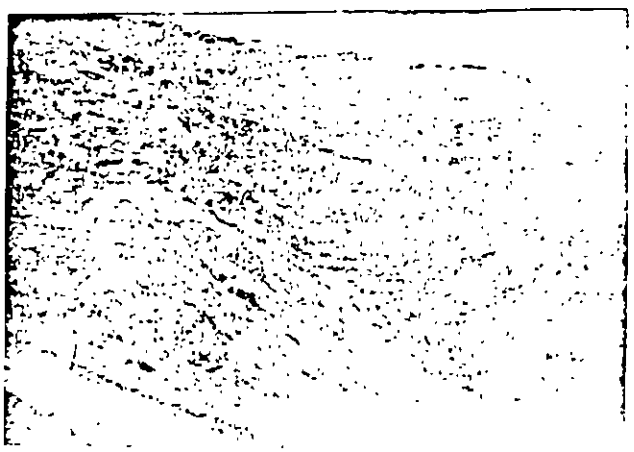
Figura VI-11 Fallas múltiples.

Las fallas regresivas se forman a partir de una primera (la situada más ladera abajo), por la inestabilidad en que sucesivamente van quedando las zonas de cabeza de cada falla que se forma. Todas las superficies de falla suelen concurrir a una superficie fundamental. Pueden existir de tipo rotacional o traslacional (partes *a* y *b* de la Fig. VI-11).

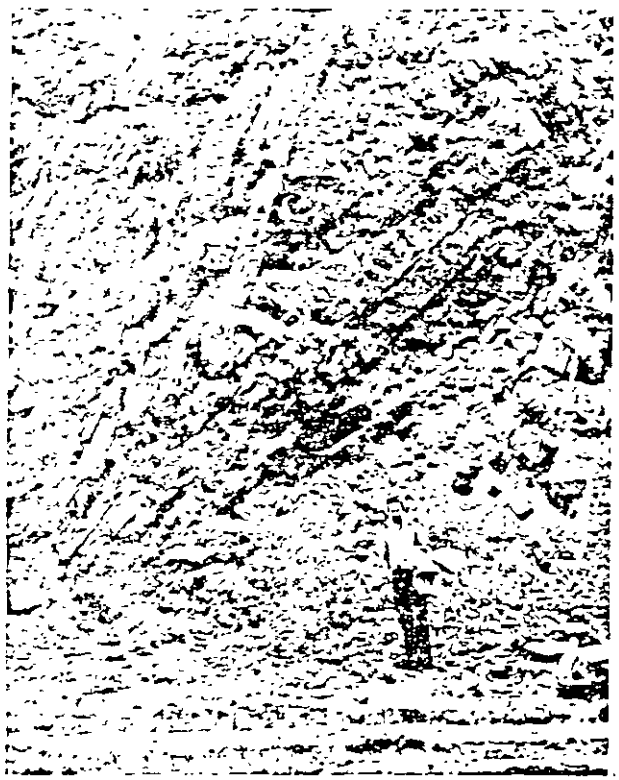
Las fallas rotacionales regresivas ocurren con frecuencia en regiones de topografía movida o escalonada, en que existan importantes fenómenos de erosión (Ref. 9), especialmente si existen estratos gruesos de arcillas sobreconsolidadas, fisuradas o de lutitas, sobreyacidos por espesores grandes de roca o suelos firmes.

Las fallas traslacionales regresivas ocurren en capas superficiales y muchas veces también se asocian a arcillas fisuradas y lutitas. Parece que cuanto más cohesivo sea el material menos unidades tienden a formarse en la masa deslizante. (Refs. 9 y 16)

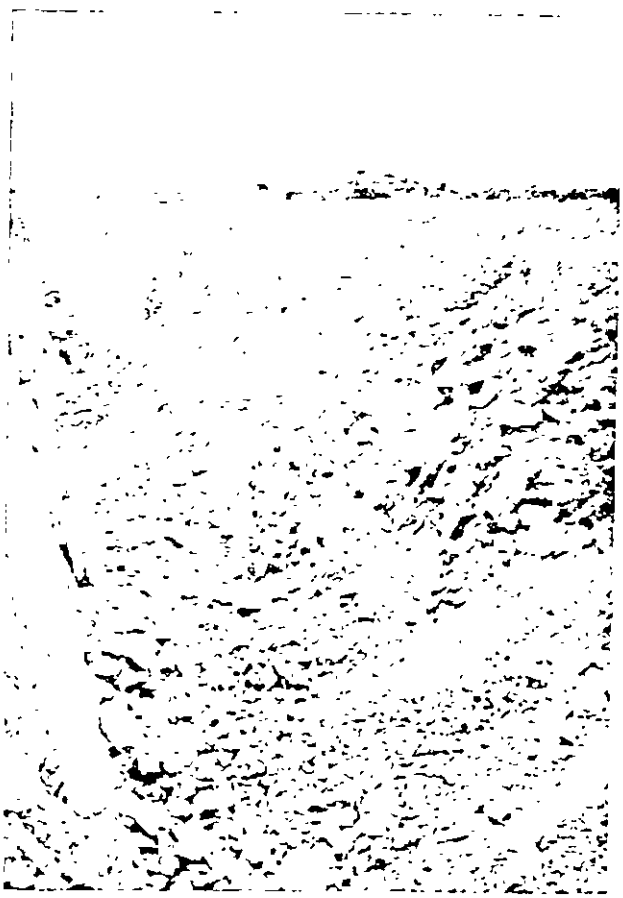
Las fallas sucesivas (parte *c* de la Fig. VI-11) suelen consistir en un conjunto de deslizamientos rotacionales superficiales. Son características de las últimas etapas de degradación en laderas de arcilla sobreconsolidada o fisurada (como la arcilla de Londres, Ref. 9, en la que se forman en laderas con inclinaciones hasta de 8°). A veces las fallas forman un escalonamiento sumamente regular.



Una falla rotacional regresiva en roca fracturada.



nacion de calizas que propicia caídos y derrumbes
rretera Puebla-Orizaba).

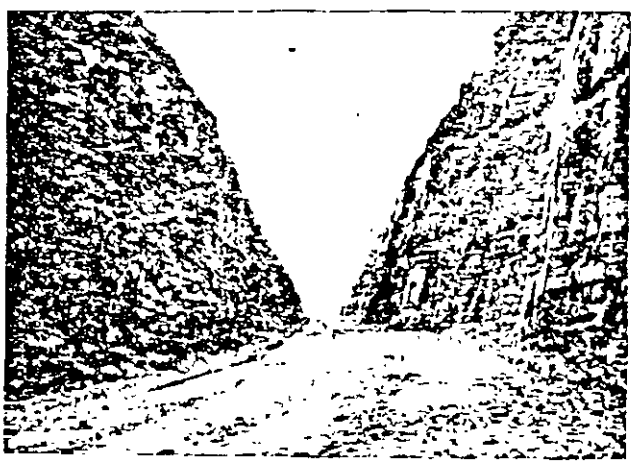


Un gran derrumbe en un corte para ferrocarril. (Vía ferrea
Viborillas, Villa de Reyes.)

C Derrumbes y caídos

Estas fallas son típicas tanto de las laderas naturales como de los cortes practicados en aquéllas. A veces suceden también en otros lugares fuera de las vías terrestres propiamente dichas, pero ejerciendo cierta influencia sobre estas; tal, por ejemplo, es el caso de los derrumbes que pueden ocurrir en la orilla de un río, como consecuencia de la erosión de la corriente.

Por lo general consisten en desprendimientos locales de no muy grande volumen, aunque naturalmente existen desprendimientos de grandes masas fragmentadas que se deben clasificar como derrumbes. En estas fallas no puede hablarse de una superficie de deslizamiento, y el desprendimiento suele estar predeterminado por las discontinuidades y fisuras preexistentes. Suele suceder que éstas se abran al construirse el corte y que su frente quede sin el anterior confinamiento lateral, lo que da ocasión a que se aflojen los fragmentos, actúen presiones hidrostáticas del agua acumulada y otros efectos indeseables.



Formación en dolomitas fragmentadas que propician caídos.

Un caído de fragmentos de roca.

Los derrumbes y caídos están siempre asociados a cantiles o cortes escarpados y con mucha frecuencia a las arcillas fuertemente sobreconsolidadas, excluyendo las rocas. (Refs. 17 y 18.)

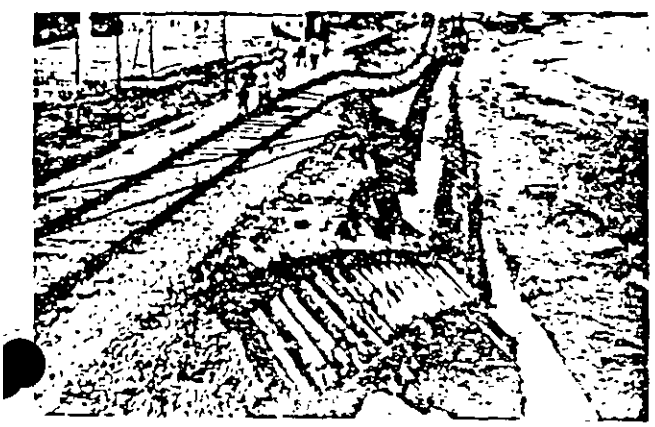
D Otros tipos de fallas, no directamente asociadas a la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos

Se desea tratar en este apartado tres tipos especiales de fallas, cuyo mecanismo no depende, por lo menos directa y casi exclusivamente, de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. Esto no quiere decir que tan importante propiedad no influya en mayor o menor grado en la generación y desarrollo de estas fallas.

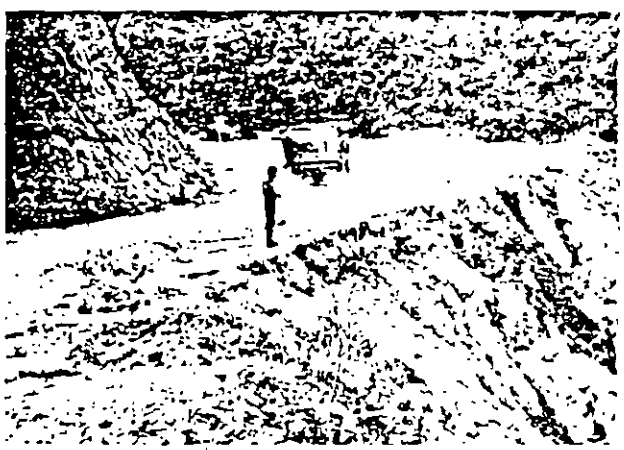
Se mencionará en primer lugar a las fallas por erosión, tan frecuentes y dañinas en los terraplenes y cortes en las vías terrestres. Se trata del resultado del ataque superficial de los agentes erosivos sobre los materiales que componen el talud. El viento y el agua (lluvia o escurrimiento superficial) son los agentes cuyos malos efectos el ingeniero ha de intentar contrarrestar con mayor frecuencia en las vías terrestres. La falla se manifiesta en irregularidades, socavones y canalizaciones en el plano del talud, originalmente regular; si no se detienen con las normas que más adelante se tratan, estos defectos podrán progresar hasta la eventual destrucción del talud, en caso de un terraplén, o hasta atacar profundamente un corte, con consecuencias a veces muy graves; en este último caso, resulta muy difícil distinguir las fallas de erosión típicas del ataque a los materiales de un corte por meteorización o descomposición química, que a veces desempeñan un papel tan importante en la estabilidad de cortes de roca con juntas rellenas de suelo o en cortes practicados en arcillas fuertemente sobreconsolidadas, lutitas, pizarras metamorfizadas, etc.

En segundo lugar conviene mencionar las fallas por tubificación (Refs. 18 y 19), que si bien no se consideran frecuentes en las vías terrestres, quizá han sido causa de mayor número de problemas de lo que usualmente se estima. La situación típica que expone un terraplén a la tubificación es que por algún motivo aquél embalse agua durante un lapso considerable, suficiente para que se establezca un flujo a su través. Que el terraplén embalse es, sin duda, una condición que se presenta con relativa frecuencia (cruce por zonas pantanosas, vasos de presas, zonas de inundación de ríos, esteros, etc.), pero seguramente es bastante más raro que el terraplén de una vía

Erosión por lluvia de un terraplén arenoso no protegido. (Carretera Villa Cardel, Veracruz)



Efecto de la erosión de una corriente fluvial.



Efecto de la erosión. Nótese que al perderse material en el pie del talud y en su cuerpo, comienza a desarrollarse una falla rotacional.

terrestre quede durante mucho tiempo expuesto a la acción de agua en sus dos taludes, con tirante diferente y desnivel importante, de manera que pueda establecerse un flujo con gradiente hidráulico suficientemente alto para generar problemas de tubificación. En el apéndice que figura al final de este libro (párrafo A-II) se establece el orden de magnitud de los valores del gradiente hidráulico que han de presentarse para que llegue a constituirse un problema de tubificación; en el mismo apéndice se dan normas para cuantificar dicho gradiente a partir de la red de flujo que se trace a través del terraplén.

En el capítulo III de este libro se insistió en lo mucho que influye en el riesgo de tubificación la naturaleza de los materiales que forman el terraplén. La tabla III-1 resume mucho de la experiencia estadounidense al respecto.

La tubificación comienza cuando hay arrastre de partículas de suelo en el interior de la masa por efecto de las fuerzas erosivas generadas por el flujo de agua. Una vez que las partículas empiecen a ser removidas van quedando en el suelo pequeños canales por los que el agua circula a mayor velocidad, con mayor poder de arrastre, de manera que el fenómeno de tubificación tiende a crecer continuamente una vez que comienza, aumentando siempre el diámetro de los canales que se van formando en el interior del terraplén. Otra característica curiosa del fenómeno es que, comenzando en el talud aguas abajo, progresa hacia atrás, es decir hacia el interior del terraplén. El límite del fenómeno es el colapso del bordo, al quedar éste surcado por huecos de diámetro suficiente para afectar la estabilidad por disminución de sección resistente.

Un factor que contribuye mucho a la tubificación es la insuficiencia de compactación en el terraplén, cuando ésta afecta a suelos susceptibles (tabla III-1). Esta insuficiencia de compactación es común sobre todo en la vecindad de muros o superficies rígidas, tales como ductos o alcantarillas.

Teniendo en cuenta que las alcantarillas son lugares en donde es común que exista tirante de agua y en torno a los cuales es difícil compactar los suelos se puede afirmar que constituyen los puntos críticos de la vía terrestre en lo que al problema de tubificación se refiere. Alrededor de ellas se deberá vigilar muy especialmente la susceptibilidad de los materiales que se empleen.

En tercer lugar se debe hacer referencia a las fallas por agrietamiento que tienen importancia especial en el caso de terraplenes.

Es seguro que en los terraplenes de las vías terrestres se puedan presentar agrietamientos tanto en el sentido transversal como en el longitudinal. Los primeros ocurrirán por asentamiento diferencial a lo largo del eje del camino y sólo serán de consideración en el caso de terraplenes construidos sobre suelos blandos, por ejemplo en zonas de transición con terreno de cimentación de mejor calidad o en lugares en que, por alguna razón, los asentamientos diferenciales puedan ser particularmente grandes. Sin embargo, es difícil concebir que un caso de este tipo de agrietamiento se presente en forma peligrosa y sistemática. El agrietamiento longitudinal respecto al eje de la obra vial es mucho más frecuente o, por lo menos, mucho más frecuentemente perceptible; ocurre sobre todo por movimientos diferenciales de los hombros del terraplén y su parte central. Se manifiesta por la aparición de dos familias de grietas simétricas respecto al eje del camino, ubicadas en los hombros, incluso en las zonas extremas de la parte usualmente pavimentada; estas grietas continúan en forma casi ininterrumpida durante decenas o centenares de metros. Muchas veces esta forma de agrietamiento constituye un problema importante a cuya solución ha de avocarse el ingeniero, tanto por la magnitud de las grietas que se forman, como por el avance que el fenómeno pueda ir teniendo con el tiempo, hasta provocar la eventual destrucción del terraplén en conjunto. Todavía se discute cuál pueda ser la génesis de los más importantes fenómenos de agrietamiento longitudinal que se han reportado, pero parece ser que son causa importante los movimientos diferenciales por distinto grado de secado entre los materiales cercanos a los hombros y taludes

Agrietamiento longitudinal anterior a la pavimentación del camino Escárcega-Chetumal.

del terraplén y los de la zona central del mismo, mucho menos expuestos a la evaporación solar.

La Fig. VI-12 ilustra la idea que se ha expuesto.

Originalmente existe un terreno de cimentación arcilloso, blando y compresible, probablemente situado en una zona plana o en hondonada, con nivel freático próximo a la superficie, sobre el cual se construye un terraplén. Supóngase que ese terraplén se construye con materiales finos, con fracción arcillosa importante, de manera que sean susceptibles de cambio de volumen al variar el contenido de agua. En tales condiciones la colocación del terraplén restringe la evaporación en un área, favoreciendo así la concentración de agua bajo el mismo; es de esperar que el nivel freático bajo éste incluso tienda a elevarse un poco.

Si el lugar que se considera es de acción climática intensa, en el sentido de tener una estación lluviosa abundante y concentrada y largos periodos de acción solar enérgica, será posible imaginar que al fin de la temporada de lluvias tanto el terreno de cimentación como el material del terraplén tengan alto contenido de agua, por acción combinada de los aportes naturales y de la capilaridad, de manera que cuando comience el periodo de sequía y la acción solar, debe producirse una fuerte evaporación en los suelos expuestos, que serán principalmente los de los hombros y taludes del terraplén (zonas rayadas de la Fig. VI-12); como consecuencia de tal evaporación, estos suelos tendrán una fuerte contracción volumétrica. Es difícil definir las fronteras entre estas zonas de intensa evaporación y la central, de suelos no afectados, pero en la Fig. VI-12 se han dibujado tentativamente con base en los datos de la Ref. 20, en la que se ofrece un primer estudio, quizá no concluyente, del problema. La consecuencia de tales deformaciones volumétricas diferenciales será la formación de dos zonas simétricas de agrietamiento, como las que se muestran en la Fig. VI-12.

Grietas longitudinales en un terraplén. (Carretera Apasco-Irapuato.)

Aun actuando la evaporación solar, las partes centrales del terraplén se mantendrán protegidas y húmedas por capilaridad; esto explica que el efecto de los cambios volumétricos diferenciales se pueda presentar aun en terraplenes no protegidos por una car-

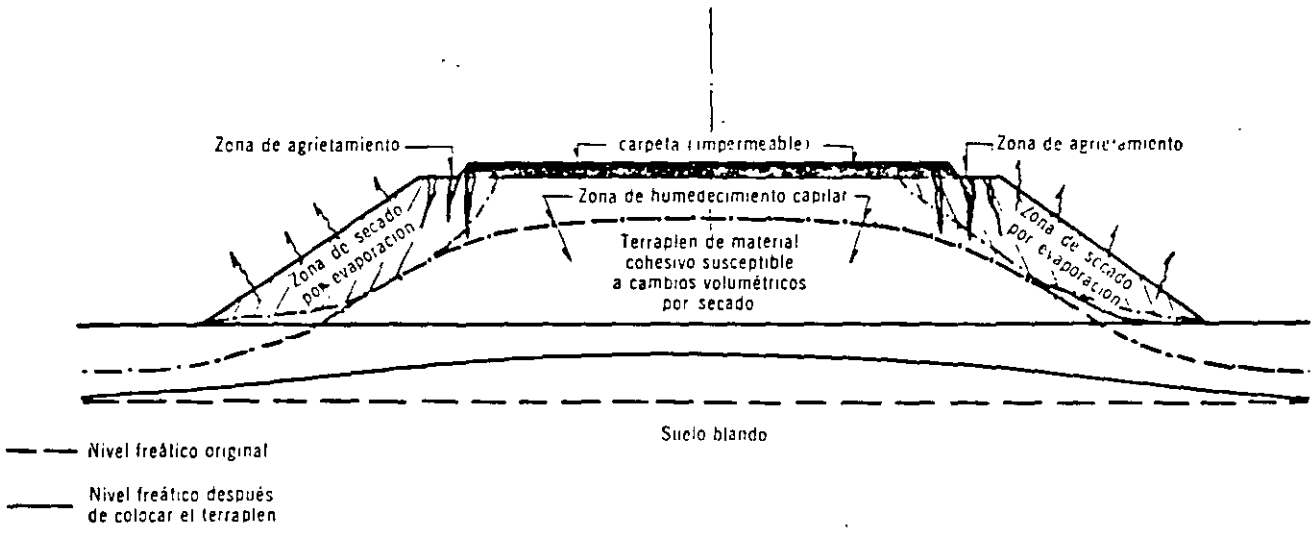


Figura VI-12 Mecanismo del agrietamiento longitudinal de terraplenes (Ref. 20)

peta mucho más impermeable, si bien esta deberá contribuir a la intensidad del fenómeno.

El conjunto de suposiciones que se han hecho para este caso hipotético constituye, por cierto, el conjunto de circunstancias que suelen presentarse asociadas a los problemas de agrietamiento longitudinal.

Por otra parte, es cierto que el agrietamiento longitudinal también suele aparecer en lugares en que el terreno de cimentación es predominantemente arcilloso, blando y compresible. La sucesión de lluvias y sequías produce fuertes cambios volumétricos en este suelo, que se manifiestan en elevaciones y descensos de su nivel. No está claro el papel que este fenómeno pueda desempeñar en la formación de las grietas longitudinales y éste, es uno de los varios puntos que requieren investigación adicional en torno a este importante problema. En contrapartida, se han observado grietas longitudinales en terraplenes formados por material susceptible a cambios volumétricos por secado, pero cimentados en terreno de naturaleza más bien granular, probablemente poco propensos a cambios de volumen, en estas zonas, el agrietamiento longitudinal parece ser menos intenso.

Es indudable que la naturaleza de los materiales que forman el terraplén y sus condiciones de compactación deben tener enorme influencia en el desarrollo de las grietas. La Fig. VI-13 (Ref. 21) muestra la zona en que caen las curvas granulométricas de los suelos aparentemente más susceptibles al agrietamiento; aunque la evidencia de que se dispone dista de ser completa, parece que las arcillas inorgánicas con índice de plasticidad menor que 15 y con graduación dentro de la zona marcada en la Fig. VI-13 son más susceptibles al agrietamiento sobre todo cuando se compactan del lado seco, que otros suelos más finos o más gruesos. Las arcillas con índice de plasticidad mayor que 20, aunque sean más finas que las anteriores, aguantan mucha más deformación sin agrietarse.

Se han significado por su susceptibilidad al agrietamiento los suelos residuales con partículas gruesas de roca blanda, que se pulverizan durante la compactación. Estos suelos con frecuencia quedan compactados del lado seco, por la dificultad que hay para incorporarles agua. Es común encontrar que los terraplenes agrietados se hayan compactado con contenidos de agua bastante más bajos que la humedad óptima de campo.

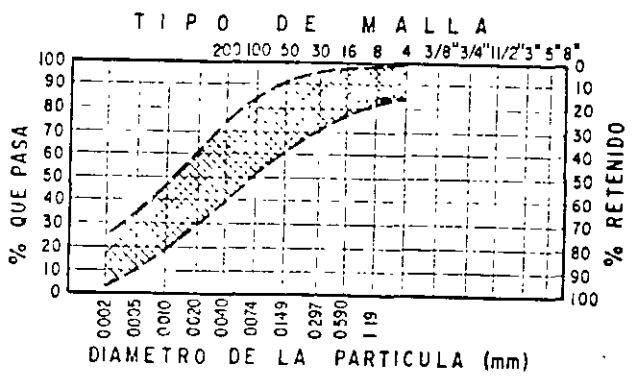


Figura VI-13. Granulometría de los suelos más susceptibles de agrietamiento.

Narain (Ref. 22) reportó que si se compactan las arcillas a la humedad óptima de campo se aumenta substancialmente su flexibilidad, en relación con una compactación hecha con contenidos de agua 2% ó 3% abajo de dicho óptimo de campo; aumentos subsecuentes del contenido de agua parecen tener poca influencia. También se afirma en el mismo estudio que no existe una buena correlación entre las deformaciones que producen agrietamientos en un terraplén y las que se obtienen al hacer una prueba típica de compresión y expansión en el laboratorio, de manera que éste no es un índice confiable para juzgar las posibilidades de agrietamiento.

En el capítulo IV de este libro se mencionan algunos datos de interés para establecer la influencia de la compactación en la flexibilidad del terraplén que se obtenga.

E Fallas por licuación

Los fenómenos de licuación consisten en la pérdida rápida de resistencia al esfuerzo cortante, temporal o definitiva (Ref. 18). Tal pérdida conduce al colapso a cualquier estructura vial edificada sobre o hecha de un material que entre en licuación.

Ya en el párrafo I-14 del capítulo I se mencionaron las dos causas a que puede atribuirse esa pérdida de resistencia: por incremento de los esfuerzos cortantes actuantes y desarrollo correspondiente de presión de poro o, el que es el caso que realmente interesa en este momento, por desarrollo rápido de elevadas presiones en el agua intersticial, quizá como consecuencia de un sismo, una explosión, etc. Esta segunda causa se asocia a un colapso estructural rápido del suelo, cuyos vacíos, saturados de agua, tienden a reducirse, desarrollándose presiones en aquélla.

La licuación casi instantánea ha ocurrido en arcillas saturadas muy sensibles y en arenas finas sueltas, sobre todo en condición saturada.

Como ya se explicó en el párrafo III-2 del capítulo III, los suelos granulares más susceptibles a la licuación son los finos, de estructura suelta, saturados. Estas características describen a las arenas finas y uniformes y a los suelos finos no plásticos, o sus mezclas. Las arenas sueltas con $D_{10} < 0.1$ mm y coeficiente de uniformidad $Cu < 5$ y los limos con índice de plasticidad menor que 6 son los materiales más peligrosos, tanto formando parte del cuerpo del terraplén, como en el terreno de cimentación.

Las fallas por licuación en arcillas se han reportado siempre (Refs. 23 y 24) asociadas a arcillas marinas emergidas por la recuperación isostática de los continentes y lavadas con posterioridad, con lenta substitución del agua salada originalmente contenida en sus poros por agua dulce, lo que provoca intercambios catiónicos (pérdida de iones sodio) que propician la disminución de la resistencia al esfuerzo

cortante y un gran aumento en su sensibilidad. Esta menor resistencia conduce a un menor margen de seguridad en los taludes que se forman en estos suelos, que fallan sin causa aparente. En la falla, la arcilla se remoldea hasta llegar a la condición de un líquido, estado que se conserva de manera perdurable, pues la falta de iones en el agua impide la reestructuración.

Ya se mencionó en este mismo capítulo cómo pueden ocurrir fenómenos de licuación en arenas y suelos granulares secos por desarrollo de presiones de aire; en realidad esta es una forma de licuación de gran interés, poco estudiada hasta este momento.

f Falla por deformación en los hombros de los terraplenes

Consiste esta falla en la deformación progresiva y acumulativa de los hombros del terraplén, que se desplazan verticalmente hacia abajo, produciendo una sección redondeada o escalonada en la corona. A veces, entre la zona desplazada y el resto del terraplén aparece una grieta en la dirección paralela al eje de la vía, la cual puede llegar a ser el inicio de un deslizamiento de tierras.

La exploración realizada en carreteras en funcionamiento que padecen esta falla, ha evidenciado desplazamientos verticales de 30 y 40 cm, a veces sin que se produzca ninguna ruptura en los materiales afectados. La falla parece estar asociada a terraplenes construidos con compactación deficiente y formados por suelos finos plásticos, en zonas con mal drenaje superficial, pero con frecuencia se presenta en secciones cuya estabilidad general no está en entredicho. Independientemente de lo mucho que falta por investigar y dilucidar en torno a esta falla, por otra parte bastante común, parece ser que se trata de un proceso de deformación acumulativa ligado a la actuación de los esfuerzos existentes en la frontera del talud, que tiende a deformarse descendiendo en la parte superior y expandiéndose en la inferior.

Para la explicación de esta falla se ha invocado a veces el efecto de las cargas del tránsito, cuya rueda exterior supuestamente haría ceder al terreno por falta de confinamiento en el lado opuesto. La aparición de este tipo de fallas en bordos no sujetos en ningún tiempo a la acción de tránsito, así como modernas investigaciones sobre deformación de terraplenes con el uso de la técnica del elemento finito, parecen indicar, sin lugar a dudas, que la génesis del problema estriba en el estado general de esfuerzos interiores de la estructura y no en ningún efecto externo.

VI-3 ALGUNAS IDEAS ACERCA DE LOS PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN SUELOS RESIDUALES

Los suelos residuales presentan, en lo que se refiere a la estabilidad de sus taludes (naturales y artificiales), algunas peculiaridades que son dignas de comentarios por separado. Recientemente se ha publicado la muy completa Ref. 25, y fue con base en ella, como principal punto de enfoque, como se ordenaron los comentarios que siguen.

En conexión con la estabilidad de los taludes en los suelos residuales existen tres conceptos que desempeñan un papel muy importante, estos son el perfil de meteorización, las estructuras heredadas y, naturalmente, el efecto del agua subterránea.

El perfil de meteorización es la secuencia de capas de materiales con diferentes propiedades que se ha formado en el lugar donde se la encuentra y que sobreyace a la roca no meteorizada. En realidad en lo que sigue será preciso considerar también ciertos perfiles de suelos no propiamente formados "in situ", sino con mayor o menor grado de transporte, tales como los perfiles en depósitos de talud, de piedemonte, coluviales, etc.; la razón es que el comportamiento de estos perfiles y sus condiciones de estabilidad son tan similares a los de los suelos residuales que no resulta conveniente su separación.

El perfil de meteorización se forma tanto por ataque mecánico como por descomposición química. Puede variar en forma considerable de un sitio a otro, sobre todo por variaciones locales en el tipo y estructura de la roca, topografía, condiciones de erosión, régimen de aguas subterráneas y variaciones locales de clima, especialmente en régimen e intensidad de lluvias.

En casi todas las rocas metamórficas e ígneas intrusivas, el perfil de meteorización comprende una capa de suelo residual, una de roca meteorizada y la roca fresca, poco meteorizada. Croquis de tales perfiles se muestran en la Fig. VI-14.

Muchos de los problemas ingenieriles de las vías terrestres que atraviesan suelos residuales provienen de la capa de transición de roca meteorizada, comprendida entre la capa superior de suelo y la interior de roca más sana. Es difícil establecer los límites entre las distintas zonas del perfil de meteorización, y al respecto existen algunos criterios empíricos; por ejemplo, la capa de suelo residual y de roca meteorizada se han separado con base en el momento en que se obtienen recuperaciones de un 10% en los corazones de roca, al usar exploración rotatoria, en tanto que el porcentaje sube al 75% para distinguir la capa intermedia de la roca sana basal.

La Fig. VI-15 muestra algunos perfiles de meteorización típicos en rocas sedimentarias comunes. Se pueden observar algunas diferencias substanciales con respecto a los perfiles en rocas ígneas y metamórficas. Por ejemplo, en la parte *(a)* de la figura se muestra un perfil típico de rocas carbonatadas (calizas, dolomitas, mármoles, etc.) en el que se ve que la cubierta de suelo residual puede ser ahora muy variable en espesor y calidad. Este suelo procede de la solución de la roca original y con frecuencia es arcilloso, pero puede ser arenoso y conglomerático; por lo general presenta un porcentaje ínfimo de la roca

CAPITULO 7

El subdrenaje en las vías terrestres

VII-1 INTRODUCCION

Todos los ingenieros que tienen que ver con problemas de estabilidad de masas de tierra en carreteras, ferrocarriles o aeropistas tienen la sensación fuertemente arraigada de que el agua juega un papel muy importante en los derrumbes, deslizamientos o flujos a que tienen que enfrentarse con tanta frecuencia. Esta sensación resulta evidente, hasta casi convertirse en instinto, puesto que la correlación entre época de lluvias e intensidad de las mismas con las fallas es infalible, se repite año con año y, además, las señales del efecto del agua que es posible ver después de la falla son tan claras, que todo ingeniero llega a percibir que aquel elemento, cuando no se controla con las necesarias precauciones puede ser uno de sus principales enemigos.

Sin embargo, paradójicamente, los verdaderos mecanismos a través de los que el agua actúa sobre la estabilidad son poco comprendidos. Es relativamente frecuente que hombres que sienten que el agua influye y que, inclusive, se preocupan de aplicar todo un conjunto de precauciones contra sus malos efectos, según el dictado de la costumbre o las reglas del "arte", malinterpreten notoriamente los modos por los que el agua actúa, o aun los ignoren.

Terzaghi (Ref. 1) ha señalado que muchos ingenieros a cargo de obras importantes, cuando se ven forzados a explicar la influencia del agua en la estabilidad de las masas de tierra, hablan de su *efecto lubricante*. Como el propio Terzaghi señala, esta explicación es inaceptable por dos razones. En primer lugar el agua actúa como antilubricante y no como lubricante en la inmensa mayoría de los contactos entre los minerales que más comúnmente forman los suelos; por ejemplo, el coeficiente de fricción entre dos superficies de cuarzo seco oscila entre 0.17 y 0.20, pero si el cuarzo está húmedo, el coeficiente de fricción se eleva a algo comprendido entre 0.36 y 0.41. En segundo lugar, la cantidad de agua que se requiere para producir una lubricación completa entre las partículas de cualquier suelo es sorprendentemente pequeña, de tal suerte que puede afirmarse que, dejando a un lado regiones excepcionalmente secas, cualquier suelo la posee en cualquier parte; cantidades adicionales de agua ya no modifican la interacción mecánica entre los granos. Por otra parte, es un hecho experimental que la relación entre lluvia y fallas existe tanto en regiones húmedas, en que los contenidos de agua de los suelos son relativamente altos, como en las más secas, en las que sí pudiera invocarse un efecto de humedecimiento.

Así pues, parece que los mecanismos de actuación del agua hay que buscarlos en fenómenos de otra naturaleza y, por cierto, éstos abundan. En primer lugar, si los vacíos del suelo están parcialmente llenos de aire y el contenido de agua del suelo aumenta substancialmente, se elimina parte de la tensión superficial en el interior de la masa, la cual proporcionaba al conjunto una cohesión aparente que contribuía a la estabilidad (ver capítulo I, de esta obra). En segundo lugar, el aumento del contenido de agua del suelo se refleja en un aumento de su peso, lo cual puede tener repercusiones en la estabilidad general de la masa. En tercer lugar, un flujo de agua puede afectar la estabilidad de una masa de suelo al disolver cementantes naturales que pudieran existir; éste es el caso típico de los loess, en los que frecuentemente los granos se encuentran cementados por carbonatos de calcio solubles.

En añadidura a los tres efectos anteriores, el agua que penetra en una masa de suelo y fluye a su través tiene un cuarto efecto que suele ser, con mucho, el que más influye en su estabilidad. Este es la elevación del nivel piezométrico que tiene lugar como consecuencia del flujo, la que, a su vez, trae consigo un aumento en las presiones neutrales del agua en el suelo, con la correspondiente disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del mismo.

El nivel piezométrico de una cierta masa de suelo es el lugar geométrico de las elevaciones que alcanzaría el agua en un conjunto de piezómetros instalados en dicha masa. Si h es la elevación piezomé-

trica en un determinado punto de la masa, la presión de poro del agua en ese punto valdrá:

$$u = h\,\gamma_w \qquad (7\text{-}1)$$

La resistencia al esfuerzo cortante del suelo en ese punto será (capítulo I):

$$s = c + (\sigma - h\,\gamma_w)\,\tan\phi = c + (\sigma - u)\tan\phi \qquad (7\text{-}2)$$

La expresión (7-2) ilustra claramente la disminución en resistencia que se tiene con cualquier aumento de h.

Cada época de lluvias suele traer consigo una elevación de h y, correspondientemente, un descenso del factor de seguridad de la ladera o el talud; estos cambios periódicos pueden no tener ninguna influencia importante en las condiciones de estabilidad consideradas dentro del marco de la vida útil de la estructura, a no ser que el proceso continuado de aumento y disminución de los esfuerzos actuantes y el opuesto en la resistencia produzcan un descenso gradual e irreversible de la resistencia o que un aumento excepcional del contenido de agua haga disminuir también excepcionalmente el parámetro cohesión. Degradaciones de la resistencia con el tiempo han sido mencionadas en el capítulo VI de esta obra. Skempton (Ref. 2) ha hecho una singular aplicación cuantitativa de estas ideas al caso de la arcilla de Londres; de acuerdo con un análisis estadístico y con el cálculo, un talud vertical de esta arcilla con 6 ó 7 metros de altura se sostiene durante varias semanas, pero un talud 2:1 de la misma altura permanece incólume durante 10 ó 20 años y uno 3:1, siempre dentro de las mismas condiciones, puede permanecer 50 años sin falla. El propio Skempton ha señalado que en la arcilla de Londres difícilmente se encuentra ladera natural cuya inclinación exceda al talud 6:1. El efecto de los cambios estructurales progresivos y de la degradación de la resistencia en el material constitutivo de una ladera o un talud es probablemente muy importante muchas veces, pero siempre resulta muy difícil de anticipar; la parte que los cambios en el contenido de agua o el flujo puedan tener en tales efectos constituye uno de los factores más difíciles de establecer cuando se analiza la influencia del agua, pero sin duda éste no debe ser de los de menor importancia.

Finalmente, dentro de la breve revista que se ha hecho de las razones por las cuales el agua puede afectar la estabilidad de una masa de tierra, conviene citar el vaciado rápido (Ref. 3), la licuación y todo el conjunto de fenómenos a través de los que puede producirse tubificación y erosión interna. En los capítulos alusivos de esta obra se ha hecho ya referencia a estos fenómenos.

La actitud de los ingenieros en relación al agua que se infiltra en el subsuelo y afecta sus obras puede expresarse por uno de los dos siguientes criterios:

1. Mantener el agua alejada de las zonas en que puede hacer daño.

2. Controlar el agua que entre a las zonas peligrosas por métodos de conducción y eliminación, que reciben el nombre genérico de métodos de subdrenaje (para distinguirlos de los encasillados bajo la denominación de métodos de drenaje, que se refieren al control de las aguas superficiales).

Frecuentemente se utilizan soluciones en que se combinan de alguna manera los dos criterios señalados. Los dentellones, los delantales impermeables, las pantallas de inyección, etc., son estructuras que pueden servir de ejemplo al primer criterio. Este capítulo se referirá más bien a obras concebidas con el

Efecto de la falla de drenaje lateral en un camino.

egundo, en las que se parte de la base de que el agua ha entrado y se trata de encauzarla y eliminarla sin que cause daños, no permitiéndole, por ejemplo, el desarrollo de presiones perjudiciales.

La mayor parte de los problemas que el agua subterránea causa en las vías terrestres están ligadas a saturación incontrolada y desarrollo de presiones de poro no previstas. Frecuentemente la acción capilar del agua juega importante papel.

Apenas puede haber duda de que, hablando en términos generales, son más prometedoras en el campo de las vías terrestres las soluciones fundadas en el segundo de los criterios arriba enlistados. Es dudoso que el ingeniero pueda lograr por ningún procedimiento que el agua deje de ir a donde la impulsan sus fuerzas naturales; podrá a lo sumo hacer más difícil la jornada y esto fácilmente puede tener resultados contraproducentes para sus intenciones, pues el agua constreñida y obstaculizada desarrollará más fácilmente presiones de poro inconvenientes. En todo caso, sólo a costos que resultan irrazonables en las vías terrestres en la mayoría de los casos, podrá el ingeniero pensar haber opuesto a la marcha del agua obstáculos de significación.

Es seguramente mejor criterio aceptar la presencia del agua y sus caprichos, dotando a las estructuras de tierra de obras interiores de encauzamiento y eliminación que proporcionen al agua caminos más fáciles por dónde ir, pero por los que fluya libremente, en forma gravitacional, a las presiones más bajas que sea posible. Con este criterio deberán contemplarse todos los métodos de subdrenaje que más adelante se exponen.

VII-2 AGUA SUBTERRANEA

El agua que se encuentra en el subsuelo tiene usualmente cualquiera de 3 orígenes. En primer lugar, puede ser meteórica, caída de la atmósfera en forma de lluvia o nieve. En segundo lugar, puede ser agua *de formación*, que es la que ocupa los espacios entre sedimentos que quedaron en el fondo de océanos y lagos; esta agua es generalmente salada, pues los sedimientos formados en aguas marinas son los mas abundantes entre los que hoy pueden encontrarse. Finalmente, se tiene el agua magmática o juvenil producto de la actividad volcánica, de la magmática o de la condensación de vapores derivados de magmas profundos. Probablemente esta agua es mucho más abundante de lo que en principio pudiera sospecharse y para comprenderlo así basta considerar que el 90% del producto total arrojado por los volcanes es vapor de agua, lo que da idea de la abundancia de las aguas magmáticas, independientemente de que una buena parte de ese vapor debe haber sido suministrado al volcán por diversas fuentes superficiales y subterráneas.

La cantidad de agua que penetra a la tierra queda determinada por varios factores (Ref. 4):

1. Cantidad y tipo de precipitación.
2. Ritmo de precipitación. Cuando más rápidamente cae la lluvia, menos agua penetra, pues se satura la superficie del terreno.
3. Declive superficial. La infiltración es mayor en terrenos más planos, a los que corresponden velocidades de escurrimiento superficial menores.
4. La porosidad de los suelos y las rocas.
5. La permeabilidad de los suelos y las rocas. Una formación muy porosa no es necesariamente muy permeable. La arcilla, por ejemplo, es muy porosa y muy poco permeable.
6. La estructuración de suelos y rocas, especialmente en lo que se refiere a fracturación, estratigrafía y a la secuencia de los estratos permeables y los impermeables.
7. Cantidad y tipo de vegetación.
8. Humedad atmosférica. Si la humedad es baja, gran parte del agua caída se evapora antes de penetrar en el terreno.

El agua subterránea puede almacenarse de varias maneras. La mayor parte se encuentra en los vacíos entre las partículas de suelo o en las cavidades, fracturas y fallas de las rocas; una parte menor puede formar ríos o lagos subterráneos. A veces, el propio almacenamiento de agua subterránea modifica con el paso del tiempo suficiente las condiciones en que el mismo tiene lugar; por ejemplo, al sellar cavidades, poros o fracturas con substancias disueltas en la propia agua subterránea.

Al estudiar el régimen de aguas subterráneas, su almacenamiento, sus movimientos y su afloramiento eventual, juegan un papel fundamental consideraciones de orden geológico, tanto referentes a características de superficie, como a las formaciones más profundas. En primer lugar, han de considerarse los tipos de las unidades de suelos y rocas presentes; la presencia de sedimentos no consolidados, tales como gravas, arena o formados por mezclas de estos materiales es muy importante, pues por su permeabilidad, estas unidades son susceptibles de almacenar mucha agua. Formaciones acuíferas son comunes en aluviones de río, a lo largo de corrientes actuales, pero también lo son en valles fluviales abandonados o enterrados, en lugares planos en que se depositan abanicos de aluvión, en depósitos glaciales, en delantales marinos y en grandes formaciones de depósitos de talud.

Existen otros tipos de formaciones en que es posible encontrar agua en volúmenes muy apreciables. Las calizas, por ejemplo, son muy variables como formaciones acuíferas, pues su porosidad depende mucho de su disolución interna, pero cuando ésta es importante, pueden dar lugar a abundantes manantiales, ríos subterráneos, etc. Las rocas volcánicas suelen albergar también manantiales; a veces, su porosidad es muy grande, pero sus poros no necesariamente están intercomunicados. El agua corre en ellas sobre

Típico depósito de talud.

todo a través de grietas formadas al enfriarse, fracturas causadas por deformación y en las soluciones de continuidad entre derrames lávicos sucesivos.

Las rocas ígneas cristalinas y las rocas metamórficas suelen ser las menos abundantes en agua y la que se encuentre procederá de sus fracturas.

Las arcillas y los suelos arcillosos son capaces de almacenar enormes cantidades de agua, según se ha comentado constantemente en esta obra.

La Fig. VII-1 (Ref. 5) muestra esquemáticamente las diversas formas en que el agua puede estar en el subsuelo.

Cerca de la superficie está la zona de aireación, en la que los poros del suelo contienen aire y agua; esta agua se denomina vadosa y constituye el contenido de agua de los suelos, en el sentido de la Mecánica de Suelos. El espesor de la zona de aireación puede variar desde cero hasta cientos de metros, en zonas particularmente áridas y de relieve abrupto. Bajo la zona de aireación está la de saturación, en la que los poros del suelo están llenos de agua. La frontera entre las dos zonas es el nivel freático, lugar geométrico de los puntos en que la presión del agua es la atmosférica. Bajo el nivel freático, la zona de saturación puede extenderse centenares de metros, si bien conteniendo cada vez menos agua al aumentar la profundidad, pues los vacíos se van cerrando por el peso de las masas suprayacentes.

Ocasionalmente se forman zonas locales de saturación sobre estratos impermeables, dando lugar a un nivel freático suspendido (Fig. VII-1). También puede suceder que el nivel freático subyazga a un estrato impermeable, formando un estrato confinado, donde es probable la presencia de agua artesiana, a

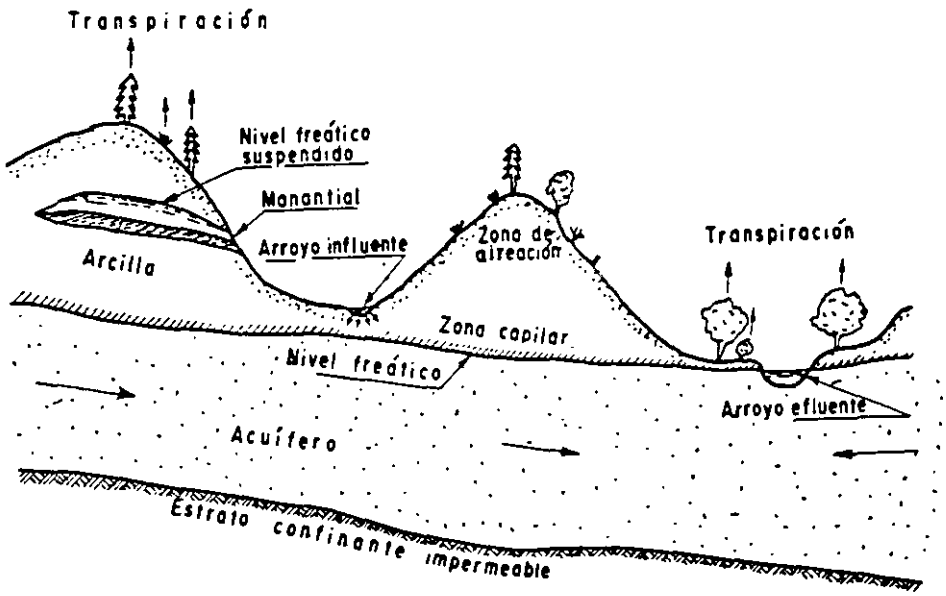


Figura VII-1. Formas de agua subterránea (Ref. 5).

causa del peso del suelo suprayacente y de la carga hidrostática que usualmente existe. Si se instala un piezómetro en el estrato acuífero confinado, el agua subirá hasta el nivel piezométrico, concepto equivalente en este caso al nivel freático; cuando este nivel piezométrico queda por arriba de la superficie del terreno se tiene un estrato artesiano popiamente dicho.

En la zona de aireación el agua puede ser gravitacional, capilar o higroscópica. De estas tres, la capilar es la susceptible de mayores variaciones.

La mayoría del agua en las zonas de aireación y saturación proviene de la precipitación atmosférica. Los modos por los que esta agua penetra en el subsuelo a través de la zona de aireación son muy variados y están gobernados por leyes muy complicadas y complejas. Las fuerzas de gravedad, de tensión superficial y aun atracciones moleculares y fuerzas osmóticas juegan importante papel. Los movimientos de penetración suelen ser rápidos en la zona de aireación, pero en la de saturación son necesariamente muy lentos y dependen del reacomodo de grandes masas de agua. En el capítulo I de esta obra se mencionaron las leyes fundamentales que rigen el movimiento de las aguas en la zona de saturación.

La configuración del nivel freático depende mucho de la forma del relieve superficial, el cual reproduce, si bien con contornos menos abruptos; también depende de la permeabilidad del terreno y del abastecimiento de agua. Generalmente se aleja de la superficie del terreno bajo colinas y elevaciones y se acerca a ella en los valles y, muy especialmente, en los ríos y en los lagos.

Es usual que los períodos de sequía traigan abatimientos importantes del nivel freático, en tanto que se eleva mucho tras períodos de fuertes lluvias. Estas fluctuaciones suelen ser aún más marcadas en terrenos granulares permeables. Hay ocasiones en que el nivel freático se abate tanto que ciertos ríos y lagos pierden agua por infiltración hacia abajo (influentes). La condición normal es, naturalmente, que el nivel freático proporcione agua a estos depósitos naturales y que dicho nivel coincida con su superficie libre (ríos y lagos efluentes), siendo éste otro caso en que la creencia común, según la cual el agua subterránea recoge fuertes aportaciones de ríos y lagos, no se comprueba por los hechos, ocurriendo más bien lo contrario.

La elevación del nivel freático tras lluvia siempre es menor que la altura de la precipitación, siendo la diferencia la escorrentía superficial, la evaporación, la absorción de la vegetación y la absorción en la zona de aireación. La Fig. VII-2 (Ref. 6) muestra las diferencias regionales que es posible encontrar en los valles fluviales, según que los ríos sean influentes o efluentes, en el sentido arriba definido. En el caso de corrientes efluentes, que es el *a* de la figura, el nivel freático se encontrará relativamente alto en las laderas del valle, con inclinación hacia el río, con el que va coincidir finalmente. Por el contrario, en los ríos influentes el nivel freático

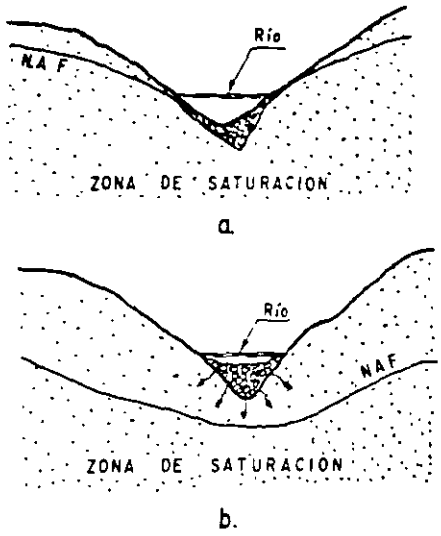


Figura VII-2. Ríos influentes y efluentes. Diferencia en el N. A. F. regional.

estará muy abajo en las laderas del valle, con todo lo que ello signifique para la construcción de vías terrestres que se desarrollen por ellas. Es claro que los problemas ligados a uno u otro tipo de valles serán bien distintos cuando hayan de excavarse en las laderas, por lo que convendrá siempre definir el tipo geológico del valle de que se trata para normar adecuadamente el criterio de proyecto y construcción.

La Fig. VII-3 muestra un perfil geológico típico de los que propician la formación de un nivel freático suspendido, que puede ser causa de presencia de grandes cantidades de agua en laderas en que no se sospecharía tal, de no tener en cuenta esta condición. Huelga decir que una exploración geológica oportuna que permita anticipar esta situación puede evitar muchos problemas durante la etapa de construcción o de conservación de cualquier vía terrestre que se construya en esos tipos de ladera.

Donde más probabilidad hay de encontrar grandes cantidades de agua en las laderas naturales constituidas por materiales porosos y en las zonas planas de los valles, es en las cuencas subterráneas cerradas, un ejemplo de las cuales se ve en la Fig. VII-4.

Esta condición es mucho más frecuente de lo que a primera vista pudiera pensarse y, de hecho, aparece en casi todos los grandes anfiteatros naturales constituidos por zonas planas rodeadas de montañas formadas por rocas cristalinas impermeables. A veces estas cuencas son de muy considerable extensión y constituyen excelentes fuentes de aprovisionamiento de agua para uso humano.

La Fig. VII-5 muestra algunos casos muy típ y esquematizados de perfiles geológicos que propician la aparición de agua en laderas naturales. De ninguna manera se pretende agotar los perfiles posibles, que son de variedad infinita, sino simplemente ilustrar el tipo de secuencia geológica que es común encontrar en conexión con problemas de subdrenaje en vías terrestres.

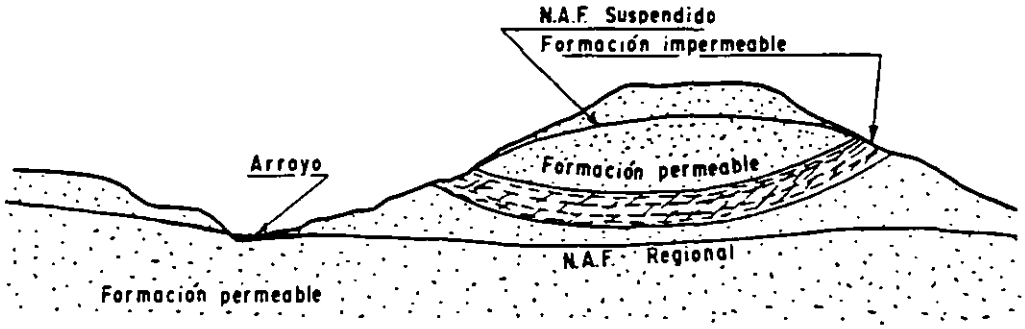


Figura VII-3. Un perfil geológico que propicia la formación de un N. A. F. suspendido.

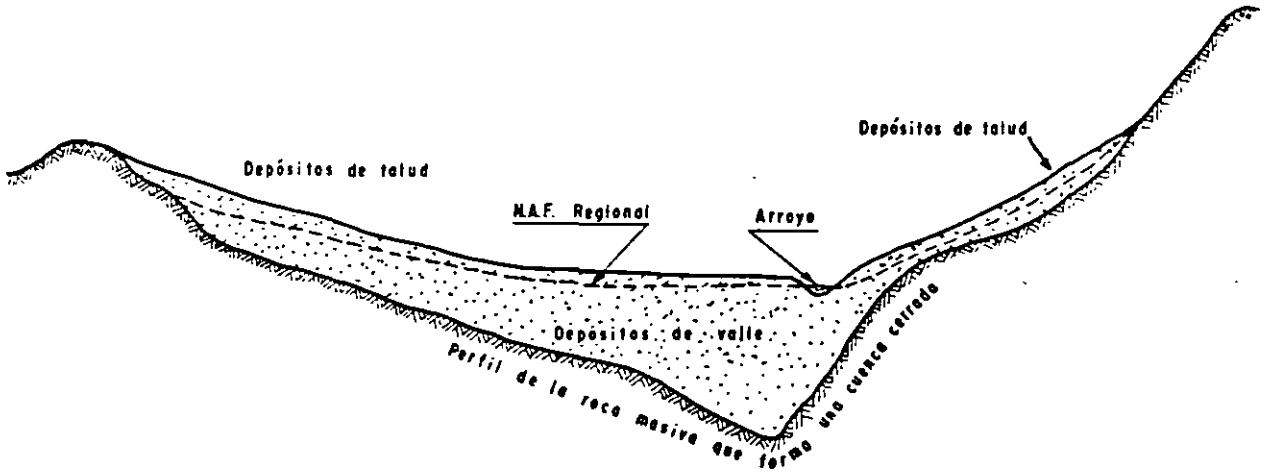
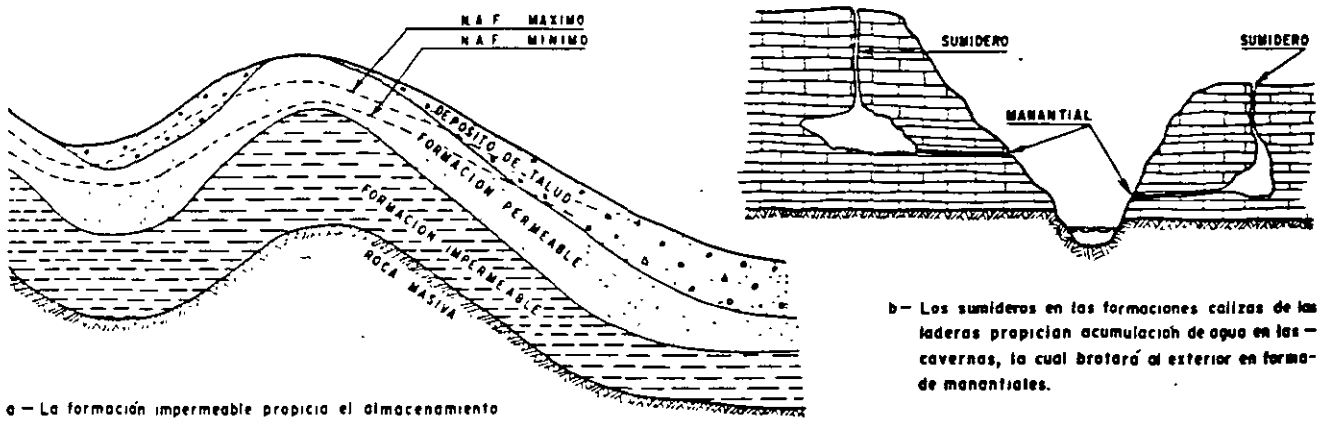
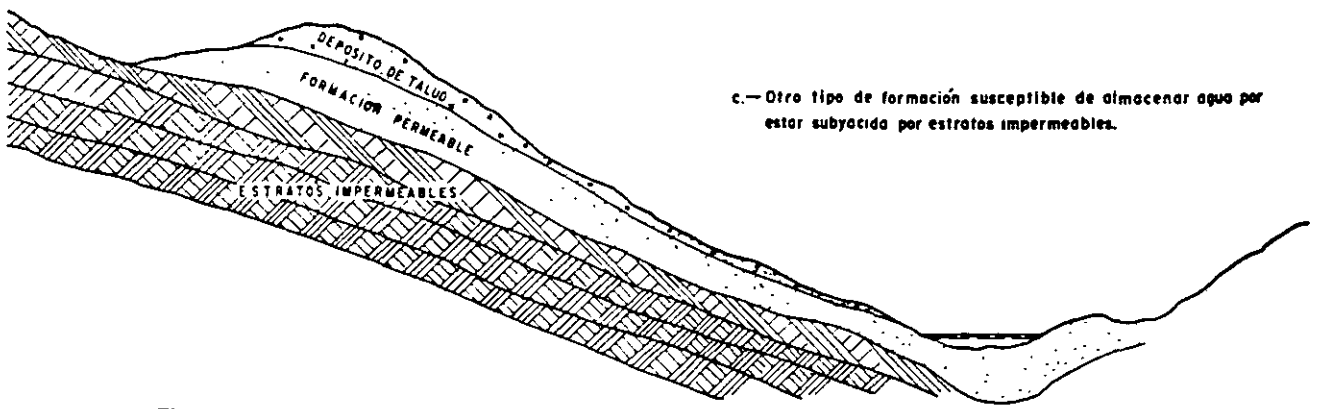


Figura VII-4. Cuenca subterránea cerrada.



a — La formación impermeable propicia el almacenamiento de agua en las formaciones permeables y en los depósitos de talud.

b — Los sumideros en las formaciones calizas de las laderas propician acumulación de agua en las cavernas, la cual brotará al exterior en forma de manantiales.



c.— Otro tipo de formación susceptible de almacenar agua por estar subyacida por estratos impermeables.

Figura VII-5. Ejemplos de formaciones típicas que propician el almacenamiento de agua en laderas naturales.

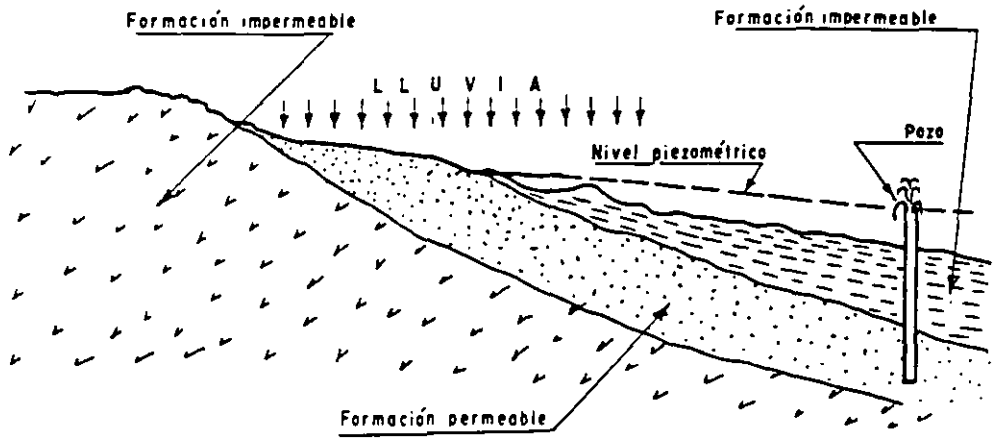


Figura VII-6. Perfil geológico de un estrato artesiano.

La Fig. VII-6 muestra un perfil típico que conduce a la aparición de artesianismo. Un pozo perforado en tal acuífero sería un pozo artesiano en el que el agua brotaría por sí misma.

Donde el nivel de aguas freáticas intercepta a la superficie del terreno o donde puede aflorar agua artesiana se produce un manantial. La Fig. VII-7 reproduce algunas de las condiciones que más comúnmente conducen a la aparición de manantiales en laderas naturales.

Las flechas indican el lugar de aparición probable de agua. Un indicio de aparición de agua suele ser también la existencia de plantas y árboles preferentemente concentrados en una zona.

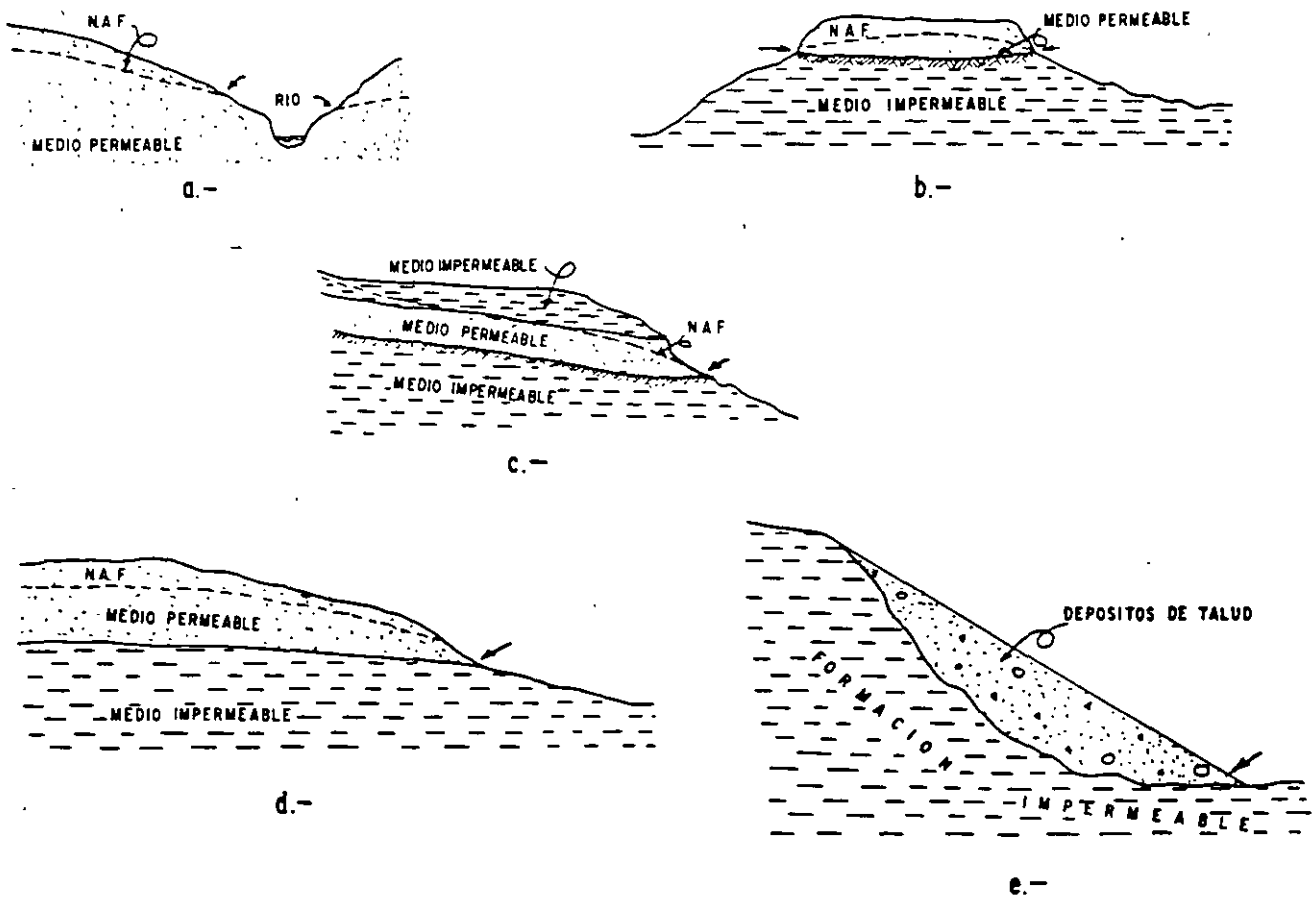


Figura VII-7. Ejemplo de formaciones que propician la aparición de manantiales en las laderas.

Nivel freático somero al pie de un corte.

VII-3 DISEÑO DE FILTROS (Ref. 7)

Todas las obras conectadas con la construcción de vías terrestres, han de hacerse de o sobre suelos o rocas que usualmente contienen agua. Las formaciones rocosas sanas suelen poder drenarse simplemente permitiendo que el agua salga libremente a zonas abiertas, tales como pozos de drenaje o túneles; estos materiales tienen la suficiente cohesión para permitir el paso del agua a su través sin que se produzcan erosiones nocivas. Pero los suelos o las rocas muy intemperizadas pueden ser fácilmente erosionados por las fuerzas que produce el agua al fluir a su través; si estos procesos se permiten sin restricción terminarán por desembocar en verdaderos problemas de erosión interna y tubificación. Así, todas las superficies a través de las que el agua salga al exterior deberán protegerse en los suelos, de manera que el agua pueda aflorar con facilidad, pero buscando también que las partículas del suelo queden en su lugar.

Los materiales encargados de la doble misión de permitir el paso franco del agua hacia el exterior y de impedir el arrastre de las partículas del suelo protegido se llaman materiales de filtro o, más simplemente, filtros.

Afloramiento de agua al pie de una ladera fallada.

Muchos son los materiales que se utiliza para tal misión; la tela, el papel, la fibra de pl o de vidrio figuran entre ellos, pero por razones economía sobre todo, en las vías terrestres es predominante la utilización de agregados naturales, de tamaño de la arena y la grava. Estos materiales naturales, cuando son de buena calidad son prácticamente indestructibles y eternos, en comparación a la vida útil de la obra: cuando se colocan convenientemente, tienen magnífico comportamiento tanto como filtros, como en lo que se refiere a resistencia y compresibilidad. Finalmente, son abundantes en la naturaleza, de manera que su obtención y su manipulación suelen ser comparativamente baratas. Su utilización suele estar combinada con la de tubos manufacturados, perforados o no, los que normalmente proporcionan la canalización y eliminación de las aguas.

Para cumplir su papel protector de filtro en forma conveniente, justificando la inversión que en ellos se haga, los materiales granulares naturales deben cumplir algunos requerimientos básicos que se han ido imponiendo por un efecto combinado de base teórica y, muchas veces, experimental. Estos requerimientos deben ser estrictamente guardados so pena de hacer inútil todo el trabajo y el gasto r[illegible]nados con ellos. Pocas veces se tiene en la t[illegible]a de las vías terrestres tan poco margen para s- cuido o el error como el que se tiene en la eleccion, tratamiento y colocación de materiales granulares utilizados como filtros.

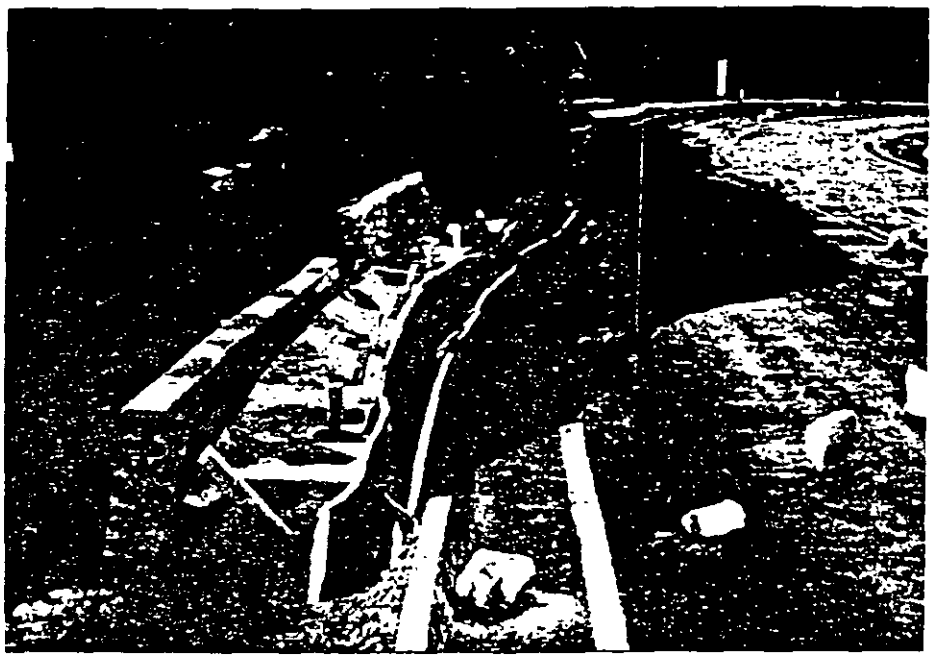
Muchos de los requerimientos que se imponen a los materiales de filtro son de naturaleza granulométrica y se refieren a su graduación. Otros, muy importantes, tienen que ver con el cuidado en la manipulación y colocación, para evitar contaminaciones y segregaciones. Puede haber también requerimientos de compactación, para reducir la posibilidad de que se presenten cambios en la graduación granulométrica por invasión de finos procedentes del suelo por proteger.

Como se ha indicado ya en el capítulo V de esta obra, los filtros deben satisfacer dos requerimientos contradictorios:

1. Los espacios entre las partículas del filtro en contacto con el suelo por proteger deben ser suficientemente pequeños como para que los finos de aquel no penetren en él.

2. Los espacios entre las partículas del filtro deben ser lo suficientemente grandes como para que el conjunto tenga la permeabilidad necesaria para que el agua pueda moverse libremente a su través y fluir rápidamente hacia el exterior, sin generar presiones de poro indeseables.

La confrontación de estos dos criterios pu[illegible] conducir, como se explicó en el antecedente a que se ha hecho referencia a un filtro de más de una capa, en el que cada una va teniendo mayor permeabilidad, según va quedando más lejos del suelo por proteger. Estos son los filtros compuestos o graduados, que pueden llegar a exigir tres y cuatro capas.



Falla de un muro de retención por la falta de material drenante en el respaldo.

Su uso debe tender a evitarse en las vías terrestres por razones de costo y de facilidad de construcción; pero esto no siempre es posible, según se comentará en lo que sigue.

Se analizarán ahora los principales conceptos y conclusiones relativos al diseño de filtros, tratando por separado los dos requerimientos que han quedado consignados en párrafos precedentes.

A. Prevención de la erosión interna y de la tubificación

La primera regla para evitar la tubificación y la erosión interna es que las partículas del suelo no queden expuestas a espacios abiertos cuyo tamaño sea mayor que ellas mismas. En la Ref. 8 se hace un muy interesante estudio de la influencia de grietas y fisuras en el subsuelo rocoso profundo, que condicionan la forma del relieve superficial, al fugarse a su través cantidades apreciables de suelos más finos (limos, arenas, gravas, etc.) suprayacentes a aquellos accidentes.

La segunda regla a tomar en cuenta es el sellado de cualesquiera grietas, juntas de construcción, contacto entre materiales diversos, etc., que pueda haber en los elementos estructurales de que se haga uso en el drenaje general, tales como ductos y alcantarillas; por una grieta mal sellada pueden ocurrir infiltraciones muy serias bajo gradientes hidráulicos muy elevados, como consecuencia de las cuales llegan a formarse grandes socavones que hacen inútil la presencia de cualquier filtro.

A continuación se presentan algunos criterios concretos, de tipo granulométrico con base en la experiencia.

Si los vacíos en los filtros son suficientemente pequeños para impedir el movimiento a su través de una partícula cuyo tamaño sea el D_{85} del suelo por proteger, se acepta con base en la experiencia que todo el suelo por proteger será debidamente retenido en su posición. En otras palabras, se considera tolerable que un 15% en peso del suelo por proteger tenga tamaño menor que los vacíos que dejen entre sí las partículas del filtro.

Investigaciones dirigidas por Terzaghi y Casagrande (Ref. 9) han establecido la siguiente regla para relacionar al material de filtro con el material por proteger:

$$\frac{D_{15}\text{ del filtro}}{D_{85}\text{ del suelo}} < 4 \text{ ó } 5 < \frac{D_{15}\text{ del filtro}}{D_{15}\text{ del suelo}} \qquad (7\text{-}1)$$

Al cumplir la primera de las desigualdades anteriores se acepta que se evita la migración de las partículas finas del material por proteger hacia los huecos del material filtrante.

La segunda desigualdad incluida en la fórmula (7-1) garantiza, según la experiencia, la suficiente permeabilidad al filtro como para que no se desarrollen en él fuerzas de filtración de importancia o presiones de poro indeseables.

Los trabajos mencionados en la Ref. 9 fueron verificados por investigación experimental llevada a cabo por el U.S. Army Corps of Engineers (Ref. 10) y por el U.S. Bureau of Reclamation (Ref. 11). Como consecuencia de tales estudios surgieron algunas normas adicionales para prevenir la migración del suelo por proteger al filtro. El U.S. Army Corps of Engineers seleccionó al número 5 en la parte intermedia de la fórmula (7-1) como valor a usar y estableció, además, la siguiente norma adicional:

$$\frac{D_{50}\text{ del filtro}}{D_{50}\text{ del suelo}} \leq 25 \qquad (7\text{-}2)$$

Todavía se añade que los criterios anteriores difícilmente garantizan protección a las arcillas de alta plasticidad, que en general requerirán filtros de varias capas. Para estos suelos el D_{15} del filtro suele ser del orden de 0.4 mm y el criterio expresado por la fórmula (7-2) no se considera aplicable. El hacer a un lado tal criterio puede conducir al filtro de una sola capa, pero en tal caso deberá usarse un material muy bien graduado, que no se segregue y con un coeficiente de uniformidad menor que 20.

El U.S. Bureau of Reclamation recomendó, como consecuencia de sus verificaciones, que las curvas granulométricas del filtro y el suelo por proteger sean sensiblemente paralelas, a lo que tiende esencialmente la norma incluida en la ecuación (7-2).

Sherard y sus colaboradores (Ref. 12) añaden la precaución de que cuando el suelo por proteger contiene abundante grava, la curva granulométrica a tomar en cuenta en la aplicación de las fórmulas anteriores es la del material menor de 2.5 cm (una pulgada), eliminando el de mayor tamaño.

Los resultados de todos los estudios efectuados indican que la combinación de las reglas indicadas en las fórmulas (7-1) y (7-2) impiden la erosión interna y la tubificación aun en las condiciones más severas o en los casos de capas horizontales de suelo granular que sobreyacen a capas de material más fino, situación común en pavimentos.

Falla de un muro en la que se aprecia la falta de tubería drenante y de material de filtro en su respaldo.

B. Prevención de la obstrucción de perforaciones en tuberías o de fugas de partículas finas del filtro a través de ellas

En los sistemas de subdrenaje es muy frecuente que en el interior de los filtros haya tubería perforada con huecos circulares o ranurada, con el objeto de recolectar y eliminar rápidamente las aguas. Se plantea la necesidad de que el material del filtro sea lo suficientemente grueso como para que no se fugue a través de tales perforaciones y para que no las obstruya.

Al respecto, el U.S. Corps of Engineers (Ref. 13) recomienda los siguientes criterios:

Para ranuras:

$$\frac{D_{85}\text{ del filtro}}{\text{Ancho de la ranura}} > 1.2 \qquad (7\text{-}3)$$

Para perforaciones circulares:

$$\frac{D_{85}\text{ del filtro}}{\text{Diámetro del agujero}} > 1.0 \qquad (7\text{-}4)$$

El U.S. Bureau of Reclamation (Ref. 14) proporciona la siguiente regla:

$$\frac{D_{85}\text{ del filtro (en la vecindad del tubo)}}{\text{Máxima perforación del tubo}} \geq 2.0 \qquad (7\text{-}5)$$

En la Ref. 15 se proporciona la norma:

$$\frac{D_{85}\text{ del filtro}}{\text{Máxima perforación del tubo}} \geq 1.5 \qquad (7\text{-}6)$$

Como se ve, no existe una concordancia plena entre los diversos criterios recomendados por quienes han hecho trabajo experimental; por otra parte, las discrepancias entre las recomendaciones anteriores tampoco son significativas. Seguramente cualquiera de las reglas arriba anotadas garantiza un funcionamiento adecuado, sin que el material del filtro se fugue por las perforaciones del tubo.

C. Requerimientos de permeabilidad en el material del filtro

Se trata ahora de seleccionar el material del filtro de manera que se garantice suficiente capacidad de descarga como para eliminar rápida y eficazmente las aguas que se colecten, sin que se generen fuerzas de filtración o presiones perjudiciales.

Como ya se indicó la segunda desigualdad contenida en la expresión (7-1) busca ya garantizar esa permeabilidad necesaria.

En general debe buscarse que los filtros sean por lo menos 20 ó 25 veces más permeables que el suelo

por proteger. Este requerimiento en cuanto a coeficiente de permeabilidad deberá complementarse dotando al filtro de una descarga suficientemente libre hidráulicamente hablando, pues es relativamente común que instalaciones de filtros muy costosas y eficientes queden parcialmente anuladas por salidas defectuosas, en las que se ponen obstáculos al agua. Este problema merece particular atención en capas drenantes bajo pavimentos o en capas rompedoras de capilaridad, que se detallan más adelante; en estos casos los problemas de salida pueden ser graves.

A veces la capacidad hidráulica de un dren puede incrementarse bastante recurriendo a un filtro de más de una capa y en la Ref. 16 se presentan algunas estimaciones de costo que demuestran que en algunos casos un filtro de varias capas puede resultar más económico que uno formado por una sola, por este concepto. Este es un punto en el que no conviene establecer criterios aprioristicamente o fundados en prejuicios, sino que en todos los casos de duda deberá hacerse un análisis de la capacidad de descarga de varios proyectos alternativos de filtro, utilizando los métodos que proporciona la teoría de flujo de agua, tal como se expone en el Apéndice o como aparece en la Ref. 15. En la misma referencia se presenta un trabajo debido a A. Casagrande y W. L. Shannon (originalmente contenido en la Ref. 17) en el que se estudia concretamente el proceso de drenaje de una capa horizontal, tal como pudiera ser una base en una carretera o una aeropista; se contempla un caso de flujo no establecido. Este estudio presenta un modo de cálculo que puede dar muy útiles normas de criterio en muchos casos prácticos.

En términos generales la capacidad de eliminación de agua de un dren puede establecerse haciendo uso de la Ley de Darcy o haciendo un análisis por medio de redes de flujo; algunos métodos en uso común combinan ambas herramientas.

Para la aplicación de la Ley de Darcy ha de conocerse la permeabilidad de los suelos que se desea drenar (k), bien sea por pruebas de laboratorio o por pruebas de campo. Esto suele ser la parte más difícil de la aplicación del método, pues en muchos casos no se tienen tales valores y en la tecnología de las vías terrestres quizá no se pueda pensar en obtenerlos en una gran cantidad de situaciones prácticas: En tales casos, la permeabilidad ha de ser estimada, lo que constituye un trabajo difícil, expuesto a fuertes errores; a este respecto pudieran ser útiles las normas contenidas en la Ref. 18, en la que se dan criterios, si bien inseguros, para estimar el coeficiente de permeabilidad a base de información granulométrica.

Los gradientes hidráulicos medios en el suelo por proteger y en el material del filtro (i) han de ser estimados también para poder calcular el gasto que el dren puede eliminar y, de la misma manera, ha de poderse disponer de las áreas, normales al flujo (A), en que ambos materiales estén en contacto.

Estimados los datos anteriores, la permeabilidad del filtro puede obtenerse simplemente de la propia Ley de Darcy:

$$k = \frac{Q}{iA} \qquad (7\text{-}7)$$

Generalmente habrán de hacerse varios tanteos con varios valores de A, hasta obtener una combinación de la permeabilidad y el espesor del filtro que sea satisfactoria.

La fórmula (7-7) puede también manejarse partiendo de valores de permeabilidad que correspondan a los materiales de filtro disponibles en un caso dado y viendo qué espesores (A) de filtro han de disponerse.

La estimación de los gradientes hidráulicos existentes en el filtro es muy difícil, pues en la expresión general $i = \frac{h}{L}$, si bien L puede conocerse (es la longitud de toda la trayectoria de descarga del agua en el dren), en cambio el valor de h suele ser desconocido.

La Fig. VII-8 muestra dos redes de flujo típicas para un flujo vertical de agua ascendente, desde un estrato permeable con una ligera carga artesiana, hasta la corona de una terracería, en la cual se ha colocado una capa drenante horizontal; el agua se desaloja por dos subdrenes dispuestos lateralmente.

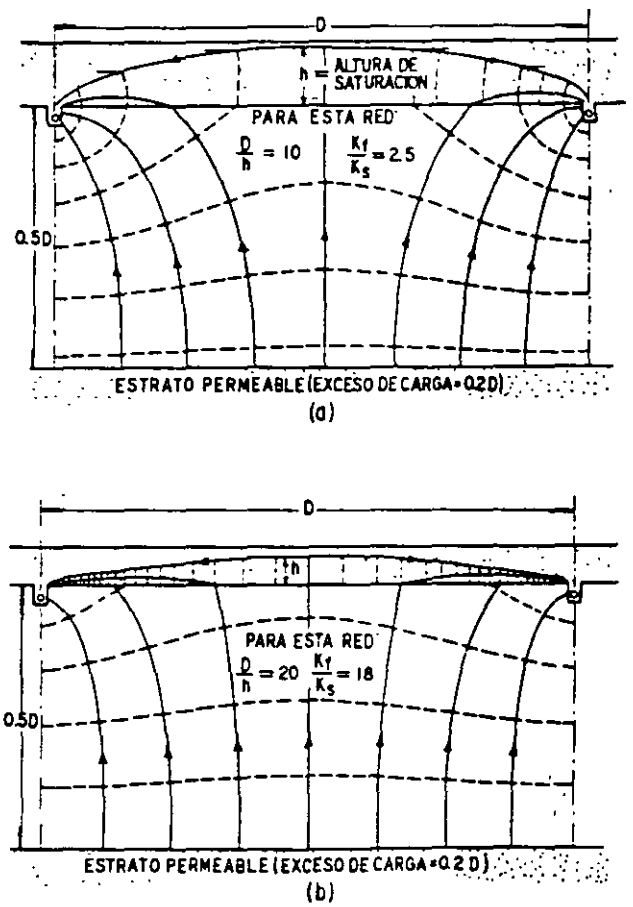


Figura VII-8. Redes de flujo vertical en mantos permeables horizontales (Ref. 7).

El caso presenta un problema de flujo a través de suelos estratificados, con estratos de diferente naturaleza. Este problema se analiza detalladamente en la Ref. 19. Si se denomina k_f al coeficiente de permeabilidad del material de filtro y k_s al coeficiente de permeabilidad del suelo por proteger, en la solución del problema incluida en la referencia mencionada, se demuestra que debe cumplirse:

$$\frac{k_s}{k_f} = \frac{b}{c} \qquad (7\text{-}8)$$

En donde b es el ancho y c el largo de los rectángulos que constituyen la red de flujo en el material de filtro, supuesto que en el material de terracería (de espesor 0.5D en la Fig. VII-8), que en este caso es el suelo por proteger, la red de flujo está constituida por cuadrados de lado a.

La construcción de la red de flujo en estos casos puede hacerse complicada y aun imposible, si la relación de las permeabilidades de los dos medios es grande. Si la red puede trazarse, la ecuación (7-8) sirve para calcular la permeabilidad necesaria en el material de filtro, bien sea dando unas ciertas dimensiones al filtro y trazando diversos tanteos de red, con diferentes relaciones $\frac{b}{c}$, hasta llegar a un caso que proporcione una permeabilidad adecuada para el filtro, o bien comenzando con una relación $\frac{k_f}{k_s}$ conveniente de acuerdo con los materiales disponibles y viendo qué espesor resulta para la capa drenante, después de acomodar en ella la red de flujo que resuelve el problema. Tenida la red y las permeabilidades de los dos materiales puede calcularse el gasto que la capa es capaz de drenar.

D. Requerimientos de segregación

Un peligro siempre presente en la construcción de filtros para subdrenaje es el cambio de las características granulométricas de cualquier mezcla por segregación durante la colocación. Para evitar este peligro, la Ref. 15 proporciona la regla:

$$\frac{D_{60} \text{ del filtro}}{D_{10} \text{ del filtro}} \leq 20 \qquad (7\text{-}9)$$

Adicionalmente se exige que la curva granulométrica del material filtrante sea suave, sin discontinuidades que delaten escasez de algún tamaño intermedio. Con el mismo objeto se recomienda que el material filtrante se coloque con cierta humedad, si bien cuidando no adoptar una que perjudique la facilidad de lograr una buena compactación.

E. Disposición de las perforaciones en tuberías

Como se ha dicho, es muy común que en los sistemas de subdrenaje haya tubería perforada, embebida dentro del material filtrante. El objeto del tubo es evidentemente proporcionar una fácil y rápida conducción al agua y el objeto de las perforaciones es permitir el acceso del agua al interior del tubo. La Fig. VII-9 muestra la forma más recomendable de disponer las perforaciones.

No conviene perforar la parte superior del tubo, pues ello favorecería la entrada de partículas finas del material de filtro; tampoco conviene colocar perforaciones en la parte más baja del tubo, pues se propiciaría la salida del agua captada, cuando su velocidad disminuya o cuando se tenga un gasto bajo. En ocasiones se ha dejado entre secciones de tubería sin perforar uniones abiertas, utilizadas como alternativa de las perforaciones. Esta práctica debe verse como inadecuada, pues favorece mucho los dos inconvenientes que se acaban de anotar.

En la mayor parte de las instalaciones de subdrenaje se utiliza tubería de 10 a 20 cm de diámetro; frecuentemente el tubo es de concreto, pero pudieran usarse otros materiales, si así lo sugiriera una conveniencia económica. En algunas instalaciones especiales, de magnitud tal que llega a producir grandes gastos, pudieran llegar a ser necesarios tubos de diámetros mucho mayores.

Las perforaciones, sujetas a las reglas que han quedado establecidas, suelen tener diámetros del orden de 5 a 10 mm.

F. Comentarios

Todo el conjunto de normas anteriores suele definir un solo tipo de material filtrante, haciendo a un lado los filtros compuestos de varias capas, cuyo uso se procura evitar en la tecnología de las vías terrestres por razones de economía y facilidad de construcción. Es relativamente frecuente que un material que pueda ser usado como arena para la fabricación de concreto, satisfaga razonablemente todas las normas impuestas.

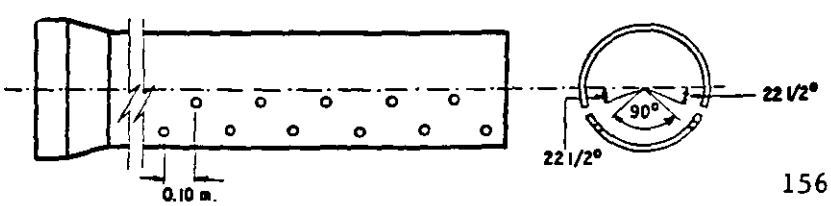


Figura VII-9. Disposición de las perforaciones en tuberías para subdrenaje.

Independientemente de que el conjunto de reglas expuestas puede constituir una buena norma de criterio para el diseño de filtros en aeropistas, tiene el inconveniente de exigir para su aplicación la permeabilidad del suelo por proteger, que condiciona al propio material filtrante. Este requisito suele resultar excesivo en carreteras, en las que los suelos que van apareciendo cambian mucho, aun entre puntos situados a corta distancia. Es imposible realizar el número de pruebas de permeabilidad que en principio se requerirían para una aplicación detallada de las normas y no menos imposible sería estar cambiando tan frecuentemente el material filtrante como resultado de tal aplicación. Lo ideal, en el caso de las carreteras sería contar con una norma para seleccionar el material filtrante que fuera independiente de las características del material por proteger y que, por lo tanto, produjese un material filtrante que pudiera utilizarse en todos los casos en forma estándar. Naturalmente que esto es imposible teóricamente, pero en la práctica de algunas instituciones sí ha resultado satisfactorio el uso de un material único, elegido de tal manera que sus características granulométricas le permiten cubrir una amplia gama de casos reales. Es difícil dar las características de tal material drenante en este lugar, pues es común que las instituciones que los utilizan lo modifiquen ligeramente de vez en cuando, según lo va aconsejando la experiencia de campo, por lo que cualquier recomendación que se fije en un momento dado corre el riesgo de quedar rápidamente *atrasada*. Con tal salvedad, se proporcionan dos granulometrías recomendadas por dos instituciones que típicamente se dedican a la construcción de carreteras. La primera (Ref. 20) se incluye en la tabla VII-1.

TABLA VII-1

Malla	*Abertura en mm*	*Porcentaje que pasa, en peso*
1"	25.4	100
3/4"	19.1	90-100
3/8"	9.52	40-100
Nº 4	4.76	25-40
Nº 8	2.38	18-33
Nº 30	0.590	5-15
Nº 50	0.297	0-7
Nº 200	0.074	0-3

La segunda granulometría es la que tiene en uso la Secretaría de Obras Públicas de México y aparece en la tabla VII-2.

La parte *a* de la Fig. VII-10 muestra la representación de esta última granulometría, en una gráfica en la que se señalan los límites de tres zonas en que deben quedar comprendidas los materiales de base de pavimento que acepta la práctica mexicana.

La parte *b* de la figura presenta, como norma de criterio algunas gradaciones típicas de las utilizadas en vías terrestres para diferentes usos conectados con el drenaje y las permeabilidades aproximadas a que corresponden.

TABLA VII-2

Malla	*Abertura en mm*	*Porcentaje que pasa, en peso,*
1 1/2"	38.1	100
1"	25.4	80-100
3/4"	19.1	65-100
3/8"	9.52	40-80
Nº 4	4.76	20-55
Nº 10	2.00	0-35
Nº 20	0.840	0-20
Nº 40	0.420	0-12
Nº 100	0.149	0-7
Nº 200	0.074	0-5

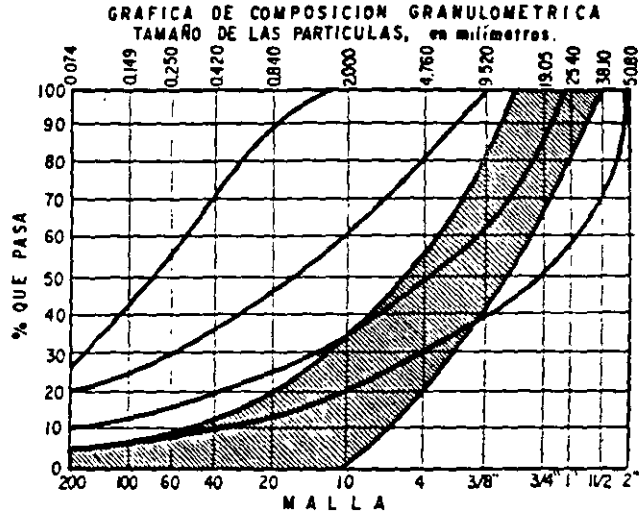
VII-4 METODOS DE SUBDRENAJE EN VIAS TERRESTRES

Se exponen a continuación los principales métodos que se han utilizado en el subdrenaje conectado con la construcción de vías terrestres. Posteriormente se discutirá algo sobre las aplicaciones más frecuentes de los diferentes métodos, pues en la tecnología general de las vías terrestres existen, en lo que se refiere al subdrenaje, algunas distinciones de importancia, que dan lugar a diferenciaciones de criterio útiles; por ejemplo, son diferentes las aplicaciones que de los métodos de subdrenaje se hacen en aeropistas y en carreteras.

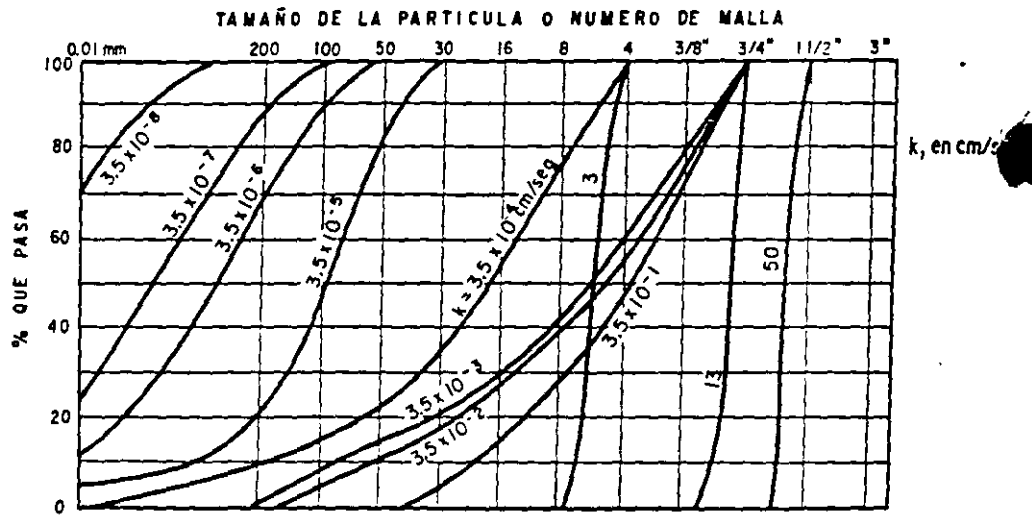
A. Capas permeables en pavimentos

Es frecuente que en las camas de los cortes de las carreteras y las vías férreas aparezcan grandes cantidades de agua; en estos casos puede ser útil la colocación de capas permeables bajo el pavimento para su protección. Estas son capas de espesor razonable que se colocan abajo de la corona del camino o de la superficie pavimentada y están constituidas por material de filtro, de manera que con ayuda de una pendiente transversal adecuada y de unas correctas instalaciones de salida puedan drenar el agua que se infiltre desde el pavimento, que provenga de los acotamientos de la vía o que ascienda por subpresión, procedente de niveles inferiores.

Muchas veces estas capas drenantes se integran al pavimento, aprovechando que la naturaleza granular de los materiales de filtro los hace muy apropiados para tal función, estructuralmente hablando. Otra función importante de las capas de filtro pudiera ser servir de transición entre los materiales finos de terracería y alguna capa de material triturado grueso que haya de colocarse encima, para impedir la incrustación de los fragmentos gruesos en la matriz fina.



a.— Zona granulométrica del material drenante único utilizado en carreteras por la práctica mexicana.



b.— Algunas curvas granulométricas típicas y sus correspondientes permeabilidades — aproximadas. (Ref. 16)

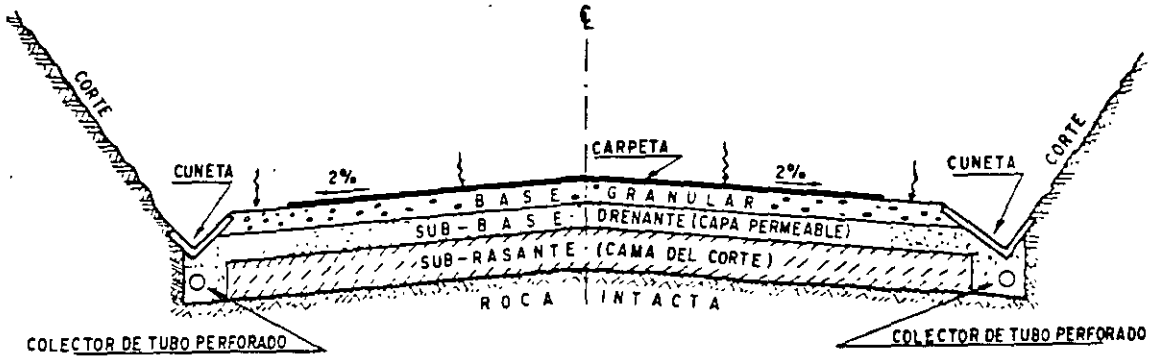
Figura VII-10. Información granulometrica para problemas de subdrenaje.

La Fig. VII-11 muestra en forma esquemática la utilización de capas permeables para control de infiltración proveniente de la parte superior del pavimento y de ascensión de agua proveniente de capas inferiores, en las que se supone existe una subpresión.

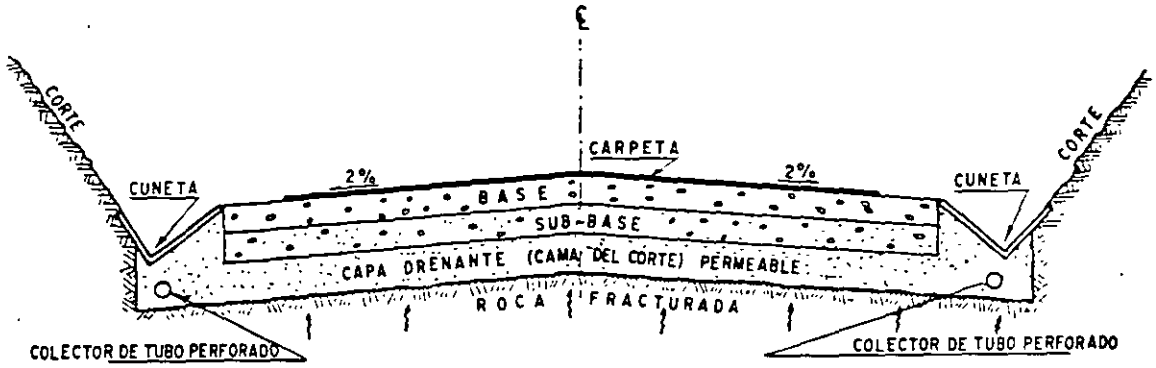
En la parte *a* de la figura (flujo descendente) como capa drenante se ha utilizado la subbase, formada por los materiales adecuados. Puesto que se acepta que no habrá flujo ascendente está justificado formar la cama del corte con una subrasante que no tenga calidad especial.

En la parte *b* de la figura se considera un flujo que asciende por subpresión en una roca fracturada. Ahora la capa drenante se ha identificado con la subrasante que forma la cama del corte. La práctica relativamente frecuente de convertir en este caso en drenante también a la subbase, colocándola sobre una subrasante convencional (cama del corte), debe verse como inconveniente, pues todo suelo colocado bajo la capa drenante tenderá a saturarse, perdiendo resistencia y ganando capacidad de deformación, por lo que el conjunto del pavimento y capa drenante podrá tener un mal comportamiento a despecho de su calidad, al quedar *flotando* sobre una capa saturada.

A veces una capa permeable de material grueso se coloca en la parte inferior de un pavimento o aun en el cuerpo o la parte interior del terraplén, con la finalidad de interrumpir un proceso de ascensión capilar que, de otra manera, terminaría por perjudicar la capa subrasante, la subbase y aún, quizá, la base de dicho pavimento. Estas son las capas rompedoras de capilaridad, cuya función es impedir el acceso del agua, pero no drenarla; no son propiamente



a.— Sub-base utilizada como capa permeable, para interceptar agua proveniente del pavimento.



b.— Sub-rasante utilizada como capa permeable, para interceptar flujo ascendente por sub-presión.

Figura VII-11. Capas permeables.

capas drenantes. Se trata de poner al material fino del terraplén en contacto con el aire en los huecos grandes entre las partículas gruesas, para dar ocasión a la formación de los meniscos necesarios para que el agua no continúe su ascenso, quedando libres de ella capas de suelos colocadas por encima.

Existe una diferencia importante entre como ha de ser proyectada la capa permeable según sea interceptora y eliminadora de un flujo o rompedora de la ascensión capilar de agua que provenga de niveles inferiores. En el primer caso, deberá disponerse la capa contando con un flujo de agua a su través. Esto implica las pendientes transversales necesarias, la existencia de los colectores de tubo perforado y, sobre todo, implica que el material constitutivo de la capa sea un auténtico filtro, respetando en todo lo que sea posible las normas señaladas en la sección VII-3 de este capítulo. Por el contrario, si la capa se coloca para romper el potencial capilar de un agua ascendente, lo conveniente será que el material constitutivo sea granular grueso muy permeable, que deje grandes huecos en contacto con el material que tenga potencial capilar; de esta manera, el agua capilar no podrá ascender a través de la capa rompedora y quedará confinada en las capas inferiores, desarrollando para ello los meniscos necesarios en la zona en que los canales capilares queden en contacto con aire; para esta condición no sería conveniente, en principio, que el material de la capa rompedora fuera un auténtico filtro, pues estos materiales tienen todavía una altura capilar que puede ser apreciable. El razonamiento anterior llevaría a pensar que el material ideal para una capa rompedora de capilaridad sea la piedra en fragmentos, relativamente grandes y de tamaño uniforme, pero resulta arriesgado pensar que cualquier material que se coloque en una sección estructural de una vía terrestre tenga una sola finalidad y funcione con un único mecanismo. El material que se acaba de mencionar trabajaría demasiado mal ante un posible flujo, por lo que no es usual que los ingenieros se inclinen a su uso, de manera que en las capas rompedoras suelen verse materiales bastante mejor graduados.

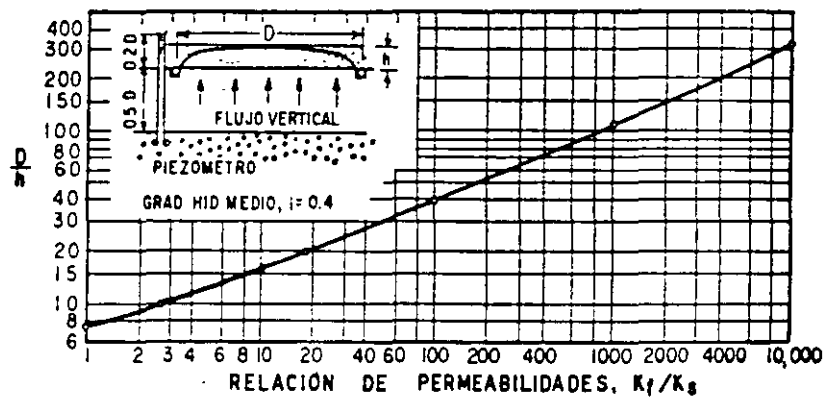
Las capas permeables en que se piensa en este lugar serán las destinadas a captar flujo de agua que desciende de la superficie del pavimento y acotamientos, que proviene de los lados de los cortes o que ascienda por subpresión. Algunos de sus aspectos serán análogos a los de una capa rompedora de capilaridad en que el agua sigue otras leyes.

La Fig. VII-8 mostró dos casos de red de flujo tal como puede trazarse en un caso real dado. Se ilustraron dos relaciones de permeabilidad diferentes entre el coeficiente de permeabilidad del filtro y el del suelo por proteger y dos espesores de capa. El caso podría corresponder a un flujo proveniente de niveles inferiores por subpresión. El flujo es esencialmente vertical hacia la capa permeable y sensiblemente horizontal dentro de ésta; la carga hidráulica existente dentro de la capa permeable suele considerarse algo menor que el espesor de la propia capa y tal suposición conduce a considerar gradientes hidráulicos relativamente bajos. Lo anterior es una condición muy común en todas las estructuras drenantes: el agua recolectada de grandes masas de suelo y que en la cercanía del filtro puede tener gradientes hidráulicos muy importantes, ha de ser drenada por áreas hidráulicas pequeñas y por medio de flujos bajo gradientes hidráulicos también pequeños.

La Fig. VII-12 (Ref. 7) muestra curvas de diseño para capas permeables horizontales; las curvas provienen de análisis hechos con red de flujo.

La parte *a* de la figura da la relación $\frac{D}{h}$ (ver Fig. VII-8) en función de la relación de permeabilidades del filtro y del suelo $\frac{k_f}{k_s}$ y en la parte *b* se relaciona a los mismos conceptos, pero manejando valores individuales de k_f y de k_s.

Las curvas pueden utilizarse para diseñar capas rompedoras en que la geometría del problema corresponda a la de la figura (para otras geometrías habría que desarrollar gráficas análogas). Se comenzaría por suponer un espesor de la capa rompedora (generalmente comprendido entre 20 y 40 cm, con 30 cm como valor muy típico); después habría que suponer o calcular la permeabilidad del suelo bajo la capa rompedora, a través del que sube el agua por subpresión, en este caso. A continuación habrá que fijar un valor de h (valor de la altura de saturación dentro de la capa permeable) prudente, generalmente 4 ó 5 cm por abajo del nivel superior de la capa. Puede así calcularse la relación $\frac{D}{h}$, para obtener la permeabilidad necesaria en el material de filtro.



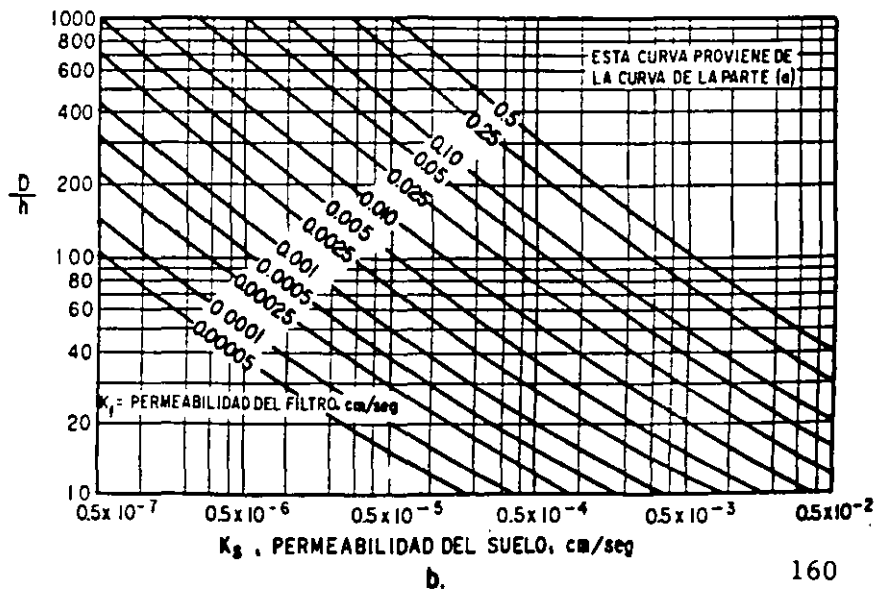


Figura VII-12. Gráficas de diseño de capas permeables horizontales (Ref. 7).

Como ya se ha dicho, es muy común que la capa permeable diseñada por los procedimientos anteriores sea bastante ineficiente en lo que se refiere a desalojar gastos importantes. En aeropuertos suele suceder que esta capacidad quede bastante por abajo de la cantidad de agua que pueda estimarse haya de ser drenada de acuerdo con la precipitación en el lugar y esto obliga a la utilización frecuente de materiales excepcionalmente permeables (Ref. 21). Aunque se procura que los pavimentos sean relativamente estancos, de manera que la mayor parte del agua de precipitación sea eliminada por escurrimiento superficial, gracias al bombeo transversal con que se les dota, el hecho es que ningún pavimento es totalmente impermeable, de manera que una parte del agua llovida se infiltra a través de la carpeta; a ésta ha de añadirse la que penetra por los acotamientos, frecuentemente bastante más permeables y la que pudiera provenir del flujo a través de los suelos vecinos, como las masas que rodean los cortes, por ejemplo. Ya se mencionó, también, el caso frecuente de agua ascendente por capilaridad o subpresión. La valuación de la cantidad de agua que en un lapso dado pudiera requerir ser drenada es muy compleja. Los especialistas en pavimentos o la investigación correspondiente de laboratorio podrían arrojar alguna luz sobre la relación de infiltración a través de una carpeta; con esto podría estimarse gruesamente, por lo menos este concepto, pero los otros orígenes del agua acumulada pueden ser más difíciles de cuantificar. Las Refs. 16 y 22 presentan algunos estudios en que se relaciona la longitud, el ancho y el espesor de la capa permeable con la relación de infiltración y el gasto que puede drenarse. La Fig. VII-13 muestra las conclusiones básicas de tales estudios. En el eje de ordenadas derecho se dan los espesores y características de capas permeables capaces de drenar los gastos producidos por las relaciones de infiltración y las longitudes de capa permeable (para un ancho unitario) que figuran en las rectas diagonales y en el eje de abscisas de las gráficas. La figura superior (parte *a*) se refiere a pavimentos construidos con 2% de pendiente transversal, en tanto que la inferior (parte *b*) trata de pavimentos que tienen 5% de tal pendiente.

Las relaciones de infiltración de los pavimentos estudiados se dan en mililitros por minuto, y se refieren al agua que penetra a través de un círculo sobre la carpeta de 15 cm de diámetro.

Las figuras indican, por ejemplo, que se necesita una capa permeable de 90 cm de espesor, con permeabilidad de 3.5×10^{3} $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$ y 2% de pendiente transversal, para drenar el agua que entra en una faja de un pavimento con 5 m de longitud y 1 m de ancho, que tenga una relación de infiltración de 0.25 ml/min, medida como se indicó. En cambio, sólo se precisan 7.5 cm de espesor de capa permeable, si la permeabilidad 3.5 cm/seg, para remover el agua que penetre, con la misma relación de infiltración, en una faja de pavimento de 300 m de longitud y 1 m de ancho.

El eje de ordenadas a la izquierda, en ambas figuras, muestra la infiltración acumulativa en el pavimento, en m^3/día.

La tabla VII-3 (Ref. 22) muestra infiltraciones a través de una carpeta que pueden removerse de un pavimento, según en éste se coloque o no una capa permeable eficiente bajo la subbase convencional del mismo. La infiltración se da en cm de precipitación por hora.

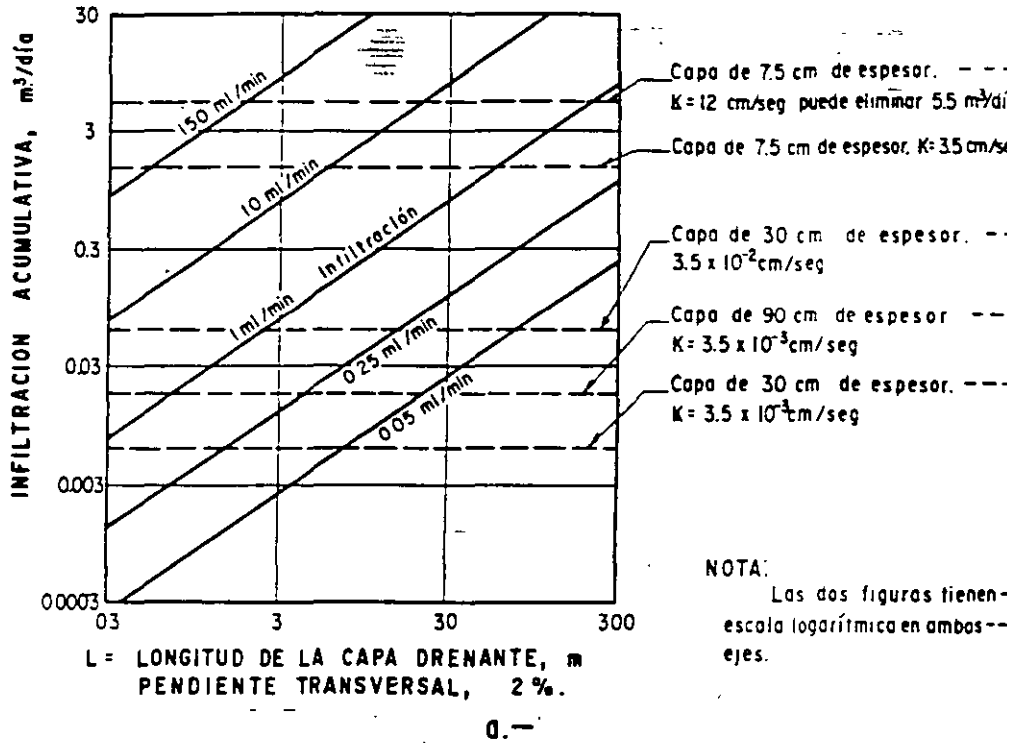
Tabla VII-3 (Ref. 22)

Relaciones de infiltración teóricas (según redes de flujo) que pueden ser drenadas de las capas de un pavimento

Material de subbase sobre la capa permeable.	*Permeabilidad* $\frac{\text{cm}}{\text{seg}}$	*Relación de infiltración teórica que puede ser drenada* $\frac{\text{cm}}{\text{h}}$ *Sin capa permeable*	*Con capa permeable*
Material convencional de subbase, bien graduado.	3×10^{-4}	0.0015	1.25
Arena para concreto con alto contenido de finos limosos y arcillosos.	6×10^{-4}	0.0030	2.5
Arena para concreto con bajo contenido de finos limosos y arcillosos.	6×10^{-3}	0.030	25.0

Independientemente de que la tabla se refiere a una disposición que, aunque frecuente, no es considerada idónea por los autores de este libro, que prefieren que la capa permeable se integre a la estructura del pavimento, haciéndola fungir como subbase cuando el agua proviene de infiltración de las capas superiores (Fig. VII-11.*a*), la tabla anterior proporciona una excelente norma de criterio y resalta el gran poder drenante que se adquiere con el uso de capas permables horizontales; de hecho una instalación tal puede multiplicar en cientos y miles de veces la capacidad drenante en el interior de un camino o aeropista. Naturalmente, ya se dijo que estas capas permeables que estarán sujetas a flujo de agua deben ser diseñadas con los requisitos de filtro que han quedado reseñados más atrás en este capítulo.

Un complemento importante de una capa filtrante es la instalación a ambos lados de un sistema recolector y eliminador del agua. La Fig. VII-14 muestra un detalle de tal instalación para una aeropista.



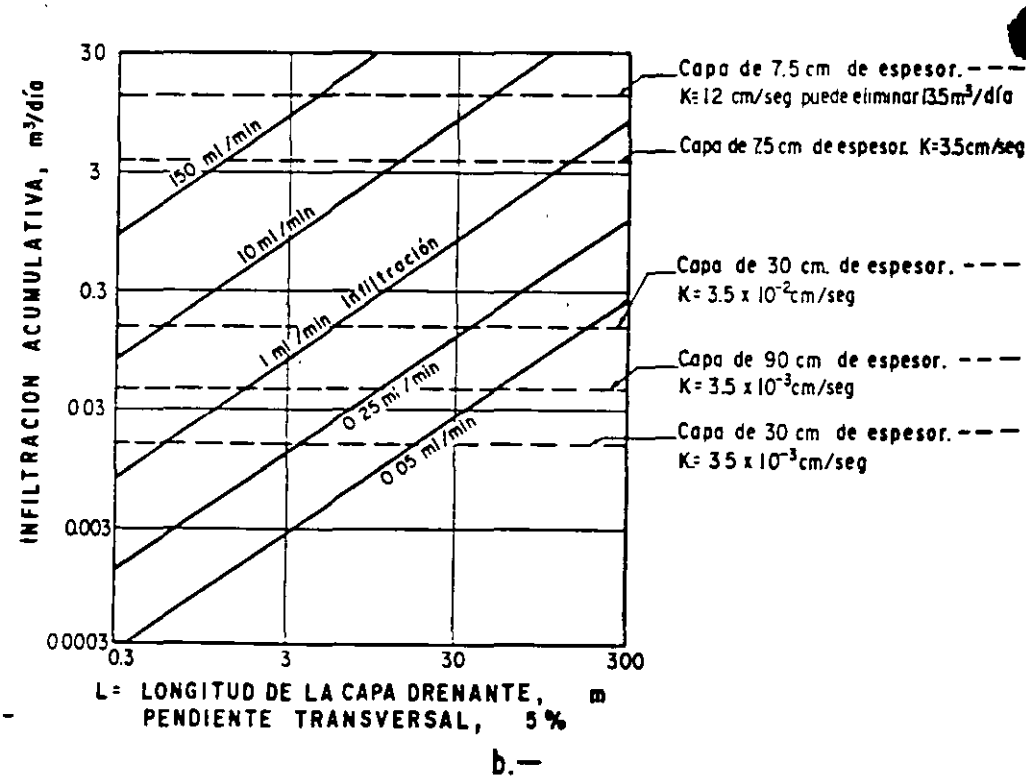


Figura VII-13. Capacidad de descarga de capas drenantes (Refs. 16 y 22).

Un aspecto importante en el diseño de capas permeables es su costo, que suele ser alto. A este respecto es deseable cualquier reducción en el espesor de la capa que pueda lograrse sin disminuir en exceso la capacidad drenante. Sin embargo, capas demasiado delgadas se complican constructivamente hasta el grado de perder su ventaja económica. Quizá no deben emplearse capas de espesor inferior a 15 cm y 20 y 30 cm son las dimensiones más comunes; espesores mayores probablemente repercuten ya mucho en el costo, sobre todo en carreteras, pues en aeropistas suelen tenerse márgenes más amplios a este respecto.

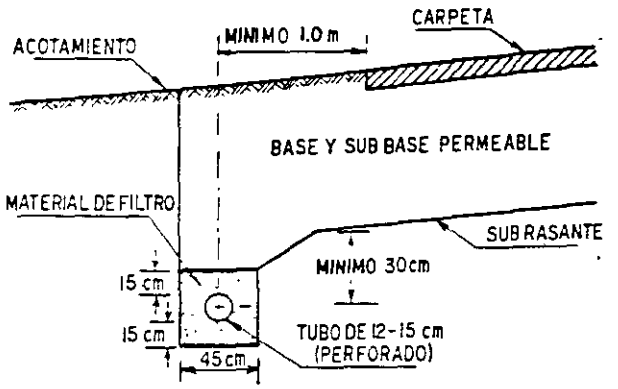


Figura VII-14. Detalle de la instalación de eliminación de agua en una capa permeable.

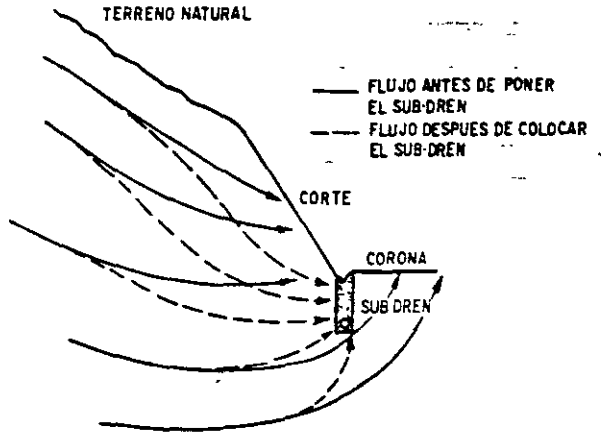
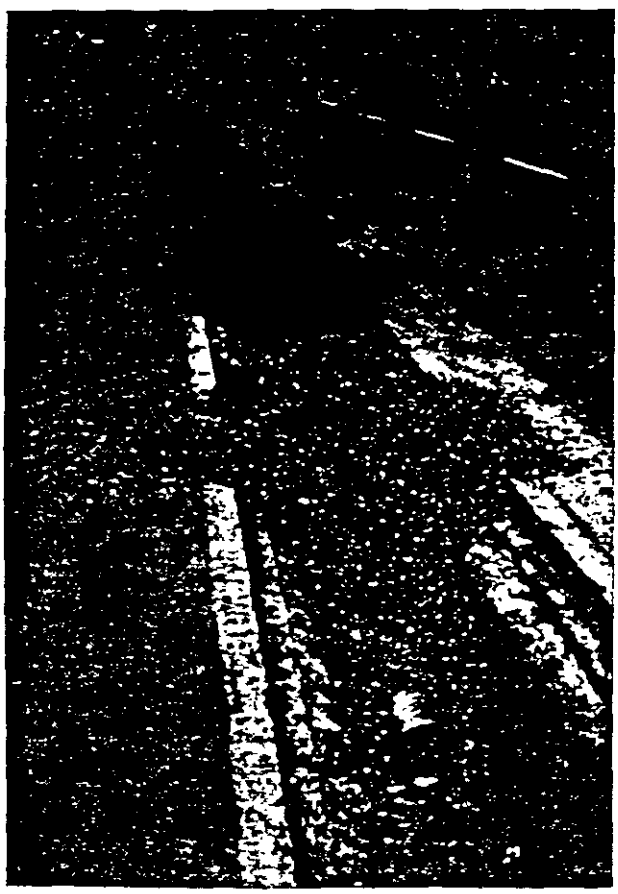


Figura VII-15. Flujo hacia el talud y la cama de un corte.

B. Drenes longitudinales de zanja

En laderas inclinadas o en terrenos ondulados y montañosos es común que el agua subterránea fluya según la inclinación de la superficie, guardando el nivel freático una configuración similar a la del terreno, si bien usualmente menos accidentada. Cuando en tales casos haya de hacerse una excavación profunda para alojar una vía terrestre, como es el caso de los cortes, se producirá un flujo hacia la excavación que tenderá a saturar los taludes y la cama del corte (Fig. VII-15).



Construcción de un dren lateral de zanja.

Este flujo puede ser interceptado por un dren longitudinal de zanja, tal como se hace ver en la misma Fig. VII-15, en la que se esquematizan las direcciones del flujo antes y después de colocar tal instalación. El efecto del subdrén de zanja es en este caso interceptar y eliminar el flujo hacia la cama del corte y, en menor escala, disminuir la zona eventualmente saturada en el talud. La mayor parte de los drenes longitudinales de zanja que se colocan en carreteras y ferrocarriles tienen tal finalidad, por lo que resultan ser en ese caso estructuras cuya principal función es la protección de pavimentos, interceptando un flujo de agua.

Pero otra utilización muy común de los drenes longitudinales de zanja se ilustra en la Fig. VII-16.

Se ven en ella tres condiciones en que gracias a tales instalaciones se logra dejar un pavimento por encima de un nivel freático que, de otra manera, lo anegaría. Aquí, más que el interceptar un flujo, la misión del dren es abatir un nivel freático, protegiendo así al pavimento. Esta es una necesidad muy frecuente en terrenos planos, con nivel freático muy próximo a la superficie, de manera que la función ilustrada en la Fig. VII-16 será típica de aeropistas, aunque en la figura se ejemplifican tres casos de carretera, donde la situación puede también, naturalmente, presentarse.

El subdrén consiste en una zanja de profundidad adecuada (como mínimo quizá de 1 a 1.5 m, habiéndose llegado a construirlas hasta de 4.0 m), provista de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante; el agua colectada por el tubo se desaloja por gravedad a algún bajo o cañada en que su descarga sea inofensiva. Un croquis de tal subdrén puede verse en la Fig. VII-17.

El material de filtro y las perforaciones del tubo deberán seguir las normas discutidas en la sección VII-3 de este capítulo.

La Fig. VII-16 ilustra también aquellos casos en que el dren haya de colocarse de un lado o los dos de una carretera o, inclusive, en que hayan de dispo-

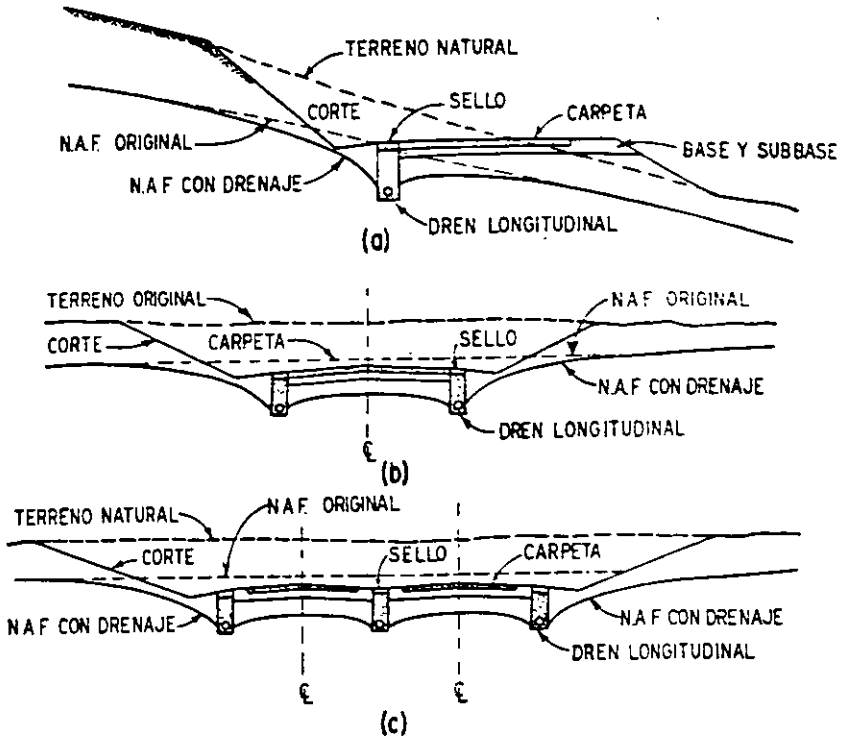


Figura VII-16. Casos de uso de drenes longitudinales de zanja para abatir el N. A. F.

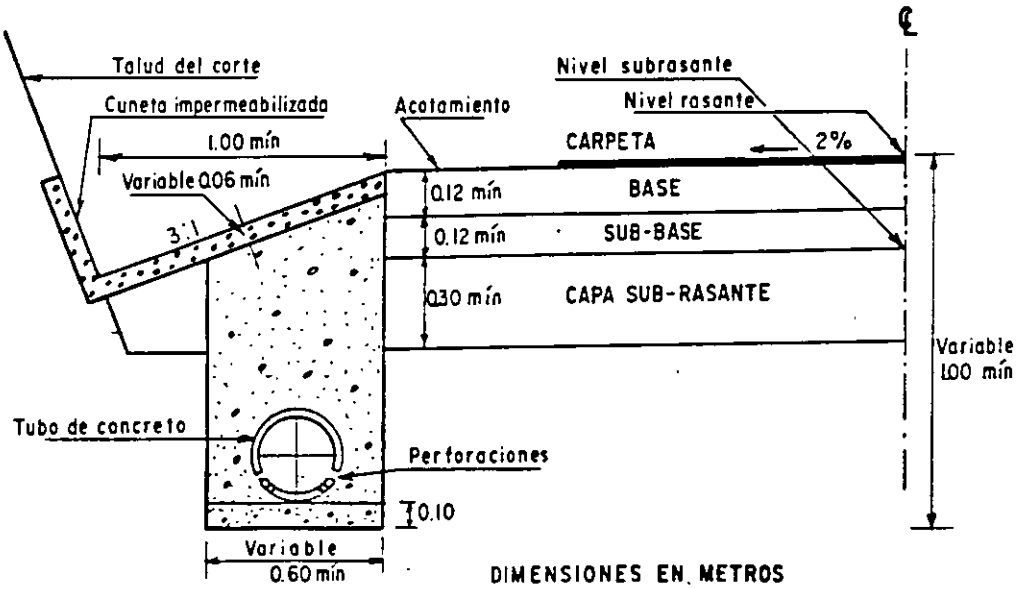


Figura VII-17. Sección transversal de un subdrén longitudinal de zanja, según la práctica mexicana. (Secretaría de Obras Públicas.)

nerse tres o más zanjas, como podrá ser el caso en las amplias secciones de las autopistas modernas o en las aeropistas; en estos últimos casos, es común combinar la acción de estos drenes longitudinales con interceptores transversales, de los que se hablará posteriormente. Las zanjas han de ser profundas y próximas si existe subpresión de agua bajo la sección de la vía terrestre.

El relleno permeable deberá colocarse compactándolo convenientemente, según ya se comentó.

Cuando el terreno en que se construyan sea blando y húmedo, deberá cuidarse dar un espesor suficiente de material de filtro en el fondo de la zanja como para garantizar una plantilla estable, que permita dar al tubo pendientes permanentes y para protegerlo; es frecuente construir, en este caso, la plantilla con un concreto pobre.

La Fig. VII-18 (Ref. 22) muestra redes de flujo típicas hacia drenes longitudinales de zanja.

La Fig. VII-19 (Ref. 22) proporciona una relación entre la profundidad de las zanjas y la carga hidrostática que puede generar el agua en la zona comprendida entre dos zanjas paralelas, bajo la vía

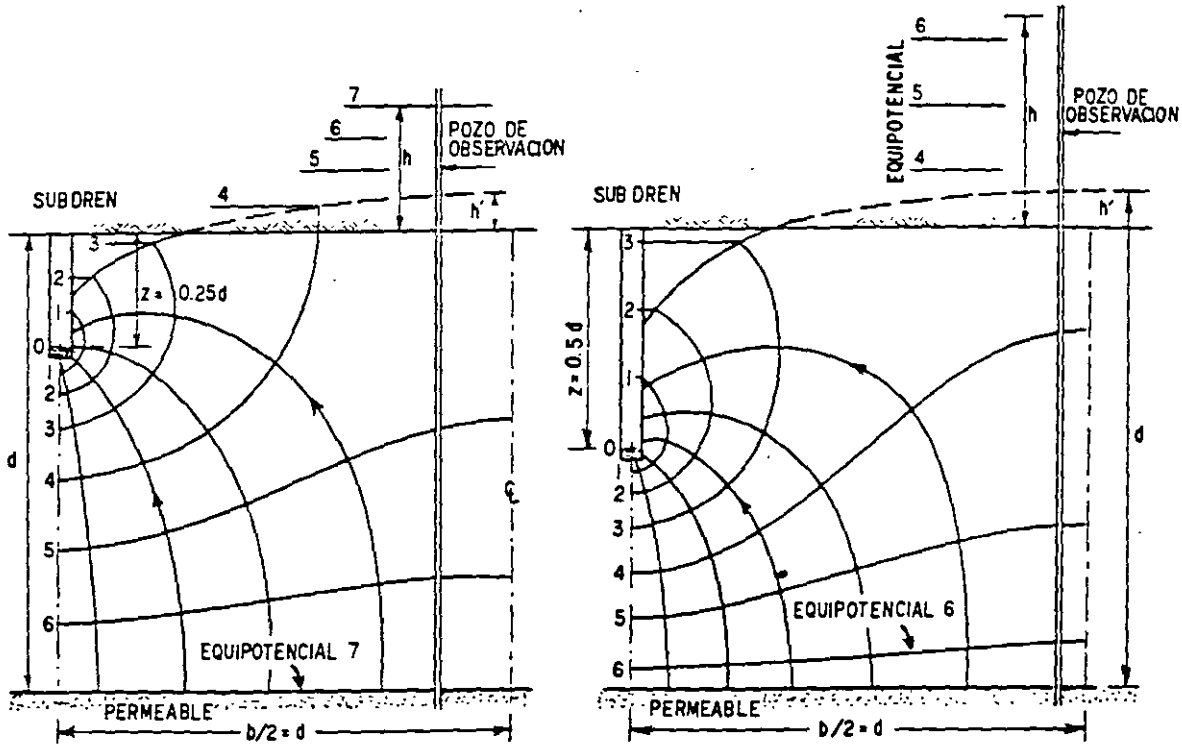


Figura VII-18. Redes de flujo típicas hacia drenes longitudinales de zanja (Ref. 22).

terrestre. La gráfica se ha calculado a partir de redes de flujo y constituye una solución teórica.

Se reproduce un caso en que bajo un pavimento existe un espesor de suelo *d*, quizá material de terracería y bajo él una fuente de agua, en la que ésta tiene una subpresión equivalente a la carga *h;* como consecuencia, se desarrolla un flujo ascendente. Para la geometría presentada, la parte *b* de la Fig. VII-19 permite relacionar la máxima carga que afecta al agua entre las dos zanjas de drenaje con la profundidad de dichos subdrenes, lo cual es un dato interesante de alto valor práctico.

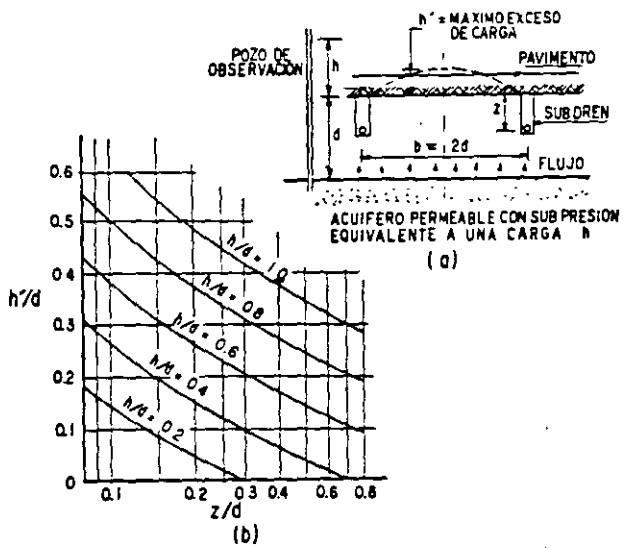


Figura VII-19. Gráfica que relaciona la profundidad del subdrén y la carga hidrostática que se puede generar entre dos subdrenes (Ref. 22).

Cuando la subpresión sea alta, consideraciones como las contenidas en la gráfica de la Fig. VII-19 llevan a subdrenes muy próximos o muy profundos. En tales casos suele resultar óptima la combinación de subdrenes longitudinales con capas permeables integradas al pavimento de la vía terrestre, pues estas últimas contribuyen mucho a disipar las presiones que puedan desarrollarse en el agua.

De hecho existe fuerte discusión entre los ingenieros dedicados a estas actividades entre las virtudes comparativas de las capas permeables y las de los drenes longitudinales de zanja. Algunos se inclinan por la utilización sistemática de las capas permeables, aun para captar los flujos provenientes de los taludes de los cortes; se fundan para ello en la protección completa que dan las capas en toda la superficie de apoyo del pavimento y en razones de costo, pues si la capa se integra al pavimento en su función estructural podría ser, muchas veces, más barata, por el costo que significan las excavaciones de las zanjas longitudinales, a poco duro que sea el terreno en que hayan de hacerse. Los partidarios del subdrén longitudinal le achacan seguridad de operación y esta estructura tiene a su favor más tradición y mayor número de experiencias.

Los autores de este libro piensan que ambas soluciones tienen su específico campo de aplicación, que depende mucho de la geometría de la sección de la vía, de las trayectorias de flujo de [illegible]

Dren de zanja trabajando. Carretera Pátzcuaro-Uruapan.

existencia y monto de subpresiones en ella, de los materiales presentes y de muchas consideraciones económicas. En términos generales piensan que la capa permeable horizontal drenante conviene para captar flujos que afectan esencialmente a un pavimento, con dirección de filtración prácticamente vertical. Los drenes de zanja rinden sus mejores resultados cuando se trata de interceptar flujos que vienen por los taludes de un corte. Es probable que entre las dos modalidades de subdrenaje pueda ejercerse una considerable dosis de preferencia personal y, desde luego, éste es un caso en que la ventaja económica pueda resultar decisiva para realizar una elección adecuada.

La Fig. VII-20 (Ref. 22) muestra algunas disposiciones típicas con subdrenes laterales de zanja en aeropistas. En la parte *a* de la figura se combina el efecto de una subbase permeable drenante con un sistema de subdrenes longitudinales de zanja y con un apropiado dispositivo de drenaje transversal a base de trincheras y canales.

En la parte *b* de la figura se utiliza un subdren interceptor aguas arriba de la pista, substituyendo al subdrenaje en la propia pista. La parte *c* muestra un dispositivo que incluye drenes interceptores como protección general y todo un sistema de drenaje pluvial a ambos lados de la estructura.

C. Subdrenes interceptores transversales

Son dispositivo de drenaje análogos en principio a los subdrenes de zanja y lo único que los distingue es la dirección en que se desarrollan, que ahora es normal al eje de la vía terrestre. El caso típico de la instalación de estos subdrenes en carreteras se ilustra en la Fig. VII-21, en la que se muestra una transición de una sección en corte a una sección en terraplén. De no colocar el subdrén transversal interceptor podría suceder que el flujo del agua proveniente

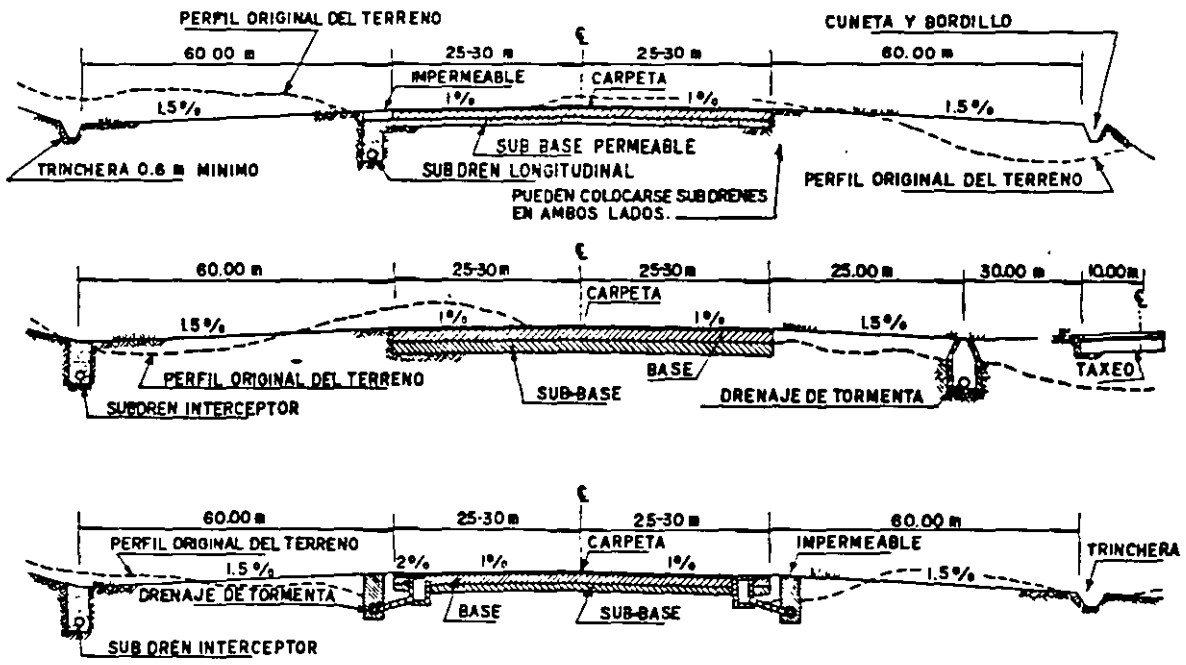


Figura VII-20. Instalaciones típicas de subdrenaje en aeropistas (Ref. 22).

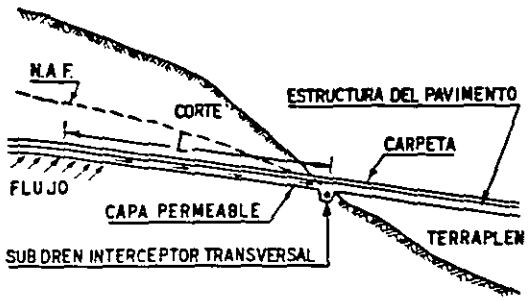


Figura VII-21. Subdren interceptor transversal (Ref. 22).

del corte entrase en el terraplén, provocando en éste asentamientos o deslizamientos.

El efecto del dren interceptor puede incrementarse mucho en casos como el de la Fig. VII-21 si en una cierta longitud se coloca una capa permeable drenante a ambos lados del mismo. Ya se ha comentado también la conveniencia de colocar subdrenes interceptores en combinación con los longitudinales, cuando éstos estén muy separados o haya de abatirse el nivel freático en grandes áreas.

Los drenes interceptores transversales deben de ser capaces de eliminar muy rápidamente las aguas que les lleguen por lo que en ellos son particularmente críticos los requerimientos de permeabilidad.

D. Drenes de penetración transversal

Ya se han discutido con cierto detalle los mecanismos por los que el agua que satura las masas que quedan a los lados de un corte que se practique durante la construcción de una vía terrestre pueden influir desfavorablemente en la estabilidad de sus taludes; los mismos mecanismos comprometen el equilibrio de una ladera natural a través de la que se establezca un flujo. También se ha indicado cómo la mayor parte de las fallas que pueden achacarse a estos efectos ocurren algún tiempo después de los períodos de precipitación pluvial intensa, indicio de que ése ha sido el tiempo requerido para constituirse los flujos internos que producen acumulaciones de agua en taludes y laderas. No debe imaginarse, por cierto, que la presencia de agua en los taludes de cortes sea un fenómeno raro o dependiente del azar; por el contrario, es algo que debe esperarse sistemáticamente en todos los terrenos en que el nivel freático no sea bastante más profundo que la rasante de la vía o en que la precipitación no sea anormalmente escasa. La razón es que al practicar un corte se abate el nivel del agua interior hasta su cama, produciendo una zona profunda a la presión atmosférica, hacia la que deberá fluir el agua de las masas vecinas. En general, un corte actúa como un dren en el terreno en que se construye.

Un corte puede ser estable bajo una determinada condición de agua subterránea y bajo ciertas cargas hidráulicas, pero si una cantidad adicional de agua fluye hacia él se podrá alcanzar una condición tal en el agua en cuanto a las cargas hidráulicas, que se desarrollen en el interior del suelo presiones neutrales que produzcan la falla. Por esta razón, un corte construido desde hace muchos años puede fallar repentinamente tras un período de precipitación extraordinaria.

Los drenes de penetración transversal denominados por la práctica americana drenes horizontales (Ref. 15, 23, 24, 25, 26, 27 y, especialmente, 28) son instalaciones de subdrenaje que responden específicamente a la necesidad de abatir del interior de los taludes del corte las presiones generadas por el agua, que sean susceptibles de provocar la falla del corte. Comenzaron a utilizarse en el Departamento de Carreteras de California (EE.UU.) a partir de los últimos años de la década de los 30s.

Dren de penetración transversal

Consisten sencillamente en tubos perforados en toda su periferia que penetran en el terreno natural en dirección transversal al eje de la vía, para captar las aguas internas y abatir sus presiones neutrales. Se construyen efectuando primeramente una perforación de 7.5 a 10 cm de diámetro, para lo cual existe la maquinaria apropiada, automática y provista de movimiento propio de avance y retroceso, para facilitar las maniobras. Dentro de la perforación se coloca el tubo perforado de 5 cm de diámetro generalmente, el cual suele ser galvanizado o tener una película de asfalto, como protección contra la corrosión. El tubo se coloca con una inclinación hacia la vía comprendida entre, 5% y 20%; 10% es una pendiente muy común.

Hay siempre tendencia a que el proceso de perforación cambie substancialmente la pendiente adoptada, generalmente disminuyendo por efecto de la gravedad. Naturalmente esto depende mucho de la naturaleza y uniformidad de los suelos perforados y existe la tendencia a que la herramienta de ataque se vaya por las trayectorias de menor resistencia, como fisuras, grietas, estratos blandos, etc. La presencia de cavidades suele ser el problema más grave que se presenta en la perforación de drenes transversales. Comoquiera que la perforación previa para alojarlos no suele ademarse, por razones de costo, los derrumbes en la perforación son normalmente otro problema de consideración; cuando se perfora en zonas en que ha ocurrido una falla y hay movimientos, este peligro es particularmente significativo. El equipo de perforación consiste en una herramienta rotatoria, preferentemente montada en una máquina con movilidad propia (un pequeño tractor, por ejemplo); se utiliza varillaje de 1.52 m (5 pies). Las brocas tricónicas han resultado versátiles para muchos tipos de suelo, en tanto no haya un contenido excesivo de boleos y fragmentos de roca.

La descarga puede ser libre a la cuneta o, en instalaciones importantes, a tubos colectores de unos 20 cm de diámetro, que encaminan las aguas a donde sean inofensivas. La parte del tubo perforado del subdrén que queda próxima a la salida debe dejarse sin perforar en uno o dos metros, para evitar la invasión de vegetación a través de las perforaciones y la obstrucción del tubo.

Perforación de un dren de penetración transversal.

La longitud de los drenes de penetración transversal depende mucho de la geometría de la zona en que se instalan, tal como se discutirá brevemente más adelante, pero resulta fácil hacerlos de 50 ó 70 m y, muchas veces, se han hecho de más de 100 m. Naturalmente que la naturaleza del terreno en que se instalan tiene mucho que ver con este aspecto.

Como ya se ha dicho, los drenes de penetración transversal tienen por objeto drenar el agua y/o abatir sus presiones neutrales en grandes extensiones, mayores de las que puede alcanzar cualquier otro método de subdrenaje. También modifican, usualmente en forma favorable, la dirección de las fuerzas de filtración.

Por ello su campo natural de aplicación son los taludes de los cortes y las laderas naturales, especialmente cuando sirven de apoyo a un terraplén. Se requiere un gran número de drenes para lograr buena eficiencia y en terrenos impermeables o en masas de roca agrietada, sin fácil comunicación interna, su zona de influencia puede ser relativamente pequeña, de manera que se requieren espaciamientos cortos; es frecuente verlos hasta cinco metros uno del otro y en dos o más hileras separadas por un espaciamiento vertical similar; diez metros es un espaciamiento muy común. La Fig. VII-22 muestra un croquis de su colocación y efectos para el caso de una sección en balcón de una carretera.

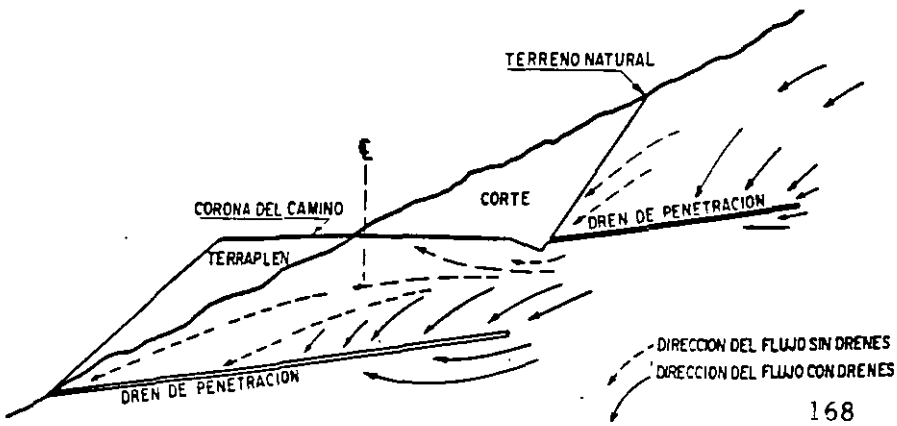


Figura VII-22. Esquema de la influencia de los drenes transversales de penetracion en un corte de balcón.

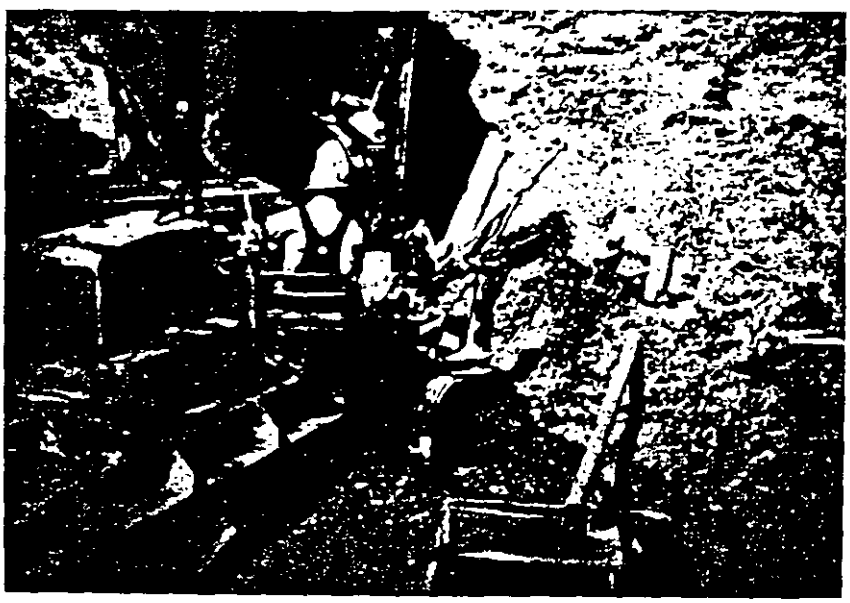
Como todos los demás métodos de subdrenaje, los drenes de penetración transversal no son una panacea de uso universal. Deben instalarse solamente después de realizar las investigaciones necesarias para garantizar su efectividad y la economía del método. Esta investigación puede consistir en sondeos, inspección visual de la zona, estudios geológicos o análisis de la estabilidad de un talud antes o después de una falla o en una combinación de los estudios anteriores. Se trata de definir la secuencia geológica de los materiales, la existencia y nivel de agua y de determinar, siquiera sea cualitativamente, la mala influencia de ésta. Muchas veces los primeros drenes instalados son verdaderos tanteos exploratorios, sobre todo en zonas en donde no existen sondeos previos. La efectividad queda condicionada a que el agua sea causa principal de problemas de estabilidad y a que se localice de tal manera que el nivel freático o la línea de corriente superior del flujo puedan ser interceptados por los drenes. No deben instalarse ciegamente, simplemente porque exista una condición peligrosa en cuanto a estabilidad, inclusive si se ve que el agua subterránea juega un cierto papel.

Los drenes de penetración transversal deben instalarse de manera que puedan ser objeto de un mantenimiento durante la conservación normal de la vía terrestre. Este mantenimiento consiste en su limpieza interior, incluyendo el destapar sus perforaciones. Para ello existe la maquinaria apropiada, generalmente a base de cepillos con cerda metálica, integrados a máquinas de acción mecánica. Esta necesidad obliga muchas veces a la construcción de túneles o grandes tubos que proporcionen acceso a la boca de los drenes.

La efectividad de un conjunto de drenes de penetración transversal puede medirse registrando las variaciones de elevación del espejo del agua en pozos de observación estratégicamente dispuestos en la zona drenada.

La longitud necesaria es uno de los factores más difíciles de definir, sobre todo en áreas en que, como es frecuente en las vías terrestres, no haya suficiente información proveniente de programas detallados de sondeos. Cuando se aplican en un talud de un corte de nueva construcción, puede tenerse una idea bastante aproximada de la longitud requerida dibujando un perfil del talud con los círculos de deslizamiento probables; los drenes deben cubrir con amplitud las masas de suelo susceptibles de deslizarse. Un criterio similar puede usarse cuando se desee estabilizar con drenes de penetración transversal un talud ya construido que empiece a moverse o muestre otros signos de inestabilidad. Cuando exista o se sospeche que exista una superficie de falla formada, la forma que se conozca de ésta o que pueda razonablemente atribuírsele, orientará de inmediato tanto la disposición como la longitud de los drenes necesarios. Cuando se desee estabilizar una ladera bajo un terraplén, los drenes deberán llevarse a longitud suficiente para cubrir toda la zona susceptible de entrar en conflicto. La Fig. VII-23 presenta croquis que ilustran gráficamente los criterios anteriores en forma general.

Cuando se instalan los drenes transversales sin equipo especializado, lo cual es común en países en desarrollo, se suele recurrir a equipos convencionales de perforación, que requieren de la inyección de cantidades bastante grandes de agua. La difusión de esta agua a presión en la masa de suelo puede producir condiciones transitorias pero muy críticas en la estabilidad general. En la Ref. 28 se describe muy detalladamente el equipo de perforación utilizado por el Departamento de Carreteras de California, que no utiliza agua de perforación. En México se han instalado varias veces drenes de penetración transversal con equipo convencional; la experiencia parece ser que si se ejerce un cuidadoso control sobre las operaciones y sobre el agua inyectada es posible superar



Otro aspecto de la perforación de drenes transversales.

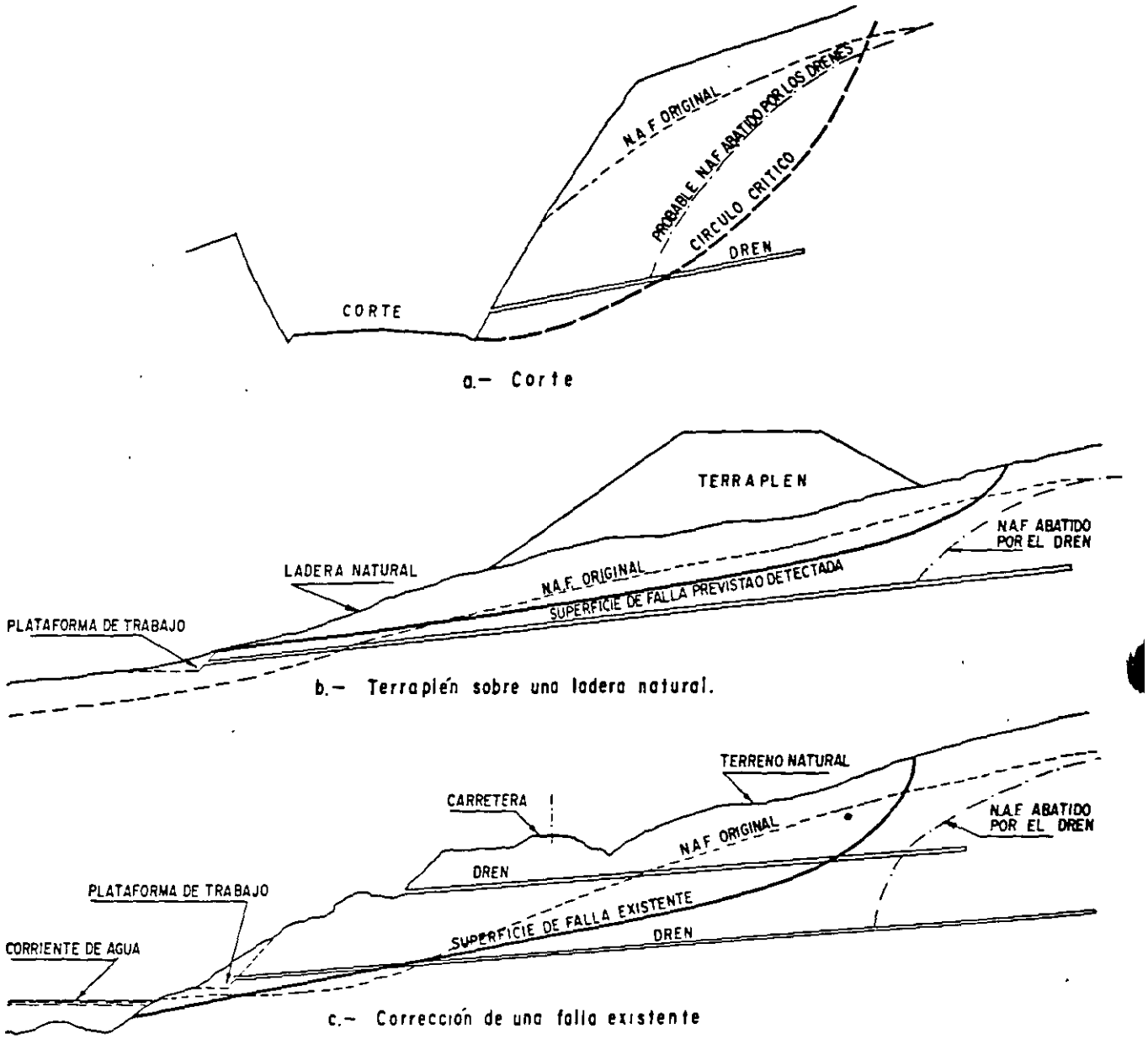


Figura VII-23. Croquis de la disposición de drenes transversales de penetración.

las malas consecuencias de dicha inyección, pero desde luego se debe considerar siempre preferible no utilizar agua de perforación.

Las dos formaciones en donde es probablemente más difícil instalar drenes transversales son las arenas finas limosas y los suelos que contienen grandes boleos y fragmentos de roca; la primera por su tendencia a derrumbarse y formar cavidades durante la perforación y la segunda por las dificultades provenientes de la dureza y la heterogeneidad, que restan eficiencia a la operación y elevan los costos.

Debe entenderse claramente que el objetivo fundamental de los drenes es abatir las presiones neutrales en las masas de suelo cuya estabilidad interesa. El éxito no necesariamente puede medirse por la cantidad de agua que los drenes colecten. Pudiera suceder que se interceptase un acuífero muy permeable, con agua libre y en tal caso el gasto drenado podrá ser impresionante; pero también podrá ocurrir que los drenes se instalen en formaciones arcillosas impermeables, en que logren muy eficientemente abatir las presiones de poro y en que contribuyan mucho a la estabilidad, pero colectando cantidades de agua mínimas. El dren transversal lleva la presión atmosférica hasta donde penetra y establece una zona de influencia con presión creciente hacia la periferia, que produce un beneficio en un cierto volumen de suelo. Dentro de esa zona de influencia, el agua tiende a fluir hacia el dren, pero la cantidad que llegue depende ante todo de la permeabilidad de la formación. Se ha dicho que en los suelos en que es más interesante abatir la presión de poro pueden ser masas de arcilla y en ellos difícilmente podrán esperarse grandes gastos.

Es común que el gasto colectado tenga variaciones estacionales.

E. Pozos de alivio

Aunque son relativamente escasos en la tecnología de vías terrestres, los pozos de alivio constituyen un modo útil de resolver algunos problemas específicos. Son perforaciones verticales del orden de 0.40 — 0.60 m de diámetro, dentro de las cuales se coloca un tubo perforado de 10 — 15 cm de diámetro. El espacio anular que queda entre ambos, se rellena con material de filtro. Los pozos se han construido hasta de 20 m de profundidad. Se colocan de forma tal que capten los flujos perjudiciales, o sea ladera arriba de la zona que se desee proteger. Su misión principal es abatir la presión en el agua existente en capas profundas del subsuelo, a las que no es económico o posible llegar por excavación; no suelen ser muy efectivos desde el punto de vista de eliminar toda el agua contenida por el suelo.

Los pozos deberán tener un sistema que elimine el agua que drenen, de otro modo sólo serán un alivio transitorio, pero con el tiempo, al llenarse de agua, se restituirán los niveles y estados de presiones que existían antes de colocarlos. El bombeo es, quizá, el medio más obvio para lograr tal fin, pero es costoso y complica mucho las maniobras de la conservación normal de la vía, por lo que se corre el riesgo de que se descuide o abandone. En algunas ocasiones se ha construido una galería uniendo el fondo de los pozos, a modo de un pequeño túnel; este procedimiento, salvo casos especiales, también es costoso, sobre todo por lo que pueden llegar a complicarse las obras de conducción, para llevar las aguas a donde sean inofensivas. La Fig. VII-24 ilustra el que probablemente es el mejor medio de eliminar las aguas que colecten los pozos de alivio. Se trata de hacerlo por medio de drenes de penetración transversal. Naturalmente que será muy difícil lograr una conexión física entre el pozo y el dren transversal, dadas las imprecisiones de la perforación, pero esta limitación quizá no es importante, pues los drenes transversales pueden captar mucha del agua que tienda a acumularse en los pozos y, desde luego, impedirán la generación de presiones neutrales de importancia.

En el caso de la figura, los pozos se han colocado en dos pantallas, con dos hileras en cada pantalla y se ha dispuesto también una doble línea de drenes transversales para drenaje.

La Fig. VII-25 (Ref. 26) muestra un procedimiento ingenioso desarrollado por el Departamento de Carreteras del Estado de Washington para proporcionar drenaje a los pozos de alivio. Se trata de un sifón, cuya única limitación es la profundidad en que puede operar, al igual que todos los sifones.

En la figura se muestran dos alternativas de diseño, una metálica y otra con tubo de concreto perforado. El sistema puede también usarse en otras estructuras de drenaje que se comentarán posteriormente, tales como trincheras estabilizadoras o galerías filtrantes.

El espaciamiento entre los pozos de alivio es factor muy importante, tanto por lo que se refle, en la efectividad del sistema, como en su costo. Los espaciamientos comprendidos entre 5 y 10 m son comunes, como también lo es formar la pantalla con dos hileras próximas traslapadas.

El método de los pozos de alivio tiene en su contra el costo, que suele ser alto; no es fácil que se justifiquen económicamente allí donde la perforación sea dificultosa o, sobre todo, donde el pozo haya de ser ademado, antes de colocar su relleno.

La Fig. VII-26 permite calcular la capacidad de un pozo de alivio para colectar agua, proporcionando al mismo tiempo el gasto que ha de ser drenado. Co-

Instalación de pozos de alivio.

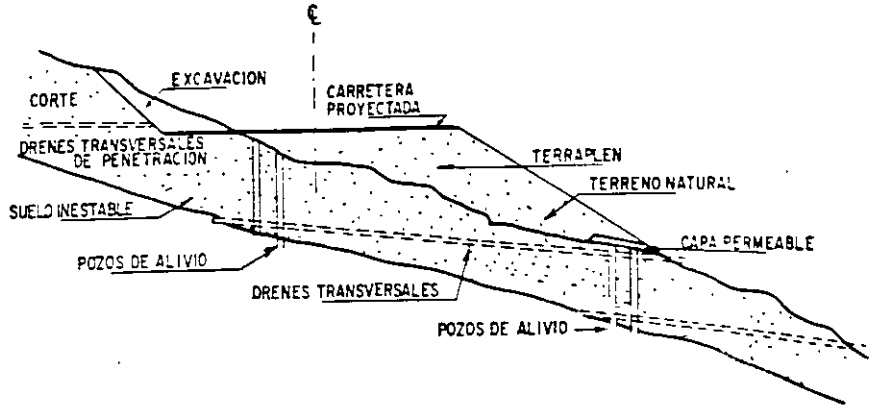


Figura VII-24. Pozos de alivio combinados con drenes transversales de penetración.

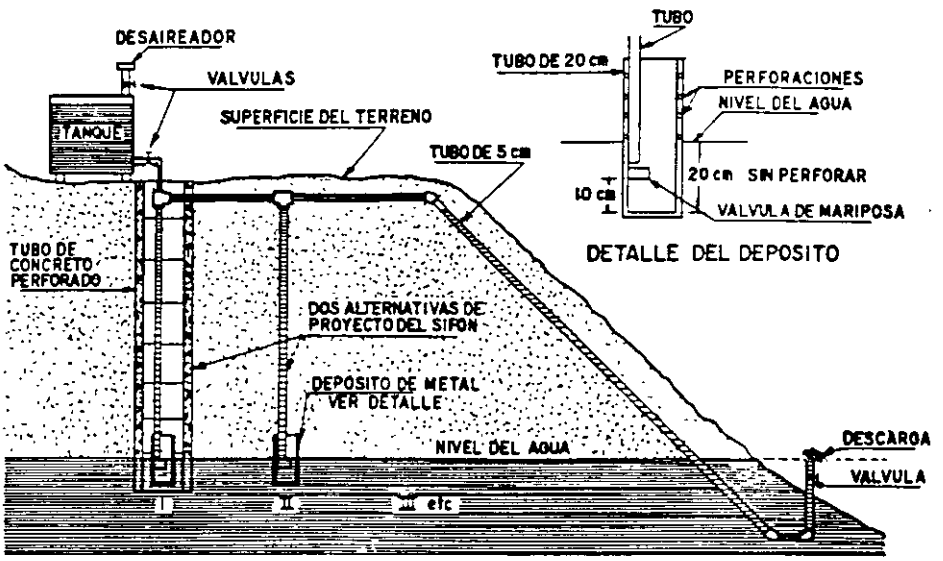


Figura VII-25. Sifón para descarga de pozos de alivio (Ref. 26).

rresponde a cálculos teóricos hechos con base en redes de flujo. La parte *a* de la figura se refiere a un flujo horizontal que se dirija hacia el pozo desde el terreno circundante, que se supone saturado. D_p es el diámetro del pozo y D_t el del tubo perforado; la diferencia es el espesor de filtro. La gráfica permite calcular el factor de forma de la red de flujo en torno al tubo perforado, en función de la relación de los diámetros del tubo y del pozo. Calculado dicho factor de forma, el gasto por eliminar será:

$$Q = kh\,F_f L \qquad (7\text{-}10)$$

donde k es el coeficiente de permeabilidad del material de filtro colocado; h, la carga hidráulica que produce el flujo (que en general habrá de ser estimada) y L es la profundidad del pozo.

La parte *b* de la Fig. VII-26 muestra otra gráfica de interés, referente ahora al gasto que se colecta en el fondo de un pozo de alivio, cuando el drenaje se hace por una galería conectada a dicho fondo o por un dren transversal que aflore en esa zona del pozo de alivio. El gasto se da en términos de la permeabilidad del filtro y del diámetro del pozo.

F. Capas permeables profundas con remoción de material

Cuando bajo la zona en que se colocará un terraplén, existe una capa saturada de suelo de mala calidad y de espesor relativamente pequeño (no más de 3 ó 4 m) y debajo de esa capa hay materiales de mucha mejor calidad, puede pensarse en remover totalmente el suelo malo en una faja bajo el camino por construir y en la longitud necesaria. La Fig. VII-27 esquematiza una instalación de tal tipo.

La excavación para la remoción podrá recubrirse con una capa de 50 cm o un metro de material de filtro, disponiendo la correspondiente tubería perforada de captación y un sistema de desfogue. Posteriormente, la excavación se rellenará con material de buenas características, debidamente compactado.

La capa drenante colocada evita que el relleno compactado sufra en el futuro los efectos adversos del agua. Adicionalmente, el sistema permite que el terraplén se apoye a fin de cuentas en terreno firme, por lo que la solución debe verse como mixta, entre mejoramiento de terreno de cimentación y subdrenaje.

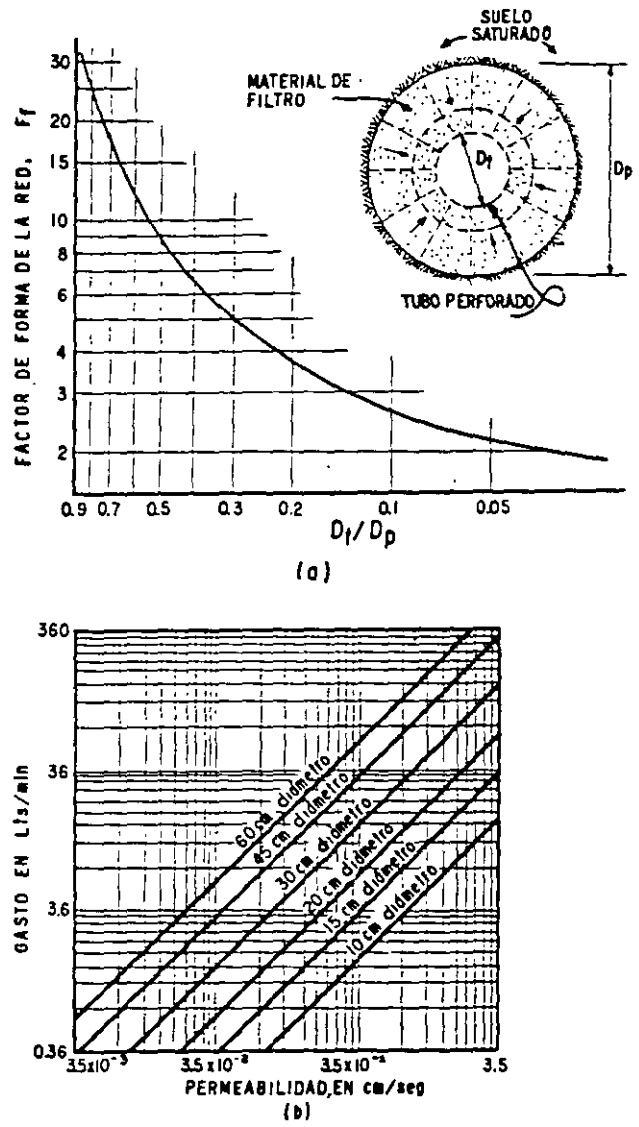


Figura VII-26. Gastos de pozos de alivio (Ref. 23)

El límite lógico para esta solución es el espesor del material malo, que cuando es importante la hace prohibitiva por razones económicas. Una precaución importante consiste en determinar por exploración que se esté removiendo realmente el material a través del cual ocurre el flujo, pues ha sucedido que por abajo del estrato firme en que se confió, existía otro estrato débil saturado, de manera que la remoción por arriba de él no produjo un cambio substancial en las condiciones de estabilidad de la zona.

G. Trincheras estabilizadoras

Cuando en una ladera natural existe flujo de agua y está formada por grandes espesores de materiales cuya estabilidad se ve amenazada por él y sobre tal ladera ha de construirse un terraplén, la remoción de todos los materiales malos y su substitución por otros mejores resulta ya difícil y, desde luego, antieconómica. En estos casos puede pensarse que basta captar el flujo y eliminar el agua en una zona bajo el terraplén de profundidad y ancho suficiente para garantizar la estabilidad local; en la práctica esto se logra drenando las aguas de una zona que abarque aquella por la que podría desarrollarse un círculo de deslizamiento del conjunto formado por el terraplén y su terreno de cimentación.

La Fig. VII-28 muestra en croquis algunas posibilidades de trinchera estabilizadora adaptadas a diferentes circunstancias concretas de casos específico. (Ref. 29).

En general, una trinchera estabilizadora es una excavación dotada en su talud aguas arriba de una capa drenante, con espesor comprendido entre 0.50 m y 1.00 m de material de filtro y un sistema de recolección y eliminación de agua en su fondo, el cual suele consistir de una capa de material de filtro del mismo espesor arriba citado, dentro de la cual hay tubería perforada (de 15 ó 20 cm de diámetro usualmente, o mayor si se espera gran gasto) para conducir rápidamente el agua captada; esta última debe conectarse a una tubería de desfogue que lleve el agua a donde sea inofensiva. Este desfogue puede ser, por cierto, un grave problema si la excavación es profunda y la topografía no es favorable. A veces el problema puede resolverse simplemente prolongando la tubería longitudinal hasta algún bajo o cañada apropiados; otras veces será necesario dotar a la trin-

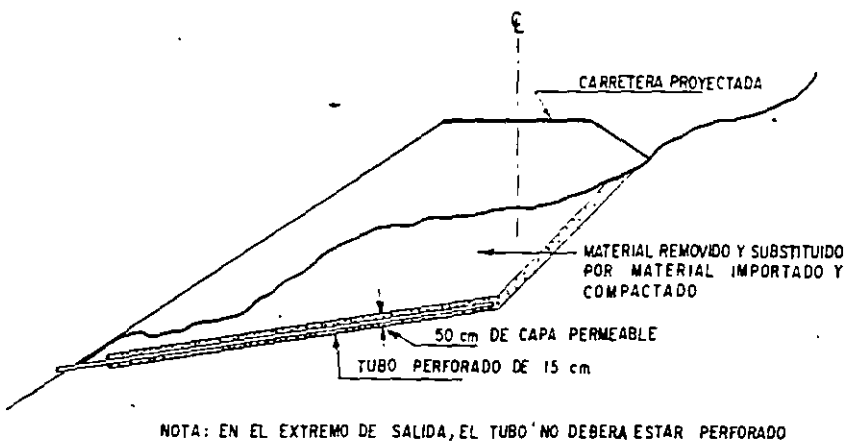


Figura VII-27. Remoción de material blando y colocación de una capa permeable bajo terraplenes.

Construcción de otra gran trinchera estabilizadora en la autopista Tijuana-Ensenada.

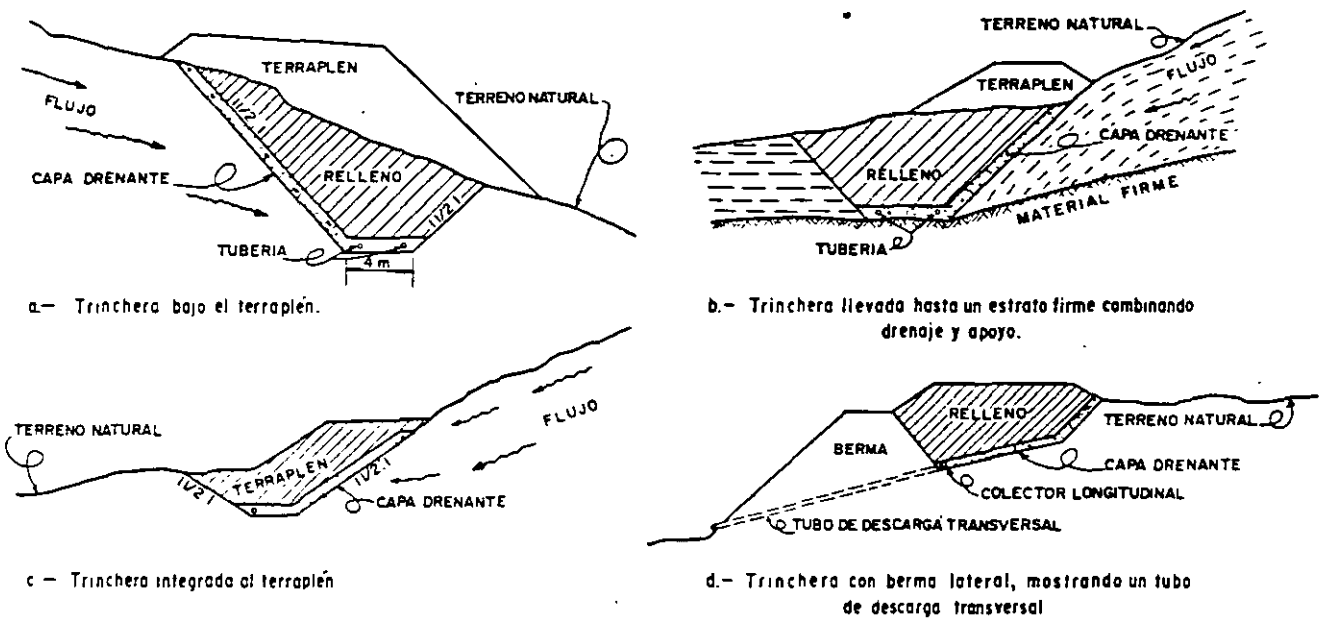
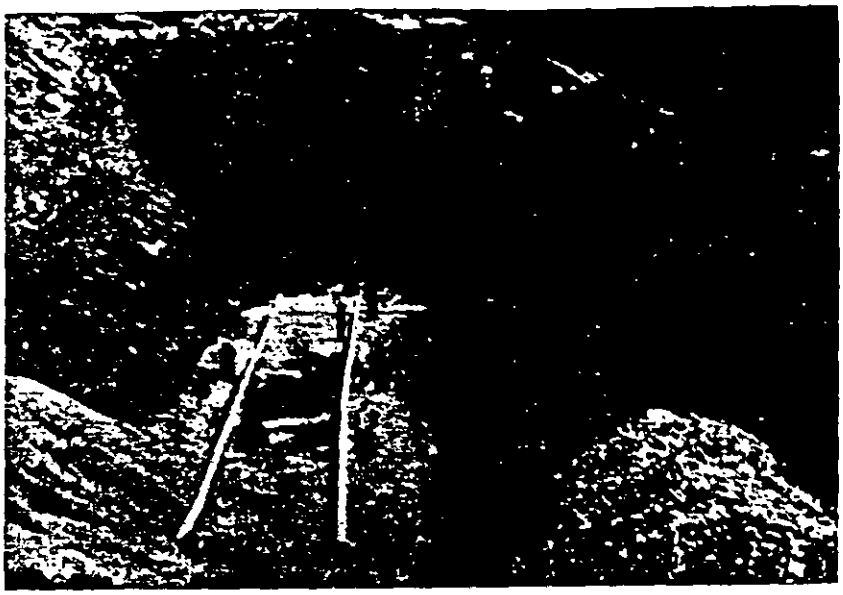


Figura VII-28. Tipos de trincheras estabilizadoras.

chera de tubos transversales que eliminen sus aguas y que deberán alojarse en zanja o en túnel: finalmente, hay ocasiones en que los problemas de desfogue son tan complicados y conducen a soluciones tan caras que se ha recurrido a eliminar el agua captada por la trinchera por medio de bombeo. Los autores de este libro no conocen ningún caso en que haya tratado de drenarse el fondo de una trinchera estabilizadora por medio de drenes de penetración transversal, pero ésta parece ser una posibilidad que pudiera resultar útil en algunas ocasiones; en tal caso no sería necesaria la tubería perforada y probablemente convendría construir el fondo de la trinchera con un sistema apropiado de pendientes y sobre una plantilla más rígida e impermeable, que debería ser atravesada por los drenes.

El fondo de la trinchera deberá tener el ancho suficiente para permitir la operación eficiente de equipo de construcción, lo cual se logra con unos 4 m. Los taludes de la excavación deberán ser estables durante la construcción, pues el relleno posterior elimina el problema a largo plazo. Comoquiera que es común que las trincheras se ubiquen donde hay mal material, los problemas de estabilidad de taludes en la excavación no son raros; la rapidez de la construcción suele ser un buen aliado para superarlos y en casos extremos se recurre a la construcción por franjas del ancho conveniente, que se van rellenando antes de abrir la siguiente.

El material que rellena la trinchera debe ser de buena calidad, generalmente proveniente de préstamo de banco y debe colocarse con una apropiada compactación por capas.



Excavación para una trinchera estabilizadora.

Construcción de la trinchera estabilizadora de la Figura VII-29

En realidad, una trinchera estabilizadora suele mejorar la estabilidad de un terraplén o de su terreno de cimentación de varias maneras.

1. Realizando la función drenante que ha quedado descrita.
2. Realizando un proceso de substitución de material, en el cual, se apoya el conjunto terraplén-trinchera en un suelo más firme (parte *b* de la Fig. VII-28) o se modifican las condiciones de estabilidad de tal modo que cualquier posible superficie de deslizamiento resulta tan larga y tan profunda que hace irrealizable la falla (por ejemplo, parte *a* de la Fig. VII-28). La calidad del material de relleno de la trinchera debe ser lo suficientemente buena como para que no sea de falla cualquier superficie hipotética de deslizamiento que pueda trazarse a través de dicha trinchera.

Así pues, la función de cualquier trinchera estabilizadora es doble. El subdrenaje que proporciona mejora desde luego las características mecánicas del suelo ladera abajo, al cortar físicamente al flujo y también las mejora ladera arriba, abatiendo las presiones en el agua en una importante zona de influencia. Además, el mejoramiento de las características mecánicas del suelo que se substituye en el relleno crea una restricción mecánica a la falla, que puede ser muy importante en muchos casos.

Como ejemplo de esta dualidad de acciones puede mencionarse la importante trinchera estabiliza-

Construcción de una trinchera estabilizadora.

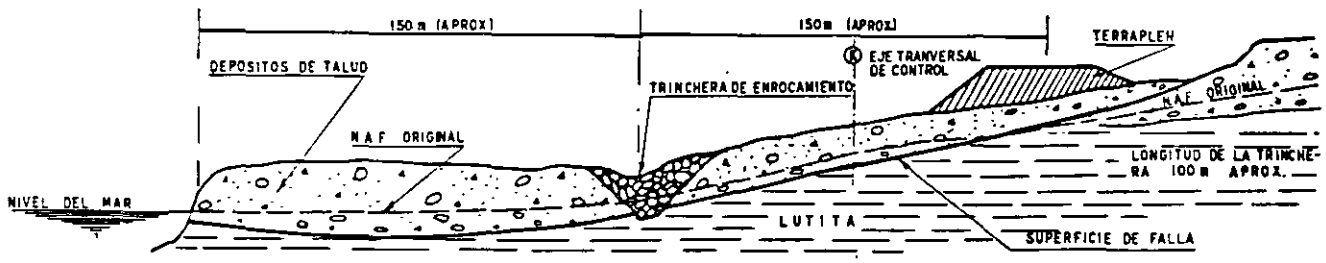
ra construida para estabilizar la falla del km 15 + + 050 de la Autopista Tijuana-Ensenada, en el Noroeste de México (Ref. 30).

Un croquis del perfil general de la zona estabilizada y de la sección de la propia trinchera estabilizadora se muestra en la Fig. VII-29.

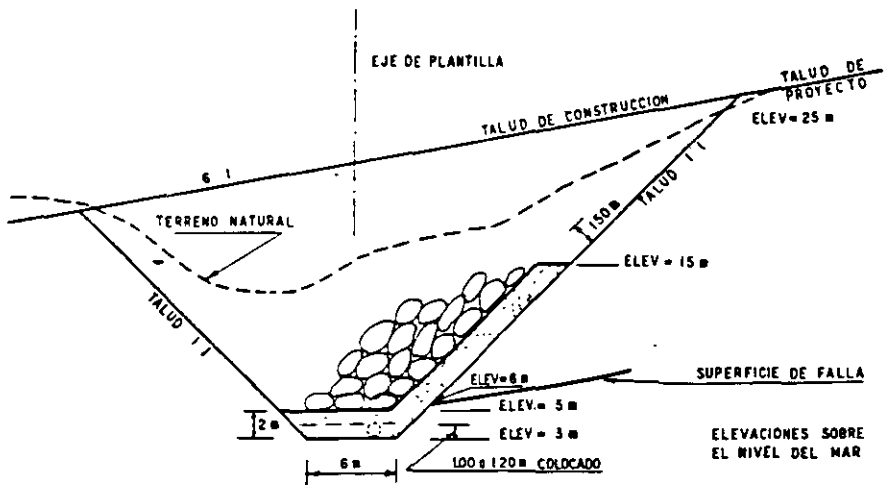
En el lugar existía una superficie de falla previamente formada que se desarrollaba en el contacto entre un depósito de talud y un estrato de lutitas. La parte *a* de la figura muestra esta situación, así como el nivel freático original, la ubicación del camino y la de la trinchera. Se optó por rellenar la trinchera con un enrocamiento de alta resistencia para aprovechar tanto el efecto drenante como el mecánico. El excelente resultado de la solución, que estabilizó una falla importante, resulta un tanto sorprendente cuando se compara la escala de la obra realizada con la de la zona en desequilibrio; ello hace ver la gran eficiencia de estas soluciones, que suelen ir más lejos de todo lo que es posible cuantificar con teoría.

Naturalmente que en casos como el anterior es posible calcular el reflejo del factor mecánico de la trinchera en el factor de seguridad del conjunto. Mucho más difícil resulta cuantificar el efecto drenante.

La Fig. VII-30 muestra otra interesante solución empleada con completo éxito en otra falla de las



a.— Perfil



b.— Sección de la trinchera

Figura VII-29. Trinchera de enrocamiento en el km 15 + 050 de la autopista Tijuana-Ensenada, México (Ref. 30).

que se manifestaron en la zona de la carretera Tijuana-Ensenada que ya se ha mencionado tantas veces (Refs. 30 y 31). Por razones emanantes de la topografía de la zona (parte *a* de la figura) se utilizó una solución que podría describirse como algo mixto entre un respaldo de enrocamiento, cuyo efecto estabilizador radica en su peso y una trinchera estabilizadora, con efecto drenante. La gran excavación efectuada se rellenó con enrocamiento de alta calidad y se colocaron las correspondientes secciones filtro, para impedir la impermeabilización del relleno.

La Fig. VII-31 muestra, ejemplificando los dos casos anteriores, el comportamiento de la trinchera del km 15 + 050 durante y después de su construcción. Son de notar los enormes movimientos que tuvieron lugar durante el período constructivo, pese a que la excavación se realizó por secciones de no más de 10 m de ancho cada una, rellenando cuidadosamente todas las anteriores antes de abrir la siguiente. Es de notar también la extraordinaria respuesta de la zona a la solución, la cual se mantiene hasta la fecha (noviembre de 1973). El comportamiento se describe con base en los desplazamientos horizontales y verticales de tres puntos, representativos de muchos, situados sobre la corona de la autopista. La visión de los desplazamientos ocurridos hace ver la im-

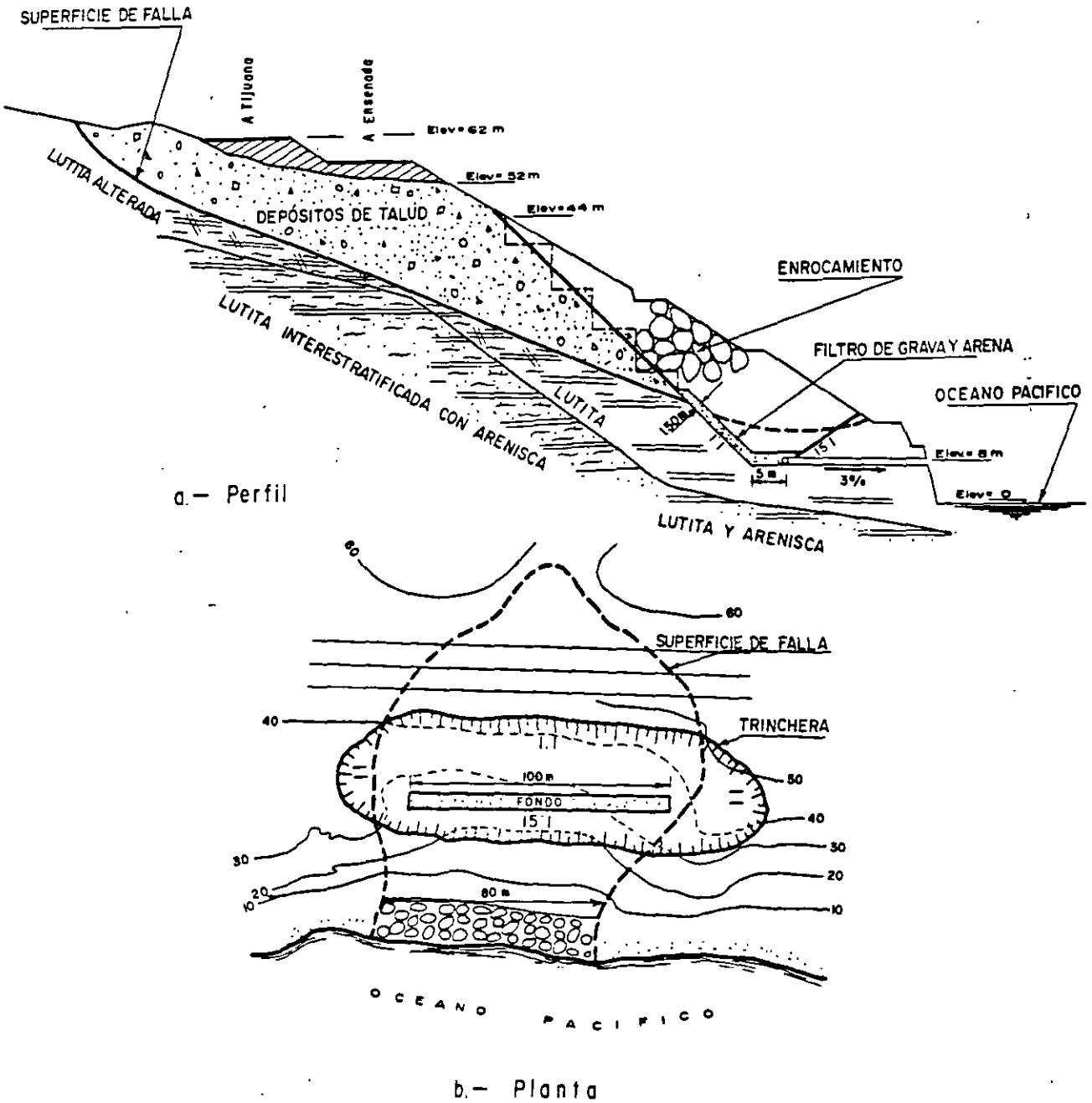


Figura VII-30. Respaldo de enrocamiento con funciones de trinchera estabilizadora, en la falla del km 20 + 400 de la autopista Tijuana-Ensenada, México (Ref. 30).

Construcción de una trinchera del tipo mostrado en la Figura VII-28 b.

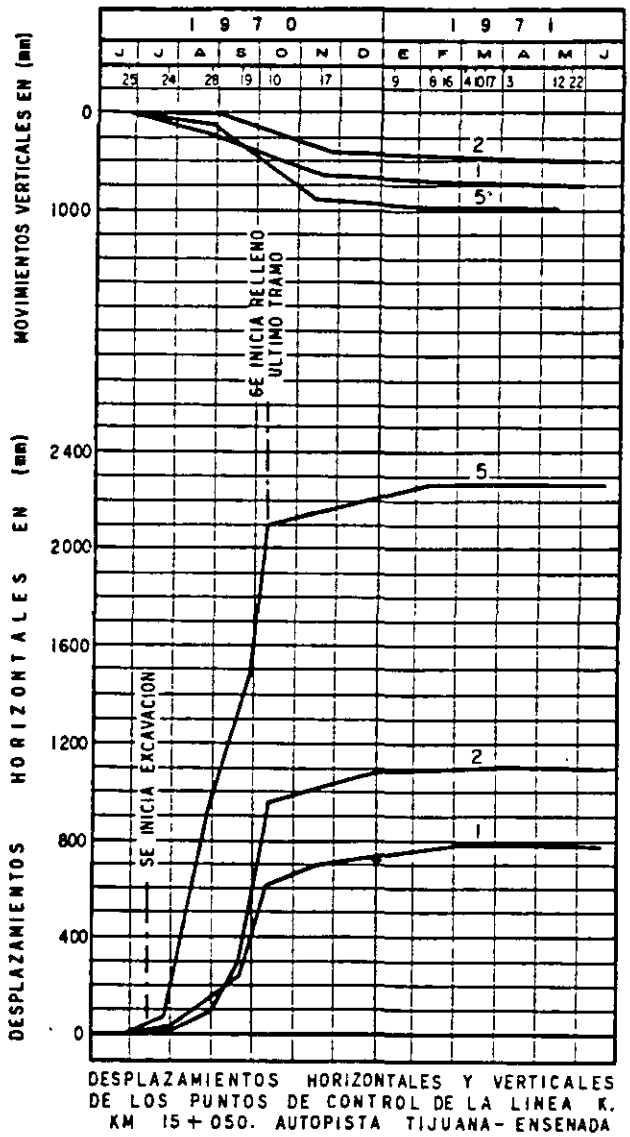


Figura VII-31. Comportamiento de la trinchera del km 15 + 050 de la autopista Tijuana-Ensenada, durante y después de la construcción (Ref. 30).

portancia que la rapidez de construcción suele tener en estas obras.

Las trincheras estabilizadoras no sólo pueden construirse con su eje paralelo a la vía terrestre; en ocasiones se hacen en dirección transversal, normal a la vía, dependiendo de conveniencias dictadas por la topografía.

La práctica de California aconseja (Ref. 29) pensar en la utilización de trincheras estabilizadoras en aquellos lugares en que, existiendo problemas de estabilidad planteados o previsibles y condiciones de flujo, el nivel freático se localice a 10 ó 15 m bajo el terreno natural; seguramente esta norma resulta un tanto rígida si se da a la trinchera estabilizadora el versátil papel que se le ha atribuido en este libro, que va un poco más lejos de la función puramente eliminadora del agua, que considera usualmente la práctica californiana.

Trazando las correspondientes redes de flujo suele poderse tener una idea de los gastos y requerimientos de permeabilidad que puedan presentarse en lo relativo a la capa filtrante que se coloca en el talud de aguas arriba de la excavación. La Fig. VII-32 (Ref. 7) proporciona información de este estilo obtenida del estudio de diversas redes de flujo. El dato práctico interesante sería obtener la relación requerida de las permeabilidades del filtro y del suelo $\frac{k_f}{k_s}$. H, en la Fig. VII-32, debe interceptarse como la altura del filtro que queda bajo la línea de corriente superior. La figura permite también relacio-

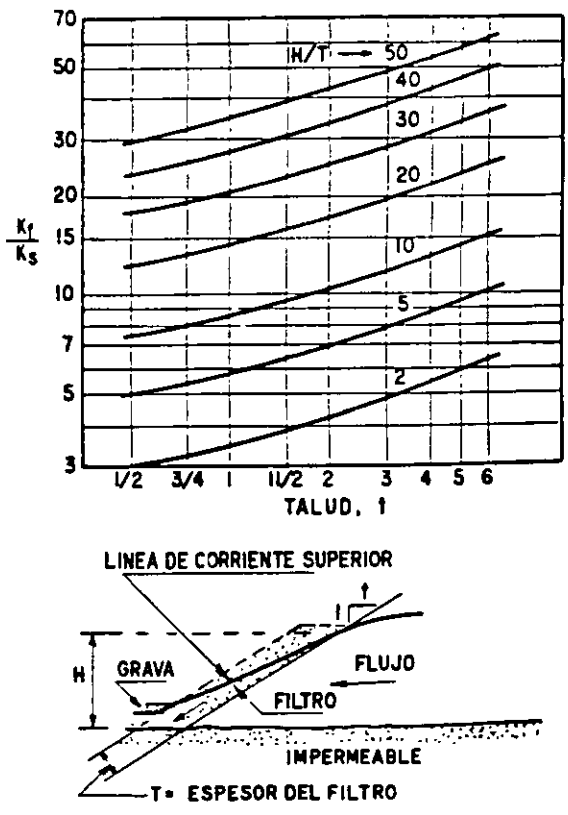
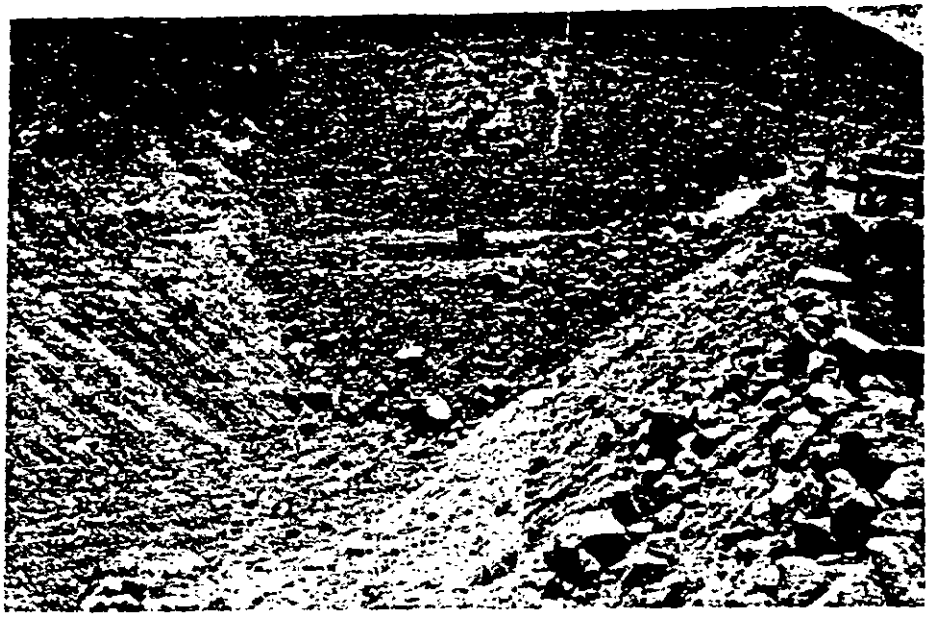


Figura VII-32. Requerimientos de filtros inclinados (Ref. 7).



Construcción de la trinchera estabilizadora de la Figura VII-30.

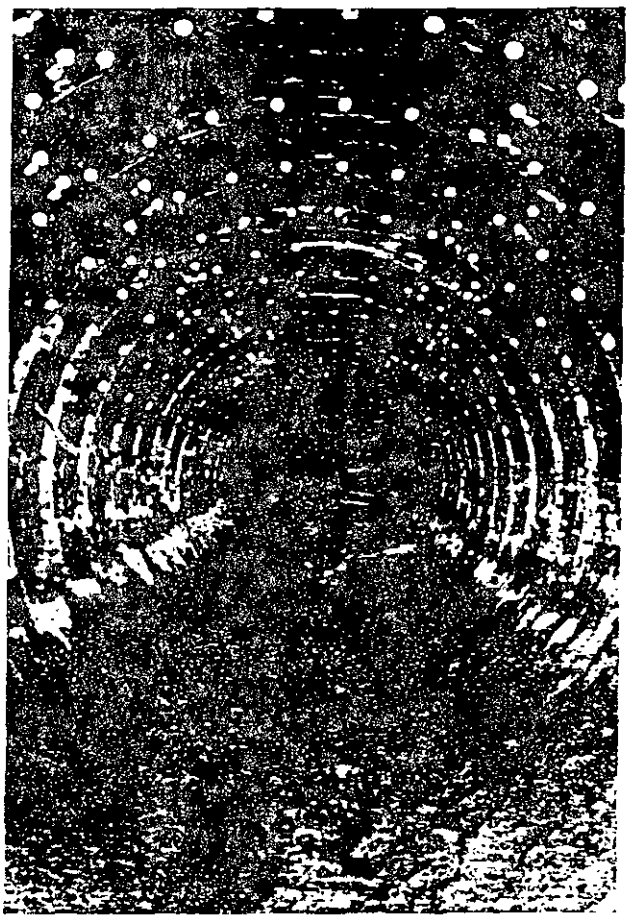
Construcción de la trinchera estabilizadora de la autopista Tijuana-Ensenada.

nar las permeabilidades requeridas con los espesores que se proyecten de filtro.

H. Galerías filtrantes

Cuando el agua subterránea se encuentra a una profundidad tal que sea imposible pensar en llegar a ella por métodos de excavación a cielo abierto y prevalezcan condiciones topográficas que hagan difícil el empleo de drenes transversales, se ha recurrido en ocasiones a la construcción de galerías filtrantes. La técnica de estas obras es muy ampliamente conocida en el campo de las presas de tierra, pero es mayor cada día el uso que de ellas se hace en problemas relacionados con el subdrenaje de vías terrestres, sobre todo en corrección de problemas en zonas inestables de grandes proporciones; mucho más raramente se construyen como método preventivo.

La galería filtrante es un túnel de sección adecuada para permitir su propia excavación, localizado en donde se juzgue más eficiente para captar y eliminar las aguas que perjudiquen la estabilidad de un talud o de una ladera natural que se use como terreno de cimentación.



Vista interior de la galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada.

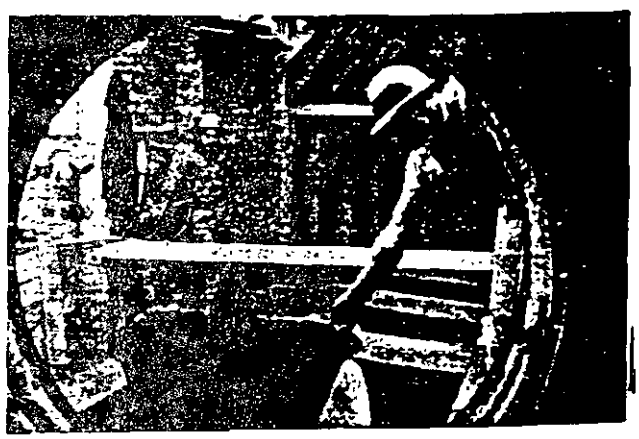
Las técnicas de construcción son las correspondientes a cualquier clase de túneles; no se hará mención especial de ellas en este lugar, pero sus aspectos generales se comentan brevemente en páginas posteriores de este mismo libro, dedicadas a tales temas. El revestimiento de la galería, si resulta necesario, debe ser tal que permita un efectivo trabajo como dren; se ha hecho con un gran tubo metálico perforado embebido en material de filtro, pero por razones de costo suele resultar más ventajoso el revestimiento convencional de concreto, de mampostería o mixto (generalmente, paredes de mampostería y bóveda de concreto), dejando abundantes huecos, para propiciar la función drenante, pero cuidando de no perjudicar la estructural. Es bastante común que la galería filtrante se desarrolle por debajo de una superficie de falla previamente formada y en tal caso puede aumentarse mucho la capacidad drenante disponiendo tubos perforados en abanico radial, que lleguen hasta la zona fallada.

Seguramente el punto de juicio más delicado en conexión con las galerías filtrantes es su ubicación en relación con la planta de la zona cuya estabilidad se desea mejorar; una exploración completa a base de sondeos es ahora necesaria hasta definir la forma de la *concha* de falla en las tres dimensiones del espacio. La instrumentación de secciones con inclinómetros (ver la parte alusiva a instrumentación de campo en este mismo libro) suele dar magnífico resultado para llegar a conocer la forma de la superficie de falla dentro del subsuelo. Definida ésta, la galería filtrante puede desarrollarse por la zona más baja, para colectar las aguas en la parte de más difícil drenaje. Ya se ha dicho que constituye la norma usual llevar la galería por abajo de la superficie de falla, con lo que se previenen dislocaciones por eventuales movimientos y se favorece la posibilidad de drenaje.

El desagüe de la galería filtrante puede ser muy sencillo cuando la boca de la galería puede ser drenada por gravedad, pero puede complicarse mucho en caso contrario; hay ocasiones en que ha de recurrirse al bombeo.

Las Figs. VII-33, VII-34 y VII-35 corresponden a la primera galería filtrante que se construyó en México (1965). Se muestra la planta general de la zona de la Autopista Tijuana-Ensenada en la que se realizó la obra, así como el perfil esquemático y la sección estructural de la propia galería. La obra tiene unos 200 m de longitud y está complementada por abanicos de drenes de penetración frontales y por tubería drenante colocada en los últimos 100 m de desarrollo (Fig. VII-35). Esta obra sirvió para estabilizar totalmente hasta el momento presente la más dramática de las fallas ocurridas en el tramo de la Autopista Tijuana-Ensenada, ya otras veces mencionada; incidentalmente, ésta fue la primera falla que evolucionó ya durante el período de construcción, presentando movimientos totales acumulativos máximos hasta de 2 m en la dirección vertical, sobre la corona del camino y de 1.80 m, hacia el mar, en la dirección horizontal, en la parte más alta de la superficie de falla, al pie del gran cantil de lutita sana (Fig. VII-33).

Durante el período de exploración fue posible definir de forma muy completa la configuración interna de la superficie de falla, sobre la cual ocurrían los movimientos. Construida la estructura drenante, la respuesta de la masa en movimiento a su efecto



Galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada. Cambio de sección del tubo a concreto.

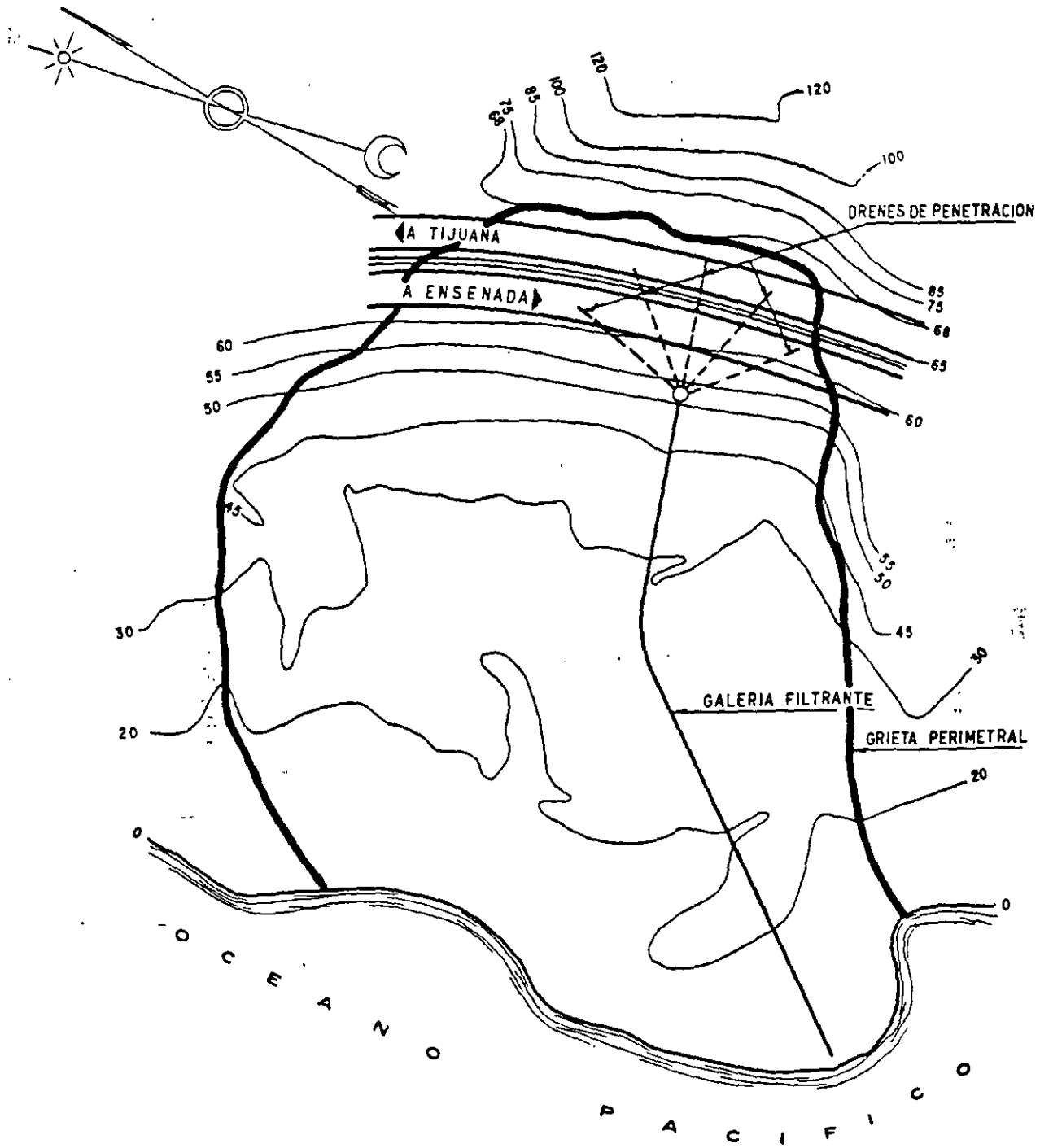


Figura VII-33. Planta de la galería filtrante construida en el km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

fue no menos dramática que la falla misma; los movimientos se detuvieron por completo, sin que se haya registrado ninguno hasta el momento presente (1973).

La galería se comenzó con un gran tubo metálico tipo ARMCO (1.80 m de diámetro), embebido en material de filtro, hasta completar una excavación total del orden de 2.50 m de diámetro. Esta sección se cambió a la de la Fig. VII-35 a partir de los primeros 30 m, por razones de costo. La galería se drena por bombeo en su boca.

La Fig. VII-36 muestra una planta de la zona de falla del km 15 + 500 de la misma autopista Tijuana-Ensenada, donde se ha construido otra importante galería filtrante, ahora en forma de T. En la misma figura se muestra la localización de 10 inclinómetros que permitieron conocer con bastante detalle la configuración interior de la superficie de

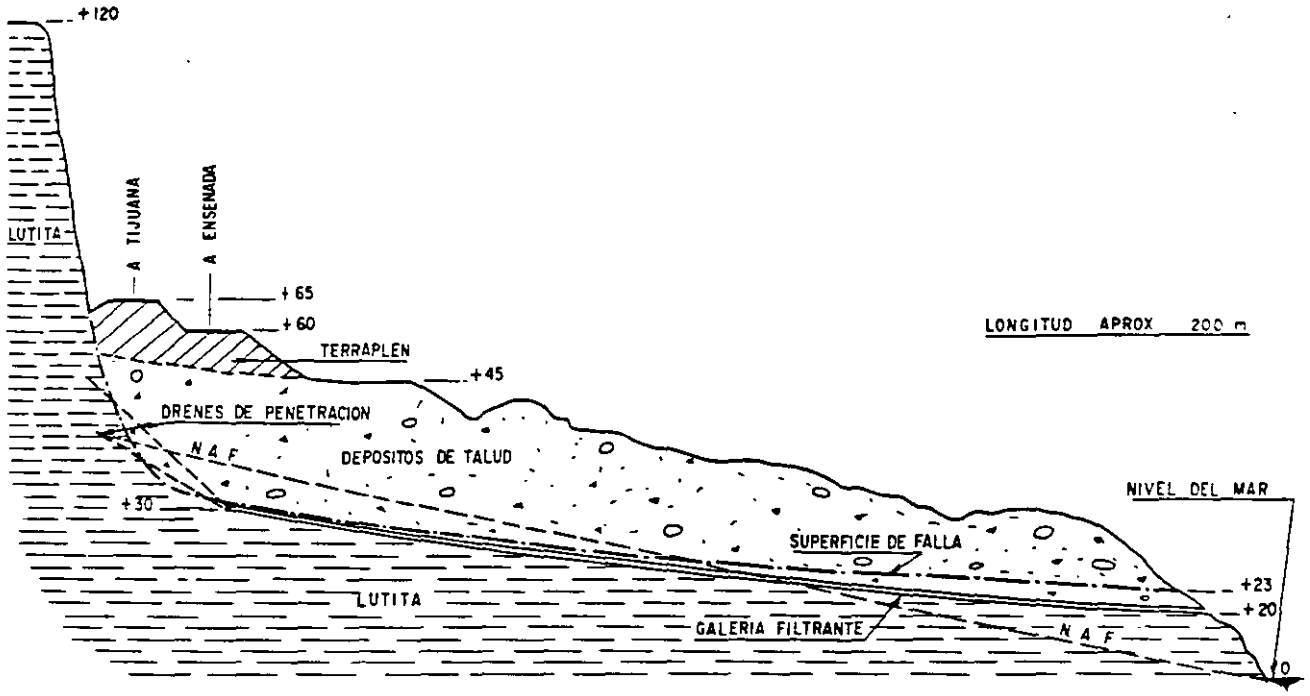


Figura VII-34. Perfil de la galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

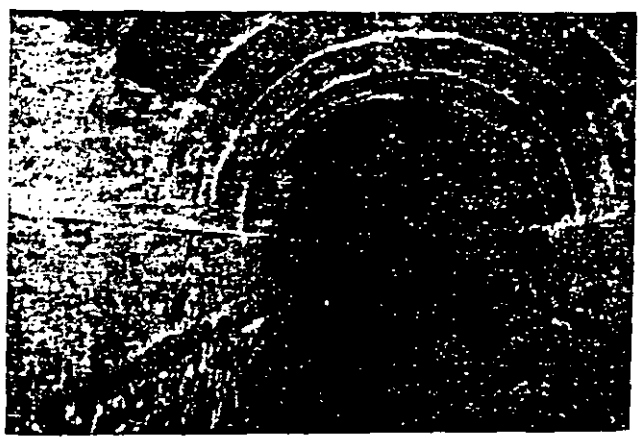
lla preexistente. La Fig. VII-37 muestra los datos típicos de desplazamiento horizontal registrados por uno de los inclinómetros.

La Fig. VII-38 proporciona la forma aproximada de la superficie de falla en una de las secciones en que fue determinada. El nivel cero corresponde al Océano Pacífico. Dicha superficie de falla se desarrollaba también básicamente en un contacto entre depósitos de talud y un manto muy potente de lutita. Se construyó en el sitio un terraplén de 17 m de altura para la autopista. La galería filtrante que se construyó para drenar la zona aparece dibujada en planta en la Fig. VII-36 y en perfil esquemático en la Fig. VII-38 (naturalmente en este sentido esta última figura no es fiel, pues la galería no se desarrolla exactamente sobre la sección de falla dibujada).

En la Fig. VII-39 aparece la sección constructiva de la galería; puede verse que su capacidad drenante se reforzó por medio de un abanico de drenes de penetración, de tubo perforado, que se llevaron hasta interceptar la superficie de falla.

La Fig. VII-40 muestra la variación del nivel de aguas freáticas en dos puntos de la zona de influencia de la galería filtrante; nótese que ésta fue muy marcada en el pozo I-4 (Fig. VII-36) muy próximo a la T de la galería y menos marcada, pero también consistente en el pozo I-6, mucho más alejado. Re-

Boca de la galería filtrante del km 19 + 200 de la autopista Tijuana-Ensenada.



Interior de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada.

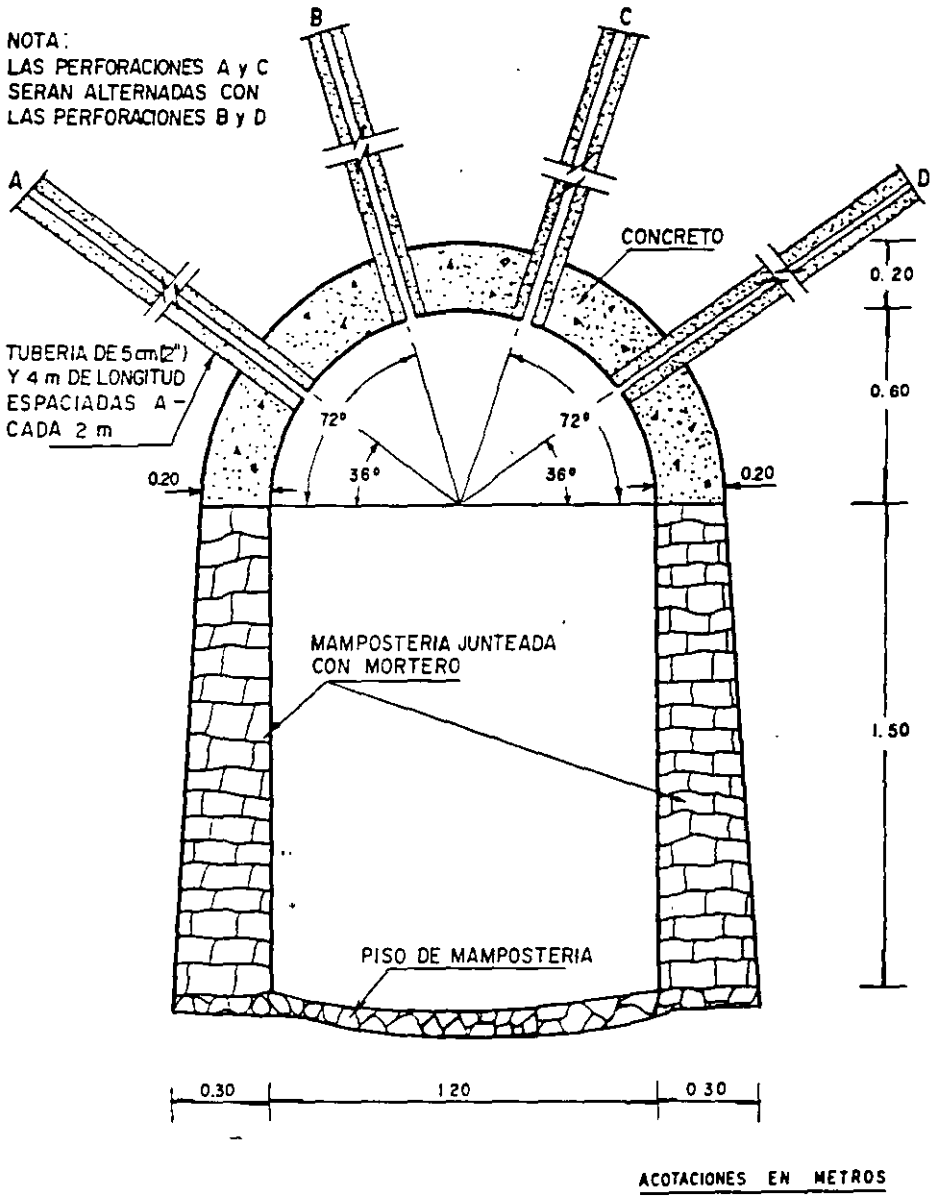


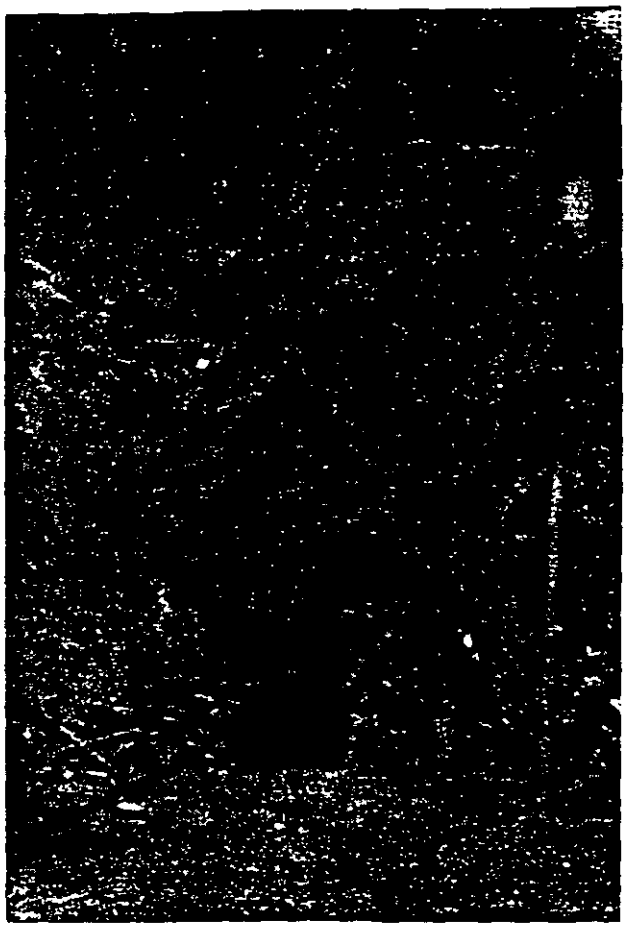
Figura VII-35. Sección transv
la galería filtr
el km 19 + 2
autopista Tiju
senada (Ref. 3

salta la influencia de los abanicos de drenes de penetración, sobre todo en las zonas próximas a la galería. En el momento presente (1973), el nivel freático parece estar próximo a una estabilización definitiva y los movimientos de la zona fallada se han detenido muy satisfactoriamente, según se hace ver en la Fig. VII-41, en la que se muestran aquéllos para los mismos puntos I-4 e I-6. Debe notarse la respuesta relativamente lenta de los movimientos a la presencia de la galería, sobre todo en los puntos más alejados de ella.

VII-5 EFECTOS CAPILARES EN EL SUBDRENAJE

Sobre el nivel de aguas freáticas se tiene un panorama algo más complejo para explicar la presencia del agua, sus efectos y su movimiento. El suelo está saturado hasta la altura capilar, pero por arriba de ese nivel tiene un grado de saturación menor cuando las fuerzas de gravedad y de viscosi guen jugando un papel importante, en las situadas sobre el nivel freático las fuerzas ca intervienen también vigorosamente. Estas fuer ron someramente analizadas en el capítulo I obra e incluyen efectos de tensión superficia interacción físicoquímica entre el agua y las minerales de los canalículos en el suelo. Las F y 33 contemplan algo de los aspectos teóricos mecanismos a través de los cuales es posible e estos fenómenos.

Las fuerzas resultantes de los efectos de superficial son de tensión en el agua y gener siones de poro negativas; esa tensión aumenta el grado de saturación disminuye. En la zona turación parcial, sobre la altura capilar del existe también agua vaporizada; la tensión de disminuye cuando la temperatura disminuye ta



Boca de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada.

La Fig. VII-42 (Ref. 34) muestra la condición de equilibrio del agua sobre el nivel freático. Dentro de la altura capilar (h_c) el suelo se encuentra, como se dijo, saturado; existe continuidad en el agua y la presión en ella sigue una ley hidrostática. Sobre esta zona está otra de saturación parcial, en la cual el grado de saturación disminuye rápidamente con la altura y en la que el agua ya no llena todos los vacíos, a pesar de lo cual guarda todavía continuidad en los contactos intercomunicados de los granos del suelo.

En esta zona, el esfuerzo efectivo ya no es el total menos la presión en el agua, puesto que este último esfuerzo no actúa sobre toda el área de los vacíos.

Todavía por arriba de la zona de saturación parcial con continuidad en el agua hay otra zona con saturación también parcial, pero con grado de saturación aún menor y decreciente con la altura, en la que se rompe ya la continuidad en el agua y, por lo tanto, en la que ya no se puede hablar de ley hidrostática de presión. En esta zona el agua desarrolla meniscos en los contactos entre los granos y el esfuerzo en el agua depende del radio del menisco desarrollado.

En toda la zona de saturación parcial, tanto donde hay como donde no hay continuidad en el agua, existe agua vaporizada susceptible de moverse. El cómo se mueva o el que a fin de cuentas se mueva depende del gradiente de presión del vapor que pueda existir. Por ejemplo, la evaporación superficial reduce la tensión de vapor en las capas superiores del suelo e induce la correspondiente ascensión de humedad. Si en la superficie la temperatura disminuye mucho, ocurre lo mismo y lo contrario si se eleva.

Solamente puede ocurrir flujo del agua capilar en la zona de saturación parcial en la que hay continuidad de agua. Si hay equilibrio, la tensión capilar debe ser igual a la presión hidrostática $\gamma_w z$ y no habrá movimiento; si la tensión capilar cambia, aumentando o disminuyendo, se producirá el correspondiente flujo de agua. La evaporación en las capas superiores de la zona de saturación parcial disminuye el grado de saturación, disminuyendo también los radios de los meniscos del agua en los vacíos del suelo, con lo que aumenta la tensión capilar. A la vez, como un resultado de la pérdida del agua, el espesor de la zona de saturación disminuye al valor h'_c (Fig. VII-43, Ref. 34). En el nuevo nivel h'_c, nueva frontera entre la zona saturada y la no saturada, la tensión capilar se mantiene la que era antes al nivel h_c, modificándose por ello en lo necesario los meniscos del agua, pero si es mayor que la presión hidrostática al mismo nivel, que solamente vale $\gamma_w h'_c$ (ver parte *a* de la Fig. VII-43). Como consecuencia de ello, se producirá un flujo ascendente con un gradiente:

$$i = \frac{\dfrac{\Delta u}{\gamma_w}}{h'_c} \qquad (7\text{-}11)$$

Esta es la razón por la cual en las regiones áridas y de intensa acción solar ocurre un continuo flujo de agua hacia la superficie de los suelos. El agua ascendente arrastra sales, que quedan en la zona de saturación parcial como residuo de la evaporación del agua.

El aumento de la concentración de sales en las capas superiores del suelo puede contribuir a su cementación y a hacerlo impermeable.

Un efecto similar al de la evaporación en las regiones áridas lo puede causar en regiones húmedas la pérdida de agua superficial por evapo-transpiración intensa en la capa de cobertura vegetal.

El calentamiento de la superficie del suelo por acción solar aumenta la evaporación y acelera correspondientemente el flujo ascendente. En suelos arcillosos compresibles, los aumentos de tensión capilar producen contracción y agrietamiento. A veces, la vegetación al chupar agua, puede producir un efecto similar al de la evaporación, creándose zonas de contracción volumétrica importante en torno a muchas especies de árboles.

Cuando se coloca una estructura sobre el terreno natural se dificulta la evaporación en el área cubierta; de hecho, un terraplén puede prácticamente impedir la evaporación bajo él. El equilibrio estático se alcanza ahora con una elevación de la línea de sa-

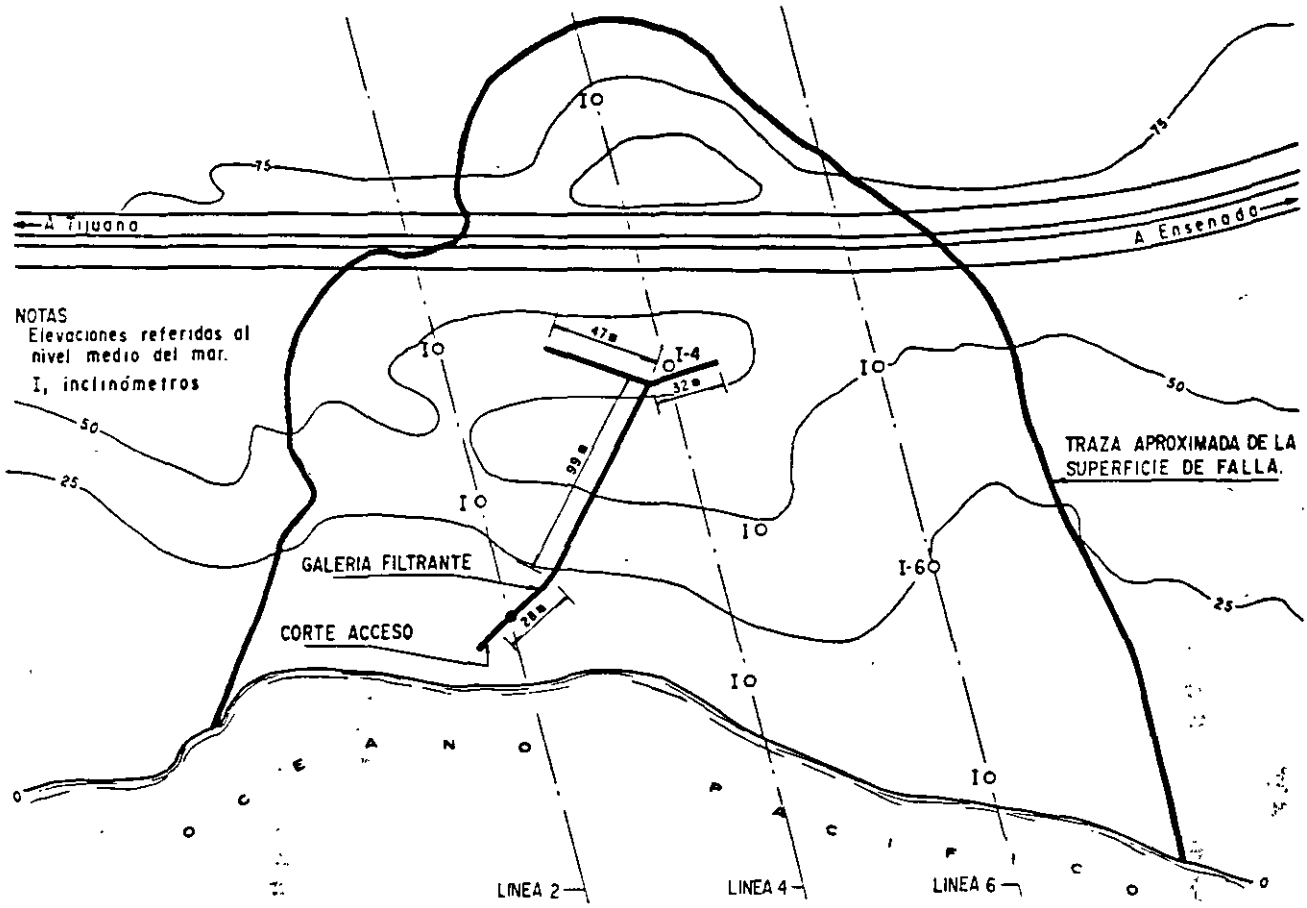


Figura VII-36. Planta de la galeria filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

turación capilar, lo cual suele tener consecuencias bien conocidas, emanantes del cambio de propiedades mecánicas de los suelos con el aumento del contenido de agua (parte *b* de la Fig. VII-43). El efecto anterior se planteará lógicamente con mayor rigor en zonas de intensa acción solar, en las que la evaporación que se impide era muy importante; precisamente el aumento del contenido de agua de suelos próximos a la superficie puede tener en estos lugares las consecuencias más relevantes, pues es lógico pensar que los suelos finos de estas zonas estaban originalmente altamente desecados, por lo que efectos tales como la expansión pueden mostrarse con la máxima importancia.

Si la temperatura sobre la superficie del terreno disminuye mucho y con brusquedad podrán ocurrir también los mecanismos mostrados en la parte *b* de la Fig. VII-43. La tensión capilar aumenta en este caso en un valor Δu al nivel h_c y correspondientemente se produce una elevación capilar hasta el nuevo nivel h_c''.

La parte *c* de la Fig. VII-43 muestra otro caso que tiene interés en la práctica de las vías terrestres y que corresponde al aumento del grado de saturación del suelo próximo a la superficie por infiltración de agua, por ejemplo de lluvia. Ahora se producirá un aumento en el radio de los meniscos, con la correspondiente reducción de la tensión capilar, de manera que la altura de ascensión descenderá, produciéndose una alimentación del agua subterránea.

En las arenas los cambios de tensión capilar son comparativamente pequeños en todos los casos, pues lo grande de los vacíos del suelo limita la magnitud de esos esfuerzos. Los efectos son mucho más notorios en las arcillas. La proximidad del nivel freático a la superficie del terreno es también determinante en la magnitud de estos efectos. Niveles freáticos muy profundos seguramente no propician cambios importantes en los contenidos de agua superficiales, aun en los lugares de mayor acción solar y aun cuando se impermeabilicen áreas importantes de la superficie.

Los diferentes sistemas de subdrenaje que se han discutido en este capítulo darán salida al agua contenida en el suelo, siempre y cuando en la inmediata vecindad del dren las presiones en el agua sean iguales o superiores a la atmosférica, la cual puede considerarse que prevalece en el interior de dicho dren en primera aproximación y si éste satisface los requisitos de permeabilidad convenientemente; pero no drenarán agua alguna de aquellas zonas en que el agua se encuentre a presión menor que la atmosfé-

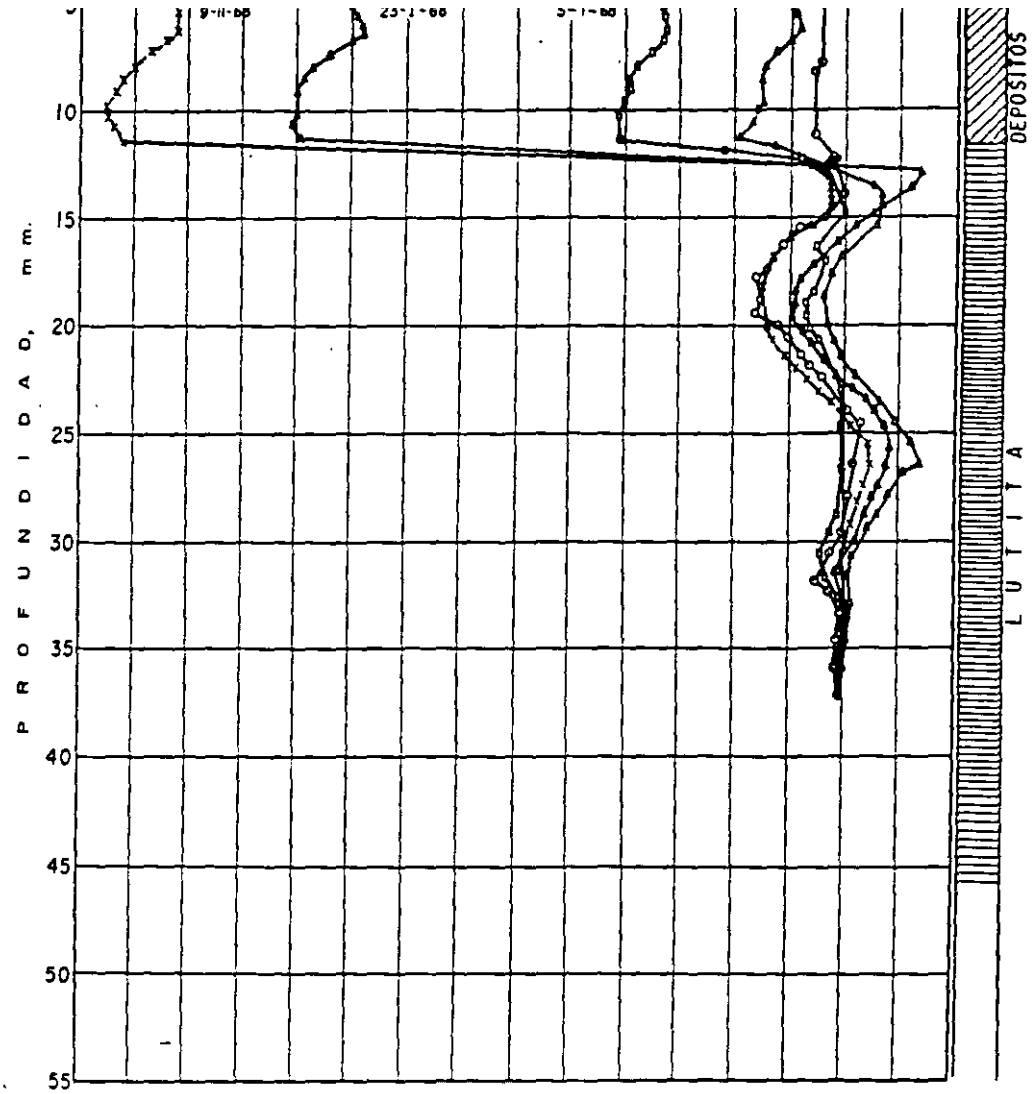


Figura VII-37. Posición de la superficie de falla dada por un inclinómetro. km 15 + + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

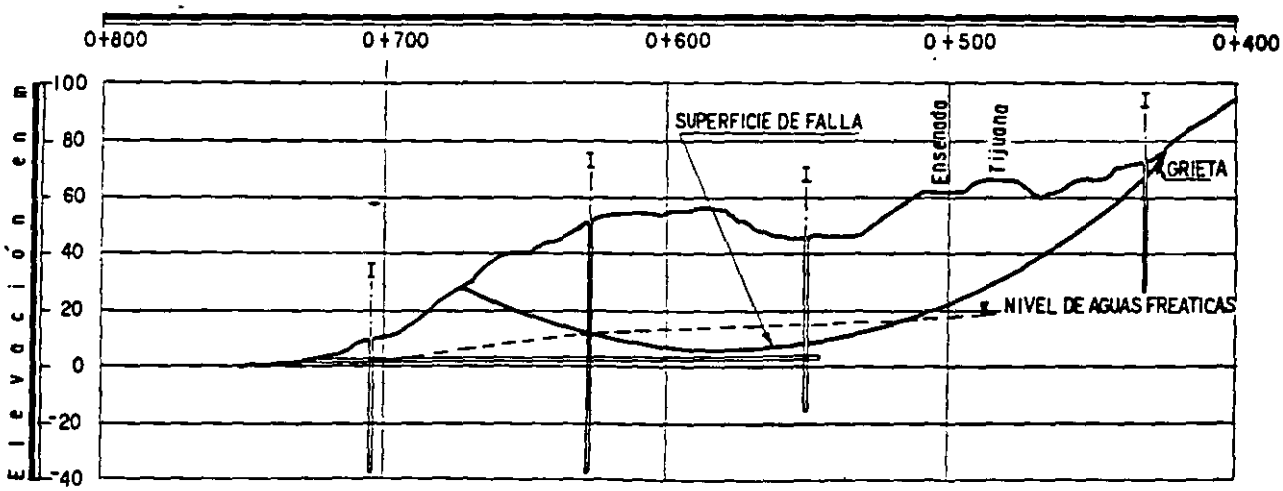


Figura VII-38. Perfil de la falla del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada, mostrando la galería filtrante (Ref. 30).

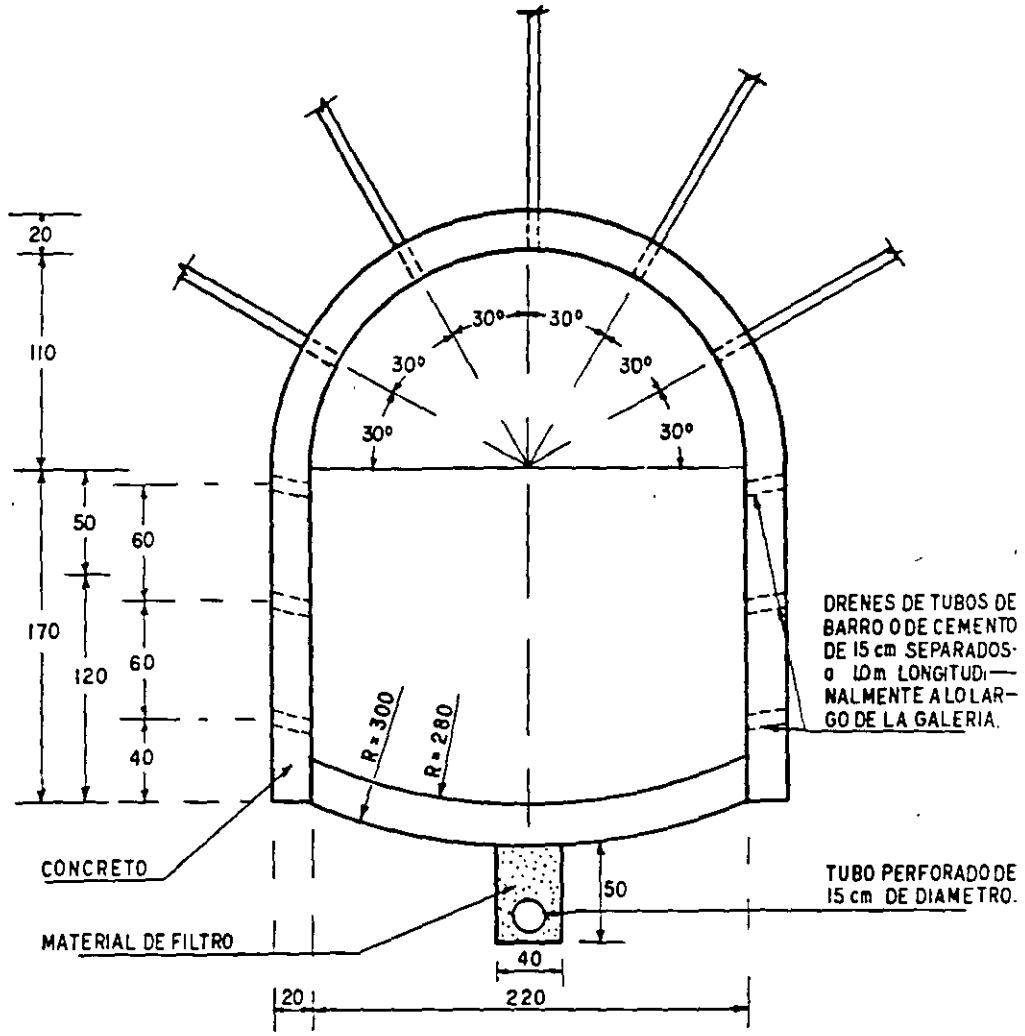


Figura VII-39. Sección de la galería filtrante del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

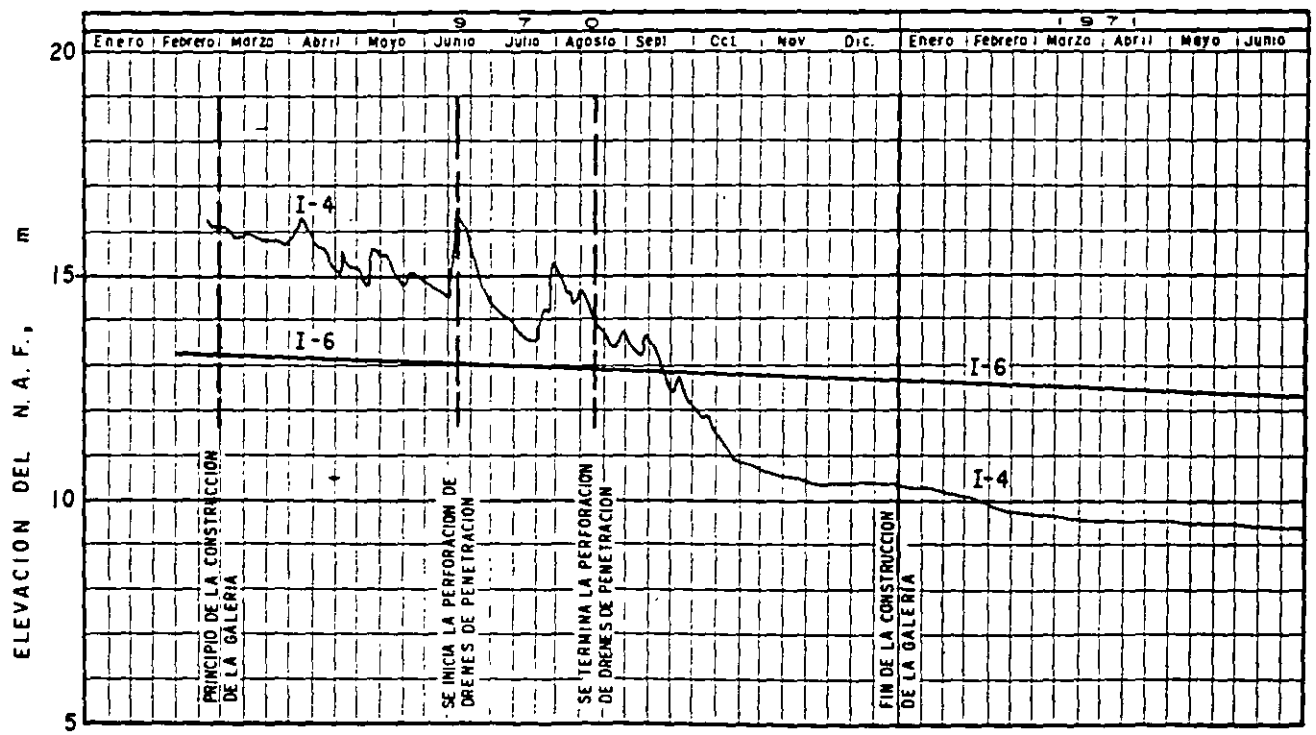


Figura VII-40. Variación del N. A. F. en la zona de falla del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

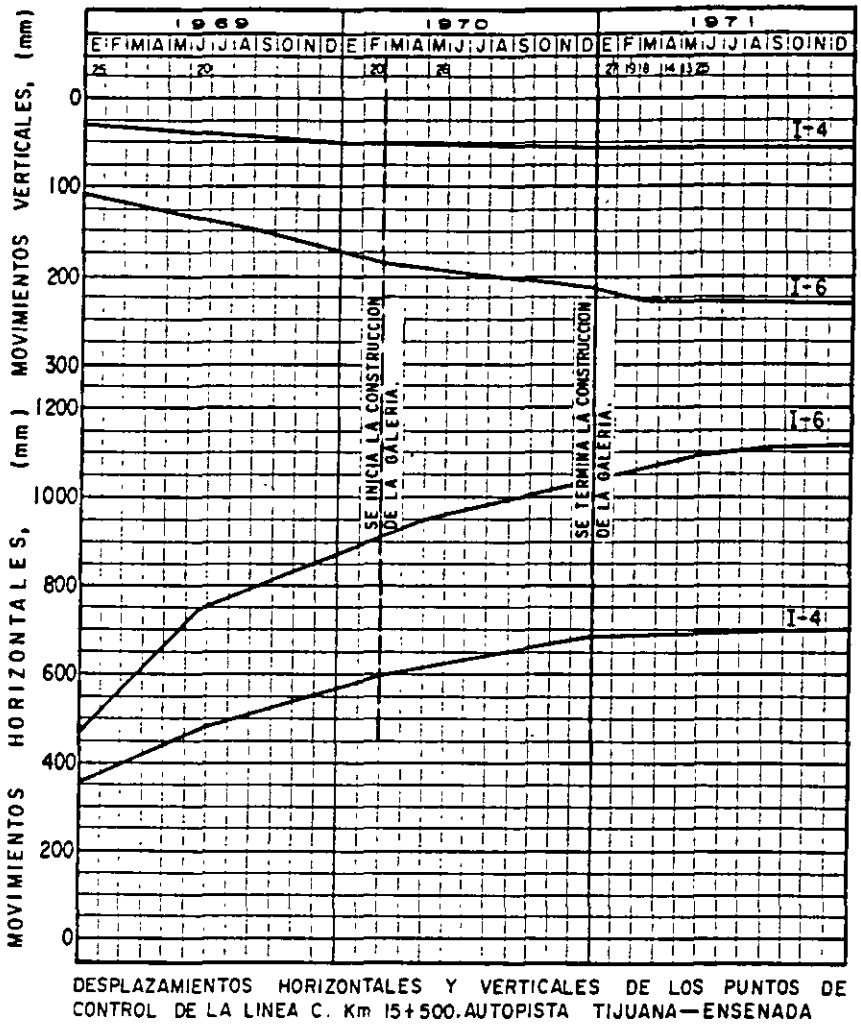


Figura VII-41. Movimientos de dos puntos de la zona de falla del km 15 + 500 de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 30).

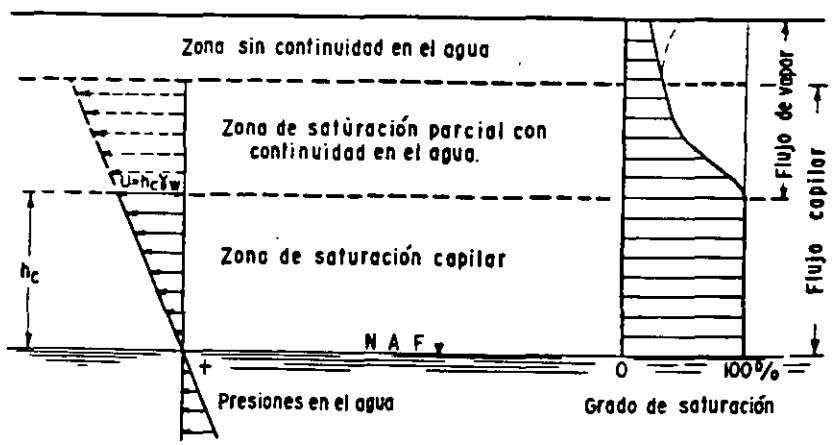


Figura VII-42. Condición de equilibrio del agua sobre el N. A. F. (Ref. 34).

rica, o sea donde el agua esté a tensión (zonas de agua capilar). Cuando se construye una obra de subdrenaje, como por ejemplo un dren de penetración transversal lo que se está haciendo es introducir en el suelo una línea a la presión atmosférica, por lo que dicho dren introduce en la zona de flujo una frontera de presión hidrostática nula. Si la presión en el agua alrededor del dren es mayor que la atmosférica, se crea un gradiente en la zona vecina hacia el dren y el agua fluye hacia éste. Por lo que antecede queda claro que el subdrenaje sólo será efectivo y, por lo tanto sólo deberá construirse, en zonas bajo el nivel freático, donde la presión del agua es siempre igual o mayor que la presión atmosférica. Arriba del nivel freático el agua está a tensión capilar y estos esfuerzos de tensión generan, por reacción,

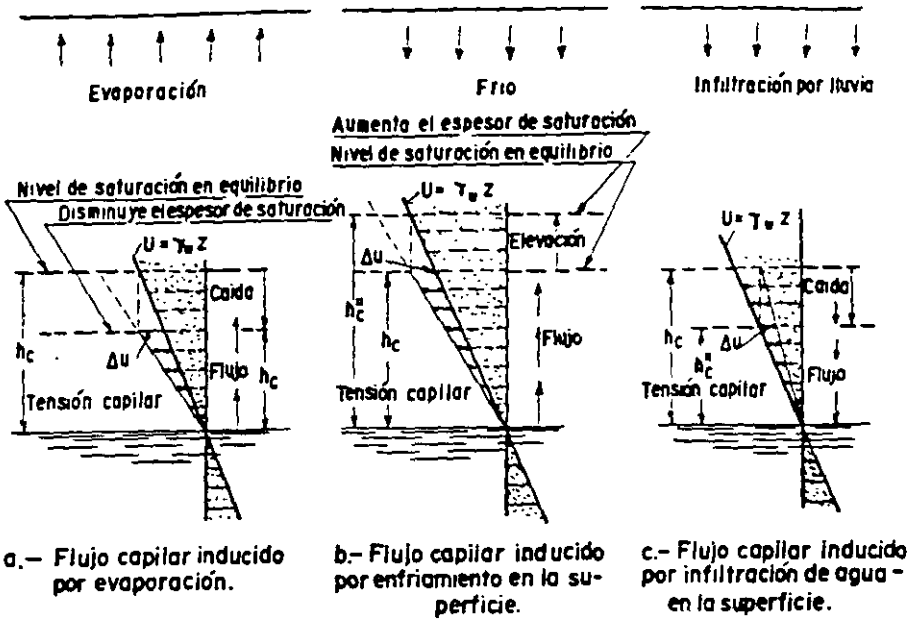


Figura VII-43. Casos de flujo capilar (Ref. 34).

compresiones entre las partículas de la estructura sólida, incrementándose correspondientemente los esfuerzos efectivos entre ellas; esta situación favorece la estabilidad general de los suelos y colocar allí un dren sería contraproducente además de ineficiente. De hecho, lo que se busca al construir un subdrén, además de eliminar el agua gravitacional, es cambiar el estado de esfuerzos neutrales en una cierta zona de suelo saturado abatiendo las presiones en el agua y convirtiéndolas en esfuerzos de tensión. La Fig. VII-44 (Ref. 35) muestra cómo logra esta finalidad un dren transversal de penetración.

En la figura se supone que se ha practicado un corte en un terreno arcilloso cuyo nivel freático ocupaba la posición I; el solo hecho de practicar el corte ha introducido un cambio en la posición de dicha capa que pasará a la indicada por II. Independientemente, el corte abierto, en el que obviamente prevalece la presión atmosférica, atraerá hacia él un flujo del agua vecina. Este es un efecto importante que ha de estar siempre en el trasfondo mental de los ingenieros que trabajan en vías terrestres: todo corte practicado por abajo del nivel freático original constituye por sí mismo un dren, en el sentido de que es un polo de atracción de las aguas que en las masas de suelo vecinas se encuentren a una presión mayor que la atmosférica; por ello los cortes serán siempre lugares de afloramiento natural de agua y, por ello también, los suelos en que se practican los cortes tienden siempre a aumentar su contenido de agua, con las correspondientes consecuencias en la estabilidad general de la estructura.

Siempre con referencia a la Fig. VII-44, supóngase ahora que se coloca un dren transversal como el que se ve en la parte c; el nivel freático adoptará un perfil similar al III y en toda la zona rayada de la figura se habrán substituido presiones neutrales de un valor superior a la atmosférica por tensiones en el agua, que han aumentado los esfuerzos efectivos en la masa de suelo al producir, como reacción, compresiones en la estructura mineral del mismo. Este efecto benéfico para la estabilidad del corte es independiente de la reorientación favorable de las fuerzas de filtración que el subdrén también produce.

Para concluir estos comentarios en torno a la influencia de la física de superficies en los procesos de subdrenaje, conviene dedicar alguna atención a la influencia en estos fenómenos de la humedad relativa del ambiente y de la posibilidad de su condensación. La experiencia demuestra que existe una relación específica entre la humedad relativa ambiente y el esfuerzo del agua en el suelo cercano a la superficie. Si en un cierto lugar la humedad relativa ambiente fuese sistemáticamente de 100% y el suelo fuera arcilloso, el nivel freático tendería a ser muy cercano a la superficie, de no coincidir con ésta. Recíprocamente, un subsuelo arcilloso con nivel freático muy cercano a la superficie habla muy probablemente de unas condiciones de humedad ambiental próximas a la saturación. También, una humedad relativa muy baja, usual en cierto lugar, implica un nivel freático muy profundo en ese lugar.

Las relaciones anteriores tienen su importancia sobre todo en la posibilidad de que lleguen a saturarse mantos de suelo en contacto o en proximidad al terreno natural tal como es el caso típico de los pavimentos. Una humedad relativa alta con un subsuelo arcilloso determinará la necesidad de que bases y subbases tengan potencial capilar mínimo, por existir fuerte tendencia a la saturación por capilaridad con el tiempo, aunque ellas mismas u otras capas de suelo subyacente que se hayan colocado en el lugar lo hayan sido con contenidos de agua relativamente bajos; en estos casos es preciso que exista alguna capa aislante del efecto capilar o rompedora de la capilaridad. Siguiendo el criterio de Terzaghi (Ref. 36 y

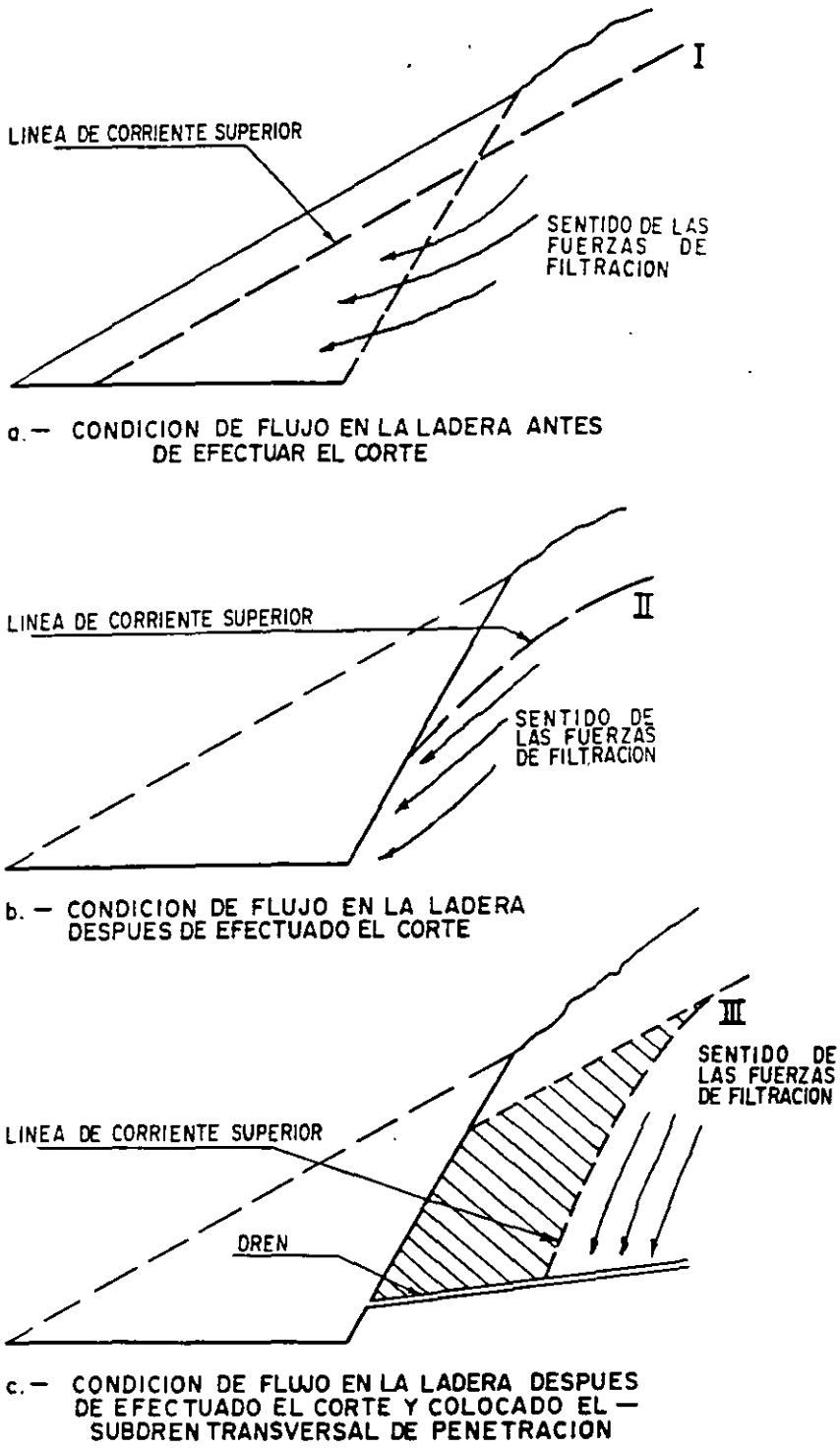


Figura VII-44. Efecto de un dren de penetracion transversal en el estado de presiones en el agua dentro de un corte (Ref. 35).

37), lo anterior equivale a convertir un sistema *abierto* en *cerrado*, en el que el contenido promedio de la zona aislada prácticamente no cambia por migración del agua de otras masas vecinas de suelo.

Los movimientos del agua freática por efecto de la humedad ambiente tendrán su correspondiente reflejo en las compresiones o expansiones de los suelos arcillosos susceptibles de cambios volumétricos.

VII-6 SUBDRENAJE EN CARRETERAS

El control del agua subterránea ha sido muy diferentemente valorado en diversas épocas dentro de la historia de la construcción de carreteras, aun hablando solamente de épocas relativamente modernas; también es diversamente valorado por las tecnologías en uso en los distintos países y, finalmente, es común ver fuertes diferencias de criterio en tal valoración

dentro de los grupos de ingenieros que actúan en una misma época y en un mismo país. Naturalmente, todo el mundo está de acuerdo, en principio, en que el subdrenaje es conveniente y beneficioso, pero el subdrenaje tiene un costo y muchas veces bastante elevado y los criterios se diversifican precisamente en el momento en que ha de llegarse a la evaluación subjetiva de cuanto reditúan los beneficios en comparación al costo del subdrenaje. Las diferencias en criterio son tan marcadas que hay ingenieros para los que el subdrenaje es una parte constitutiva de la rutina del proyecto y construcción de una carretera, tal como lo pueda ser el drenaje superficial o el uso de la compactación, en tanto que hay instituciones enteras y aún países en los que rara vez se contempla, si alguna, la necesidad de emplearlo. Se escucha con frecuencia, sobre todo en los que en la actualidad han dado en llamarse países en desarrollo, que el subdrenaje es lujo de ricos. Este razonamiento parece carente de base; si el subdrenaje es benéfico y si su función es trascendental, será más bien necesidad de pobres, pues las naciones no sobradas de recursos (aceptando que haya alguna que lo esté) tendrán, si cabe mayor obligación de garantizar la fuerte inversión que una carretera representa. Si el subdrenaje no tiene una función importante, entonces no será lujo de ricos, sino derroche de estúpidos. Parece pues evidente que el problema no debe plantearse en términos de riqueza relativa, sino, yendo a las raíces tecnológicas del problema, en términos del beneficio que con el subdrenaje se obtenga para la carretera, situado este último, claro está, en relación al costo que haya de erogarse para obtener tal beneficio y al costo que se erogaría de no existir el subdrenaje, una vez que se hayan planteado las consecuencias que ello acarrearía en el comportamiento de la carretera.

Al intentar plantear las relaciones beneficio-costo y las alternativas de comportamiento que en los renglones antecedentes han quedado insinuadas suelen comenzar las dificultades. Por ejemplo, a despecho de la gran cantidad de armas teóricas que hoy va habiendo, sigue siendo difícil cuantificar con precisión el beneficio de una determinada obra de subdrenaje; es difícil en muchos casos establecer el cambio del factor de seguridad de una cierta parte del conjunto estructural de un camino o de un tramo de este si es que tuviera sentido extender el concepto de factor de seguridad a la diversidad de conceptos que definen el comportamiento de todo un tramo de camino. Lo anterior es cierto independientemente de que la teoría de flujo de agua a través de los suelos se ha desarrollado mucho en los últimos años y de que se han perfeccionado en no menor medida los métodos de exploración disponibles.

Aún más difícil suele ser llegar a un panorama confiable en lo referente a las alternativas de comportamiento de un cierto tramo de carretera si en él no se usa ningún subdrenaje, si se utilizan soluciones muy completas y elaboradas o si el subdrenaje se realiza con base en soluciones intermedias, a las que se le asigne una eficacia también intermedia en los análisis previos de juicio.

De lo anterior se desprende que la fijación de una política de subdrenaje en un caso dado y, con mucha mayor razón, la fijación de una política general en torno a estos problemas, necesariamente ha de tener mucho de subjetivo. Como siempre, el criterio del ingeniero, como ser humano y entidad social, viene a jugar el papel fundamental en el trasfondo de todos los análisis.

Los autores de este libro piensan que muchas de las dudas y controversias que se suscitan en torno al subdrenaje provienen de no haber ponderado adecuadamente su papel y sus funciones. Es una creencia común que el objetivo principal o único de una obra de subdrenaje es eliminar agua, de manera que sólo debe pensarse en él en lugares en donde la presencia de ésta en grandes cantidades sea evidente y deberá considerarse fracasada una obra de subdrenaje en cuya salida no se observe un afloramiento cuantioso de tal elemento. Al comienzo de este capítulo y en otras muchas partes de esta obra, se ha establecido que el objetivo fundamental de una obra de subdrenaje no es precisamente ése, sino el de modificar un estado de presiones neutrales que, como consecuencia de las leyes generales de la Mecánica de Suelos, sea poco favorable para la estabilidad de una masa de suelo y, también, hacer cambiar la dirección de las fuerzas de filtración, de manera que sus efectos se hagan inofensivos o mejoren, en relación a la estabilidad del conjunto. Al mejorar las condiciones de resistencia y el planteamiento de las fuerzas de filtración, tiene que ser posible llegar en cada caso particular a secciones no sólo más seguras, sino también más económicas, en el sentido de involucrar menores movimientos de tierras, lo que se traducirá en ahorros de inversión.

Los autores también piensan que el subdrenaje es en principio demasiado costoso como para adoptarlo como norma de rutina invariable, pero opinan que está hoy fuera de toda duda razonable su necesidad técnica y económica en muchos casos. Tanto para mejorar la estabilidad de taludes y laderas naturales, como para proteger pavimentos y dar estabilidad general a las terracerías, el subdrenaje es un arma valiosa, que debe tenerse siempre en mente y cuya justificación económica es frecuentemente indiscutible. Queda en pie entonces como único punto a considerar con todo cuidado el cuándo ha de emplearse. Comoquiera que es tan común en carreteras la necesidad de trabajar con información somera, producto de exploración y muestreo mínimos y con ayuda de laboratorio necesariamente limitada, se llega una vez más en este punto, al igual que en otros ya mencionados a lo largo de esta obra, a la necesidad de que los estudios geotécnicos que se hagan para la carretera en la etapa de proyecto estén a cargo de ingenieros con la suficiente información en el campo de la Mecánica de Suelos y de la tecnología de los pavimentos como para ser capaces de producir las necesarias recomendaciones de subdrenaje allí

donde sean necesarias, así como de detectar problemas de este estilo para profundizar las exploraciones en aquellos lugares en que no existan los elementos de juicio necesarios para dar una recomendación firme con base en la información de rutina. En obras ya construidas, estos mismos ingenieros deben tener la suficiente capacidad de diagnóstico para analizar los lugares de comportamiento inadecuado y las fallas producidas detectando sus causas y produciendo las correspondientes recomendaciones de subdrenaje en todos aquellos casos en que, como es tan común en la práctica, sea el agua subterránea el origen de los problemas.

La alternativa extrema a no emplear el subdrenaje es obviamente el deslizamiento de una ladera, la falla de un talud o la destrucción de un pavimento. Estos eventos tienen muy diferente peso de acuerdo con la importancia económico-social de la carretera en que puedan llegar a suceder. En este sentido, la importancia de la vía y el monto de bienes y servicios que por ella se mueven, deben condicionar en cierta medida el criterio de frecuencia e intensidad de aplicación de normas de subdrenaje. De lo anterior no debe concluirse que en caminos de bajo tránsito o de bajo nivel económico de servicios, tan comunes en los países en desarrollo, no deba emplearse el subdrenaje, pues muchas veces éste llega a tener tal importancia que representa el ser o no ser de la vía, lo que simplemente debe quedar establecido es que en tales obras una falla o una superficie de rodamiento en condiciones precarias de transitabilidad tiene una importancia diferente de la que tendrían en un camino fundamental desde el punto de vista económico. Se insiste, sin embargo, de que el subdrenaje muchas veces juega un papel independiente de los indicadores con base en los cuales se juzgue la importancia relativa de la carretera, en el sentido de que de él depende, dentro de un costo razonable ingenieriilmente hablando, la existencia misma de la obra.

Los objetivos del subdrenaje en carreteras son ligeramente diferentes en los cortes, en los terraplenes o en la superficie de rodamiento.

Al construir un corte el agua tiende a aflorar en las paredes de su talud, según se dijo. La construcción ha modificado la frontera exterior de esfuerzos nulos; se ha efectuado una descarga del terreno natural, que produce una disminución de los esfuerzos normales y un aumento de los esfuerzos cortantes en el terreno localizado inmediatamente detrás y debajo de la excavación; la disminución de los esfuerzos normales produce la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del medio, por lo que ambos cambios son en detrimento de la estabilidad del talud. Como ya se expresó (capítulo VI de esta obra), todo lo anterior hace que la condición crítica del corte se presente un tiempo después de su excavación, generalmente después de épocas de alta precipitación pluvial. Los métodos de subdrenaje en cortes tienden precisamente a controlar el flujo del agua en el talud, evitando que fluya hacia su superficie, para restringir así los cambios volumétricos del material orientar favorablemente las fuerzas de filtración variar el estado de esfuerzos hidrostáticos en el agu en la zona del talud se obtiene una gran ventaja, aun cuando el sistema de subdrenaje no seque los suelos Lo anterior es evidente si se recuerda que la resistencia de los suelos depende fundamentalmente de los esfuerzos efectivos a que están sujetos y no de los totales.

En el caso de terraplenes, las necesidades de subdrenaje en el terreno en que se apoyan pueden exponerse en base a mecanismos similares Al colocar un terraplén sobre una ladera se aumentan los esfuerzos cortantes actuantes en ella, así como los esfuerzos normales, pero por ser la pendiente del talud del terraplén mayor que la del terreno natural el aumento de los esfuerzos cortantes no se ve debidamente compensado por el aumento de resistencia del terreno al esfuerzo cortante, debida al incremento de los esfuerzos normales; así, la estabilidad de la ladera disminuye y una manera racional y eficiente de aumentarla es hacer crecer los esfuerzos efectivos actuantes, lo cual se logrará si se hacen disminuir los esfuerzos neutrales en el agua que llena los vacíos del suelo de la ladera.

Cuando el agua tiende a aflorar bajo la superficie de rodamiento, tal como ocurre en el fondo de la excavación que se practique para un corte en cajón, pueden resultar perjudicadas las capas que constituirán las capas de rodamiento. Por supuesto no es ésta la única causa por la cual puede aumentar el contenido de agua en estas capas, pero sí puede llegar a ser de las más importantes. Al actuar la carga rodante sobre el pavimento se transmiten esfuerzos normales y cortantes a la base, a la subbase y a la capa subrasante; si estas capas están secas o su humedad es baja, los esfuerzos normales serán tomados por la etructura granular y la resistencia al esfuerzo cortante aumentará al unísono con la solicitación, pero si la base y demás capas están saturadas, parte de los esfuerzos normales serán transmitidos al agua y no contribuirán a crear resistencia al esfuerzo cortante, teniendo que ser soportada la carga exterior sólo por la resistencia generada por los esfuerzos normales debidos al peso propio de las capas de pavimento, que son bajos. En este caso las obras de subdrenaje deben estar orientadas a lograr que la base, la subbase y la subrasante tengan bajos grados de saturación.

El planteamiento de un adecuado sistema de subdrenaje requiere de buena información sobre la disposición y naturaleza de los materiales naturales involucrados. Esta puede provenir de inspección de campo, de estudios geológicos o de sondeos con muestreo, seguido de pruebas de laboratorio. Comoquiera que la información proveniente de todas esas fuentes suele ser incompleta e incierta, un proyecto de subdrenaje no debe de considerarse nunca finalizado, sino que debe siempre mantenerse vivo, para sufrir todos los cambios y adaptaciones necesarias durante la construcción de la vía y en su vida activa.

La inspección de campo debe comenzar desde las etapas de selección de ruta, analizando las posibles y ponderando la necesidad e importancia del subdrenaje en todas ellas. Elegida la ruta general de la futura carretera, deberán hacerse sobre ella inspecciones más detalladas para detectar zonas problemáticas y tener idea de la necesidad de medidas de prevención. La localización de manantiales, afloramientos de agua de todo tipo, la localización de almacenamientos naturales o artificiales aguas arriba de la obra y de formaciones geológicas apropiadas a la existencia de agua subterránea, debe considerarse indispensable. Se trata de adquirir una idea clara del regimen de aguas subterráneas y de su flujo en la zona; para ello puede ayudar mucho realizar observaciones en épocas de sequía y en épocas lluviosas, para establecer las comparaciones correspondientes. Toda esta información deberá verificarse en la etapa de construcción, cuando se abran los cortes y se coloquen los terraplenes, para afinar las ideas adquiridas.

Los estudios geológicos constituyen un arma de valor fundamental, según ya se dijo. Deberán definirse las formaciones existentes y su secuencia, así como todo tipo de accidentes, como plegamientos, fisuras, fracturas, fallas, etc. Debe definirse si grietas y fisuras son abiertas o cerradas y qué material las rellena. La permeabilidad de los estratos y las formaciones será importante para definir el panorama general.

Mucha información para planeación del subdrenaje es obtenida a base de sondeos, partiendo de los mínimos que se hacen para integrar el estudio geotécnico de la vía. Las fluctuaciones del nivel freático, sobre todo con el régimen pluvial, suelen proporcionar indicios valiosos, así como toda la información de carácter hidraulico que es posible obtener al ejecutar las perforaciones, como detección de fugas de agua, artesianismo, etc.

En estudios de detalle en zonas falladas puede llegar a ser necesaria la colocación de piezometros y generalmente lo será la disposición de una red de pozos de observación para conocer las fluctuaciones del nivel freático.

La tabla VII-4, tomada de la Ref. 23, en combinación con la Fig. VII-45, procedente de la misma referencia, dan una idea de la necesidad de subdrenaje en varios casos, así como de los problemas de estabilidad que plantean algunas situaciones comunes en taludes y laderas naturales.

En la figura se ha tomado como indicador la relación N/T, de fuerzas normales (N) y tangenciales (T). Puede verse que las mejores condiciones se tienen para los casos 1 y 4 en los que o no hay flujo o éste ocurre verticalmente hacia abajo, forzado por el subdrenaje.

La efectividad de los diferentes sistemas de subdrenaje varía según la geología del lugar y las condiciones del clima, principalmente; un factor importante y a veces desdeñado lo constituye la práctica local, que puede inclinar las habilidades de los ope-

TABLA VII-4 (Ref. 23)

Algunos casos comunes de taludes en cuanto a estabilidad en relación con flujo y sismos

Caso	*Descripción del talud o la ladera*	*Observaciones*
1	Naturalmente seco o bien drenado, con infiltraciones pequeñas.	Situación favorable. Es la meta de todo sistema de subdrenaje.
2	Sujetos a un temblor de significación.	Rara vez se producen serias fallas.
3	Sujeto a un flujo normal, no controlado y desfavorable, por agua de lluvia infiltrada.	El flujo generalmente es paralelo al talud. Se producen presiones de poro y disminuye la estabilidad.
4	Sujeto a un flujo favorable vertical hacia abajo, forzado por capas drenantes en la parte inferior del talud.	Flujo vertical hacia abajo que elimina las presiones de poro.
5	Saturado, sin cambios volumétricos en los suelos, sujetos a un temblor severo.	Es una condición de diseño comun en regiones sísmicas.
6	Saturado, formado por suelos o rocas intemperizadas, con tendencia a la licuación y sujeto a temblor severo.	Esta condición debe evitarse siempre.
7	Saturado, formado por suelos densos o formaciones de roca, con tendencia a la expansión y sujeto a temblor severo.	A mayor resistencia de los materiales, mayor posibilidad de resistir el temblor sin daños.

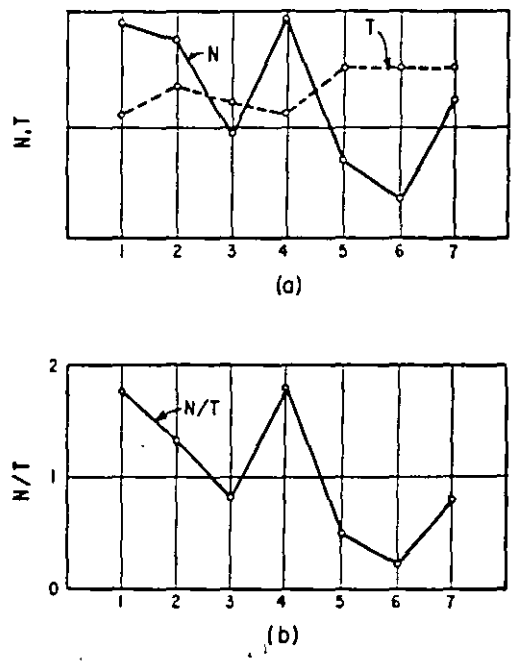


Figura VII-45. Comparación de las condiciones de estabilidad de taludes en varias condiciones (Ref. 23).

rarios de una cierta región más hacia un tipo de soluciones que hacia otras.

Donde exista un estrato débil de suelo en la zona en que se vaya a construir un terraplén y el estrato esté próximo a la superficie, seguramente la substitución proporcione la solución más económica. Donde la profundidad en que se localice el estrato blando sea grande, podrá pensarse en trincheras estabilizadoras. Si el área inestable está en una depresión natural la trinchera estabilizadora podrá desarrollarse en la depresión, con su eje normal al de la vía; por el contrario, cuando haya que drenar grandes áreas habrá que recurrir a trincheras estabilizadoras múltiples. La galería filtrante encuentra su aplicación más prometedora en los casos en que la profundidad del agua subterránea es tal que no puede pensarse en substitución y que las trincheras estabilizadoras resultan antieconómicas. El papel de los drenes de penetración transversal, el de los subdrenes longitudinales de zanja o el de los mantos permeables ha sido suficientemente discutido y bastaría en este lugar llamar la atención sobre las posibilidades de lograr gran versatilidad en las soluciones por combinación de varias. Tanto en el caso de las capas permeables como en el de los subdrenes longitudinales de zanja ha de insistirse en que su efectividad está ligada a su capacidad drenante y a su localización apropiada. También conviene insistir en la necesidad de dotar de subdrenaje las transiciones entre corte y terraplén.

Cuando el flujo interno es intenso, probablemente la capa drenante continua es más económica que un sistema de drenes longitudinales de zanja y será también más efectiva.

VII-7 SUBDRENAJE EN AEROPISTAS

El subdrenaje en aeropistas está orientado fundamentalmente a la protección de pavimentos, capa subrasante e inclusive, de los niveles superiores de las terracerías. Las obras básicas de subdrenaje serán entonces capas permeables, subdrenes longitudinales de zanja y subdrenes interceptores.

El agua por drenar proviene de filtraciones directas por lluvia, de flujos a través de la masa de suelo, de flujos ascendentes por capilaridad y, en menor escala, de la condensación de la humedad ambiente.

La experiencia recomienda diseñar el sistema de subdrenaje en forma independiente del sistema general de drenaje superficial.

Los aeropuertos se construyen lógicamente en terrenos planos o muy moderadamente ondulados, que tienen grandes áreas expuestas a la infiltración de agua y en ellos se cuenta generalmente con poca pendiente para su eliminación, desde este punto de vista pueden ser zonas críticas para el subdrenaje. A despecho de lo anterior, la mayor parte de los aeropuertos suelen requerir instalaciones de subdrenaje comparativamente modestas, especialmente cuando está bien resuelto el drenaje superficial del área.

Siempre que se vaya a construir una aeropista deberá hacerse una exploración para determinar la presencia origen y causa de las aguas subterráneas; una de las manifestaciones más frecuentes de tal problema es un nivel freático alto en toda el área de la estructura por construir o en parte de ella. El estudio a que se ha hecho referencia permitirá dilucidar si el agua del subsuelo se encuentra:

a) Confinada en estratos permeables sobre los estratos impermeables.
b) En zonas bajas de un estrato permeable con ondulaciones.
c) Confinada en un estrato permeable subyacente a otros impermeables.
d) En zonas de inundación de un lago, río o mar.

Los casos *a* y *b* arriba mencionados pueden resolverse generalmente usando subdrenaje dentro de las áreas con alto nivel freático; este subdrenaje podrá ser del tipo de zanja de material filtrante con tubo perforado. Los casos *c* y *d* requerirán generalmente subdrenes de zanja para proteger el pavimento e interceptores para eliminar el flujo de agua. Se analizan a continuación cinco casos típicos de perfiles de suelos frecuentes comentando aquellas situaciones en que la presencia del agua subterránea suele hacer necesaria la adopción de sistemas de subdrenaje.

1. Suelo uniforme permeable

En este caso probablemente no se requiere ningún subdrenaje, ya que estos suelos son autodrenantes; los problemas suelen estar más bien conectados a erosión causada por el escurrimiento del agua superficial, la que deberá combatirse con pendientes adecuadamente reducidas y recubriendo cunetas y canalizaciones con suelo-cemento o aun con concreto hidráulico.

2. Suelo uniforme impermeable

Tampoco estos suelos suelen requerir subdrenaje interceptor, pues por su impermeabilidad no es fácil que presenten flujos subterráneos de importancia. El subdrenaje para proteger los pavimentos puede ser necesario cuando el nivel freático se encuentra muy superficial.

3. Estrato de suelo permeable suprayacente a otro impermeable

En este caso, las aguas que se filtran a través del estrato superior quedan detenidas en la frontera con el estrato impermeable y fluyen siguiendo la pendiente natural de ésta. Serán necesarios subdrenes de zanja que lleguen hasta dicha frontera, a no ser que ésta sea muy profunda, en cuyo caso las zanjas podrán profundizarse únicamente lo necesario para que el flujo que se filtre más abajo ya no resulte perjudicial.

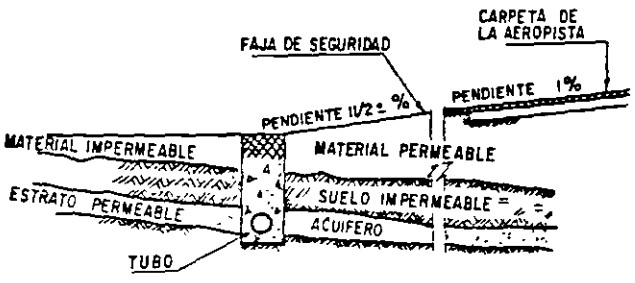


Figura VII-46. Subdrén interceptor.

4. Estrato impermeable sobre un estrato permeable.

Este caso puede asimilarse al 2) y generalmente no requiere subdrenaje interceptor (Fig. VII-46); el subdrenaje de protección de los pavimentos sólo será necesario si el nivel freático alcanza al estrato impermeable, llegando hasta alturas próximas al pavimento.

5. Estratos erráticamente dispuestos, con alternaciones de capas permeables e impermeables

Este caso generalmente requiere subdrenaje si bien no es posible dar reglas generales sobre el mismo, que dependerá de cada disposición particular. Es frecuente que un buen drenaje superficial ahorre erogaciones de mucha cuantía en las obras requeridas de subdrenaje.

Según el U. S. Corps of Engineers (Ref. 22) se requiere subdrenaje en la base y subbase de los pavimentos en todos los casos en que la subrasante quede expuesta a la acción de las heladas, donde el nivel freático pueda llegar al nivel superior de la capa subrasante o donde la superficie de rodamiento pueda inundarse, especialmente si la subrasante es poco permeable. Según la misma institución se requiere subdrenaje en la subrasante en las zonas en que el nivel freático puede ascender hasta 30 cm por abajo del lecho inferior de la base.

VII-8 SUBDRENAJE EN VIAS FERREAS

La vía férrea propiamente dicha, sobre la que circula el ferrocarril, transmite sus cargas a través de los durmientes a una capa de piedra triturada, denominada balasto. En la práctica usual de construcción, el balasto se apoya directamente sobre las terracerías. A veces (y esta práctica debe verse siempre como recomendable) en la parte superior de dichas terracerías se dispone una capa subrasante, con un espesor no menor de 30 cm, formada por materiales de buena calidad debidamente compactados; si las propias terracerías tienen calidad suficiente, suele bastar formar la capa subrasante compactando algo mejor que el resto del cuerpo la parte superior, de manera que en este caso la capa subrasante pasa a ser simplemente una capa de mejoramiento. La práctica mexicana va utilizando cada vez más en las vías férreas otra capa diferenciada, a la que, a falta de nombre más apropiado, se ha denominado frecuentemente subbalasto, de calidad similar a la subbase de una carretera y de funciones también parecidas. Muy especialmente el subbalasto será conveniente cuando la capa subrasante o la parte superior de las terracerías, si aquella no existe, están constituidas por materiales finos, pues en tal caso los materiales triturados que constituyen el balasto se incrustan muy fácilmente, el balasto desaparece y la vía ha de calzarse frecuentemente, con los consiguientes trastornos e inversiones de conservación elevadas.

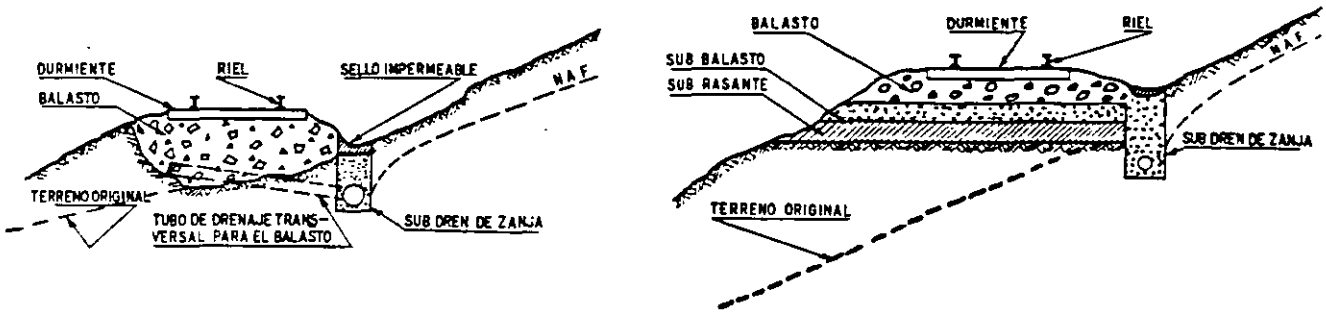
El balasto no suele presentar ningún problema de subdrenaje. Por ser su potencial capilar nulo, no está expuesto a invasión de agua que ascienda en flujo vertical y por ser muy elevada su permeabilidad, elimina fácilmente el agua de infiltración proveniente de lluvia.

Los problemas de subdrenaje, en lo que se refiere a la protección de lo que por extensión podría llamarse superficie de rodamiento de la vía férrea afectan entonces, al subbasalto, a la subrasante y al cuerpo de las terracerías. En estos aspectos, el subdrenaje de una vía férrea no tiene por qué ser diferente al de un camino. Las capas drenantes o los drenes longitudinales de zanja y los drenes interceptores juegan ahora un papel completamente análogo al discutido para el caso de carreteras. La Fig. VII-47 muestra dos secciones típicas de un ferrocarril dotadas de subdrenaje. En la parte *a* se muestra una vía construida por los procedimientos que la costumbre todavía mantiene en muchos casos; la sección no tiene una capa subrasante ni una capa de subbalasto, como consecuencia de lo cual, al cabo del tiempo, la sección de balasto llegará a ser similar a la dibujada. La parte *b* de la figura muestra lo que podría ser la misma vía, pero sujeta a un diseño más racional.

En la parte *a*, una vez que el balasto se ha incrustado, formando bolsones de desarrollo irregular en el sentido longitudinal de la vía, se ha colocado un subdrén de zanja y se han comunicado los principales bolsones con dicho subdrén, utilizando tubos de subdrenaje transversal. Ninguna de estas fallas de comportamiento serán de esperar en la sección de la parte *b*, en la que el subdrén interceptor formó parte del proyecto, protegiendo así desde el principio la corona de la terracería.

En lo que se refiere al subdrenaje para estabilización de laderas naturales y taludes, que al igual que en carreteras es el otro posible objetivo del subdrenaje en vías férreas, los problemas de ambos tipos de estructuras son evidentemente los mismos y así han de serlo las soluciones. Los requisitos más rígidos de pendiente y curvatura que suelen imponer los ferrocarriles producen usualmente cortes y terraplenes más importantes, por lo que los problemas de subdrenaje se recrudecen.

Independientemente de todo lo anterior, se tiene en las vías férreas con mayor frecuencia el problema de drenaje de túneles que no será tratado en este lugar.



a — Sub drenaje deficiente, pero usual.

b.— Sección de la vía, mostrando un posible sistema de subdrenaje.

Figura VII-47. Protección con subdrenes de la corona de una vía férrea.

VII-9 PROBLEMAS ESPECIALES DE SUBDRENAJE

En realidad todos los problemas de subdrenaje son especiales, en el sentido de que son diferentes y de que sus soluciones deben tomar en cuenta sus peculiaridades; por esta razón, el título del presente párrafo ha de aclararse. Se trata de algunos problemas, muchas veces menores, que no pueden encasillarse claramente en partes anteriores de este capítulo y que son merecedores de atención; en cuestiones de subdrenaje es muy común que pequeños problemas, cuya atención oportuna hubiera demandado un mínimo de costo y de energía, produzcan fallas catastróficas, muy caras y de grandes proporciones, por haber sido descuidados en un principio.

El primer caso que se mencionará es el que se refiere a la función drenante que pudieran tener las capas de material arenoso friccionante que han de colocarse sobre el terreno natural cuando se construyan terraplenes sobre turbas, zonas de pantano, suelos arcillosos muy blandos, etc. Pueden proporcionar un medio de salida al agua en grandes extensiones, acelerando así procesos de consolidación en forma tanto más perceptible, cuanto menor sea el espesor de los depósitos blandos en comparación al área cubierta. Dentro de este tipo de capas drenantes podrían considerarse incluidas también las capas colectoras que se colocan sobre la superficie del terreno en instalaciones de drenes verticales de arena que se coloquen para acelerar procesos de consolidación, descritas en los capítulos I y III de esta obra. Ya en páginas anteriores de este capítulo se dedicó algo de atención a la capacidad drenante de estas capas, que puede asimilarse a la de las capas drenantes ya tratadas.

Otro problema especial de interés es el que plantean los manantiales o afloramientos de agua que puedan aparecer dentro del área cubierta por la vía terrestre. La captación y eliminación de sus aguas es indispensable y puede lograrse con capas drenantes localizadas, pequeñas trincheras estabilizadoras o drenes de zanja convenientemente orientados.

El problema suele estar en estos casos en la necesidad de eliminar gastos relativamente altos a través de instalaciones que deberán ser, por razones de costo, modestas en sus dimensiones. Una alta permeabilidad en los materiales de filtro es entonces indispensable, debiendo cuidarse sobre todo el contenido de finos por abajo de la malla Nº 40, que debe ser tan reducido como sea posible o nulo. Si no puede garantizarse este requisito en las obras que se hagan, deberá recurrirse al uso de filtros graduados, con varias capas. A este respecto, los ingenieros no deberán concebir muchas ilusiones sobre la capacidad drenante de mantos o secciones de conducción construidas con materiales friccionantes supuestamente muy permeables. Cedergren (Ref. 38) ha calculado la capacidad de descarga de un tubo de 15 cm de diámetro (180 cm² de área), sobre bases circunstanciales previamente fijadas en cuanto a pendiente, velocidad del agua, etc., y la ha comparado con algunas secciones de suelos típicos entre los empleados en filtros, bajo las mismas circunstancias de funcionamiento. Se obtiene la misma capacidad drenante en una sección de 3 m² de piedra triturada, con tamaño de 2 cm, o en 13 m² de piedra triturada, con tamaño de 0.75 cm o finalmente, en una sección de 400 m² de grava-arena, con coeficiente de permeabilidad de $3 \times 10^{-1} \frac{cm}{seg}$, que muchos técnicos considerarían satisfactorio.

Comoquiera que un manantial puede dar un gasto continuo de cierta importancia, susceptible de causar daños muy importantes (aunque quizá localizados), si no se drena con rapidez, se comprende la importancia de la alta permeabilidad de los filtros usados.

La Fig. VII-48 presenta un croquis de varias instalaciones típicas (en planta), para drenar manantiales aislados.

En la parte *b* de la figura se ilustra el caso en que el manantial se recibe en una caja abierta en el terraplén y rellena de material filtrante altamente permeable; deberá tener los tubos de salida necesarios para conducir el agua a donde pueda ser descargada sin peligro. En la parte *c* se considera el caso de varios manantiales, cada uno controlado por un subdrén y se muestran zonas húmedas, cuyo drenaje se logra con *peines* de zanjas rellenas de material filtrante y provistas de tubería perforada.

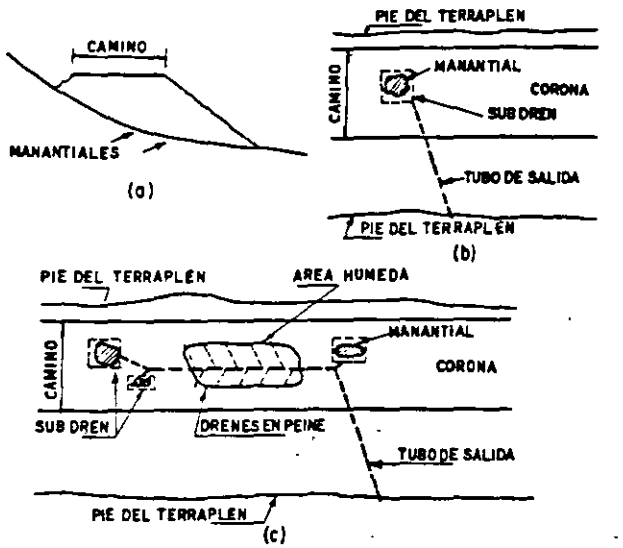


Figura VII-48. Instalaciones típicas para drenar manantiales (Ref. 38).

En ocasiones se ha preferido cortar la ascensión del agua a los terraplenes, construyendo en la base de éstos una altura suficiente de enrocamiento muy permeable, suficiente para eliminar el agua; sobre éste habrá una sección con granulometría de transición, sobre la que podrá construirse un terraplén convencional. Esta solución puede ser económica en grandes extensiones, a condición de que el terraplén tenga la altura suficiente para alojarla.

Un tercer problema que vale la pena mencionar al considerar el subdrenaje, es el que plantean las grietas que se abren en zonas de laderas naturales y taludes inestables, que sufren movimientos. El agua, al penetrar por estas grietas y rellenarlas, produce empujes hidrostáticos que pueden afectar muy desfavorablemente la estabilidad general de toda la zona, por lo que su relleno y calafateo es una precaución indispensable. Este puede hacerse con arcilla o materiales impermeables, como suelo-asfalto y la operación puede requerir, en casos extremos de gravedad, la apertura de cajas en la parte superior de la grieta, las que se rellenarán por completo con los materiales de calafateo. Como el simple relleno de las grietas no ofrece remedio al problema de estabilidad que esté en desarrollo, en tanto éste no se corrija habrá que contar con que se seguirán abriendo y habrá que calafatearlas periódicamente.

REFERENCIAS

1. Terzaghi, K. *Mechanism of Landslides-From Theory to Practice in Soil Mechanics.* Parte III. Preparado por L. Bjerrum, A. Casagrande, R. B. Peck y A. W. Skempton. John Wiley and Sons, Inc. 1960.
2. Skempton, A. W. *The Rate of Softening of Stiff, Fissured Clays.* Memorias del III Congreso Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Vol. II. Rotterdam, 1948.
3. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos.* Tomo III. Flujo de agua en suelos. Capítulo III. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, 1969.
4. Emmons, W. H., Allison, I. S., Stauffer, C. R., y Thiel G. A. *Geología: Principios y procesos.* Cap. 14. (Trad.: Francisco Alvarez Ros.) Ediciones Castilla. Madrid, 1965.
5. Linsley, R. K., Kohler, M. A., y Paulhus, J. L. H. *Hydrology for Engineers.* Cap. 6. McGraw-Hill Book Co., Inc. 1958.
6. Spencer E. W. *Geology: A Survey of Earth Science.* Thomas Y. Crowell Co. Nueva York, 1966.
7. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets.* Cap. 5. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
8. Parker, G. G. *Piping, a Geomorphic Agent in Landform Development of the Drylands-Pub. Nº 65.* International Assoc. of Scientific Hydrology. Berkeley, Cal., 1963.
9. Bertram, G. E. *An Experimental Investigation of Protective Filters.* Harvard Soil Mechanics Series, Nº 267. Universidad de Harvard, 1940.
10. U. S. Army Corps of Engineers. *Investigation of Filter Requirements for Underdrains.* Waterways Experiment Station. Memorándum Técnico Nº 183-1. Vicksburg, Pa., 1941.
11. Karpoff, K. P. *The Use of Laboratory Tests to Develop Design Criteria for Protective Filters.* Proc. A.S.T.M. Vol. 55. 1955.
12. Sherard, J. L., Woodward, R. J., Gizienski, S. F., Clevenger, W. A. *Earth and Earth-Rock Dams.* John Wiley and Sons, Inc. 1963.
13. U. S. Army Corps of Engineers. Drainage and Erosion Control-Subsurface Drainage Facilities for Airfields. Parte XIII del Cap. 2, *Engineering Manual, Military Construction.* Washington, D. C., 1955.
14. U. S. Bureau of Reclamation. *Design of Small Dams.* U. S. Government Printing Office. Washington, D. C., 1965.
15. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos.* Tomo III. Flujo de agua en suelos. Cap. VI. Ed. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., 1969.
16. Lovering, W. R., y Cedergren, H. R. *Structural Section Drainage.* Memoria del I Congreso sobre diseño estructural de pavimentos asfálticos. Universidad de Michigan. Ann Arbor, Mich., 1963.
17. Casagrande A., y Shannon, W. L. *Base Course Drainage for Airport Pavements.* Trans. A.S.C.E. Vol. 117. 1952.
18. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos.* Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Cap. IX. Ed. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. 2ª Edición. México, 1969.
20. Smith, T. W., Cedergren, H. R., y Reyner, Jr. C. A. Tomo III. Flujo de agua en suelos. Cap. II. Ed. de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M., México, 1969.
20. Smith, T. W., Cedergren, H. R. y Reyner, Jr. C. A. *Permeable Materials for Highway Drainage.* California Division of Highways. Materials and Research Department. 1964. (Presentado también a la 43 Reunión anual del H.R.B. en Washington, D. C.)
21. Barber, E. S. Discusión al artículo: *Seepage requirements of Filters and Previous Bases* por H. R. Cedergren. Trans. ASCE. Vol. 127. Part. I. 1962.
22. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets.* Cap. 9. John Wiley and Sons, Inc. 1967.

23. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets.* Cap. 8. John Wiley and Sons, Inc. 1967.
24. Smith, T. W. *Notas para un curso presentado en el Laboratorio del Departamento de Carreteras de California* (Procedures, Testing Methods and use of Materials for Highway Purposes. Highway Subdrainage). Sacramento, Cal., 1964.
25. California Division of Highways *Materials and Research Department.* Slope Stability and Foundation Investigation. Editado por la Universidad de California en Berkeley. 1967.
26. Highway Research Board. *Landslides and Engineering Practice.* Special Report Nº 29. Washington, D. C., 1958.
27. Highway Research Board. *Construction of Embankments.* N.C.H.R.P. Synthesis Nº 8. 1971.
28. Smith, T. W., y Stafford, G. V. *Horizontal Drains on California Highways.* Journal ASCE. Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 83. SM.3. 1957.
29. Smith, T. W. *Groundwater Control for Highways.* California Division of Highways. Materials and Research Department. Sacramento, Cal., 1964.
30. Rico, A., Springall, G., Springall, J., Moreno, G., y Mendoza, J. A. *Estabilización de fallas en la Autopista Tijuana-Ensenada.* Memoria Técnica en preparación. Publicación conjunta de la Secretaría de Obras Públicas y de Caminos y Puentes Federales de Ingreso y Servicios Conexos. México, 1973.
31. Rico, A., Springall, G., y Springall, J. *Deslizamientos en la Autopista Tijuana-Ensenada.* Contribución de la Secretaría de Obras Públicas de México al VII Congreso Internacional de Mecanica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. México, D. F., 1969.
32. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecánica de Suelos.* Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Capítulo VIII. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1970.
33. Perucca, E. *Física General y Experimental.* Tomo I. Trad. J. Mañas B. Editorial Labor, S. A., 1948.
34. Sowers, G. B., y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* Capítulo 4. Trad. J. Menéndez. Editorial Limusa-Wiley, S. A. México, 1972.
35. Juárez Badillo, E., Orozco, R. V., y Barragán, S. *Subdrenaje para carreteras, vías férreas y aeropistas.* Ponencia presentada al Seminario de Terracerías y Pavimentos de la Secretaría de Obras Públicas. México, D. F., 1968.
36. Juárez Badillo, E., y Rico, A. *Mecanica de Suelos.* Tomo II. *Teoría y aplicaciones de Mecánica de Suelos.* Capítulo I. Ediciones de la Facultad de Ingeniería de la U.N.A.M. México, D. F., 1969.
37. Terzaghi, K. Frost and Permafrost. *Soil Mechanics Series, Nº 37.* Universidad de Harvard, 1952.
38. Cedergren, H. R. *Seepage, Drainage and Flow Nets.* Cap. 7. John Wiley and Sons, Inc. 1967.

tiempo las deformaciones laterales se invirtieron ocurriendo hacia la parte central bajo el terraplén; tal parece que la disminución de volumen por consolidación, máxima bajo el centro de la estructura, fue lo suficientemente importante como para invertir el sentido de la deformación lateral.

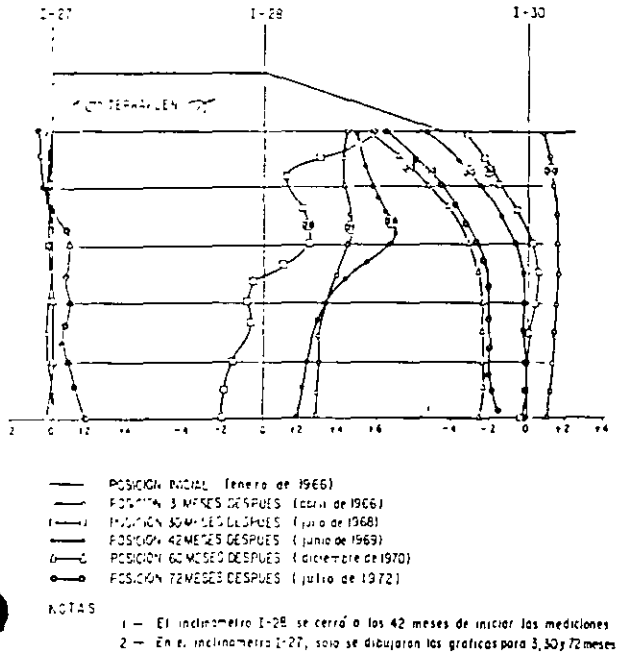


Figura VI-43. Resultados de inclinómetros en una sección de un terraplén de prueba construido en el Vaso de Texcoco, México.

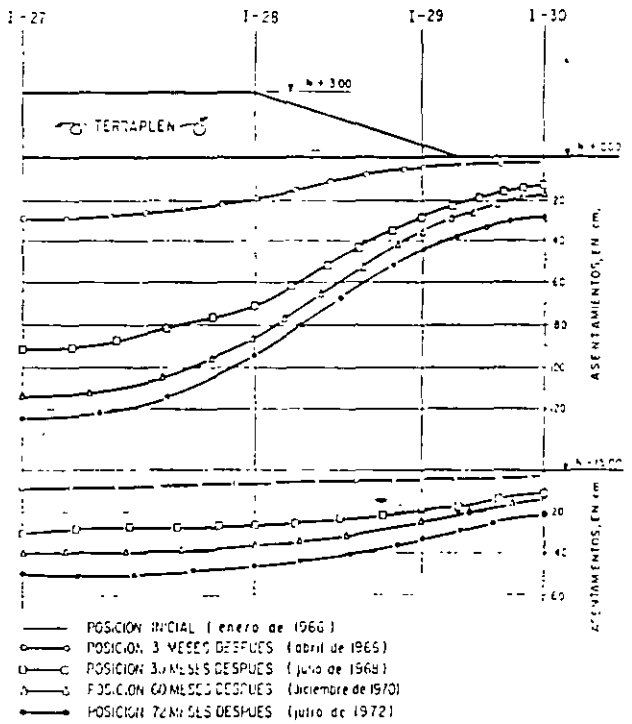


Figura VI-44. Resultados de medición con torpedo de asentamiento, en una sección del mismo terraplén de prueba a que se refiere la figura VI-43.

La Fig. VI-44 proporciona datos de magnitud, distribución y evolución con el tiempo de los asentamientos del mismo terraplén de prueba. Los datos se obtuvieron al utilizar el torpedo de asentamientos desarrollado por Wilson, que también se describirá en el capítulo posterior alusivo

VI-7 ALGUNAS IDEAS PARA FIJAR LA INCLINACION DE CORTES NO CALCULADOS EN LAS VIAS TERRESTRES

Se debe repetir una vez más que, por razones suficientemente analizadas al comienzo de este capítulo, la mayor parte de los cortes de las vías terrestres se han de proyectar sin ningún estudio previo de campo que incluya el muestreo y el programa de pruebas de laboratorio, sin los cuales no es posible pensar en un cálculo matemático detallado. También se mencionó que, en muchos casos, la heterogeneidad de las formaciones involucradas hace inútil cualquier estudio que se deseara intentar. Lo anterior equivale a decir que un porcentaje quizá elevado de todos los cortes de un camino o un ferrocarril han de proyectarse con base en el criterio del ingeniero responsable, auxiliado, cuando más, por el comportamiento de estructuras similares en la misma zona (cuando las hay), por las condiciones de las laderas naturales en la región y por los someros estudios exploratorios que se puedan haber hecho dentro del marco general del estudio geotécnico de la vía. No es posible proporcionar en este lugar reglas generales que permitan establecer un criterio rígido para tales tareas. Cada caso es en verdad particular y debe afrontarse en forma individual.

Como es natural, la experiencia precedente constituye una valiosísima ayuda en la tarea de fijar la inclinación estable de cortes y es con esa idea en la mente como los autores de esta obra se atreven a presentar la información que figura en las páginas siguientes de este párrafo. Poco éxito aguardará al ingeniero que la aplique en forma ciega; más bien se deberá ver como un marco general de referencia o, aún más simplemente, como la opinión personal de otros ingenieros que han afrontado antes los mismos problemas.

La Fig. VI-45 (Ref. 79) recoge lo que se pudiera considerar la experiencia de un grupo de ingenieros del Departamento de Carreteras de California, E.U.A. Se da la inclinación del corte en función de su altura para todo un conjunto de valores de c y ϕ, que el ingeniero ha de estimar previamente a partir de un conocimiento general de los materiales involucrados. La gráfica incluye un factor de seguridad "razonable".

Una gráfica como la de la Fig. VI-15 debe considerarse útil para poder visualizar rápidamente la influencia de los diferentes parámetros de resistencia en la estabilidad general, estableciendo las condiciones de ésta para diferentes parejas de valores que se puedan llegar a considerar aplicables al caso.

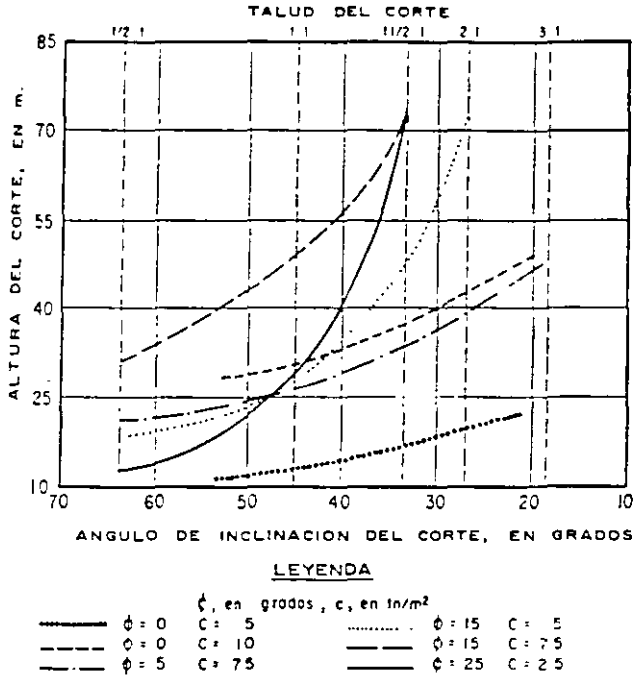


Figura VI-45. Altura de un corte en función de valores de C y ϕ (Ref. 79).

La tabla VI-5 es un sumario completo de recomendaciones de inclinación para cortes practicados en muy diversos materiales, incluyendo muchos tipos de rocas además de los suelos, que resume la experiencia del Departamento de Geotecnia de la Secretaría de Obras Públicas de México. Por la elaboración de esta tabla merecen crédito especial los señores ingenieros Raúl V. Orozco Santoyo, Santiago Barragán Avarte y Juan M. Orozco y Orozco.

VI-8 FACTORES QUE PRODUCEN FALLAS DE ESTABILIDAD DE LADERAS Y TALUDES

También resulta muy difícil establecer apriorísticamente las causas de los deslizamientos de laderas naturales o fallas de taludes. La influencia sobresaliente del flujo interno del agua y de las presiones que ésta pueda desarrollar en las masas de suelo involucradas, se pone de manifiesto por el conocido hecho experimental, del dominio de cualquier ingeniero aun mínimamente relacionado con esta clase de problemas, de que la mayoría de las fallas importantes ocurren en el período que sigue al comienzo de la temporada lluviosa y tienen lugar en estrecha conexión con el régimen de las filtraciones y con el establecimiento de los escurrimientos subterráneos. La Fig. VI-46 muestra el tipo de relación que es posible establecer entre la precipitación pluvial en una zona y la incidencia de problemas de estabilidad en la misma.

En este caso se trata de información recolectada a lo largo de más de 2 años en tres fallas de la autopista Tijuana-Ensenada (Ref. 7). Las tres fallas son del tipo de superficie de deslizamiento formada previamente a la construcción del camino y en los tres casos se registraron movimientos de enormes masas de tierra sobre verdaderos planos inclinados.

En la región están perfectamente delimitados la estación de lluvias y los períodos de estiaje. La primera comienza aproximadamente a principios de noviembre y se prolonga hasta la segunda quincena del mes de febrero; los períodos de estiaje se desarrollan correspondientemente desde mediados de febrero hasta principios de noviembre. Es notable el incremento en los desplazamientos a partir de enero, lo que indica que es necesario un lapso del orden de dos meses y medio hasta el establecimiento de los flujos internos, a partir de las primeras lluvias. De modo análogo, los movimientos disminuyen claramente a partir de finales de abril, lo que hace ver que han de transcurrir más o menos otros dos meses hasta que se disipa el efecto del flujo, después de las últimas lluvias. En cualquier caso, la Fig. VI-16 hace obvia la relación entre la precipitación regional y el régimen de movimiento en las fallas.

La tabla VI-6 (Ref. 2) es un excelente resumen de los factores que causan los deslizamientos, así como del mecanismo por el cual actúan.

Con frecuencia las propias manipulaciones del ingeniero pueden ser fuente de graves problemas de estabilidad de taludes; la lista que se proporciona a continuación (Ref. 8) es una reseña de los procesos constructivos que más comúnmente causan problemas:

1. Modificación de las condiciones naturales de flujo interno de agua al colocar rellenos o hacer zanjas o excavaciones.
2. Sobrecarga de estratos débiles por relleno, a veces de desperdicios.
3. Sobrecarga de terrenos con planos de estratificación desfavorables por relleno
4. Remoción, por corte, de algún estrato delgado de material permeable que funcionara como un manto natural drenante de estratos de arcilla suave.
5. Aumento de presiones de filtración u orientación desfavorables de fuerzas de filtración al producir cambios en la dirección del flujo interno del agua, por haber practicado cortes o construido rellenos.
6. Exposición al aire y al agua, por corte, de arcillas duras fisuradas.
7. Remoción de capas superficiales de suelo por corte, lo que puede causar el deslizamiento de capas del mismo estrato ladera arriba, sobre mantos subyacentes de suelo más duro o roca.
8. Incremento de cargas hidrostáticas o niveles piezométricos bajo la superficie de un corte al cubrir la cama del mismo con una capa impermeable.

Taludes recomendados en cortes

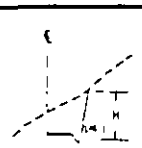
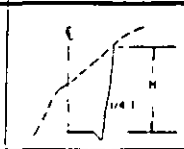
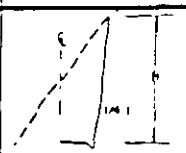
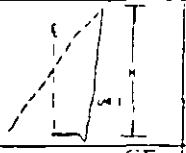
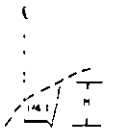
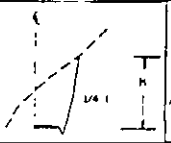
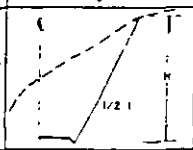
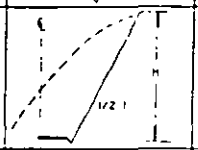
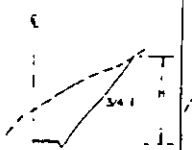
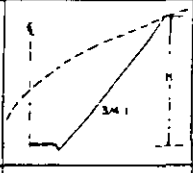
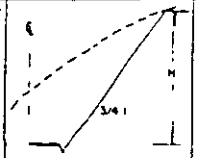
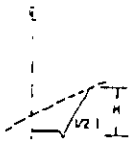
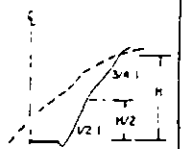
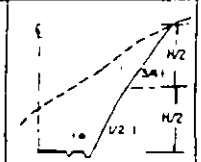
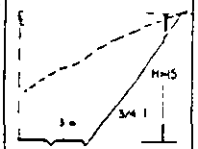
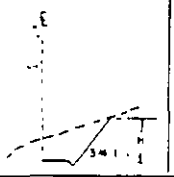
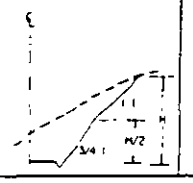
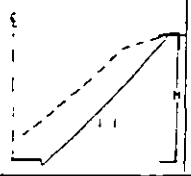
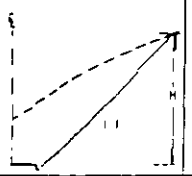
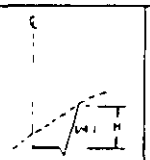
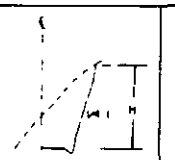
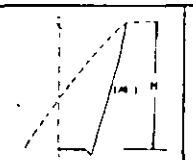
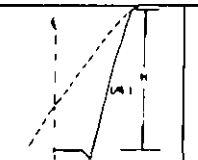
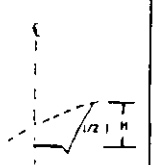
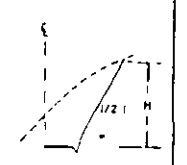
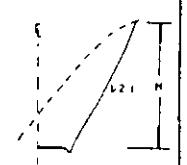
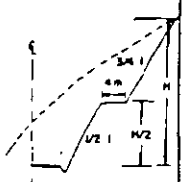
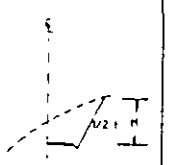
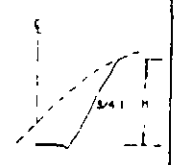
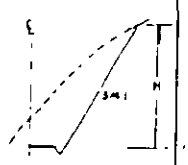
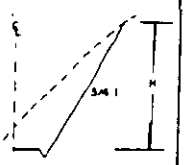
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Granito sano y masivo					Descopetar con talud 1:1/2 la parte intemperizada si la hay
Granito sano fisurado en bloques					Amacizar taludes según la disposición de los bloques
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arena					No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud
Granito exfoliado, grandes bloques empacados en arcilla arenosa					Se recomienda construir banqueta con el objeto de recibir en ella los pequeños desprendimientos que normalmente se presentan
Granito totalmente intemperizado (decomposed)					Si el producto de la intemperización del granito es arena fina limosa o arcillosa, se recomienda proyectar banquetas de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3 m para cortes mayores
Dioritas	Se recomienda tomar en cuenta las mismas observaciones que se hacen para los granitos, dependiendo del grado de intemperismo de la roca				
Andesita fisurada, sin alteración					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fisuramiento
Andesita fracturada y poco alterada					Se puede construir berma de 4 m al cambiar talud si la parte inferior del corte no contiene arcilla en las fracturas y éstas están cerradas
Andesita fracturada y alterada					Se recomienda descopetar con talud 1:1 la parte superficial más alterada. Si existe flujo de agua deberá proyectarse un subdrenaje adecuado.

Tabla VI-5
(Continuación)

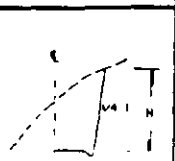
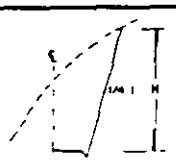
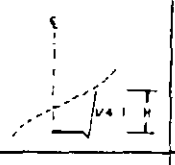
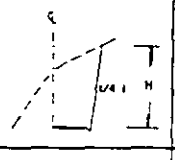
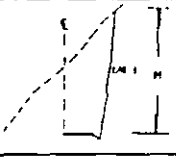
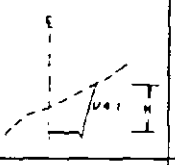
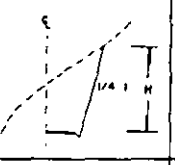
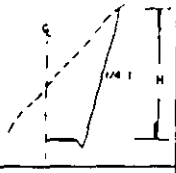
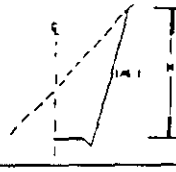
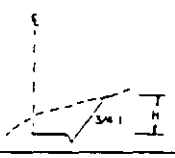
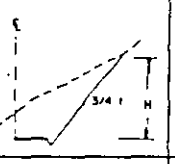
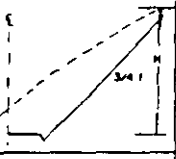
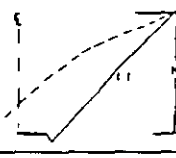
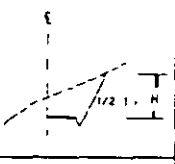
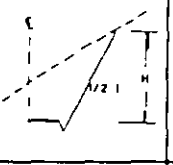
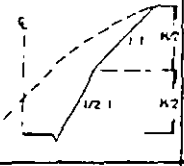
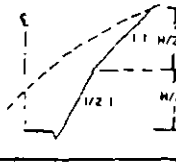
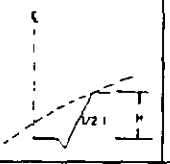
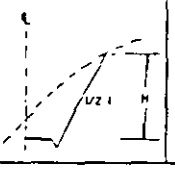
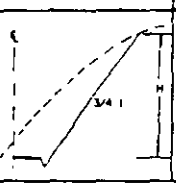
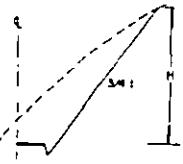
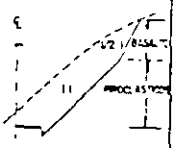
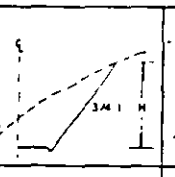
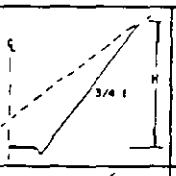
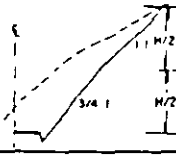
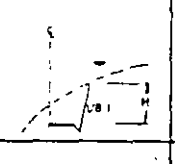
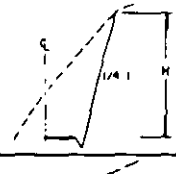
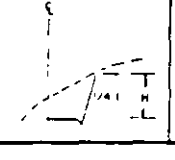
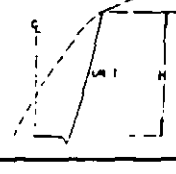
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Riolitas sanas o fracturadas en grandes bloques, con sistemas de fracturamiento a 90° horizontal y semivertical					Se recomienda amacizar siguiendo los planos de fracturamiento así como descopetar a 1:1 la parte intemperizada
Dacitas sana poco fracturada					Se recomienda amacizar
Basalto fracturado, sano					Descopetar 1/2:1 la parte superior del corte si el fracturamiento es muy intenso. Si hay una capa intemperizada descopetar 1:1
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños					Si los fragmentos están sueltos y sin suelo o empacados en suelo o limo suave con flujos de agua
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños					Si los fragmentos están empacados en suelo firme sin que existan flujos de agua
Basalto muy fracturado y en proceso muy avanzado de intemperización					En zonas muy lluviosas se recomienda construir al pie del talud una bermeta de 1 m para cortes hasta de 15 m y de 3.0 m para cortes mayores de 15 m.
Corrientes basálticas intercaladas con rocas piroclásticas y tezontles		Se recomienda definir el contacto entre el basalto y las rocas piroclásticas para darle a cada uno su talud correspondiente. Las rocas piroclásticas requieren talud de 1:1 si se encuentran sueltas o de 3:1 1, si se encuentran compactos o son materiales muy gruesos			
Tezontle masivo					Si el tezontle es de grano fino y está suelto, se propone aplicar las mismas recomendaciones que para el resto de las piroclásticas
Tobas, tobas brechoides andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas					Si están intemperizadas en la parte superior del corte, se recomienda descopetar el corte a 1/2:1
Tobas, tobas brechoides, andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas o ligeramente fisuradas					Si existe un flujo de agua importante se recomienda construir bermas de 4 m a la mitad de la altura, impermeabilizándola

Tabla VI-5
(Continuación)

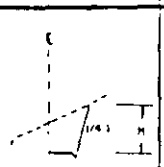
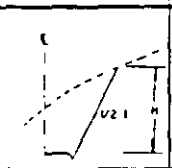
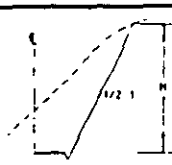
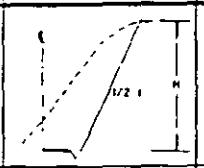
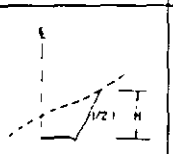
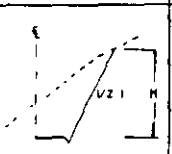
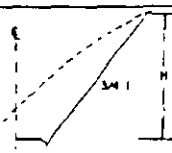
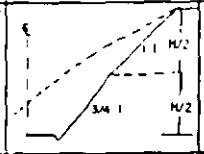
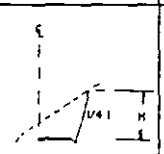
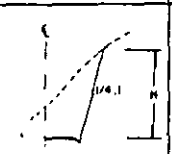
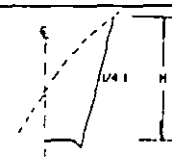
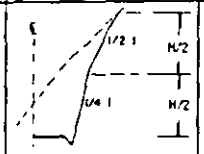
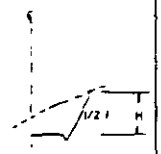
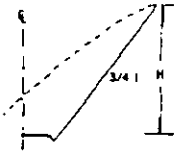
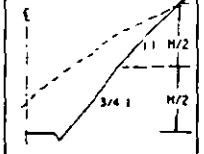
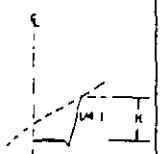
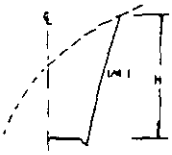
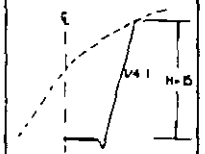
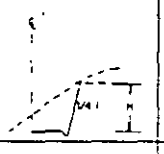
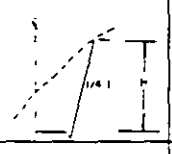
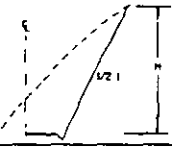
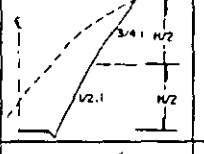
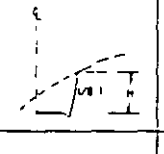
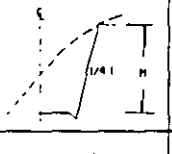
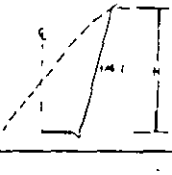
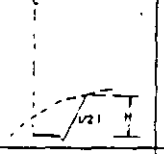
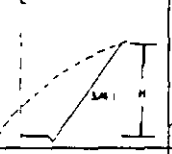
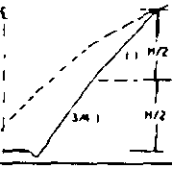
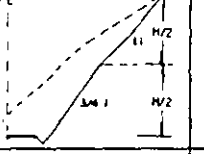
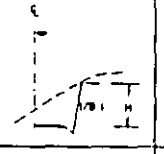
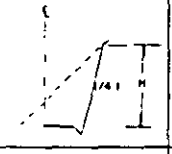
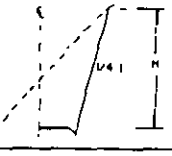
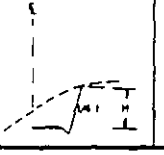
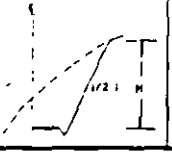
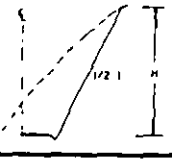
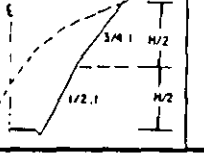
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Todas todas brechosas, rocosas, arenosas o bastante poco intemperizadas.					Se recomienda descopetar a 3/4:1 la parte superior si el fracturamiento es intenso
Todas todas brechosas rocosas, arcillosas o arenosas muy intemperizadas					Cambio de talud a la mitad de la altura en cortes mayores de 15 m
Tierra dura y resistente con echado casi horizontal, poco fracturada					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar a 3/4:1 la parte superior mas intemperizada
Tierra suave de resistencia media muy fracturada					No construir contracunetas si no son bien impermeables. Descopetar 1:1 la parte superficial mas intemperizada
Arenisca sana fuertemente cementada, estratificada con nivel definido horizontal o a favor del corte					Descopetar 3/4:1 la parte muy intemperizada
Arenisca poco cementada, muy alterada con flujos de agua					Descopetar 1:1 la parte superficial mas intemperizada
Conglomerado brechoide bien cementado con matriz silicosa o calcárea					Se recomienda amacizar eliminando todos los fragmentos sueltos
Conglomerado poliformemente cementado con matriz arcillosa					Si la matriz arcillosa se encuentra saturada o sometida a fuertes cambios de humedad se recomienda para cortes mayores de 10 m construir banqueta de 1 m y bermas de 4 m a la mitad de la altura
Caliza fracturada con echado casi a favor del corte con estratificación gruesa o mal definida.					Se recomienda descopetar 1:1 la parte superior alterada o muy fracturada
Calizas sanas con estratificación bien horizontal o a favor del corte					Descopetar 1:1

Tabla VI-5
(Continuación)

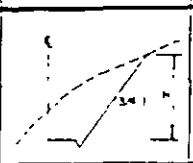
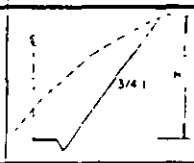
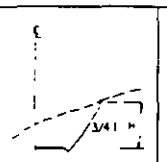
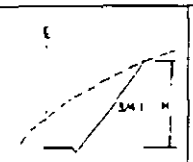
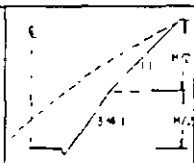
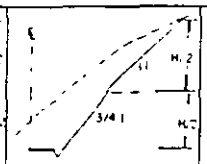
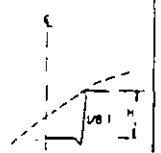
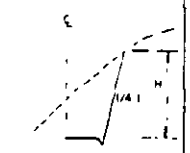
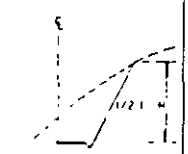
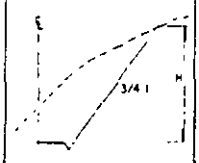
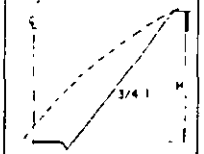
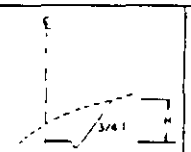
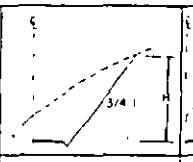
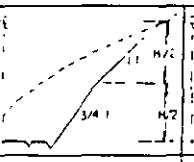
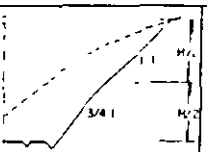
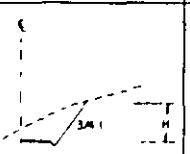
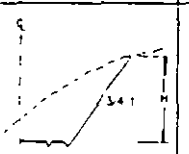
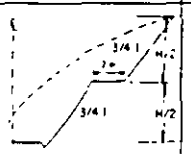
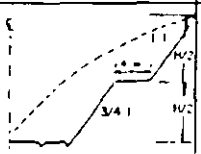
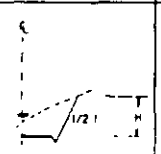
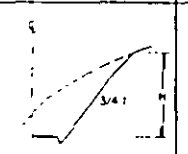
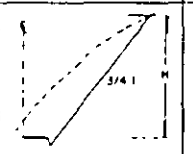
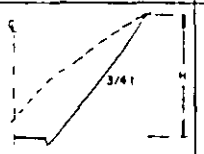
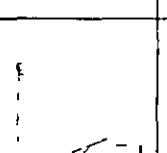
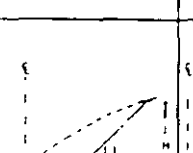
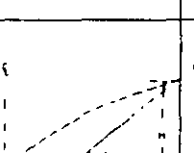
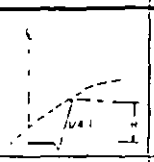
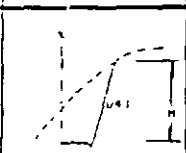
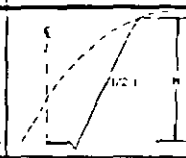
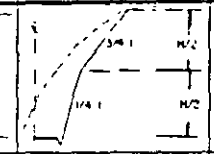
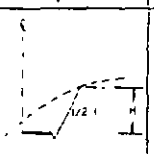
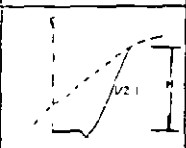
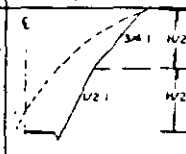
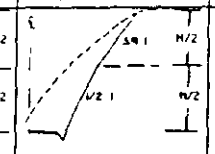
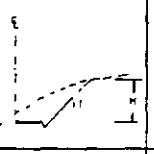
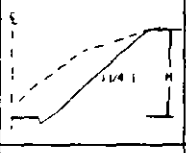
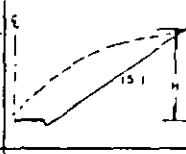
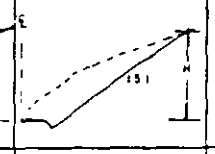
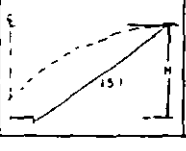
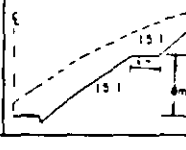
TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Caliza intemperizada con finos de agua					Proyectar subdrenaje con-tracunetas impermeables
Caliza sana con echado contra el corte entre 90° y 15° con fisuramiento arcilloso entre estratos.	Dar el talud correspondiente al echado. Si la roca está muy fracturada, proyectar berma impermeabilizada de 3 m a la mitad de la altura. Contracunetas impermeables				
Caliza muy fracturada e intemperizada					Contracunetas impermeables
Caliza sana poco fracturada con echado contra el corte entre 90° y 15°.					Se puede considerar como si el echado fuera horizontal
Caliza muy poco intemperizada y fracturada, con echado entre 15° y 30° contra el corte					Descopetar la zona más fracturada. Contracuneta impermeabilizada
Pizarras	Mismas recomendaciones que para calizas				
Aglomerado medianamente compacto con finos no plásticos					Contracunetas impermeabilizadas, para cortes mayores de 10 m construir banqueta de 2.0 m en el pie del talud
Aglomerado medianamente compacto con finos plásticos					Contracunetas impermeabilizadas. Para corte mayor de 10 m proyectar berma de 2 m a la mitad de la altura y para corte mayor de 15 m aumentar el ancho a 4 m
Arenas limosas y limos compactos					Descopetar la parte superior más intemperizada, si son materiales fácilmente erosionables deberá proyectarse talud de 1:1 y protegerlo con pasto.
Arenas limosas y limos poco compactos					Contracuneta impermeable. Descopetar a 1.5:1 a la parte más intemperizada. Para cortes mayores de 15 m proyectar banqueta de 3 m al pie del talud

Tabla VI-5
(Continuación)

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE				OBSERVACIONES
	Hasta 5 m	De 5 a 10 m	De 10 a 15 m	Mayor de 15 m	
Arenas limosas o limos muy compactos (tepetate)					Descapotar la parte superficial
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas)					Descapotar la parte intemperizada. Si existe flujo de agua proyectar subdrenaje
Arcillas muy suaves expansivas y compresibles					*Para cortes mayores de 15 m proyectar berma a la mitad de la altura bien drenada
Caolín producto de la intemperización de granitos o dioritas					Cubrir con pasto el talud para cortes mayores de 8 m proyectar berma de 6 m bien drenada (altura máxima 16 m)
Arenas limpias poco o nada compactas.	Su ángulo de fricción interna con banqueta de 1.00 m en la base.				Cubrir los taludes con pasto

*La construcción de la berma requerirá de una contrapendiente con objeto de drenar el agua por medio de cunetas que deberán ser impermeables pues si no lo son se podría temer una filtración que pondría en peligro la parte inferior del corte al establecerse una superficie de falla ocasionada por la disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del material por efecto de la filtración

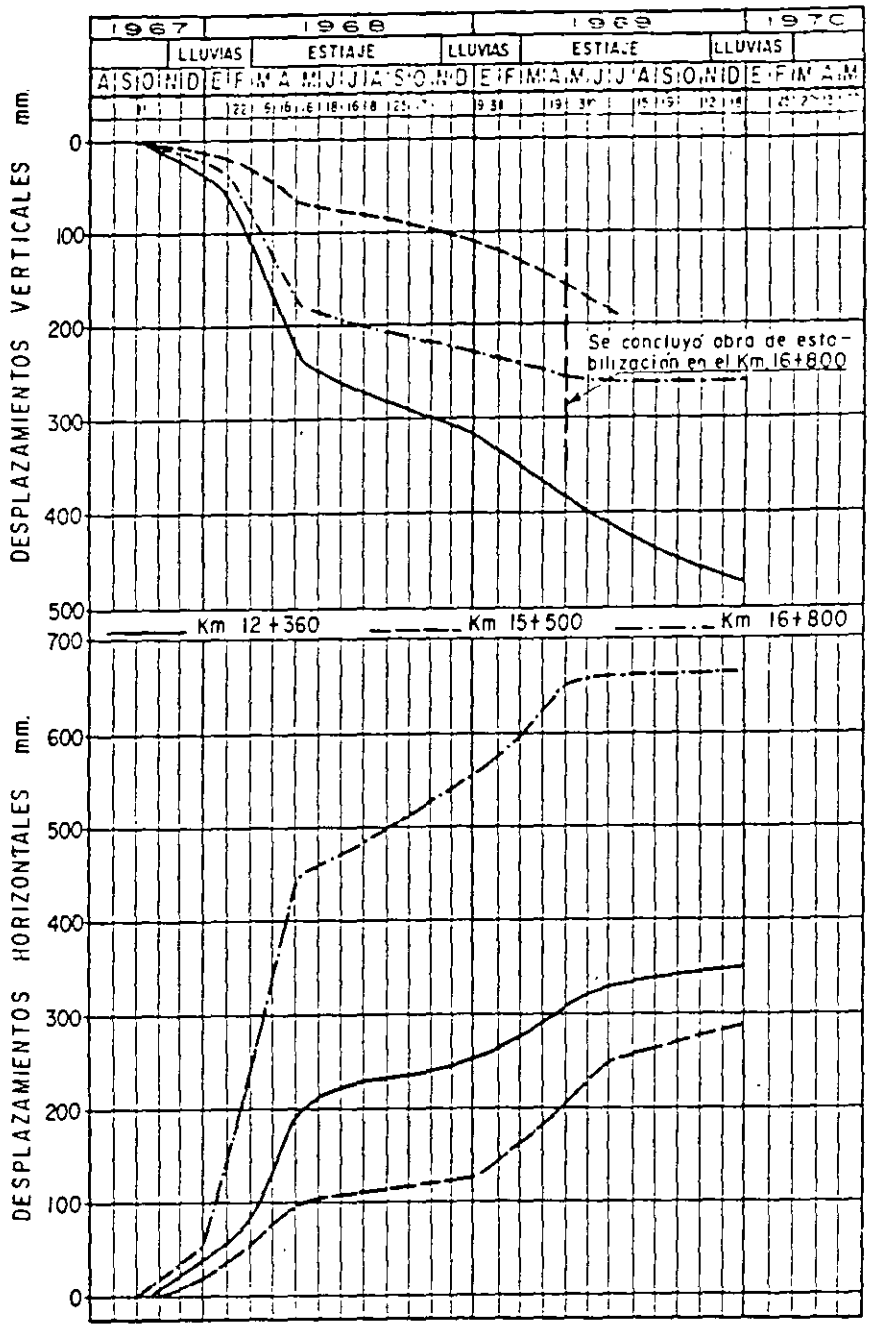


Figura VI-46. Relación entre la precipitación pluvial regional y la magnitud de los movimientos de varias fallas. Carretera Tijuana-Ensenada.

En general, las causas de los deslizamientos pueden ser externas o internas.

Las externas producen aumento en los esfuerzos cortantes actuantes sin modificar la resistencia al esfuerzo cortante del material. El aumento en la altura del talud o el hacerlo más escarpado, son causas de este tipo, como también lo son la colocación de cualquier tipo de sobrecarga en la corona del talud o la ocurrencia de sismos.

Las causas internas son las que ocurren sin cambio en las condiciones exteriores del talud. Deben ligarse siempre a una disminución de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo constitutivo. El aumento de presión de poro o la disipación de la cohesión son causas de esta clase.

En la tabla VI-7 (Ref. 8) se presentan los factores que más comúnmente contribuyen a elevar los esfuerzos cortantes actuantes en una ladera o un talud.

TABLA VI-6 (Ref. 2)

Factores que producen los deslizamientos

Agente	*Proceso que pone al agente en acción*	*Medio por el cual actúa el agente*	*Materiales más sensibles a la acción del agente*	*Naturaleza física de la acción del agente*	*Efectos sobre la estabilidad*
Erosión y transporte	Procesos constructivos o erosiones.	1 Aumenta la altura o la inclinación del talud	Todos los materiales.	Cambios en el estado de esfuerzos.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
			Arcillas rígidas o fisuradas. Lutitas.	Cambios en los estados de esfuerzos y abertura de fisuras.	Aumento de los esfuerzos cortantes. Se desencadena el proceso 8
Esfuerzos tectónicos	Movimientos tectónicos.	2 Deformaciones grandes de la corteza terrestre	Todos los materiales.	Aumenta el ángulo de talud.	Aumento de los esfuerzos cortantes.
Esfuerzos tectónicos o uso de explosivos	Temblores o explotación con explosivos.	3 Vibraciones de alta frecuencia.	Todos los materiales.	Cambios de esfuerzos transitorios	Aumento de los esfuerzos cortantes
			Loess, arenas ligeramente cementadas y gravas.	Alteración de los nexos interparticulares	Disminución de la cohesión y aumento de los esfuerzos cortantes
			Arena fina o media, suelta y saturada	Reacomodo de granos	Licuación.
Peso del material que forma el talud.	Construcción del talud.	4. Deslizamiento superficial.	Arcilla dura o fisurada Lutita. Remanentes de viejos deslizamientos.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión. Se acelera el proceso 8.
		5. Deslizamiento en estratos débiles al pie del talud.	Materiales duros sobre estratos blandos.		
Agua.	Lluvias o fusión de nieve.	6 Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena húmeda	Aumentos de presión de poro en el agua.	Disminución de resistencia.
		7. Desplazamiento de aire en juntas abiertas	Roca junteada. Lutitas		
		8. Reducción de presiones capilares asociada con expansión.	Arcilla dura y fisurada. Algunas lutitas.	Expansión.	Disminución de la cohesión.
		9 Descomposición química.	Cualquier roca	Debilitamiento de los nexos interparticulares.	
	Congelación del terreno (Ref. 80).	10. Expansión del agua por congelación.	Roca junteada.	Apertura de fisuras cerradas y producción de nuevas fisuras.	Disminución de la cohesión.
		11. Formación de lentes de hielo en el suelo	Limos y arenas limosas.	Aumento en el contenido de agua del suelo congelado.	Disminución de la resistencia por fricción.
	Período de sequía.	12 Contracción.	Arcilla	Agrietamiento por contracción.	Disminución de la cohesión.
	Vaciado rápido.	13. Flujo hacia el pie del talud.	Limos y arenas finas.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.
	Fluctuaciones en la elevación del nivel freático.	14. Reacomodo de granos.	Arena media a fina, suelta, saturada.	Aumento de presión de poro en el agua.	Licuación
	Ascenso de nivel freático en un acuífero distante.	15. Elevación del nivel piezométrico en el material que forma el talud.	Estratos de arena o limo entre o debajo de estratos de arcilla.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción.

TABLA VI-6 (Ref. 2)
(Continuación)

Agente	*Proceso que pone al agente en accion*	*Medio por el cual actúa el agente*	*Materiales más sensibles a la acción del agente*	*Naturaleza física de la acción del agente*	*Efectos sobre la estabilidad*
	Flujo interno de agua.	16. Flujo hacia el talud	Limo saturado.	Aumento de presión de poro en el agua.	Disminución de la resistencia por fricción
		17. Desplazamiento de aire en los vacíos.	Arena fina húmeda.	Disipación de la tensión superficial.	Disminución de la cohesión
		18. Remoción de cementantes solubles.	Loess.	Debilitamiento de los nexos interparticulares	
		19. Erosion interna.	Limo o arena fina.	Tubificacion.	Aumento de los esfuerzos cortantes.

TABLA VI-7

Factores más comunes que contribuyen a aumentar los esfuerzos cortantes actuantes en un talud

1. Remoción de soporte que comprende:
   - 1-a Erosión.
   - 1-a.1 Por corriente y ríos.
   - 1-a.2 Por glaciares.
   - 1-a.3 Por acción de oleaje o corrientes marinas.
   - 1-a.4 Por procesos sucesivos de humedecimiento y secado (brisa, congelamiento, etc.).
   - 1-b Modificación del talud previo por caídos, deslizamiento, asentamiento o cualquier otra causa.
   - 1-c Actividad humana
   - 1-c.1 Cortes y excavaciones.
   - 1-c.2 Remoción de muros de retención o tablestacados.
   - 1-c.3 Vaciado de lagos, lagunas o depósitos de agua.
2. Sobrecarga.
   - 2-a Por causas naturales.
   - 2-a.1 Peso de lluvias, nieve, etc.
   - 2-a.2 Acumulación de materiales por caídos, deslizamientos u otras causas.
   - 2-b Por actividad humana.
   - 2-b.1 Construcción de rellenos.
   - 2-b.2 Edificios y otras sobrecargas en la corona.
   - 2-b.3 Eventuales fugas de agua de tubería y ductos.
3. Efectos transitorios, como sismos.
4. Remoción de materiales subyacentes que proporcionaban soporte.
   - 4-a Por ríos o mar.
   - 4-b Por meteorización.
   - 4-c Por erosión subterránea por flujo de agua (tubificación, lavado de solventes, etc.).
   - 4-d Por actividad humana. Excavación o minería.
   - 4-e Por pérdida de resistencia del material subyacente.
5. Aumento de presión lateral.
   - 5-a Por agua en grietas y fisuras.
   - 5-b Por congelación del agua en grietas.
   - 5-c Por expansión de arcillas susceptibles.

En la tabla VI-8 (Ref. 8) se presentan los factores que causan con mayor frecuencia una disminución en la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales constitutivos de laderas y taludes.

TABLA VI-8

Factores que más comúnmente contribuyen a disminuir la resistencia al esfuerzo cortante en laderas y taludes (Ref. 8)

1. Factores inherentes a la naturaleza de los materiales.
   - 1-a Composición.
   - 1-b Estructuración.
   - 1-c Estructuras secundarias o heredadas
   - 1-d Estratificación desfavorable.
2. Cambios por meteorización y actividad físico-química.
   - 2-a Procesos de humedecimiento y secado.
   - 2-b Hidratación.
   - 2-c Remoción de cementantes
3. Efecto de las presiones de poro, incluyendo las debidas al flujo de agua.
4. Cambios en la estructura, incluyendo fisuración por liberación de esfuerzos y degradación estructural bajo los esfuerzos cortantes previamente actuantes.

VI-9 IDENTIFICACION DE PROBLEMAS DE ESTABILIDAD DE TALUDES EN EL CAMPO

El reconocimiento de las posibles futuras fallas de laderas o taludes en el campo y su identificación con fines de una clasificación que norme el criterio del ingeniero responsable se han hecho tradicionalmente con base en un juicio experimental que interpreta signos vistos sobre el terreno, dentro del marco de una experiencia precedente; estos signos consisten sobre todo en deformaciones, agrietamientos y manifestaciones del régimen de flujo interno de las aguas. Esta metodología de trabajo lleva, naturalmente, a

una interpretación cualitativa y aun subjetiva del estado de la estabilidad de un talud y del riesgo de su falla. En páginas subsecuentes de este mismo párrafo se darán algunas ideas prácticas para ayudar al correcto enfoque de ese método de trabajo.

Claro está que resultaría muy deseable el establecimiento de algún método teórico, seguro y confiable, para juzgar si una ladera o talud específico está en condición crítica o para evaluar el riesgo de su deslizamiento catastrófico. Podría pensarse que si el talud ha sido "calculado", al conocer su factor de seguridad se tendría una medida cuantitativa inmediata de su condición. Independientemente de que en las vías terrestres muchos taludes no pueden calcularse, una confianza excesiva en el método de medición anterior implicaría una fe en los resultados de los métodos de cálculo, difícilmente aceptable a la luz de las incertidumbres, ya comentadas, dentro de las que dichos métodos se han de aplicar. El factor de seguridad de cálculo se debe verificar o calibrar de acuerdo con información que provenga del talud ya construido. El modo de lograr esto es lo que hoy se echa de menos, independientemente de que existan alentadoras tentativas al respecto, alguna de las cuales se menciona en lo que sigue.

Se trata de encontrar alguna relación teórica entre la condición del talud y algún resultado de laboratorio fácil de obtener y de interpretar. La condición del talud se habrá de expresar con base en su comportamiento, que se obtiene de un conjunto continuo y suficientemente detallado de mediciones de campo, resultado a su vez de un programa de instrumentación de campo adecuado y cuidadoso, este aspecto se tratará en un capítulo especial dentro de esta obra.

En las Refs. 81 y 82 se presenta un intento para relacionar la condición de un talud en cuanto a su estabilidad con los resultados de pruebas de laboratorio, de compresión simple o triaxiales, en que se estudia la deformación de los suelos bajo cargas menores que las correspondientes a la falla convencional; de esta manera es posible conocer la velocidad de deformación de los suelos en diferentes condiciones de prueba. En las referencias mencionadas se establece un método que permite cuantificar el riesgo de la falla y aun el momento en que esta se producirá, si tal es el caso, en función de las velocidades de deformación en pruebas de laboratorio y de los tiempos que transcurran hasta la falla de los especímenes. Independientemente de lo "refinadas" que estas ideas pudieran parecer a los ingenieros acostumbrados a proyectar y construir vías terrestres en el momento presente, no cabe duda de que representan líneas de investigación cuya utilidad puede ser muy grande en un futuro próximo.

No siempre la falla de un talud ha de ligarse a un deslizamiento catastrófico; una deformación excesiva pudiera atacar a las bases de funcionalidad estructural en forma suficiente como para producir una falla práctica. No existen tampoco métodos convencionalmente aceptados y de uso común para cuantificar la magnitud de las deformaciones que pueda sufrir un terraplén formado por materiales compactados. Un interesante método de cálculo para tal fin aparece en la Ref. 83.

Las condiciones de estabilidad de un talud dependen en general de factores propios de los materiales constitutivos, tales como su naturaleza, estructura, estratigrafía, condiciones de meteorización, y de todo un conjunto de circunstancias externas al propio talud o ambientales, como la topografía de la zona, el clima, la vegetación, etc. Las condiciones de régimen hidráulico superficial e interno son vitales. El conjunto de todos los factores que influyen arroja al problema un número tal de variables que lo convierte en uno de los más complejos que afronta el ingeniero dedicado a las vías terrestres. El auxilio de la fotointerpretación, cuyo detalle queda fuera del alcance de este libro, debe verse como fundamental para el encasillamiento correcto de todos los elementos de juicio provenientes del campo.

El problema de reconocer e identificar deslizamientos tiene dos aspectos importantes (Ref. 8). El primero se refiere a identificar el deslizamiento en sí mismo, para saber si han ocurrido u ocurrirán movimientos que sean indicio de inestabilidad. El segundo aspecto, igualmente importante, se refiere a identificar y clasificar el tipo de deslizamiento que está ocurriendo o que sea susceptible de presentarse.

En el caso de una vía terrestre de nueva construcción, una vez que se adquiera una idea general de las condiciones de estabilidad de una zona por medio de mapas geológicos y fotointerpretación, será preciso visitarla para inspeccionar las condiciones sobre el lugar. En tal inspección se deberá proceder siempre yendo del panorama general a los detalles particulares. Se deberá conceder especial atención a la inclinación de las laderas y sus cambios, relacionándolos con las variaciones de materiales que indique la geología superficial. Se buscarán muy especialmente signos específicos, tales como manantiales, veneros, encharcamientos y, desde luego, grietas; todos los signos del deslizamiento superficial son importantes, pues es muy conveniente la detección de esta clase de falla en las etapas más tempranas del proyecto.

Sin embargo, es claro que en la gran mayoría de los casos será muy difícil prever la existencia de futuros deslizamientos y fallas, y el ingeniero deberá limitarse a extremar sus precauciones en aquellos lugares en que exista una secuencia de materiales digna de desconfianza. Algunas de éstas son:

1. Toda clase de formaciones de roca o suelo duros, que sobreyacen a rocas muy fragmentadas, suelos blandos o materiales muy intemperizables.

2. Laderas de arcilla blanda o lutitas, sobre todo si en otras zonas de la ladera se detectan fallas o si están fisuradas.

3. Depósitos de talud o de piemonte que descansan contra y sobre estribaciones y lechos de roca firme.
4. Laderas a cuyo pie existan causas de erosión, como el mar o corrientes de agua.
5. Formaciones de roca o suelos residuales cuyo echado o cuyas estructuras heredadas sean desfavorables, respecto a la excavación que se practique para alojar la vía terrestre.

El ingeniero y su actuación son frecuente causa de problemas de inestabilidad, como ya se dijo antes (ver párrafo VI-8).

Respecto a un deslizamiento en desarrollo y ya planteado, lo importante es clasificarlo, pues los métodos correctivos en que pueda pensarse dependerán de su tipo y características. A este respecto, la instrumentación de campo, que se tratará más adelante, es casi el único medio eficaz y seguro de llegar a un conocimiento completo del problema; su utilización se ha desarrollado mucho en los últimos años y, sin duda, lo hará más en el futuro.

La tabla VI-9 (Ref. 8) presenta una recopilación de los signos exteriores más usuales de los distintos tipos de fallas, por los que será posible reconocerlas y clasificarlas.

La habilidad para ver y reconocer pequeños agrietamientos e interpretarlos es uno de los mayores dones que le es dado poseer a un ingeniero dedicado a este tipo de problemas. Se le debe cultivar, calibrar y desarrollar cuidadosamente. Puede orientar mucho para conocer el mecanismo cinemático de la falla allí donde no se haga una instrumentación detallada y será siempre una ayuda valiosísima para programar esta.

Es frecuente que la dirección de las grietas sea normal a la de los movimientos del suelo, pero ésta no es, claro está, una regla general. Por ejemplo, las grietas en los flancos de una falla pueden ser prácticamente paralelas a su movimiento. En fallas rotacionales las grietas suelen ser curvas, marcando la zona de falla. Las grietas en escalon son a veces el primer signo precursor de inestabilidad y un levantamiento completo de ellas suele dar un magnífico contorno de la falla por venir.

La Fig. VI-47 (Ref. 8) muestra el mapa típico de agrietamiento en torno a un deslizamiento de tierras.

En una falla traslacional es común que las grietas sean muy poco curvadas y su espesor es similar desde la cabeza hasta el pie de la falla.

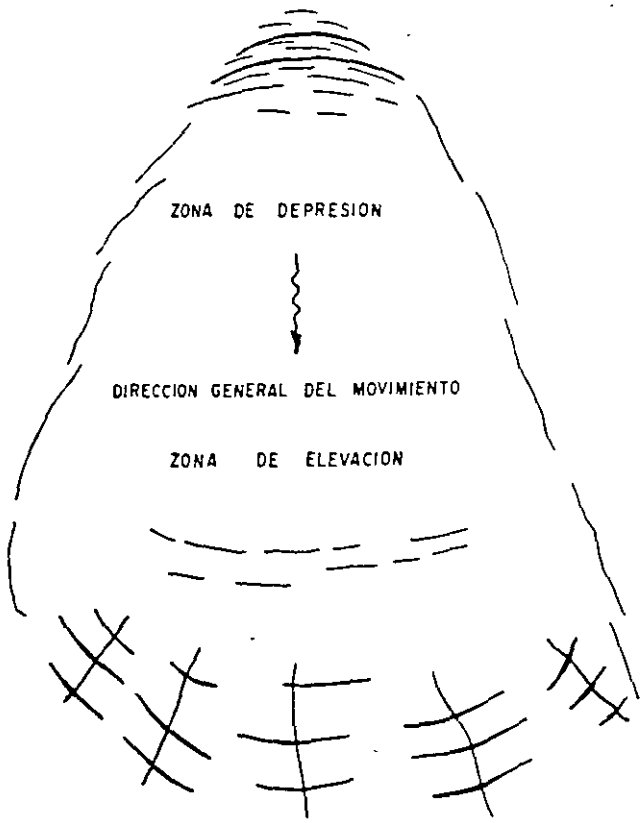


Figura VI-47. Planta típica de agrietamiento en un deslizamiento de tierra (Ref. 8).

VI-10 PREVENCION DE FALLAS

Es evidente que la mejor manera de resolver los problemas de estabilidad de taludes es no tenerlos. Esta es una regla de oro que deberá tener siempre en mente el proyectista de vías terrestres y ningún criterio alternativo será, en principio, ni más seguro ni más económico. El hecho de que a veces sea preciso afrontar riesgos en aras de una localización forzada o elegida o por alguna consideración de otra índole, no invalida la regla básica enunciada.

De hecho, el proyectista de vías terrestres suele tener una libertad bastante amplia sobre una serie de circunstancias que condicionan, en buena parte, la aparición de futuras fallas; por ello, conviene mencionar, así sea brevemente, tales circunstancias para considerarlas, en su momento, como un elemento más de los que servirán para definir la actitud final que se deba adoptar.

En primer lugar, las fallas podrán prevenirse mejor a base de un diseño (por cálculo o receta) más realista, y la posibilidad de mejorar éste descansa en mucho en la exploración que se efectúe (y ha de pensarse tanto en exploración geológica, como en la que se vincula comúnmente con la mecánica de suelos). Hoy, la exploración rutinaria en vías terrestres suele ser escasa y no permite fundamentar en ella diseños muy refinados; cuando hayan de cruzarse formaciones o terrenos en que se sospechen peligros especiales, la exploración se deberá extender. Esto ya se hace en casos extremos, tales como zonas pantanosas o de suelo muy blando, pero usualmente la transición de criterios es un tanto brusca; se pasa de exploración muy escasa casi siempre, a muy detallada en algún caso especial y raro. Debería reflexionarse en si no convendría establecer grados en los niveles

TABLA VI-9

Hechos que ayudan a reconocer deslizamientos activos o recientemente activos

(Consúltese nomenclatura en la Fig. VI-8)

Tipo de movimiento	*Clase de material*	*Partes estables que rodean al deslizamiento*			*Partes que se han movido*			
		Corona o iniciación de la zona fallada	*Talud principal (detrás de la zona fallada)*	*Flancos*	*Cabeza*	*Cuerpo*	*Base*	*Pie*
Caídos y derrumbes. 1) Caída de rocas.	Roca	Roca suelta, grietas probables detrás de la línea de falla, aspecto irregular caracterizado por sistemas de juntas.	Normalmente casi vertical, irregular, liso, roca de aspecto fresco. Roca junteada.	En general filos de roca limpios	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Superficie irregular con fragmentos de roca. Si es muy grande y si tiene árboles o materiales de colores contrastantes, el material puede indicar dirección del movimiento radial desde el escarpio. Puede contener depresiones.	La base comúnmente enterrada. Si está visible presenta generalmente las razones de la falla, tales como roca subyacente débil o estratos socavados por el agua.	Si el caído es pequeño tiene un talud irregular de detritos. Si la caída de rocas es grande el pie puede tener un contorno redondo.
2) Caída de suelos (Derrumbes).	Suelos	Grietas detrás de la línea de falla.	Casi vertical. Suelo húmedo. Superficialmente muy agrietado.	Con frecuencia casi verticales.	Generalmente no está bien definida. El material caído forma un montón de rocas cerca del escarpio.	Irregular.	Como el de arriba.	Irregular
Deslizamiento 1) Circular	Suelo	Numerosas grietas, la mayoría de ellas cóncavas hacia el deslizamiento.	Inclinado, limpio, cóncavo hacia el deslizamiento, comúnmente alto. Puede presentar estrías y zanjas en la superficie, que van de la corona a la cabeza. La parte superior del talud tras la falla puede ser vertical.	Las estrías en los flancos del escarpio tienen grandes componentes verticales cerca de la cabeza y notables componentes horizontales cerca de la base. La altura de los flancos decrece hacia la base. El flanco del deslizamiento puede ser más alto que las superficies originales del terreno entre la base y el pie. Grietas en escalón rodean el deslizamiento en las primeras etapas.	La parte superior del material fallado conserva partes del terreno natural antes de fallar. Se producen al pie del talud principal encharcamientos. Toda la cabeza de falla está surcada por grietas y los árboles en la zona caída apuntan cerro arriba	La parte del suelo que se mueve se rompe y disgrega. Grietas longitudinales, bufamiento. Generalmente se desarrollan encharcamientos justo arriba de la base.	Normalmente se desarrollan bufamientos transversales y grietas sobre la base. Zona de levantamiento, ausencia de bloques individuales grandes. Los árboles inclinados cuesta abajo	Con frecuencia una zona de flujo de tierra con forma lobulada, material rodado encima y enterrado. Los árboles están tendidos o en varios ángulos mezclados entre el material del pie.

TABLA VI-9 (Continuación)

Tipo de movimiento	*Clase de material*	*Partes estables que rodean al deslizamiento*			*Partes que se han movido*			
		Corona o iniciación de la zona fallada	*Talud principal (detrás de la zona fallada)*	*Flancos*	*Cabeza*	*Cuerpo*	*Base*	*Pie*
	Roca	Las grietas tienden a seguir las fracturas en la roca original.	Como el de arriba.	Como el de arriba.	Como el de arriba.	Como el de arriba, pero el material no se rompe tanto ni se deforma plásticamente.	Como el de arriba.	Poco o ningún flujo de tierra. El pie con frecuencia es casi recto y cercano a la base. Puede tener un frente abrupto.
2) Traslacional	Roca o suelo	La mayoría de las grietas son casi verticales y tienden a seguir el contorno del talud.	Casi vertical en la parte superior; en la parte inferior casi plano y con transición gradual.	Los flancos laterales muy bajos, grietas verticales. Las grietas generalmente divergen cuesta abajo.	Relativamente inalterada. No hay rotación.	Compuesto generalmente de una o varias unidades inalteradas excepto por grietas de tensión. Las grietas presentan poco o ningun desplazamiento vertical.	Ni base, ni zona de levantamiento.	Deslizante sobre la superficie del terreno.
3) Deslizamiento de roca	Roca	Roca suelta, grietas entre los bloques.	Generalmente escalonado de acuerdo con el espaciamiento de juntas o planos de estratificación. Superficie irregular en la parte superior y ligeramente inclinada en la parte baja; puede ser casi plana o compuesta de derrames de rocas.	Irregular.	Muchos bloques de roca.	Superficie rugosa con muchos bloques. Algunos bloques pueden estar en su posición original, pero más bajas si el movimiento fue de traslación lenta.	Generalmente no hay una verdadera base.	Acumulación de fragmentos de roca.
Flujo de material seco: 1) Flujo de fragmentos de roca.	Roca	Igual que en las caídas de roca.	Igual que en las caídas de rocas.	Igual que en las caídas de roca.	No hay cabeza.	Superficie irregular de fragmentos de roca mezclados, derramados hacia abajo en abanico. Muestra valles y lomas transversales lobuladas.	No hay base.	Compuesta de lenguas. Puede deslizarse siguiendo líneas de cauce natural.
2) Flujo de arena.	Suelo	No hay grietas.	Forma de embudo cuando alcanza el ángulo de reposo.	Desarrollados en una curva continua a partir de la corona.	Generalmente sin cabeza.	Montículo cónico de arena igual en volumen a la parte vaciada de la cabeza.	No hay base.	No hay pie o éste es un amplio abanico poco perceptible.

TABLA VI-9 (Continuación)

Tipo de movimiento	*Clase de material*	*Partes estables que rodean al deslizamiento*			*Partes que se han movido*			
		Corona o iniciación de la zona fallada	*Talud principal (detras de la zona fallada)*	*Flancos*	*Cabeza*	*Cuerpo*	*Base*	*Pie*
De material húmedo: **1) Flujo de lodos.**	Suelo	Pocas grietas	La parte superior en forma dentada o de V, larga y angosta, lisa y comúnmente estriada.	Inclinados, irregulares en la parte superior. Amontonamiento de material en la parte inferior de los flancos.	Puede no haber cabeza.	De húmedo a muy humedo, puede contener grandes bloques empacados en matriz de material fino. Líneas de flujo. Sigue las líneas de drenaje y puede dar vueltas pronunciadas. Muy largo comparado con el ancho.	Ausencia de base o enterrada en los detritos	Extendido lateralmente en lóbulos. Cuando el pie se seca puede tener un escalón frontal de escasa altura.
2) Flujo de tierra.	Suelo	Puede haber algunas grietas.	Cóncavo hacia el deslizamiento. En algunos casos es casi circular. El deslizamiento ocurre a través de un estrechamiento.	Curvos, lados empinados.	Consiste comúnmente en un bloque hundido.	Roto en muchos pedazos pequeños. Húmedo, muestra la estructura del flujo.	No hay base.	Extendido en lóbulos.
3) Flujo de arena o limo.	Suelo	Pocas grietas.	Inclinado, cóncavo hacia el deslizamiento, puede haber variedades de formas en el contorno (casi recta, tendencia a arco circular o forma de botella.)	Frecuentemente los flancos convergen en la dirección del movimiento.	Generalmente bajo agua.	El cuerpo se extiende como fluido.	No hay base.	Extendido en lóbulos.

de exploración que se apliquen en los diferentes lugares y formaciones, juzgados también con un criterio de ordenamiento según los riesgos que impliquen.

Muchos de los factores geotécnicos que definen el riesgo de fallas son muy difíciles de detectar con exploración convencional. Ello ocurre con grietas, fisuras, discontinuidades pequeñas, superficies de falla previamente formadas, definición de las condiciones de flujo, etc. También muchos de estos factores se pueden conocer mejor con técnicas de instrumentación de campo, que deben verse como importantes auxiliares de la detección y aun de la prevención de fallas.

Mucho de lo que en vías terrestres se puede hacer para prevenir fallas está ligado a cambios en el trazo geométrico de las propias vías, pero aun sin modificar el alineamiento horizontal, un buen trabajo conjunto de trazadores y geotécnicos podrá lograr mucho en esos aspectos, simplemente manejando los alineamientos verticales y las pendientes de la vía; desde luego, este recurso será más manejable en carreteras que en ferrocarriles, por razones obvias. El hecho es que, en general, hoy rigen las mismas reglas de trazado de carreteras en los más diversos tipos de terreno, considerando sólo problemas de pendiente y curvatura y manejando el movimiento de tierras únicamente desde el punto de vista de un balance y de lograr, de un modo bastante ilusorio muchas veces, un costo bajo en los acarreos. Sin embargo, hay lugares en que cualquier terraplén es problemático y otros en que cualquier corte puede ser inseguro. Así, es muy deseable en todos los casos la coordinación entre las reglas del arte de trazar y las consideraciones geotécnicas.

Algunas fallas importantes se podrán prevenir con sólo mantener en mente algunas consideraciones geotécnicas básicas. Por ejemplo, en cortes siempre se debe procurar que al menos el pie del talud permanezca tan "cargado" como sea posible; la descarga suele disminuir de por sí la resistencia al esfuerzo cortante de suelos y rocas y libera los esfuerzos horizontales residuales, lo que tiende a expandir los taludes.

Otra regla que podría citarse es que cuanto menor sea el volumen de la excavación para un corte y menos tendidos sus taludes, menor será la cantidad de agua que la estructura reciba en una lluvia. En grandes cortes, esta cantidad de agua puede ser suficiente motivo para obligar a un proyecto escalonado, con cunetas en las partes interiores de los escalones, para eliminar prontamente el agua colectada por la estructura, pero muchas veces un sencillo talud casi vertical puede tener éxito allí donde puede fracasar uno muy complicado, de sección compuesta; el ejemplo típico lo constituyen los cortes en ss, donde la lluvia "lava" los cementantes naturales del material.

En terraplenes, ya se discutió el efecto de construirlos con taludes poco o muy tendidos. En el primer caso, se concentran esfuerzos en el pie; en el segundo se propician asentamientos al aumentar el área de apoyo.

En los procedimientos constructivos radican otras muchas posibilidades de aumentar o disminuir el riesgo de las fallas. No se mencionarán aquí los problemas derivados del uso inhábil de los explosivos al practicar cortes en rocas, pero a él se debe una proporción no desdeñable de las fallas que ocurren en esos materiales.

También en este sentido se podrían mencionar algunas reglas de validez frecuente. Por ejemplo, un corte en pendiente se debe atacar de preferencia cuesta arriba, para drenar con facilidad el agua que llueva o brote. También suele dar buen resultado atacar el corte en estratos, prácticamente en toda su longitud, pues así se abate de manera uniforme el nivel del agua en el subsuelo y no se crean grandes frentes no drenados.

La omisión de escalones de liga (capítulo III) en terraplenes sobre laderas inclinadas ha causado problemas en muchos casos, no sólo por fallas catastróficas, sino también por la demanda de una conservación excesiva en estructuras que se mueven con lentitud.

Existe la costumbre de construir los cortes inicialmente con un talud más escarpado que el de proyecto, el cual se afina al terminar la excavación, para llegar a la inclinación final. Esta práctica debe verse siempre como inapropiada, pues el corte se mantiene con estabilidad precaria un cierto tiempo; independientemente de que esto invita al desarrollo de fallas, el someter a los suelos a esfuerzos excesivos, sobre todo cerca del coronamiento, abre grietas y fisuras y puede causar una degradación estructural muy perjudicial para su futura resistencia.

VI.11 METODOS MECANICOS PARA CORREGIR FALLAS EN LADERAS Y TALUDES

En este párrafo se tratarán someramente los principales métodos a disposición del ingeniero para corregir problemas de laderas o taludes inestables, o para reconstruir zonas falladas. Sin embargo, en este lugar sólo se tratarán los métodos correctivos que no tengan relación con técnicas de drenaje o subdrenaje, objeto de un capítulo especial posterior. Por cierto, ha de señalarse que muchas de las correcciones que se hagan en zonas falladas estarán ligadas al aspecto del drenaje, pues, como ya se señaló en repetidas ocasiones, la acción del agua superficial o subterránea tiene gran influencia en la estabilidad de las masas de tierra; por ello, el contenido de este párrafo se debe ver como incompleto y no se podrá definir el panorama general independientemente del capítulo posterior a que se ha hecho mención. Con fines de clasificación sí se citarán los métodos correctivos, basados en drenaje y subdrenaje, en las tablas correspondientes. A falta de mejor palabra, los métodos correctivos que se tratan se han llamado "mecánicos".

Todos los métodos correctivos siguen una o más de las siguientes líneas de acción

1. Evitar la zona de falla.
2. Reducir las fuerzas motoras.
3. Aumentar las fuerzas resistentes.

El evitar la zona de falla suele estar ligado a cambios en el alineamiento de la vía, sea el horizontal o el vertical, a la remoción total de los materiales inestables o a la construcción de estructuras que se apoyen en zonas firmes, tales como puentes o viaductos.

La reducción de las fuerzas motoras se puede lograr, en general, por dos métodos: remoción de material en la parte apropiada de la falla y subdrenaje, para disminuir el efecto de empujes hidrostáticos y el peso de las masas de tierra, que es menor cuando pierden agua.

Por lo común, la línea de acción que ofrece más variantes es la que persigue aumentar las fuerzas resistentes; algunas de éstas son: el subdrenaje, que aumenta la resistencia al esfuerzo cortante del suelo; la eliminación de estratos débiles u otras zonas de falla potencial; la construcción de estructuras de retención u otras restricciones y el uso de tratamientos, generalmente químicos, para elevar la resistencia de los suelos al deslizamiento.

En la tabla VI-10 (Ref. 8), se presenta un resumen de los principales métodos para la corrección de fallas. Reconociendo que no existe una frontera demasiado rígida entre los métodos de corrección y los de prevención, el título de la tabla cita ambos conceptos, por lo que dicha tabla se puede ver como complemento del párrafo VI-10 de este mismo capítulo.

A continuación se discutirán con algún detalle los principales métodos mecánicos para corregir fallas en taludes de laderas naturales

A. Métodos de elusión

Indiscutiblemente constituyen los medios más seguros para eliminar los problemas derivados de deslizamientos y fallas, pero no siempre se pueden utilizar. En otras ocasiones se podrán emplear sólo parcialmente, en el sentido de que no se pueda evitar por completo una zona inestable, pero que un ligero cambio de alineamiento haga posible eludir su peor parte o mucha de la longitud de la vía dentro de la zona; en estos casos este tipo de soluciones pueden ser todavía muy valiosos.

Uno de los problemas que mejor responden a la aplicación de estos métodos es el cruzamiento de formaciones inclinadas de suelo o roca, con echado desfavorable a la vía; en estos casos, cambios pequeños del alineamiento horizontal pueden llevar a zonas de mucho menos peligro o inocuas y la elevación de la rasante puede reducir mucho los problemas. Si un lado de un valle tiene echado desfavorable, es muy posible que el otro lado lo tenga incluso favorable.

Un ejemplo de formación geológica desfavorable. Formación de calizas en el camino Tula-Ciudad Victoria.

En donde no sea posible evitar una zona de deslizamiento potencial o en la que haya ocurrido un deslizamiento, es a veces una buena solución evitar el problema por la construcción de un viaducto que se cimiente en las zonas firmes a ambos lados de la problemática. El costo de esta solución suele ser muy alto y, si llega a adoptarse, se deberá elegir siempre una solución estructural que acepte movimientos moderados, pues será difícil garantizar su completa inmovilidad. Con mucha frecuencia la construcción de estructuras de paso se complementa con la completa remoción del material fallado, para proteger la propia estructura de los riesgos del deslizamiento brusco de la masa de tierra o de eventuales empujes sobre sus apoyos.

En muchas laderas inclinadas con condiciones de estabilidad difíciles suele ser una magnífica regla alterar lo menos posible las formaciones naturales por la construcción de la vía. A esta idea corresponde la solución con construcción en "medios viaductos", en

Otro ejemplo de formación geológica desfavorable. Pizarras en el camino Iguala-Ciudad Altamirano.

TABLA VI-10 (Ref. 8)

Resumen de métodos para la prevención y corrección de deslizamientos

Efecto en la estabilidad del deslizamiento	*Método de tratamiento*	*Uso general*		*Frecuencia de uso exitoso* (1)			*Posición del tratamiento en el deslizamiento* (2)	*Sus mejores aplicaciones y limitaciones*
		Prevención	*Corrección*	*Derrumbe*	*Deslizamiento*	*Flujo*		
NO SE AFECTA.	I. Método para eludirlo.							
	A. Relocalización	X	X	2	2	2	Fuera de los límites del deslizamiento.	Es el mejor método si es económico.
	B. Construcción de viaducto.	X	X	3	3	3	Fuera de los límites del deslizamiento.	Aplicable en trechos cortos de laderas inclinadas.
SE REDUCE EL ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE.	II. Movimiento de tierras.							
	A. Remoción de la cabeza.	X	X	N	1	N	Parte superior y cabeza.	Grandes masas de material cohesivo.
	B. Abatimiento de los taludes.	X	X	1	1	1	En los taludes del corte o terraplén.	Más eficiente en terraplenes sobre suelos friccionantes.
	C. Escalonamiento de taludes.	X	X	1	1	1	En los taludes del corte o terraplén.	
	D. Remoción de todo el material inestable.	X	X	2	2	2	Todo el deslizamiento.	En masas superficiales relativamente pequeñas de material en movimiento.
SE REDUCEN LOS ESFUERZOS CORTANTES ACTUANTES Y SE INCREMENTA LA RESISTENCIA AL ESFUERZO CORTANTE DEL SUELO.	III. Drenaje.							
	A. Superficial.							
	1) Cunetas.	X	X	1	1	1	Encima de la corona.	Esencial en todos los tipos.
	2) Tratamiento del talud.	X	X	3	3	3	En la superficie de la masa en movimiento.	Revestimiento de rocas o delantal permeable para controlar el flujo.
	3) Conformación de rasante.	X	X	1	1	1	En la superficie de la masa en movimiento.	Benéfico en todos los tipos.
	4) Sello de grietas.	X	X	2	2	2	Completo de la corona al pie.	Benéfico en todos los tipos.
	5) Sello de planos de juntas y fisuras.	X	X	3	3	N	Completo de la corona al pie.	Aplicable o formaciones rocosas.
	B. Subdrenaje.							
	1) Drenes de penetración transversal.	X	X	N	2	2	Localizado para interceptar y conducir las aguas subterráneas.	Grandes masas de suelo donde existe el flujo subterráneo.
	2) Trincheras estabilizadoras.	X	X	N	1	3		Masas de suelo relativamente superficiales con flujo subterráneo.
	3) Galerías drenantes.	X	X	N	3	N		Profundas y grandes masas de suelo con alguna permeabilidad.
	4) Pozos verticales de drenaje.	X	X	N	3	3		Masas profundas en deslizamiento, agua subterránea en varios estratos o lentes.
	5) Sifón continuo.	X	X	N	2	3		Usado principalmente como salida de trincheras o pozos de drenaje.

SE AUMENTA LA RESISTENCIA AL DESLIZAMIENTO.	IV. Estructuras de contención A. Apoyo en la base. 1) Relleno de roca.	X	X	N	1	1	Base y pie.	Roca sana o suelo firme a razonable profundidad
	2) Relleno de tierra.	X	X	N	1	1	Base y pie.	Cuando en contrapeso en el pie da resistencia adicional.
	B. Muros de retención comunes o en celosía.	X	X	3	3	3	Base.	Masas en movimiento relativamente pequeñas.
	C. Pilotes. 1) Fijos en la superficie de deslizamiento.		X	N	3	N	Base.	Se incrementa la resistencia en la superficie de deslizamiento en el monto de la fuerza requerida para hacer fallar a los pilotes.
	2) Sin fijar a la superficie de deslizamiento.		X	N	3	N	Base.	
	D Anclas en roca	X	X	3	3	N	Encima de la carretera o de la estructura (cortes).	Roca estratificada.
	E Banderillas en taludes.	X	X	3	3	N	Encima de la carretera o de la estructura.	Talud deleznable retenido por medio de una pantalla, la cual a su vez se ancla a una formación sólida subyacente.
PRINCIPALMENTE AUMENTA LA RESISTENCIA AL CORTE.	V. Metodos varios. A. Endurecimiento de la masa deslizante. 1) Cementación o tratamiento químico. *a)* En la base.		X	3	3	3	Base y pie.	Suelos no cohesivos.
	b) En toda la masa deslizante.		X	N	3	N	En toda la masa deslizante.	Suelos no cohesivos.
	2) Congelamiento.	X		N	3	3	En toda la masa deslizante.	Para prevenir movimientos temporales en masas relativamente grandes.
	3) Electroósmosis.	X		N	3	3	En toda la masa deslizante.	Endurece al suelo al reducir el contenido de agua.
	B. Uso de explosivos.		X	N	3	N	En la mitad inferior del deslizamiento.	Masa cohesiva relativamente superficial suprayaciendo a una masa de roca Superficie de deslizamiento fragmentada; los explosivos pueden también permitir que se drene el agua de la masa deslizante

Clave:

(1) : 1. Frecuente.
2. Ocasional.
3. Raro.
N. No se considera aplicable.

(2) : Relativa a la masa deslizante o potencialmente deslizante.

la cual se fijan en la ladera los apoyos del lado interior de la estructura que constituye la vía, dejando volado el lado exterior, apoyado a trechos sobre columnas cimentadas en formaciones sanas. La condición para el exitoso empleo de esta solución será, en primer lugar, el buen apoyo de las columnas y, en segundo, que se altere realmente poco la ladera al colocar los apoyos del lado interior de la vía.

Los métodos de elusión de fallas no contribuyen a estabilizarlas; ésta, más el alto costo que por lo general tienen, son sus principales limitaciones. La influencia del costo suele ser determinante en fallas pequeñas, pero se disminuye mucho cuando la zona inestable es muy amplia, pues en tal caso, los costos de cualquier método correctivo tienden a crecer.

B. Métodos de excavación

Estos métodos aparecen mencionados en la tabla VI-10 en una graduación bastante amplia, desde excavaciones menores hechas sólo en la cabeza de la falla, hasta la remoción total del material inestable. El abatimiento de taludes y el empleo de bermas son métodos que requieren de excavación cuando se construyen cortes, y de rellenos, en terraplenes; estos métodos se tratarán por separado en la presente disertación.

La remoción de material en la cabeza de la falla o en todo el cuerpo de la misma, hasta llegar a la remoción total, es un método que en la práctica sólo se puede aplicar en fallas ya manifestadas; rara vez se pueden conocer con tanto detalle las futuras fallas en una zona de inestabilidad potencial como para que resulte prudente proceder a remover materiales en gran escala. Las remociones en la cabeza buscan reducir las fuerzas motoras y balancear la falla; las remociones totales eliminan la causa de raíz, si bien en ellas se puede plantear el problema de la inestabilidad de los taludes de la excavación que se produce, los que deben estudiarse siempre cuidadosamente, al igual que las nuevas condiciones de drenaje.

La remoción de materiales suele dar lugar a soluciones bastantes permanentes, cuando se cuidan en forma conveniente los aspectos de drenaje en la excavación que se efectúe. Son métodos mejores para prevenir que para corregir, pues los costos unitarios de los movimientos de tierra relativamente grandes que implican son menores en construcciones nuevas que en trabajos de reparación.

Cuando una remoción se hace de manera adecuada, debe mejorar las condiciones de drenaje en la zona. El método se puede usar prácticamente en toda clase de deslizamientos, pero es eficiente sobre todo en los de tipo rotacional. Dejando a un lado consideraciones de costo, que puede ser alto en fallas grandes, su principal desventaja estriba en que el material que se excava se ha de desperdiciar y esto pudiera ser difícil y peligroso en algunos casos, aparte de la repercusión que tales maniobras tendrán en el costo de la solución. También contribuye a incrementar esto último el hecho frecuente de que la excavación tenga que empezar en la parte más alta y progresar ladera abajo. Conviene mencionar como otro posible inconveniente, el que muchas veces al remover material y disminuir las fuerzas motoras también se pueden causar disminuciones en las fuerzas resistentes; esto puede ser cierto sobre todo cuando se trata con suelos friccionantes, en que la resistencia al corte depende de la presión normal.

La Fig. VI-48 muestra esquemáticamente el procedimiento por el cual se estabilizó la falla del km 16 + 800 de la autopista Tijuana-Ensenada, por la remoción de 40 000 m³ de material de talud en su cabeza.

Una solución mixta, que combina remoción de material y relocalización es el abatimiento de la rasante de un camino para disminuir pesos del terraplén sobre zonas de suelos débiles o con superficies de falla previamente formadas

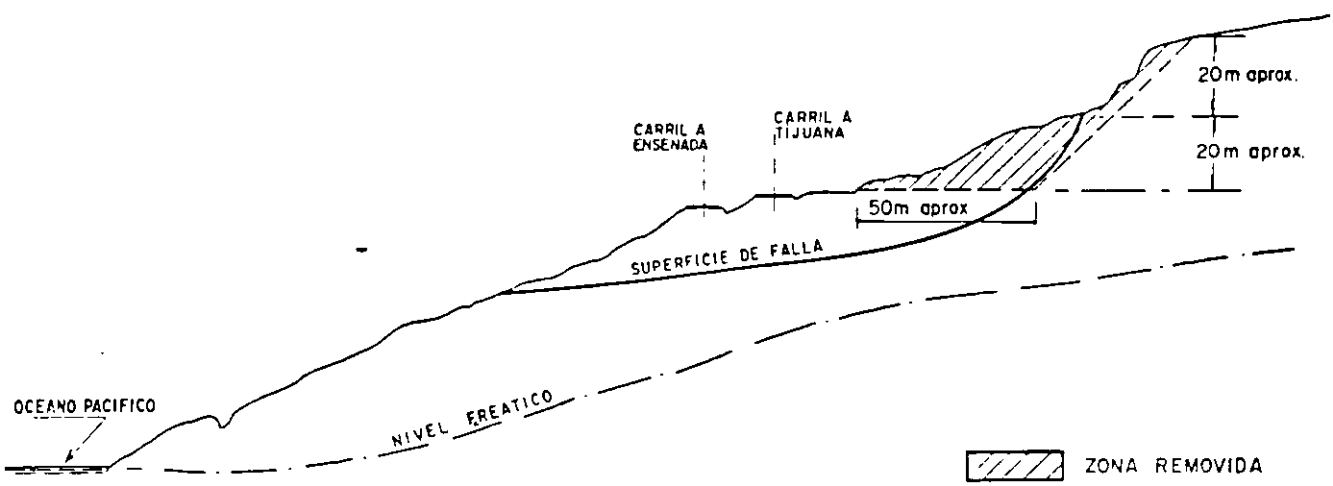


Figura VI-48. Estabilización de una falla por remoción de material en su cabeza: km 16 + 800 de la autopista Tijuana-Ensenada.

C. Abatimiento de taludes

Este es uno de los métodos más socorridos para el mejoramiento de las condiciones de la estabilidad de los taludes. Es un método correctivo ligado a deslizamientos en el cuerpo del talud. De hecho éste es el primer punto a tomar en cuenta respecto a esta solución; al igual que todas las demás, no es de alcance universal, y su eficiencia no es siempre la misma, sino que puede variar extraordinariamente de unos casos a otros.

Un segundo punto que se debe comentar desde un principio es que cuando se considere un abatimiento de talud en un proyecto o en una falla que se presente en el campo, se debe tener muy presente que el talud abatido es diferente del talud original; con todo lo que ello implica. Por ejemplo, si al talud original se le había determinado un círculo crítico por los procedimientos estudiados en páginas anteriores de este capítulo, el talud abatido tendrá otro círculo crítico diferente y, en consecuencia, el factor de seguridad de aquél no tendrá ningún sentido en éste, para el cual se deberá realizar un nuevo análisis de estabilidad que permita calcular su factor de seguridad, ligado a su círculo crítico.

Al analizar los métodos de cálculo de estabilidad de taludes se vio que, en el caso de suelos puramente friccionantes, la estabilidad del cuerpo del talud depende sólo del ángulo de inclinación, en tanto que, en suelos puramente cohesivos y homogéneos con el terreno de cimentación, la estabilidad depende más bien de la altura del talud (de hecho, para inclinaciones menores de 53° y falla de base, la estabilidad es independiente del ángulo de inclinación del talud, y para inclinaciones de los 53° hasta 90°, las condiciones de estabilidad sí varían con la inclinación del talud, pero relativamente poco). Naturalmente que la gran mayoría de los taludes de las vías terrestres se hacen en suelos a cuya resistencia se considera una componente friccionante y otra de cohesión, pero las tendencias extremas anteriores pueden seguir sirviendo como norma de criterio. En suelos en que la componente friccionante tenga más importancia relativa que la cohesiva, será de esperar que la estabilidad esté más bien ligada a la inclinación del talud, en tanto que en suelos de naturaleza más cohesiva, será la altura del talud, más que su inclinación, la que defina las condiciones del mismo.

Las consideraciones generales anteriores señalan direcciones de pensamiento que se deben tomar en cuenta al escoger entre las diversas soluciones de corrección de fallas de taludes en que pueda pensarse. En suelos en que sea importante la componente friccionante de la resistencia, abatir los taludes tenderá ser eficiente; en suelos más cohesivos, quizá resul- mejor otros métodos que se discutirán más adelante y que equivalen, en cierto sentido, a trabajar con taludes de menor altura (escalonamiento, por ejemplo).

Independientemente de las consi rales anteriores, la Fig. VI-49 sirve pa discusión sobre las consecuencias de de un terraplén.

Desde luego, los croquis de la F únicamente para una discusión muy ninguna manera reflejan todas las p pudieran presentarse en la práctica; nas de las conclusiones que de ellos que sigue, pudieran incluso invertirs cho de importancia relativa en casos las posiciones de los círculos críticos de tierra. Así pues, tanto los croquis como la discusión que en torno a ell verse simplemente como orientador generales, pero nunca como una nor que sucede al abatir taludes; las con acción en cada caso particular se individualmente para ese caso y e cómo de un talud a otro puede hab des en la eficiencia de la solución, en por los que actúa y en las causas por cambiar las condiciones de estabilid

En la parte *(a)* de la figura se m plén en el que se supone que el ci originalmente el correspondiente a u (L_1); al abatir el talud del terraplé nuevo círculo crítico (L_2). En este miento probablemente tiende a alar de falla, aumentando las fuerzas resi la resistencia del suelo en mayor á probable que el nuevo círculo críti más profundo que el original, lo q resistencia al esfuerzo cortante del su dependa de la presión normal (com nante), pero no afectará a dicha re es de naturaleza cohesiva. Desde este la solución será más efectiva en sue que en cohesivos, prevaleciendo las croquis. El que la superficie de falla mas profunda tambien favorecerá en bilidad en suelos friccionantes, pues la resistencia de éstos aumente con por efecto de compacidad o menor ción; en cambio, en arcillas, este ef perjudicial, pues es frecuente que en perticialmente haya una costra más preconsolidación debida a evaporaci yores profundidades, la arcilla norm dada sea más blanda.

Por otra parte, siempre en el cas la Fig. VI-49.a, la cuña de relleno abatimiento causaría un aumento en tor y un correspondiente deterioro nes de estabilidad. Desde luego, no *priori* cómo evolucionaría el factor d depende de la relación de los mome motor. En cada caso habría que hac rrespondiente para estimar la ganan

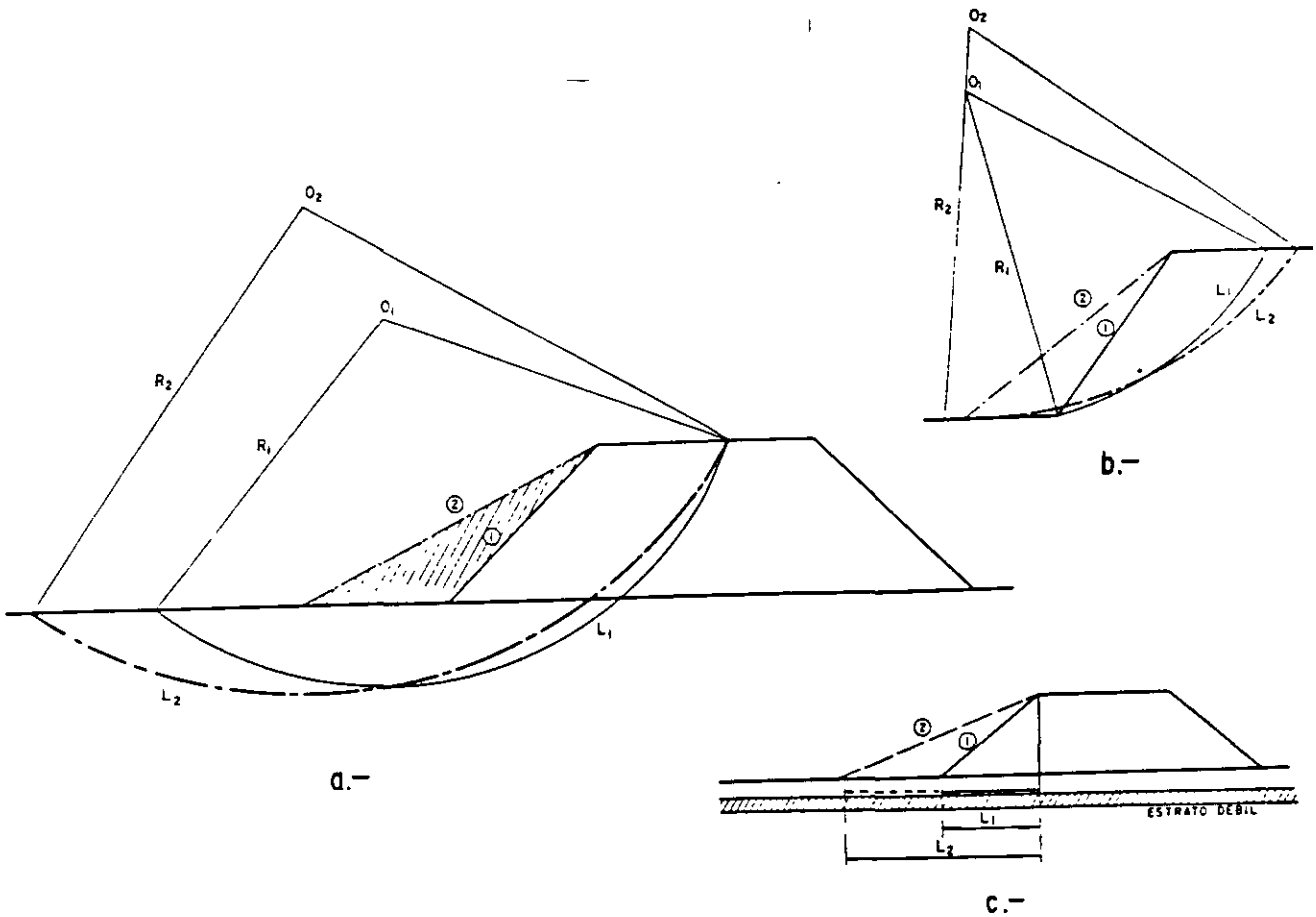


Figura VI-49. Abatimiento de taludes en terraplenes.

seguridad en comparación al costo de las obras por realizar.

La parte *(b)* de la Fig. VI-49 muestra el abatimiento del talud de un terraplén en el que se supone que el círculo crítico es por el pie del talud. Como quiera que este tipo de falla se presentará más bien en suelos en que prevalezca la componente friccionante de la resistencia, es de pensarse, en términos de lo antes discutido, que la solución sea ahora más efectiva, por lo menos en principio. La longitud de la superficie de falla también tiende a crecer.

En la parte *(c)* de la misma Fig. VI-49 se ve el efecto del abatimiento del talud en una falla traslacional, que consiste, en primer lugar, en alargar la longitud de la superficie de falla sobre el estrato débil que se ha supuesto; en segundo lugar, el peso del relleno podrá incrementar la resistencia al esfuerzo cortante en dicho estrato, si éste es de naturaleza friccionante.

La Fig. VI-50 muestra un croquis análogo, pero que se refiere ahora al abatimiento de un corte. En este caso existe una diferencia respecto al terraplén y es que se llega al abatimiento por excavación y no por relleno, lo que en principio podría considerarse más favorable, pues es posible que ello produzca de por sí una reducción en las fuerzas motoras. Abatir un talud tiende a hacer, en este caso, que la superficie de falla haya de desarrollarse en zonas más p fundas del corte, lo que probablemente es benéfi pues en ellas el suelo tendrá en general una re tencia mayor, por menor alteración, menor disipaci de esfuerzos previos por expansión y mayor presi normal actuante (esta última condición afectará s a la parte friccionante de la resistencia). Tambi en este caso se ha de insistir en que no es posit

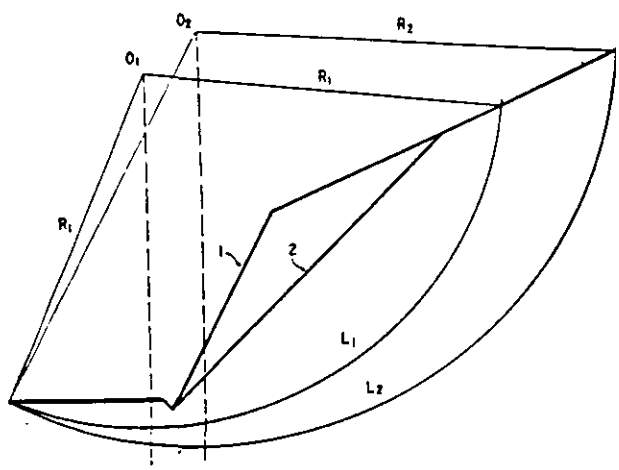


Figura VI-50. Mecanismo por el cual, abatir un corte be ficia muchas veces su estabilidad.

afirmar *a priori* cuánto beneficiará a la estabilidad un abatimiento dado; el efecto se ha de calcular en cada caso y la eficiencia de la solución puede ser muy variable.

El abatimiento de un talud exige procedimientos de construcción cuidadosos, so pena de perder cualquier beneficio mecánico que pudiera obtenerse de la solución. En el caso de terraplenes, el abatimiento debe ser objeto de un proyecto previo, que incluya el correspondiente cálculo y la construcción se ha de hacer de abajo hacia arriba, compactando lo necesario los rellenos y ligando la nueva parte del talud con la original, de manera que no se tengan soluciones de continuidad en el conjunto. Esto suele requerir el escalonamiento de la sección original, y el trabajo por capas en el relleno que se coloque, trabajando en plataformas con las dimensiones necesarias para el manejo del equipo de compactación. En el caso de cortes, también será preciso proyectar por anticipado el abatimiento, el cual se deberá construir de preferencia de arriba hacia abajo. Ahora, por razón natural, suelen ser menos peligrosos los problemas en lo referente a lograr una sección homogénea. Si en el abatimiento se usaran explosivos, lo que sucederá en cortes en roca, se deberá tener cuidado de evitar el abuso de éstos, para lograr frentes enteros y resistentes.

D. Empleo de bermas y escalonamientos

Se denominan bermas a masas generalmente del mismo material del propio talud o de uno similar que se adosan al mismo, para darle estabilidad (ver Fig. VI-51).

El uso de la berma tiende a incrementar la estabilidad del talud por razones un tanto similares a las expresadas para el abatimiento de taludes; de hecho, en muchos casos, la construcción de bermas equivale mecánicamente a un abatimiento del talud. Así, caben al empleo de bermas muchos de los comentarios hechos para el abatimiento de taludes. Un talud con bermas también es diferente del original y tendrá otro círculo crítico, que se deberá determinar analizando la nueva sección.

La berma tiende a hacer que la superficie de falla se desarrolle en mayor longitud y más profunda, lo que produce los efectos ya discutidos para el abatimiento. Además, el peso del material que se coloque podrá aumentar la resistencia al esfuerzo cortante del terreno de cimentación en su parte friccionante. En suelos cohesivos seguramente el efecto más interesante de la berma es descomponer el talud en dos, cada uno de menor altura, lo que repercute mucho en la estabilidad general.

No se puede dar una regla que permita fijar *a priori* las dimensiones más convenientes para una berma en un caso dado. Su sección idónea habrá de calcularse por aproximaciones sucesivas, habiéndose fijado previamente el proyectista un factor de seguridad deseable para el talud en cuestión. Una buena base para el inicio de los tanteos suele ser darle a la berma la mitad de la altura del terraplén que se desea estabilizar y un ancho del orden del de la corona de dicho terraplén.

En accesos a puentes y pasos a desnivel se usan a veces bermas frontales, desarrolladas según el eje de la vía.

Observando la Fig. VI-51 se antojaría que la manera ideal de estabilizar el terraplén sería con otro terraplén paralelo convenientemente ubicado, de manera que tuviera todas las ventajas de la berma dibujada, pero sin el inconveniente de aumentar el momento motor por el peso del material que queda a la derecha de la vertical por el centro del círculo crítico (0_2). Naturalmente que tal intuición es en

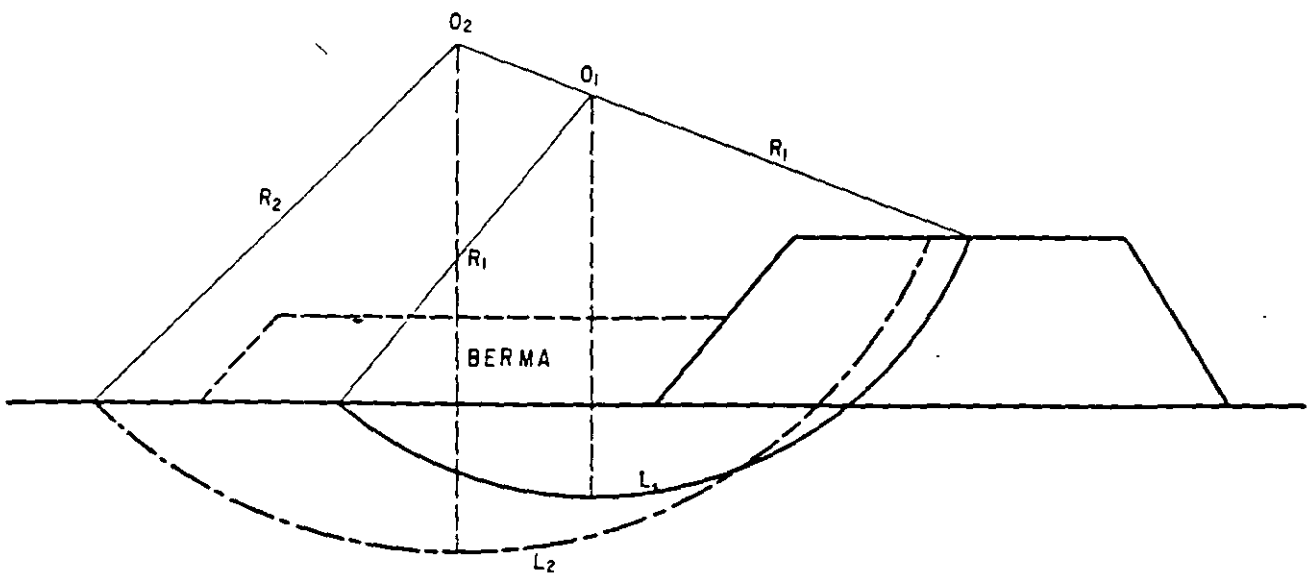
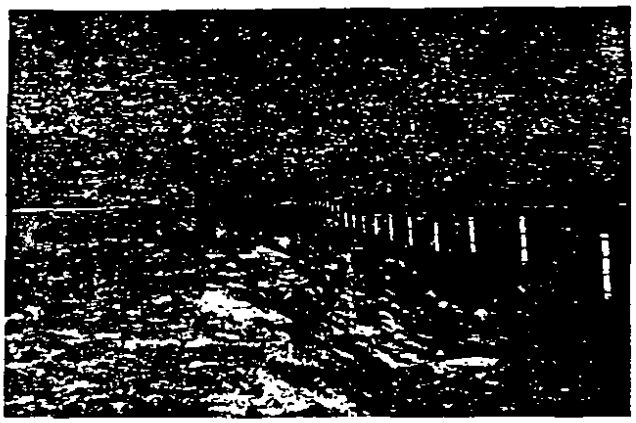


Figura VI-51. Efecto de una berma.

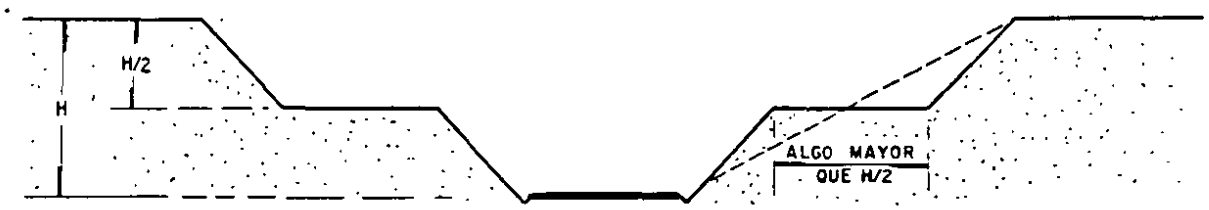


Una berma estabilizadora en la carretera México-Puebla.

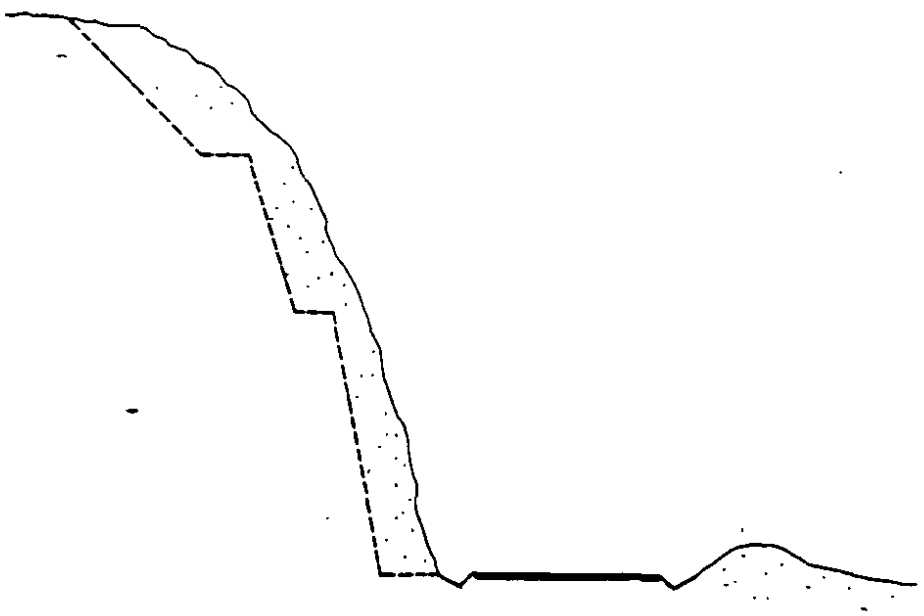
principio correcta; sin embargo, no es conveniente llevarla a cabo en muchos casos por razones constructivas, pues puede ser difícil drenar el espacio entre los dos terraplenes si la berma se requiere en largo trecho y tiende a producir una mala apariencia estética y peligros a los vehículos circulantes.

El escalonamiento de taludes constituye una solución similar a la de las bermas.

La Fig. VI-52 muestra dos escalonamientos típicos, uno en suelos puramente cohesivos y otro en suelos con resistencia cohesiva y friccionante. Puede verse cómo en el caso del escalonamiento en arcilla lo que se busca es transformar el talud en una combinación de varios otros de altura menor, pues en este tipo de suelos, éste es el factor determinante en la estabilidad. Por ello los escalones deberán tener huella suficientemente ancha como para que puedan funcionar prácticamente como taludes independientes. En el caso de taludes en suelos con cohesión y fricción, el escalonamiento se hace sobre todo para provocar un abatimiento del talud; recoger caídos y colectar aguas son funciones secundarias, pero a veces muy importantes, que se asignan también a los escalonamientos.



a). Escalonamiento en materiales cohesivos.



b). Escalonamiento en suelos con resistencia friccionante.

Figura VI-52. Escalonamiento de taludes.

El escalonamiento queda definido por el ancho de los escalones, la distancia vertical entre ellos y por el ángulo de los taludes intermedios.

El que los taludes de los respectivos escalones sean paralelos o se construyan con inclinación variable dependerá mucho de la condición del material constitutivo del corte. Escalones de inclinación variable, como los de la parte *(b)* de la Fig VI-52, son convenientes cuando el material tiene una capa superior alterada, pero su condición mejora claramente con la profundidad.

Es importante la función que pueden cumplir los escalones para proteger el corte contra la erosión del agua superficial, pues reducen la velocidad ladera abajo y el gasto de escurrimiento. Para ello es preciso que los escalones estén adecuadamente conformados; la mayor parte de las veces basta con que el escalón tenga una ligera inclinación hacia el corte, pero en terrenos muy erosionables pudiera llegar a convenir que se invirtiera su inclinación, haciéndola hacia la ladera y construyendo una cuneta impermeable en esa parte interna, que garantice la rápida eliminación de las aguas. Si la posible infiltración del agua de lluvia fuera muy de temer, se podría llegar a la precaución extrema de impermeabilizar toda la huella de los escalones.

Como ya se dijo, el escalonamiento cumple también la función de detener pequeños derrumbes y caídos que puedan llegar a presentarse en los diversos taludes. En ocasiones esta condición, además del costo, gobierna su ancho.

Tampoco existen reglas fijas para proyectar el escalonamiento de un corte y éste deberá ser propuesto para cada caso particular. En el caso de suelos con cohesión y fricción, el perfil del escalonamiento debe ser tal que se llegue a una inclinación razonable para todo el corte considerando un talud simple que promedie a todos los escalones. La altura y el ancho de los escalones, aparte de la condición anterior y del costo, muchas veces se deben fijar por las consideraciones ya mencionadas de prevención contra la erosión superficial del agua y la detención de derrumbes. Es común que la huella de los escalones disminuya hacia arriba, lo mismo que su peralte.

E. Empleo de materiales ligeros

Esta solución es aplicable únicamente en terraplenes, por razones obvias, y sólo será eficiente sobre suelos puramente cohesivos, tales como arcillas blandas o turbas, pues en terrenos de cimentación friccionantes la ventaja del poco peso se neutraliza mucho por la poca presión normal que se produce, lo que a su vez da lugar a que el terreno responda con baja resistencia. En el capítulo III ya se mencionó también esta solución, por lo que no se juzga necesario insistir mucho en ella ahora. Basta decir que lo que se busca es la reducción de las fuerzas motoras, empleando en el cuerpo del terraplén materiales de bajo peso volumétrico. El tezontle, espuma basáltica volcánica, con peso volumétrico comprendido por lo general entre 0.8 y 1.2 ton/m^3, ha sido muy utilizado para estos fines. Otros materiales, casi siempre de origen volcánico, resultan también apropiados; entre ellos figuran muchas arenas pumíticas.

Ya se mencionó también (capítulo IV) que el uso de materiales ligeros debe comprenderse claramente cuando se compacten los terraplenes, pues muchos de ellos se degradan estructuralmente por compactación muy enérgica y pierden su característica de materiales ligeros.

Otras soluciones en esta línea, tales como la substitución de parte del terraplén por tubos o cajones huecos de concreto, resultan por lo común muy costosas, por lo que su uso es limitado.

F. La consolidación previa de suelos compresibles

Esta solución, a base de precarga, ha sido ya tratada suficientemente en el párrafo III-2 del capítulo III de este volumen, por lo que no se cree necesario insistir aquí sobre ella.

La consolidación previa del terreno de cimentación se puede lograr también por alguno otro de los métodos mencionados en el párrafo III-4 del mismo capítulo III; en general en aquel capítulo se tratan una serie de métodos de mejoramiento del terreno de cimentación, todos los cuales pueden verse como métodos de mejoramiento de la estabilidad de los terraplenes que pudieran construirse sobre ese terreno de cimentación.

G. Empleo de materiales estabilizantes

Un aspecto de esta solución es el añadir al suelo alguna substancia que mejore sus características de resistencia. Por lo general este tipo de solución es más factible en terraplenes. Las substancias que más normalmente se han añadido al suelo para el fin que se busca son cementos, asfaltos o sales químicas. Sin embargo, en la práctica estos procedimientos resultan caros, por lo que su uso es limitado.

En general se trata de añadir cementación artificial a los granos del suelo. La mayor parte de los procesos de inyección química que se han intentado utilizan mezclas químicas en que predomina el silicato de sodio, a partir del cual pueda formarse un gel silícico para rellenar grietas, intersticios o vacíos en el suelo. Se ha dicho que estos métodos sólo se pueden aplicar a suelos arenosos con diámetro efectivo de un décimo de milímetro como mínimo. La mayor parte de los reportes que hay en la literatura sobre estas técnicas se refieren a tratamientos temporales.

En forma muy excepcional se ha empleado el tratamiento térmico para estabilizar deslizamientos de tierras. El método fue descubierto por Litvinov (Ref. 84). En esencia es un método de calcinación, en el que se inyectan al suelo gases a más de 1 000° C., para endurecerlo. Pueden lograrse radios de acción de 2 ó 3 m en torno al tubo de inyección (Fig. VI-53).

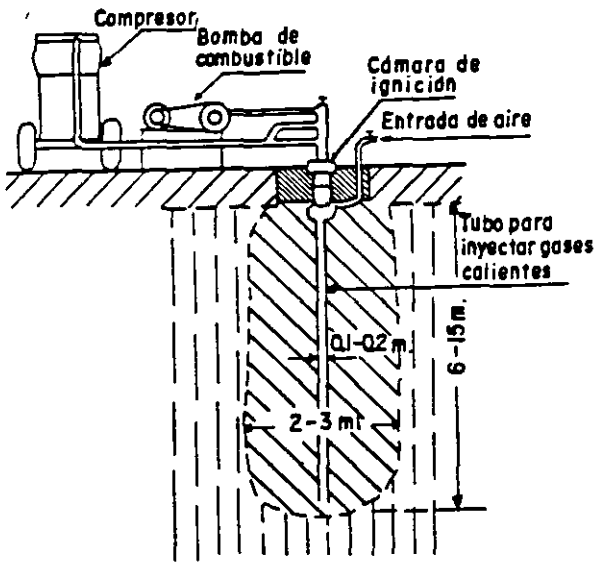


Figura VI-53. Tratamiento térmico de suelos. Esquema del dispositivo (Ref. 84).

Una aplicación de este método a problemas de estabilización de taludes aparece en la Ref. 85.

Otro método de endurecimiento de suelos consiste en inyectarles lechada de cemento. Se ha empleado sobre todo en construcción de ferrocarriles en Europa. En Inglaterra constituye un método relativamente popular, cuyo uso se extiende incluso a cortes y terraplenes en arcilla (Ref. 84). Se reportan los mejores resultados en el tratamiento de superficies de falla previamente formadas y relativamente superficiales, en materiales duros, tales como lutitas, argilitas y arcillas rígidas y fisuradas; no rinde buenos resultados en materiales flojos y sueltos.

El efecto de la inyección es desplazar al agua de las fisuras y rellenarlas con mortero de cemento, lo que forma un buen nexo de unión entre los bloques. No es un método que modifique las características intrínsecas de la masa de suelo, pues la lechada no penetra en él. La inyección debe comenzar con presiones mayores que la presión preexistente en el punto que se considera, lo que permite la penetración en las fisuras y en la superficie de falla ya formada. Ayres (Ref. 86)) reporta un caso en que se creó a lo largo de toda una superficie de falla una capa continua de mortero de cemento de 6 a 12 cm de espesor, que contribuyó con mucho éxito a la estabilización de una gran falla.

Un programa de inyecciones requiere de un conocimiento muy preciso de la superficie de falla, respecto a la cual puedan situarse convenientemente los pozos para inyectado. El espaciamiento de los pozos suele estar comprendido entre 3 y 5 m y las operaciones de inyección deben progresar ladera arriba.

También se han utilizado como materiales para inyectar emulsiones asfálticas, con las que se logra mejor penetración que con la lechada de cemento, por su menor viscosidad. El costo puede ser comparable o algo mayor al de la inyección con cemento, si bien estas cifras relativas dependen mucho de la disponibilidad de asfalto o cemento que se tenga en el país en que se aplique la solución y, como es natural, también de la experiencia que haya en el manejo de uno u otro producto. El uso de las inyecciones asfálticas está fuertemente limitado por la posibilidad de flujo de agua interno, pues éste puede remover fácilmente la película asfáltica.

Otro método de tratamiento de suelos para los fines que se comentan es la congelación. Es un método lento y muy costoso, que sólo se puede aplicar como tratamiento temporal.

La electrósmosis es otro método factible para mejorar las características de los materiales que componen un talud.

H. Empleo de estructuras de retención

El uso de muros en celosía, tablestacas y otras estructuras de retención es muy común para corregir deslizamientos después de que han ocurrido o para prevenirlos en zonas en que sean de temer. De hecho, su principal campo de aplicación está en la prevención.

El funcionamiento mecánico de esta solución es claro y probablemente no necesita mayor abundamiento; sin embargo, los resultados de su empleo han sido decepcionantes en muchos casos, razón por la cual conviene comentar algunos aspectos de su uso.

En primer lugar debe comprenderse que la estructura de retención ha de contener a la superficie de falla formada o por formarse; si ésta contiene al muro, el efecto de éste será nulo en la estabilidad general. Lo anterior lleva con frecuencia a muros muy altos, que han de enterrarse mucho en el terreno con la consiguiente elevación del costo de la solución.

Otra fuente común de mal funcionamiento ha sido el descuido del drenaje de la propia estructura de retención. Si éste es siempre de fundamental importancia, resulta vital, por razones obvias, cuando el muro se relaciona con problemas de estabilidad de taludes.

Se debe tener en cuenta que una estructura de retención de costo razonable no incrementa demasiado la resistencia al deslizamiento del conjunto; si las fuerzas que tienden a producir la falla exceden poco a las fuerzas resistentes, la construcción del muro puede ser apropiada, pero si el desequilibrio es fuerte, lo más probable es que el muro no baste para crear la seguridad que se requiere.

Las estructuras de retención se construyen por lo general al pie de los taludes de terraplenes que no podrían ligarse convenientemente con el terreno de cimentación, sobre todo en laderas inclinadas. También se construyen al pie de cortes para dar visibilidad o para (y éste es quizá uno de sus usos más eficientes) disminuir la altura de cortes en materiales

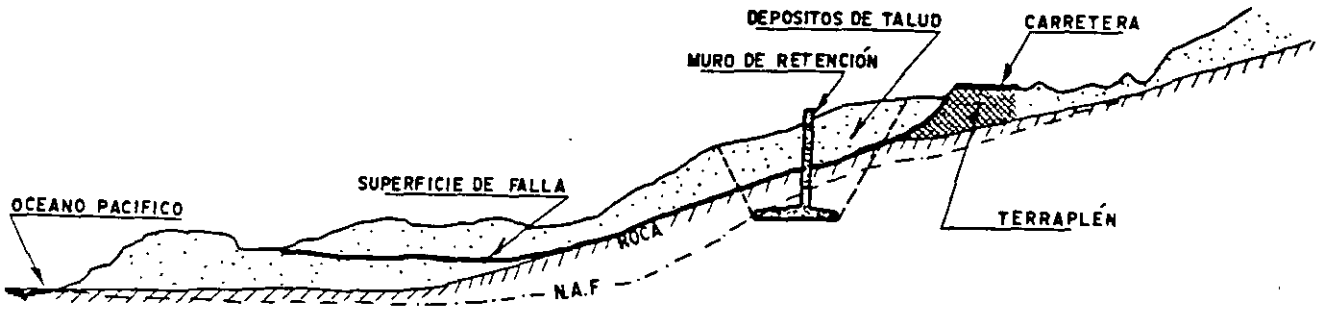


Figura VI-54. Croquis de una falla en ladera, con un muro de retención. Km 16 + 000 de la autopista Tijuana-Ensenada.

cuya resistencia sea predominante o puramente cohesiva, en los que, como en repetidas ocasiones se mencionó, la estabilidad es una función muy sensible de la altura.

Las estructuras de retención tienen la ventaja general de exigir poco espacio para su erección. El volumen de la excavación para su cimentación depende mucho de la naturaleza del suelo existente en el lugar y ésta es, por cierto, una de las circunstancias que con más cuidado se deben sopesar antes de decidir la utilización de la solución que se comenta, pues un terreno de cimentación débil puede producir movimientos muy indeseables en el muro, los que en combinación con los propios de la falla pueden con facilidad llegar a generar situaciones incontrolables.

Uno de los usos más comunes de los muros de retención para estabilizar taludes es el que se hace cuando no hay espacio suficiente para pensar en el abatimiento, la cual es una situación no rara en terraplenes.

Otras veces los muros de retención se usan con éxito para confinar el pie de fallas en arcillas y lutitas, impidiendo la abertura de grietas y fisuras por expansión libre.

En general los muros de retención altos y largos son muy caros, de manera que es difícil que compitan con otras soluciones alternativas. Requieren de todo un conjunto de obras auxiliares, tales como subdrenaje, ademado, desagües, etc., que se han de atenderse cuidadosamente y que elevan en forma considerable el costo total.

Los muros en celosía pueden tener ventajas adicionales en relación a los muros de retención comunes, ligadas por lo general a la rapidez de su erección y a su facilidad para soportar asentamientos. Difícilmente soportan grandes empujes.

Dentro de este grupo se tratarán también métodos de recubrimiento que incrementan la estabilidad del talud a base de proteger los materiales contra efectos de erosión e intemperismos. En esta línea de acción quedan comprendidos los recubrimientos con mampostería seca, mampostería, gunites, concretos lanzados, losas delgadas de concreto (muchas veces sujetas con anclaje), riegos asfálticos, etc. Merecen

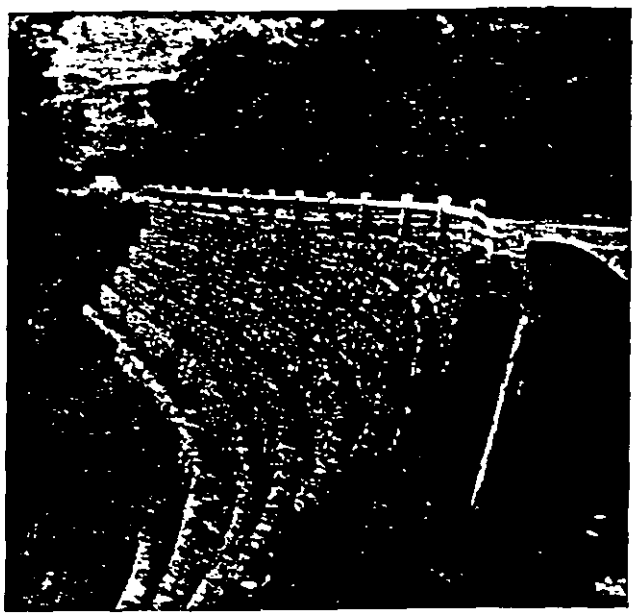
Protección contra caídos por el uso de muros de mampostería "seca". Camino Río Verde-Valles.

Desprendimiento de un recubrimiento de "Gunite" por presión del agua acumulada. F. C. Viborillas-Villa de Reyes.

comentarios las soluciones a base de riegos de recubrimiento (asfálticos, concretos lanzados, etc.), que con frecuencia han fracasado por haberse hecho sin ninguna consideración del flujo de agua en el cuerpo del talud; si el agua se acumula tras la película que se coloca, se rompe la unidad entre ésta y el material y la solución falla por desprendimiento. Cuando se sospeche la existencia de flujo interno, se deberán tomar las precauciones correspondientes de subdrenaje, por alguno de los métodos que se detallan en el capítulo alusivo.

Respondiendo a criterios similares, se usan mallas de acero o de plástico, para detener derrumbes y caídos. La malla se ancla en la corona del corte y se sujeta al talud de éste con grapas o anclaje.

Muchos problemas de estabilidad se han resuelto con el uso de falsos túneles. Se trata de secciones en túnel de concreto reforzado a las que se dota de un techo suficiente de suelo, de manera que cualquier derrumbe posterior no dañe a la estructura. La condición de su uso es que el túnel falso no quede involucrado en la zona de falla, por lo que difícilmente pueden adaptarse a la solución de grandes masas con superficie de deslizamiento definido; más bien su utilización está ligada a zonas de caídos, derrumbes o flujos. El túnel falso es caro, pero ofrece una solución radical.



Protección contra erosión. Escalones mamposteados.

I. Empleo de pilotes

El pilotaje constituye seguramente la solución más controvertible entre las que son usuales para estabilizar mecánicamente deslizamientos en laderas y taludes; sin embargo, se han reportado algunos éxitos espectaculares, logrados a costos comparativamente bajos. En casi todos los casos de éxito se instalaron dos y tres hileras de pilotes, y algunas veces su uso ha sido reportado como solución más bien restrictiva, en el sentido de que se instala una hilera de pilotes o dos para frenar un movimiento y se van instalando hileras sucesivas, a medida que el material se adapta a la restricción y los movimientos vuelven a comenzar; en tales condiciones, existen fallas que se han estado piloteando a lo largo de 20 años.

Es probable que el método sólo sea apropiado en deslizamientos superficiales; los profundos generan fuerzas muy grandes, que con dificultad resisten los pilotes; además, tales fuerzas harían avanzar al suelo entre los pilotes, aun suponiendo que éstos resistiesen. En abundamiento de lo anterior debe pensarse que en los deslizamientos superficiales los pilotes resultarán cortos, aun cuando se anclen lo necesario; en cambio, en los deslizamientos profundos se habrán de utilizar pilotes muy esbeltos.

El anclaje es evidentemente esencial; pilotes poco anclados serán arrancados y volcados, movimiento que, por cierto, provocará alteraciones en la superficie de falla con posibles resultados contraproducentes. No existen reglas fijas en cuanto a longitud de anclaje, la cual se deberá fijar en cada caso.

La solución sólo se puede intentar en roca o materiales duros, pues los suelos blandos fluirán fácilmente en torno al pilote reduciendo mucho su eficiencia. Cuando la fricción a lo largo de la superficie de falla potencial sea muy importante, el pilotaje

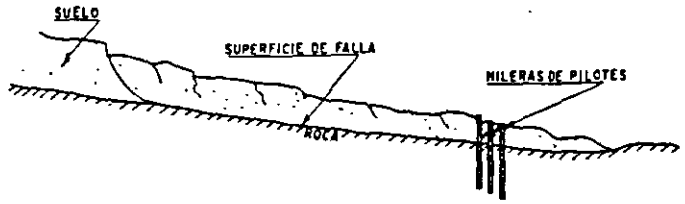


Figura VI-55. Croquis de la estabilización de una falla con pilotes.

constituye una medida de prevención digna de tomarse en cuenta porque puede incrementar bastante los efectos de fricción. La Fig. VI-55 muestra un esquema ilustrativo del método que se comenta.

En ocasiones se complementa la acción de los pilotes colocando losas de concreto reforzado entre ellos.

J. Empleo de contrapesos al pie de la falla

La solución por lo general busca dos efectos; en primer lugar, balancear el efecto de las fuerzas motoras en la cabeza de la falla, en forma similar a como lo hace una berma, a la que equivalen en algunos aspectos; en segundo lugar, incrementar la resistencia al esfuerzo cortante del material subyacente, cuando éste es de naturaleza friccionante.

Una apropiada forma de la superficie de falla (de preferencia que tienda a elevarse bajo el contrapeso) y que el terreno en la zona de colocación tenga suficiente resistencia para soportar el peso que se le impone, son probablemente las dos condiciones básicas para que pueda pensarse en el empleo de esta solución.

El método en sí consiste en colocar un peso suficiente de suelo o roca en la zona apropiada al pie de la falla. La Fig. VI-56 muestra un croquis con una aplicación práctica del mismo, construida en la autopista Tijuana-Ensenada con el doble propósito de estabilizar y prevenir la erosión marina; se trata de un importante contrapeso de enrocamiento.

Contrapeso de enrocamiento colocado en la falla del km 12 + 300 de la autopista Tijuana-Ensenada.

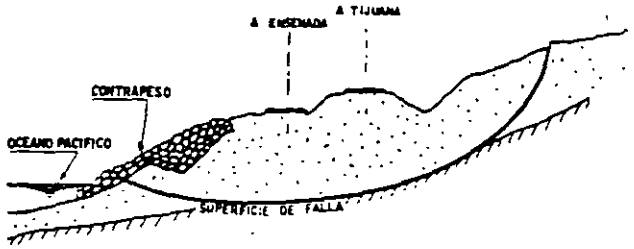


Figura VI-56. Contrapeso de enrocamiento. Km 12 + 360 de la autopista Tijuana-Ensenada.

Existen varias soluciones mixtas, que combinan el efecto del contrapeso con otros deseables. Por ejemplo, se han estabilizado fallas con el uso de respaldos de enrocamiento (Ref. 87), en los que el efecto del contrapeso se suma a la substitución de materiales malos por otros de mucho mejor calidad y al subdrenaje.

La Fig. VI-57 se refiere a un deslizamiento de tierras real en que una masa importante se deslizó parcialmente a lo largo de un contacto con roca muy fisurada y fragmentada, en la que existían abundantes cantidades de agua; el respaldo de enrocamiento que se colocó, además de detener el terraplén, proporcionó drenaje e introdujo una cantidad importante de material muy bueno en cualquier superficie de falla potencial que tendiera a formarse después de la estabilización. Una falla como ésta se describe con detalle en la mencionada Ref. 87.

K. Anclajes

Independientemente del uso bien conocido y ya muy extendido de las técnicas de anclaje en roca, en los últimos años se han desarrollado espectacularmente estas mismas técnicas para el caso de los suelos, tanto cohesivos como friccionantes (Ref. 88). El tema no se tratará en este lugar, pues se hará una referencia un poco más detallada a él en el capítulo correspondiente a problemas especiales del volumen II de

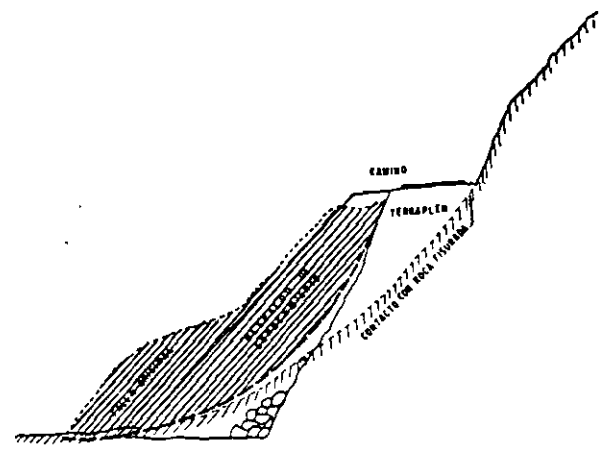


Figura VI-57. Respaldo de enrocamiento, en el que el efecto del contrapeso se combina con los de substitución y subdrenaje.

esta obra. Basta mencionar en este lugar que algunos problemas muy importantes de estabilidad de taludes y laderas se han resuelto con técnicas de anclaje en suelos con costos muy razonables; conviene fijar la atención en esta solución, haciéndola entrar en el conjunto de las analizadas.

Una variante de los métodos de anclaje que se ha usado poco en las vías terrestres, pero que con seguridad es merecedora de mayor preferencia por parte de los proyectistas, es la utilización de tirantes de anclaje en estructuras de retención, especialmente cuando éstas han de cimentarse en suelos poco resistentes, con presiones de contacto mayores que la capacidad de carga; en retenciones a base de pilotes, el anclaje de éstos puede dar muy buenos resultados cuando el estrato resistente en que se afianzan no ofrece suficiente garantía de que los pilotes no lo penetren lateralmente.

Los anclajes suelen consistir en cables de acero unidos a muertos y sólidamente ligados a la estructura de retención. Por razones que se comprenden con facilidad, su uso será más sencillo en terraplenes que en cortes.

L. Uso de explosivos

La superficie de falla sobre la cual ocurre un deslizamiento es muchas veces lisa y pulida; el caso típico de este fenómeno es el de masas de suelo cohesivo que deslizan sobre mantos de roca o suelos mucho más duros. Este tipo de contactos constituyen también una superficie potencial de deslizamiento.

En tales situaciones, se ha recurrido a veces a utilizar explosivos para romper y hacer rugoso un contacto de tal naturaleza; se proporciona así una mejor liga friccional a los dos materiales en contacto. La eficiencia del método se aumenta si a cierta profundidad de la superficie de falla existen mantos drenantes a los que la explosión comunique con dicha superficie, a la que entonces se proporciona drenaje.

En la utilización de este método deberá cuidarse el manejo de los explosivos, pues de otra manera se corre el riesgo de que la explosión acelere el deslizamiento sobre cualquier superficie previamente formada o lo genere, sobre una superficie potencial.

Se ha dudado mucho sobre la permanencia de una corrección por medio de explosivos y el punto se discute con frecuencia, sin que exista un entendimiento claro al respecto. Parece que la mayoría de los especialistas opina que para que el método sea exitoso es preciso que exista una formación dura abajo de la superficie de falla. También conviene mencionar que en todos los casos en que se ha usado el método se ha reportado un asentamiento importante en los meses siguientes a su puesta en práctica. Es cuestionable cualquier ventaja de drenaje que se pueda obtener mediante el uso de explosivos; los fragmentos resultantes no forman un filtro, de manera que con seguridad los pequeños espacios entre ellos se sellarán al depositarse material muy fino arrastrado en el flujo de agua. Los deslizamientos muy profundos quedan fuera del alcance del método, por la violencia de las explosiones necesarias para ponerlo en práctica.

Los explosivos se pueden usar tambien en derrumbes y caídos, pero no como método de corrección, sino de remoción.

Es probable que el aspecto más sugestivo del uso de explosivos sea su costo, que suele ser muy inferior al de otras soluciones, al grado que aun suele ser ventajoso económicamente un programa que incluya varias aplicaciones sucesivas del procedimiento a lo largo de varios años.

M. Empleo de vegetación

Se trata ahora de un método preventivo y correctivo de fallas por erosión. Los movimientos de tierra que acompañan a la construcción de cortes y terraplenes producen inevitablemente una destrucción muy indeseable de la cobertura vegetal, dejando a los suelos expuestos al ataque de agua superficial y vientos. Se acepta que la vegetación cumple dos funciones importantes; en primer lugar, disminuye el contenido de agua en la parte superficial, y en segundo, da consistencia a esa parte por el entramado mecánico de sus raíces. Comoquiera que las plantas o el pasto toman el agua que necesitan del suelo en que crecen, se pueden plantear varios criterios para seleccionar el tipo de especies más conveniente en un caso dado; desde luego, el uso de plantas propias de la región será en principio recomendable y evitará fracasos posibles en la adaptación al ambiente de especies importadas, fracasos que son difíciles de prever para un ingeniero civil; pero hay especies que toman demasiada agua del suelo y otras que toman mucho menos, produciendo grados muy diferentes de abatimiento en los contenidos de agua superficiales. En suelos arcillosos, seguramente pueden convenir más las primeras, al garantizar una corteza de suelo más resistente, pero en suelos arenosos un secado intenso en la superficie hace a los materiales más erosionables y ello no es conveniente.

Cuando se trata de arbolado en los coronamientos de los cortes o como barreras contra invasión de arena, las consideraciones anteriores no son muy válidas y el criterio debe quizá circunscribirse al uso de las especies locales que tengan mejores posibilidades de adaptación al lugar específico de que se trate.

La experiencia ha probado que es más efectivo para defender taludes la plantación continua de pastos y plantas herbáceas, en vez de la plantación de matas o áreas aisladas. Comoquiera que el costo de ambas soluciones también es diferente, la actitud del ingeniero debe quedar condicionada a la feracidad de la región; hay zonas en que la forestación se pro-

Estabilización del talud de un corte con vegetación. Carretera Villa Cardel-Veracruz. Se utilizaron plantas aisladas de nopal.

duce en forma casi natural e inevitable; otras en que es muy difícil el crecimiento vegetal. La plantación aislada incrementa mucho la posibilidad de infiltración y escurrimiento. Por otra parte, en el caso de terraplenes muy altos ha dado buen resultado la plantación de arbustos en hileras, para hacer perder velocidad al agua que escurra.

Es muy importante el efecto del pasto para evitar la formación de grietas de contracción en los suelos que estarían expuestos de no existir tal cobertura.

La Fig. VI-58 (Ref. 84) muestra el equilibrio hidráulico que tiende a establecerse con el tiempo en suelos arcillosos cubiertos por diferentes especies vegetales.

Debe notarse cómo el contenido de agua se reduce efectivamente hasta profundidades del orden de 2 ó 2.50 m, llegando a 3.00 m en cobertura con arbustos.

Un estudio detallado de las especies vegetales utilizables en cada lugar y región se considera fuera del alcance de este libro y deberá encomendarse a un especialista en cada caso importante. De la misma manera, no se juzga necesario analizar todas las técnicas que se han desarrollado recientemente para propiciar el crecimiento de especies vegetales en terrenos inapropiados, en zonas áridas, donde mueren las plantas que se coloquen casi inmediatamente después de nacer.

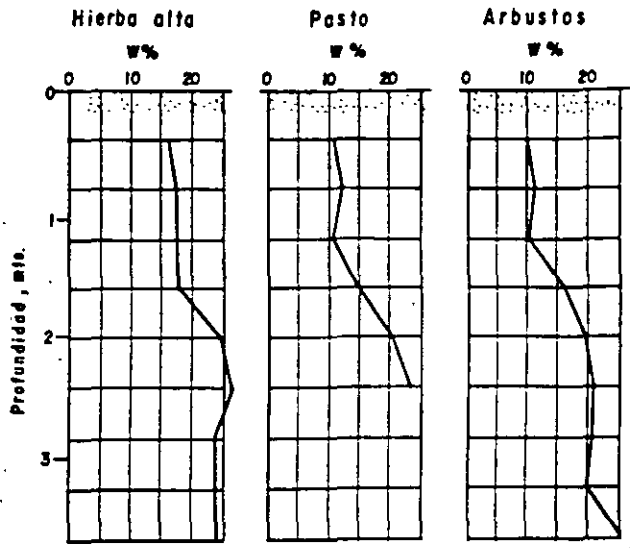
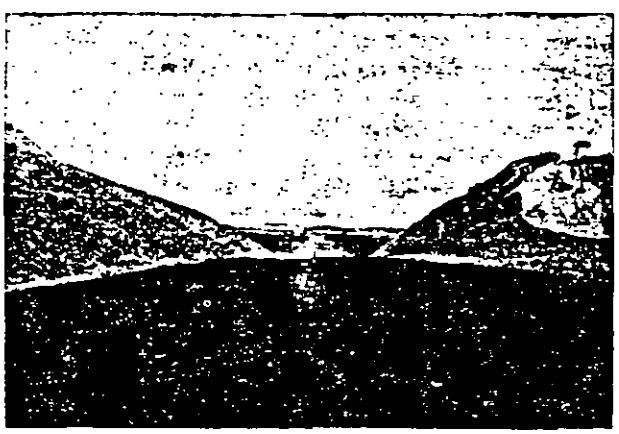


Figura VI-58. Efecto de la cobertura vegetal en el contenido de agua superficial de suelos con arcilla.

El riego de las plantaciones que se efectúe, cuando es abundante y prolongado, debe verse como indeseable desde el punto de vista doble de la economía y la conservación. Para evitarlo se ha recurrido a colocar costras de arcilla y tierra vegetal sobre taludes construidos con suelos que no ofrecen de por sí soporte adecuado a la vida; estas costras conservan la humedad en mayor grado, lo que favorece la vegetación. Análogos fines se han perseguido en ocasiones al colocar sobre los taludes una delgada capa de riego asfáltico o con otras substancias; al impedir la evaporación, por lo menos inicialmente, se propicia el crecimiento de una cobertura vegetal densa, que en los años venideros pueda defenderse por sí sola.



Estabilización del talud de un corte con vegetación. Carretera Villa Cardel-Veracruz. Obsérvese el mejor resultado obtenido con pasto.

Estabilización con vegetación del talud de un gran terraplén.

N. Corrección de fallas de otros tipos

No se considera necesario insistir en este lugar en los métodos preventivos o correctivos contra otros tipos de fallas, como la tubificación o la licuación, pues se piensa que de la exposición de estas fallas resaltan fácilmente. Estas medidas casi siempre están relacionadas con las condiciones de compactación del material del talud o del terreno de cimentación.

Mención especial merecen los métodos que se emplean para prevenir y corregir los agrietamientos longitudinales. Puesto que las grietas aparecen en las zonas del terraplén más susceptibles a los cambios de humedad, que son sus hombros, la primera solución en que puede pensarse es construir el terraplén de un ancho mayor que el necesario por razones geométricas, con lo cual se lograría que sean mínimos los cambios de humedad en la zona de pavimento y que las grietas ocurran fuera de esa zona; el mismo criterio llevará a ampliar los terraplenes ya construidos en que aparezcan grietas. La solución es evidentemente un paliativo que, por otra parte, ha dado excelentes resultados prácticos, pero que no ataca la esencia del problema y tiene un costo elevado.

En otras ocasiones y buscando ahorro en el movimiento de tierras por realizar, se han efectuado las ampliaciones a base de bermas de dos y tres metros de ancho, con altura aproximadamente igual a la mitad de la del terraplén. Con frecuencia los resultados de estas medidas han sido satisfactorios. Mejor aún parece ser construir muy tendidos (2.5:1, 3:1, ó más) los taludes de los terraplenes en que se desea prevenir el agrietamiento, sin efectuar propiamente la ampliación de la corona; la experiencia ha demostrado que las grietas se alejan suficientemente de la zona pavimentada aun cuando la ampliación de los taludes, en el caso de corrección de terraplenes construidos, se haga en forma descuidada, sin compactar como es debido el material recargado, que sencillamente se coloca con ayuda de equipo para mover material, pero sin usar equipo de compactación. Ha dado mejor resultado la utilización de suelos finos arcillosos en los taludes ampliados, lo cual además propicia su forestación, que es deseable. Esta misma técnica ha dado buen resultado en los casos de falla por hombros caídos.

Prevención del agrietamiento longitudinal por el uso de bermas. Nótese el desarrollo de las grietas en las mismas.

O. Otros métodos correctivos

Todos los métodos que se mencionan se refieren a soluciones que se han probado con mayor o menor éxito en todas partes, pero el ingeniero que se enfrenta a un problema de estabilidad no debe permitir que su mente y su imaginación se constriñan a seguir caminos ya trillados. Para su caso particular, él tiene un conocimiento, un monto de información y una visión que no posee nadie de los que pudieran recomendar la solución adecuada por el método de control remoto que necesariamente implica la lectura de una referencia bibliográfica. Así, el ingeniero responsable debe hacer uso de tal ventaja, llegando a la solución idónea de su caso, quizá original en sí misma, o en otras ocasiones, una combinación no menos original de varios métodos conocidos.

La Fig. VI-59 ilustra una solución del tipo que se sugiere. Se trata de un terraplén de gran anchura construido para una autopista, en un lugar en que el terreno de cimentación era muy blando y compresible; en el sitio, la autopista tenía una curva horizontal, que exigía la correspondiente sobreelevación. El ingeniero encargado de la obra modificó un proyecto menos imaginativo y construyó la sección que se muestra esquemáticamente. Independientemente de que se trata de una solución no nueva y que quizá tiene múltiples antecedentes en todas partes, el hombre que modificó el proyecto no la conocía previamente. Es un buen ejemplo de lo que el pensamiento libre puede lograr ante un problema específico.

Mención especial merecen todos los métodos para paliar los malos efectos de los asentamientos en terraplenes construidos en terrenos blandos. Estos métodos han sido tratados como correctivos del terreno de cimentación en el capítulo III. De ellos, los de consolidación previa son los que más se utilizan, juntamente con el uso de materiales ligeros en el cuerpo del terraplén. También en este caso pueden existir soluciones imaginativas. A este respecto parece conveniente mencionar la originalmente concebida por L. M. Aguirre (Ref. 89). Se trata de reducir al mínimo los grandes asentamientos que podrían llegar a producirse al construir sobre los terrenos que algún día pertenecieron al Lago de Texcoco (Ref. 90) aero-

Figura VI-59. Terraplén en diente de sierra, apropiado para resolver problemas de sobreelevación por curva sobre suelos muy blandos.

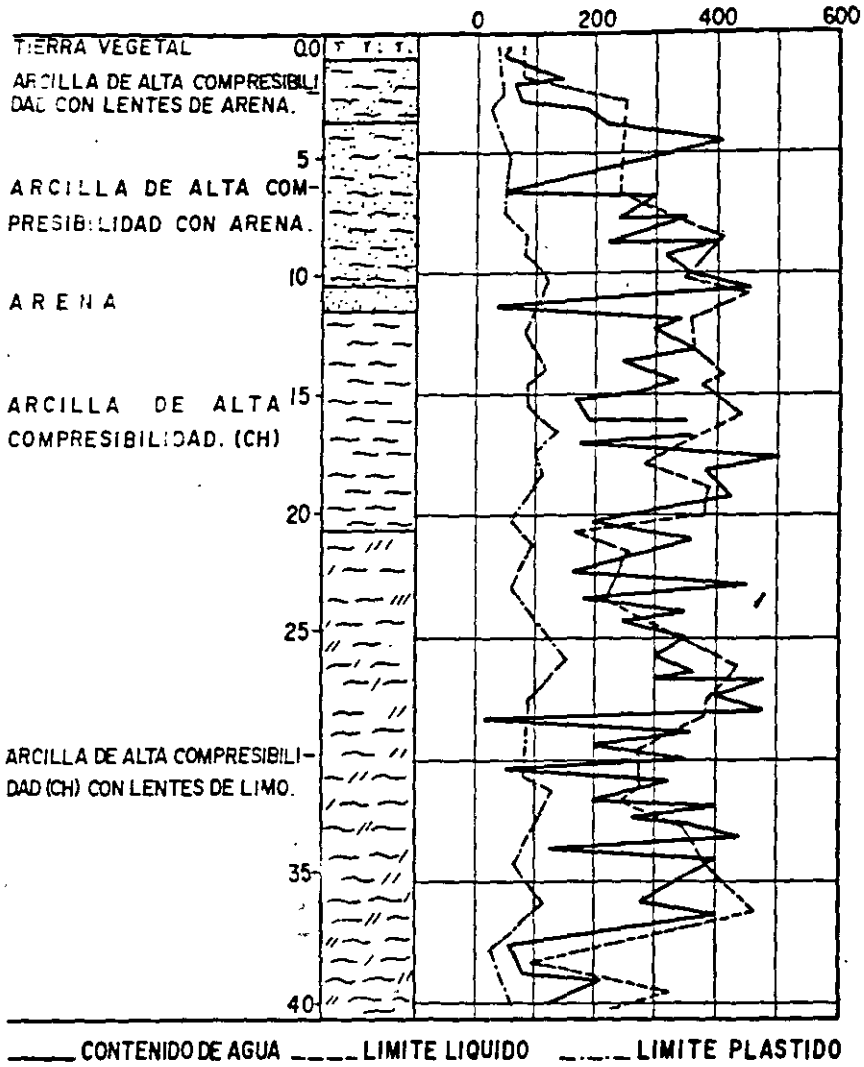
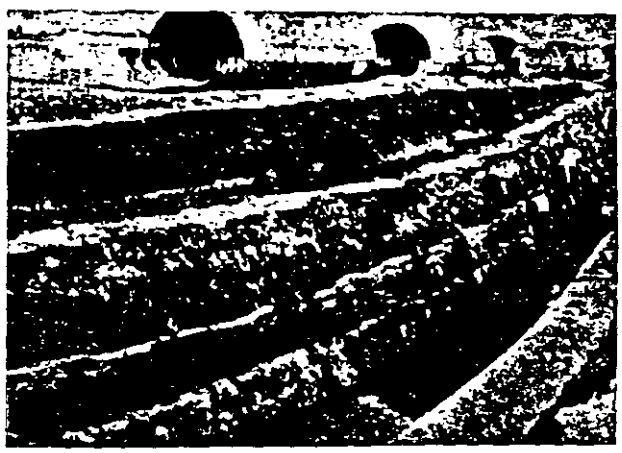


Figura VI-60. Perfil de suelos en la zona del aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

pistas, prolongaciones de las existentes, calles de rodaje y, en general, grandes terraplenes conectados con las ampliaciones y servicios del Aeropuerto Internacional de la ciudad de México, que precisamente se encuentra en esa zona, en la que existen grandes espesores de materiales muy compresibles (Fig. VI-60).

El aeropuerto es ya antiguo y originalmente sus pistas fueron construidas un tanto al margen de las técnicas que hoy se han ido imponiendo en todas partes. El resultado de tal proceder se puede ver muy objetivamente en una dramática fotografía que figura en estas páginas; respecto a ella se puede comentar que, al ocurrir los máximos asentamientos en el centro del terraplén, se pierde la pendiente transversal, formándose zonas de drenaje imposible, lo que propicia encharcamientos y hace a las pistas inoperantes por su peligrosidad; la solución que se dio en este caso durante años fue a base de renivelaciones muy costosas con concreto asfáltico, hasta llegar al extremo que puede apreciarse en la fotografía.

La idea básica del proyecto que se comenta es aproximar a cero el incremento de presiones producido por el terraplén sobre el terreno de cimentación. Para ello se utilizó un principio de compensación masiva, construyendo el pavimento en una sección excavada, de manera que el peso del material



Deformaciones en una de las pistas del Aeropuerto Internacional de México. Obsérvense las renivelaciones con concreto asfáltico.

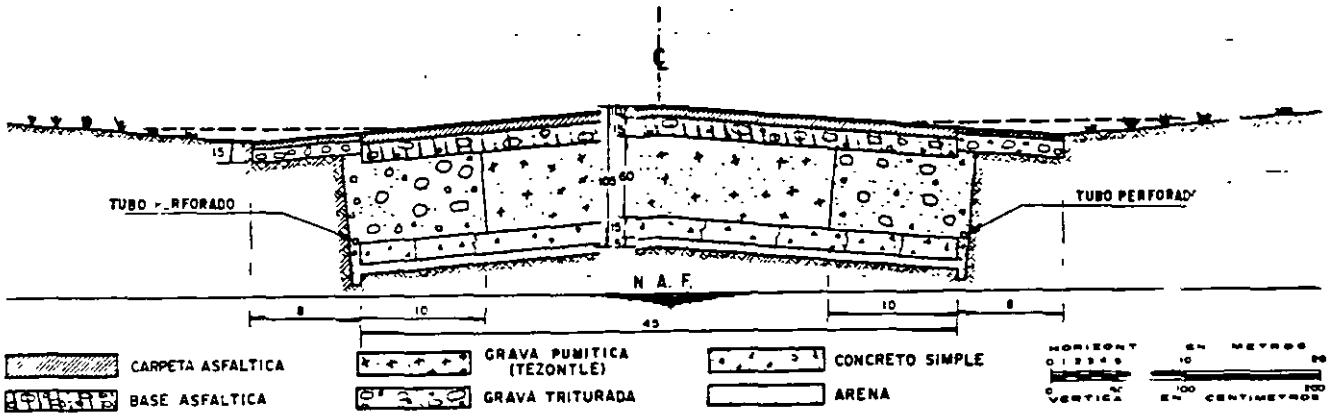


Figura VI-61. Sección estructural de las prolongaciones de las pistas en el aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89).

removido se igualase con el de la pista superimpuesta. Esta, cuya sección estructural aparece en la Fig. VI-61, utiliza materiales ligeros (grava pumítica, localmente llamada tezontle, con peso volumétrico de 0.8 T/m³).

El lecho inferior de la sección está constituido por una losa delgada de concreto simple apoyada sobre una capa de arena en el fondo de la excavación. El objeto de esta losa es proporcionar un apoyo homogéneo a la sección, repartir los esfuerzos transferidos en forma uniforme y favorecer la compensación del conjunto. Es muy interesante notar que en ambos lados de la pista se dejaron secciones con grava de peso volumétrico normal, con el objeto de nivelar los asentamientos del conjunto, evitando los diferenciales.

Los resultados de esta sección en cuanto a prevenir asentamientos diferenciales se pueden ver en la Fig. VI-62, en la que se reportan datos de nivelación en los primeros 4 años de uso de la estructura. Cabe comentar que desde entonces a la fecha (1972), los movimientos que se observaron han quedado en el orden de aproximación de los aparatos para medirlos, por lo que pueden considerarse despreciables.

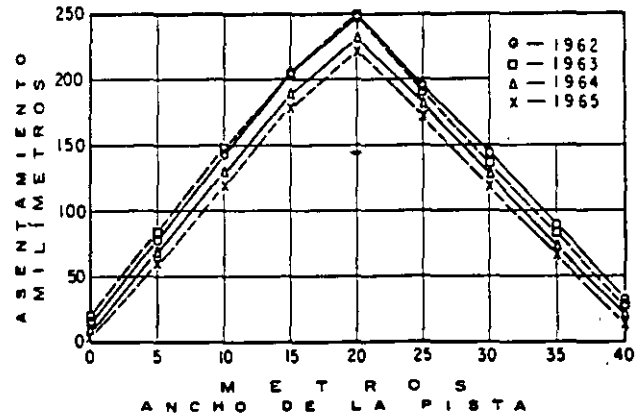


Figura VI-62. Asentamientos observados en una sección transversal de la prolongación en las pistas, en el aeropuerto de la ciudad de México (Ref. 89)

Como se ha visto, existen gran variedad de soluciones para prevenir o corregir fallas de taludes. Al pensar esto debe todavía tenerse en cuenta que se han dejado para un capítulo posterior de esta obra todas las soluciones basadas en el drenaje o en el subdrenaje, que por cierto constituye quizá la principal metodología para resolver este tipo de problemas. Así pues, para un caso dado, se ofrecerán en general al ingeniero varias alternativas en principio atractivas; por otra parte, quizá, varias de las soluciones posibles se verán a primera vista no apropiadas al caso. Surgirá así la necesidad de realizar un estudio selectivo, en el que es común que se eliminen algunas de las alternativas consideradas; el enfoque de este estudio selectivo deberá ser todavía de naturaleza eminentemente técnica. El resultado final serán unas cuantas soluciones posibles, todas ellas técnicamente recomendables: la selección final se hace con base en consideraciones de preferencia, entre las que las económicas suelen ser preponderantes, sin que dejen de desempeñar su papel las que se refieren a rapidez de ejecución y aun a la estética. En especial, muchas veces la solución queda impuesta por la necesidad de terminar la obra correctiva en un momento dado por ejemplo cuando la vía haya de ser abierta al tránsito, o antes del comienzo de una temporada de lluvias, etc. Pero, debe insistirse, suele ser el costo, en la más amplia acepción ingenieril, el que determina la obra que definitivamente se recomiende.

No todas las soluciones propuestas son apropiadas para todos los tipos de fallas de laderas y taludes. Aun hablando de deslizamientos de tierras, no todas las soluciones comentadas pueden considerarse aconsejables para los diferentes tipos de fallas. Independientemente de que es muy difícil generalizar en estos materiales, se hacen a continuación algunos comentarios relacionando los diferentes métodos correctivos mencionados con los tipos de fallas para los cuales han dado los mejores resultados, según la experiencia disponible.

1. *Derrumbes y caídos*

En este caso los métodos correctivos suelen referirse a alguno de los siguientes criterios: Relocalización, abatimiento de taludes, escalonamiento y drenaje superficial. En menor escala se han usado métodos de retención, no tanto con este fin propiamente dicho, sino con el de recubrir materiales fácilmente atacables por el intemperismo; dentro de esta línea se construyen pantallas de mampostería o placas delgadas de concreto. En derrumbes y caídos de escasa magnitud ha rendido magníficos resultados el recubrimiento con gunite, concretos lanzados, mallas de alambre, etc.

Los anclajes se usan cada día más para resolver este tipo de problemas.

En el caso de cortes en que los caídos y derrumbes se presentan en la zona de coronamiento puede ser una buena política la remoción periódica del material que se va soltando.

2. *Deslizamientos de tierras*

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se emplean en problemas conectados con deslizamientos de tierras.

Distintas obras de protección. Nótese el uso de estructuras de retención y de mallas para retener los caídos.

Protección de caídos con mallas.

a. Relocalización.
b. Abatimiento de taludes.
c. Empleo de bermas.
d. Remoción de material en la cabeza de la falla.
e. Drenaje superficial y sellado de grietas.
f. Modificación de rasante.
g. Empleo de contrapesos.
h. Muros de retención.
i. Pilotaje.
j. Uso de explosivos.

Los contrapesos, los muros y el empleo de explosivos deben circunscribirse a deslizamientos pequeños; muy pocas veces han sido efectivos en grandes. Pedraplenes y muros se han usado para prevenir erosión, por ejemplo de corrientes de agua, aun en deslizamientos muy grandes.

En la relación anterior, otra vez se ha omitido el subdrenaje, que constituye uno de los tipos de solución más efectivos y muchas veces más rápidos, económicos y elegantes para deslizamientos de tierras.

3. *Flujos*

Los siguientes son los métodos que más comúnmente se utilizan en este tipo de fallas:

a. Relocalización.
b. Abatimiento de taludes.
c. Escalonamiento de taludes.
d. Remoción parcial o total del material fallado.
e. Drenaje superficial, incluyendo sellado de grietas.

También en este caso el subdrenaje ofrece toda una gama de soluciones frecuentemente exitosas. Estas se deberán considerar siempre en problemas relacionados con flujos.

Las estructuras de retención sólo se pueden emplear en flujos muy pequeños. El salvar la zona de falla con un viaducto se ha utilizado en flujos más que en otros tipos de fallas, debido a que muchos suelen ser estrechos.

CAPITULO 11

Obras complementarias de drenaje. Estudios geotécnicos para vías terrestres

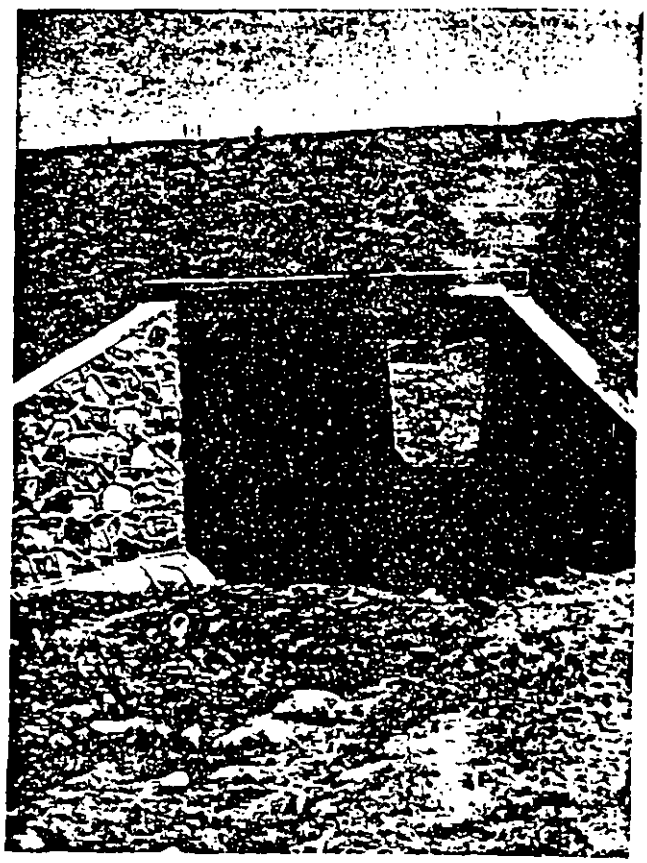
XI-1 INTRODUCCION

Como ya se ha mencionado en diversas ocasiones precedentes, el drenaje de una vía terrestre comprende varios matices que han de ser tratados separadamente. En el Capítulo VII de esta obra se discutieron ya los métodos que han ido imponiendo la teoría y la experiencia para el control de las aguas subterráneas, que afectan de un modo u otro a la vía terrestre llegando a ella por infiltración; se adoptó en aquella ocasión el nombre genérico de Subdrenaje para las técnicas de control de esas aguas, dejando el término Drenaje para la metodología de control de las aguas que llegan a la vía y la afectan por escurrimiento superficial, independientemente de que dichas aguas hayan caído sobre o fuera de la vía terrestre propiamente dicha.

Las estructuras de drenaje más espectaculares de una vía terrestre son los puentes y las alcantarillas, responsables principales del drenaje transversal; es decir, del paso de grandes masas de agua, arroyos, ríos, etcétera a través de la obra, en una dirección más o menos perpendicular a ella. Suele llamarse a los puentes obras de drenaje mayor y a las alcantarillas de drenaje menor. La frontera entre ambos tipos de estructura no está, naturalmente, definida; convencionalmente, se acepta en México que un puente es la obra que tiene algún claro de longitud mayor que 6 m, reservándose el nombre alcantarilla para estructuras resueltas con claros menores, independientemente del hecho de que esos claros menores de 6 m pudieran repetirse varias veces, dando a la obra en conjunto una longitud más grande que ese límite. Una convención tal como ésta, aunque no necesariamente la misma, sirve para distinguir los puentes de las alcantarillas en todas las instituciones interesadas en otras partes del mundo.

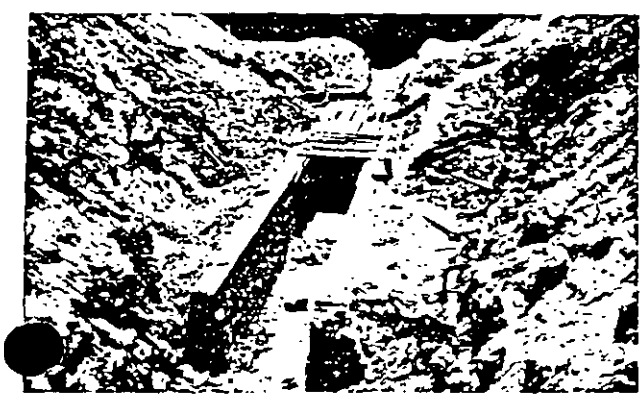
Básicamente los puentes interesan desde el punto de vista de la Mecánica de Suelos Aplicada sólo en lo que se refiere a su cimentación, cuyos problemas ya fueron tratados en un Capítulo anterior de esta obra; también lo fueron, si bien someramente, los criterios de exploración de suelos que con ellos se relacionan (Capítulo III), así como aspectos que interesan a los terraplenes de acceso y algunos otros que en un momento u otro fueron discutidos en páginas anteriores de este libro. Así, no se siente la necesidad de insistir ahora en estas estructuras, por otra parte tan interesantes.

Las alcantarillas son, como se dijo, en muchos aspectos similares a los puentes, pero se diferencian en dos que bastan para hacerlas merecedoras de un



Alcantarilla típica en una carretera. Losa de concreto.

tratamiento definitivamente diferente. En primer lugar, son muchas y, en segundo representan individualmente niveles de inversión mucho más bajos. Esto hace que tradicionalmente el nivel de estudio que se dedica a los puentes sea distinto que el que se dedica a una alcantarilla. En los primeros se realizan rutinariamente estudios de exploración de suelos e investigaciones de laboratorio y sus cimentaciones son objeto de proyectos muchas veces muy elaborados, que hacen uso de las técnicas más sofisticadas, tales como los pilotes de punta o de fricción, los cilindros o los grandes cajones de cimentación (naturalmente no se hace aquí ninguna referencia a los muy importantes estudios hidrológicos e hidráulicos, que constituyen una parte medular del proyecto de los puentes). En las alcantarillas, por el contrario constituye la tónica común que los estudios de cimentación que se hacen para cada una de ellas sean someros; se trata, debe tenerse en cuenta, de llegar a garantizar en el terreno una capacidad de carga no muy elevada (generalmente son suficientes capacidades comprendidas entre 1.0 y 3.0 kg/cm²) y es raro ir más lejos de la simple inspección visual de muestras obtenidas en pozos a cielo abierto, con posteadoras u otras herramientas de uso barato y alcance restringido. El proyecto de la cimentación en sí, así como el estructural suele ser cuestión de proyecto tipo y tampoco suelen hacerse en las alcantarillas los estudios hidráulicos que son de rutina en los puentes. A despecho de lo generalizados que estén los criterios anteriores, debe pensarse que el gran número de alcantarillas que existen en las carreteras y en los ferrocarriles hace que, a fin de cuentas, su inversión total represente una cantidad mayor que la que se dedica a los puentes del mismo tramo. Para fijar ideas y citando números toscamente aproximados, puede decirse que el número común de alcantarillas puede no ser inferior a 3 ó 4 por kilómetro, en tanto que la inversión total que en las alcantarillas se hace puede alcanzar un 15 ó un 20 % del costo total de la vía. Ante magnitudes de inversión de tal orden y considerando que el colapso de una alcantarilla produce una interrupción local, pero generalmente completa de la vía, ha de plantearse la pregunta de si la atención que se da tradicionalmente a estas estructuras es suficiente o está en los límites de lo prudente. La experiencia de los autores de este libro es que la falla de las alcantarillas es relativamente sistemática aunque sólo sea en el sentido de provocar problemas de conservación anormal y ocurre en un número muy superior a lo deseable; sin embargo, la misma experiencia indica que la mayoría de las alcantarillas que fallan no lo hacen por problemas de cimentación o por razones en las cuales la Mecánica de Suelos Aplicada juegue un papel relevante, sino por previsiones absolutamente insuficientes en lo que a la capacidad hidráulica de la estructura se refiere, relacionadas muchas veces con problemas de arrastre de sólidos, sedimentación y protección de las obras contra el embate de las aguas. Así, parece que el primer punto a preocupar en la búsqueda de una mejoría en los métodos para proyecto y construcción de alcantarillas deberá ser el procurar fundamentar mejor de lo que hasta ahora comúnmente se hace, su trabajo desde todos los puntos de vista hidráulicos. Es evidente que el gran número de estructuras por construir hará imposible la realización de un estudio hidráulico de detalle, bien fundado para cada una de ellas; también es cierto que quien pretendiera realizar tales estudios se encontraría en la imposibilidad de efectuarlos por la inexistencia de los datos estadísticos del comportamiento de los arroyos y las corrientes de agua que tales estudios suelen requerir. Se está, una vez más, ante la disyuntiva que es tan común en muchos aspectos del proyecto y la construcción de las vías terrestres y el problema ha de ser enfocado en la misma forma que se ha preconizado para otros similares en otras partes de este libro. Ha de renunciarse, como norma general de criterio, al estudio detallado de cada caso, adoptando en cambio métodos de obtención de información general, en que a un costo razonable pueda obtenerse un conocimiento panorámico suficiente para un tramo o una zona, que permita, junto con la aplicación de un criterio suficientemente generoso en la adopción de las secciones hidráulicas de detalle, llegar a proyectos de funcionamiento razonable. Desde este punto de vista, los estudios geológicos ya mencionados, especialmente los de fotointerpretación pueden ser de una ayuda invaluable, pero sobre todo serán útiles en este caso los estudios hidrológicos regionales, fuera del alcance de esta obra, que han revelado capacidad para proporcionar a un costo muy bajo por kilómetro de vía, información de carácter general lo suficientemente útil para poner al ingeniero proyectista al cubierto de errores de consideración.



Construcción de una alcantarilla de losa.

Aun cuando los problemas hidráulicos sean los más destacados y frecuentes en el comportamiento de las alcantarillas, no deja de haber otros relacionados más o menos directamente con la Mecánica de Suelos Aplicada; dejando a un lado los obvios de cimentación, seguramente los problemas más importantes de esta clase son los que tienen que ver con

socavación, con erosión o con tubificación de los terraplenes de acceso. La compactación del colchón de tierra sobre y a los lados de la alcantarilla juega también un papel de importancia. La mala ubicación de la alcantarilla en relación al cauce que se drena o a la terracería que la abriga contribuye muchas veces a generar o a agravar estos problemas.

En lo que a las consideraciones geotécnicas se refiere, los estudios de las alcantarillas tienen las mismas limitaciones que se comentaron para los problemas hidráulicos. La necesidad de fundamentar las recomendaciones de proyecto de cimentación, por ejemplo, en estudios someros y expeditos lleva a establecer la conveniencia de que éstos queden en manos de ingenieros con sólida preparación y sólida experiencia en el campo de la Mecánica de Suelos Aplicada. Conviene incorporar la responsabilidad de estas recomendaciones a los estudios geotécnicos generales, que necesariamente han de estar en manos de especialistas.

Además de estas obras bien conocidas de drenaje deben disponerse en un ferrocarril o en una carretera otras obras menos conocidas fuera del campo especializado, que contribuyen a encauzar y eliminar las aguas superficiales que de otro modo causarían daños. Suele darse a estas obras el nombre genérico de Obras Complementarias de Drenaje. Como tales se entenderán en esta obra a las siguientes.

El bombeo
Las guarniciones
Los bordillos
Los lavaderos
Las bajadas
Las bermas
El uso apropiado de vegetación
Los bordos
Las cunetas
Las contracunetas
Los canales interceptores

Además de las anteriores, de definición y clasificación bien conocida, existe todo un conjunto de obras de canalización, conducción y eliminación que suelen construirse en un caso dado, según las necesidades específicas de ese caso, pero que carecen de encasillamiento general.

Las obras complementarias de drenaje no son de uso universal o rutinario; por lo menos, no deben serlo. Son obras que deben hacerse sólo en el lugar en que se requieran, pues de otra manera se derrochará dinero y se producirán, inclusive, resultados contraproducentes.

En lo que sigue se analizarán someramente estas obras, así como los criterios para su ubicación y construcción. Desgraciadamente lo que puede decirse al respecto es poco, pues aunque el tema reviste gran importancia práctica ha sido poco estudiado y menos, seriamente investigado, por lo que puede decirse que básicamente se encuentra aún dentro de las normas del arte del constructor, pero un tanto ajeno a una metodología científica.

XI-2 EL BOMBEO

Dentro de la terminología de las Obras Complementarias de Drenaje, se denomina Bombeo a la pendiente transversal que se da en las carreteras y en las aeropistas para permitir que el agua que directamente cae sobre ellas escurra hacia sus dos hombros. En los caminos normales de dos bandas de circulación y en secciones en tangente es común que el bombeo se disponga con un 2 % de pendiente desde el eje del camino hasta el hombro correspondiente; en las secciones en curva, el bombeo se superpone con la sobreelevación necesaria, de manera que según se entra a la curva, esta última domina rápidamente, de manera que la pendiente transversal ocurre sin discontinuidades, desde el hombro más elevado al más bajo; en este caso y dentro de la transición de la sección en tangente a la de plena curva, suele haber un trecho en el que se complica un poco la conformación de una pendiente transversal adecuada, siendo éste un problema que debe resolverse en cada caso, pero al que ayuda siempre la existencia de pendiente longitudinal. En las carreteras con pavimento rígido el bombeo puede ser un poco menor, por ejemplo del orden de 1.5 %.

En las aeropistas se dispone también el bombeo desde el eje hacia los hombros, con pendiente de 1.5 %, generalmente. En México se ha llegado a aceptar 1.25 %.

En las carreteras de más de dos bandas de circulación pueden presentarse dos casos típicos. O se tiene un camellón central relativamente estrecho o se tiene uno muy amplio, generalmente sembrado de pasto. En el primer caso, es común que el bombeo tenga lugar del camellón hacia ambos hombros, pero en el segundo es común que se disponga un bombeo mixto, en dos vertientes, con pendientes desde el eje de cada banda hacia el hombro respectivo y hacia la sección central de la vía, en la cual suele existir un elemento de canalización.

Es común que en las curvas se produzca una zona de almacenamiento de agua en la parte del acotamiento que linda con la carpeta en el hombro más alto cuando, como sucede a veces, dicha carpeta tiene un nivel algo más alto que el del acotamiento. Para evitar esta zona de almacenamiento de agua e infiltración es recomendable terminar la orilla de la carpeta en bisel (Fig. XI-1).

Cuando se construyen terraplenes sobre suelos blandos, el bombeo, tiende a perderse con el tiempo, porque se produce mayor asentamiento en el centro de la sección que en sus hombros; el cálculo de asentamientos permite conocer esa diferencia en el valor de dicho asentamiento, a fin de hacer una previsión en el proyecto, exagerando el bombeo inicial, para

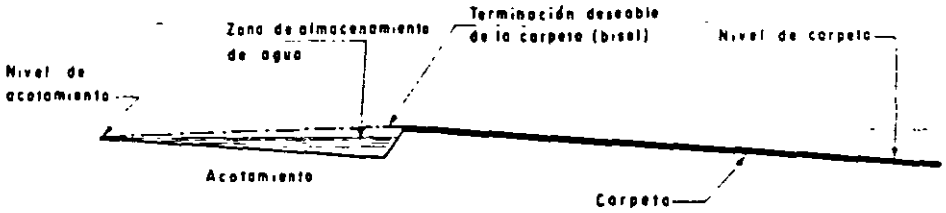


Figura XI-1. Terminación de la carpeta para evitar encharcamiento en zonas interiores de curvas.

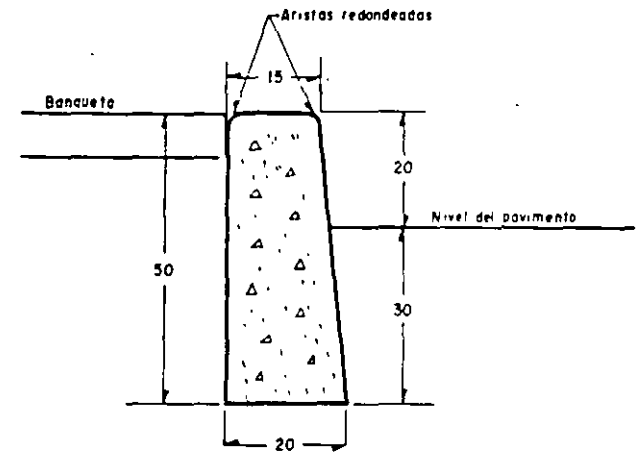
evitar o, por lo menos, reducir el problema, que tiene su importancia práctica, pues no debe olvidarse que las eventuales renivelaciones futuras habrían de hacerse con material de carpeta, que es el más costoso.

En caminos revestidos seguramente conviene que el bombeo no baje de 4 % para dar muy rápida salida al agua transversalmente; en estos caminos modestos hay tendencia a transitar por la zona central, lo que provoca la formación de surcos en el revestimiento, con desplazamiento del material hacia afuera, formándose zonas de encharcamiento muy perjudiciales, si el bombeo no es fuerte.

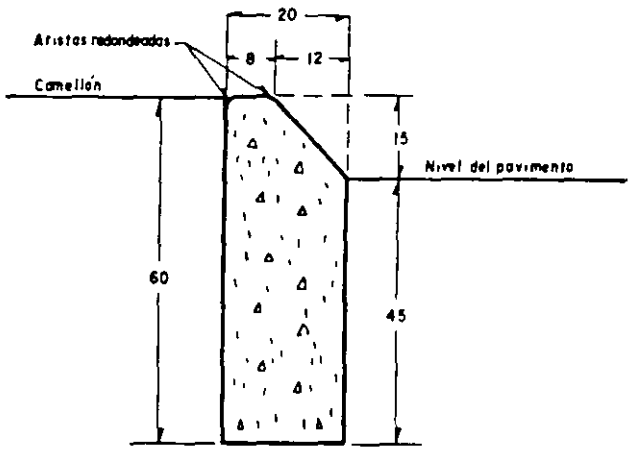
En las autopistas de 4 o más bandas de circulación y camellón central suele ser un grave problema la acumulación en el camellón de toda el agua que se colecta en el ala más elevada de las curvas con sobre-elevación; eventualmente ha llegado a suceder que inclusive el agua rebasa el camellón que la represa, invadiendo la otra ala de la autopista; para evitar este peligro se dejan pequeñas interrupciones en el camellón, de trecho en trecho, con lo que el agua se concentra en ellas y pasa al ala opuesta. La solución definitiva de este problema es la construcción de un colector subterráneo bajo el camellón, al que pueda llegar el agua por bocas de tormenta situadas en el propio camellon y dispuestas en un tramo de longitud suficiente; el agua que se concentre en el colector subterráneo ha de ser eliminada en forma conveniente. Obviamente ésta es una solución cara, si se piensa que habría de ser aplicada en todas las curvas de la autopista. No existe una solución barata de tipo general a este problema Cuando la conformación de la superficie de la curva es favorable, podría sustituirse el colector profundo por una caja de concreto con una sola entrada y su salida correspondiente; esto podrá hacerse pocas veces, pues la mayoría de las curvas serán amplias. Otra solución ocasional podría ser la construcción de una pequeña cuneta en el espacio del camellón, guardando todas las normas que la Ingeniería de Tránsito impondría a una depresión tal, vecina de las bandas de circulación de alta velocidad. El problema es difícil y sus efectos, muy perjudiciales para el tránsito; en cada caso deberá buscarse la solución que mejor se adapte a las condiciones geométricas.

XI-3 LAS GUARNICIONES

En zonas urbanas, las guarniciones se construyen en las orillas de las banquetas, para contener a las mismas y evitar que deslicen sobre la superficie de rodamiento; a la vez tienen la función de proteger a las banquetas contra la acción del tránsito En las carreteras, las guarniciones se construyen con los mismos objetivos en las banquetas de los puentes, de las casetas de cobro de peaje y de pasos a desnivel y en algunos tipos de los camellones que separan las bandas de circulación de las autopistas o que se



a - Guarnición en camellones laterales y banquetas



b - Guarnición en camellón central

EN AMBOS CASOS:
1 - Dimensiones en cm
2 - Juntas de Dilatación de cartón asfaltado de 0.3 cm de espesor deberán disponerse a cada 6.0 m como máximo
3 - Concreto de f'_c = 200 kg / cm²

Figura XI-2. Formas típicas de guarniciones (Ref. 1).

construyen en entronques, isletas de pasos a nivel, etcétera.

Las guarniciones tienen relación con el drenaje, aunque ese no sea su objetivo principal, pues canalizan el agua que escurre en la superficie de rodamiento, guiándola hacia salidas especialmente dispuestas.

(La forma típica de las guarniciones se presenta en la Fig. XI-2 Ref. 1).

La forma trapecial se dispone para dar mayor resistencia a la sección al vuelco, el mismo objetivo se busca con la esbeltez de la sección, que permite una longitud de empotramiento conveniente.

Es práctica de algunos países colocar una verdadera guarnición enterrada entre la orilla de la carpeta y los acotamientos; se busca proteger al pavimento dándole, el confinamiento que le falta en las zonas de borde. Si esta guarnición se pinta adecuadamente, constituye un excelente medio de señalización, si la parte ligeramente sobresaliente es corrugada es una muy buena advertencia para el conductor que permite que su vehículo salga de la zona de carpeta (Ref. 1). Si se adopta esta solución, ha de preverse desde la construcción de las capas inferiores del pavimento, adoptando las precauciones necesarias para que no impida el drenaje lateral del mismo (Ref. 2).

Las guarniciones se construyen usualmente de concreto, pero la piedra pudiera ser conveniente, si existe este material y abunda la mano de obra. La construcción presenta el problema específico del curado, que siempre será molesto y, a veces, de difícil y costosa solución en zonas en que el agua escasea mucho; generalmente se requieren 6 riegos al día. Se han empleado con éxito productos comerciales que facilitan el curado de la mezcla.

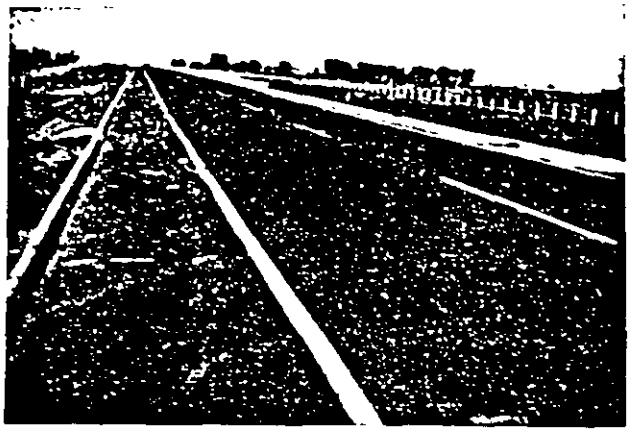
En la construcción de guarniciones de concreto se utiliza cimbra deslizante, de madera o de lámina de acero, siendo preferible las últimas por ser más fáciles de manejar y más durables, además de que logran mejor acabado en la guarnición.

Conviene siempre vibrar el concreto.

Se ha dicho en algunas ocasiones que la guarnición, sobre todo si es relativamente alta puede constituir un obstáculo psicológico para el tránsito, lo que produce un efecto de canalización que reduce los anchos efectivos; por este concepto, no conviene que sobresalgan más de 15 ó 20 cm.

XI-4 LOS BORDILLOS

Los bordillos son estructuras que se colocan en el lado exterior del acotamiento en las secciones en tangente, en el borde opuesto al corte en las secciones en balcón o en la parte interior de las secciones de terraplén en curva. Son pequeños bordos que forman una barrera para conducir el agua hacia los lavaderos y las bajadas, evitando erosiones en los taludes y saturación de éstos por el agua que cae sobre la corona del camino (Ref. 1).



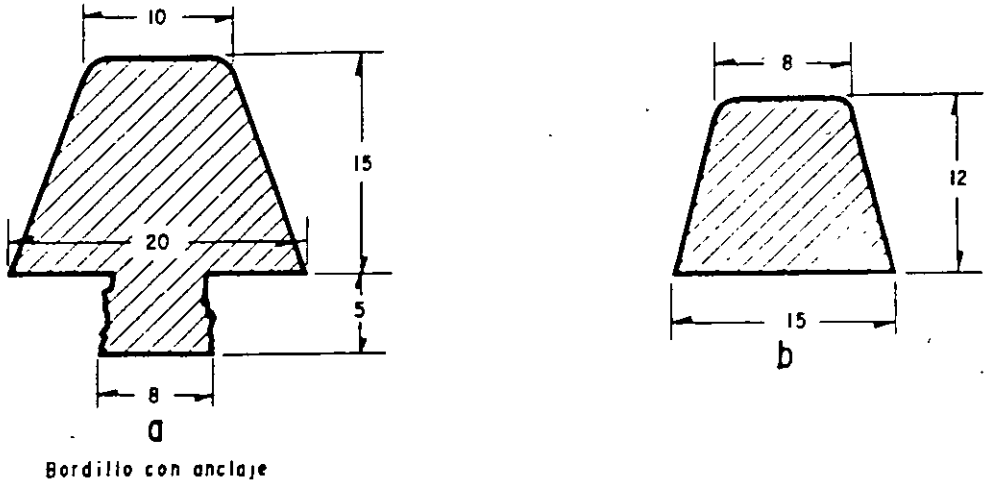
Vista de un bordillo.

La práctica mexicana utiliza generalmente bordillos de sección trapecial, de concreto asfáltico o hidráulico (Fig. XI-3. Ref. 1).

El anclaje que muestra el bordillo tipo a lo fija muy adecuadamente al material del acotamiento, protegiendo el alineamiento; el anclaje no se construye continuo, sino intermitente, por ejemplo, en pequeños tramos de 8 ó 10 cm cada 6 m. Seguramente el bordillo del tipo b es el que con más frecuencia puede verse en las carreteras mexicanas.

La altura del bordillo debe ser suficiente para que no sea rebasado por el agua almacenada, pero no debe rebasar ciertos límites, arriba de los cuales crea una sensación psicológica de confinamiento que es inconveniente para el vehículo que ha de estacionarse en el acotamiento o eventualmente circular por él; los bordillos demasiado altos también pueden impedir la apertura de puertas de los vehículos estacionados. Seguramente no debe pasarse de 25 cm en la altura de los bordillos, pero funcionarán muy bien en la gran mayoría de los casos estructuras con 12 ó 15 cm

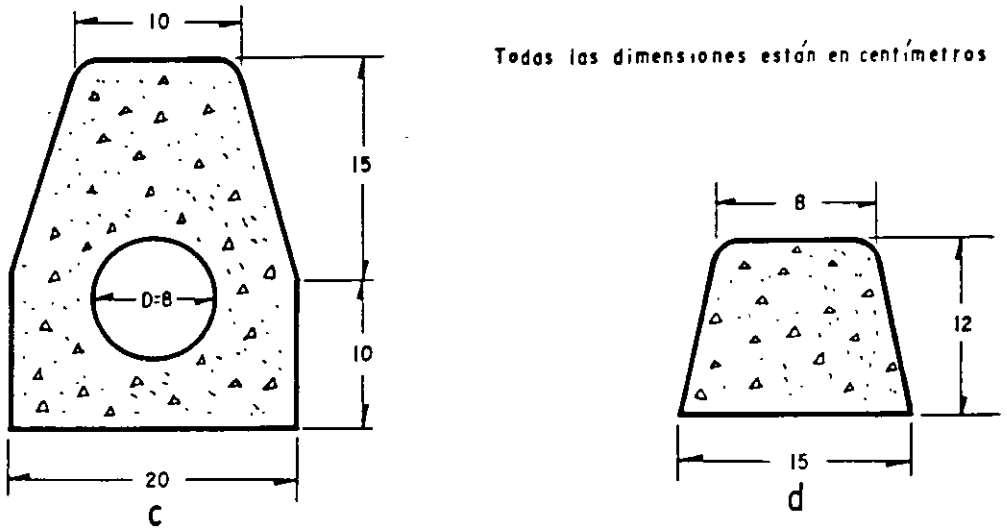
Para la construcción de los bordillos se utiliza preferentemente el concreto asfáltico o el hidráulico; podría pensarse en utilizar la piedra en donde exista y se desee el empleo masivo de mano de obra. En la construcción de bordillos de concreto asfáltico o hidráulico ha de emplearse cimbra metálica o de madera, a no ser que se disponga de máquinas especiales, que permitan la construcción en forma mucho más expedita de lo que permite el empleo de cimbra, que da lugar a operaciones lentas y caras. Las máquinas especiales tienen un molde de la estructura que es alimentado del material correspondiente por un tornillo sin fin; en estos casos es esencial vigilar la velocidad de avance de la máquina, que define la consistencia estructural y el buen acabado de la obra. En el uso del concreto asfáltico es también muy importante un adecuado control de la temperatura; valores elevados de ésta conducen a obras sin la debida liga, que se desintegran, en tanto que temperaturas



Bordillo con anclaje

Bordillos de concreto asfáltico, elaborado con material pétreo de tamaño máximo de 3/4" y cemento asfáltico No. 6 en proporción aproximada de 100 kg / m³ de material pétreo

Todas las dimensiones están en centímetros



Bordillos de concreto hidráulico, con f'_c = 150 km/cm²

Figura XI-3. Tipos de bordillos comunes en la práctica mexicana (Ref. 1).

bajas producen estructuras poco consistentes, por manejarse un producto de excesiva viscosidad. Ciento treinta grados centígrados es quizá un valor recomendable para la temperatura, en condiciones normales (Ref. 1).

Especialmente los bordillos de concreto hidráulico requieren juntas de expansión, que suelen disponerse cada 10 m. En este mismo material deberá cuidarse especialmente el curado.

La tabla XI-1 (Ref. 1) proporciona los límites entre los que debe mantenerse la curva de distribución granulométrica del material pétreo que se incorpore a la planta en la que se fabrique el concreto asfáltico para bordillos.

El gasto que debe esperarse para ser canalizado por un bordillo puede calcularse en función del área drenada (entre lavaderos), de la precipitación máxima por hora y de la duración de ésta.

TABLA XI-1

Requerimientos granulométricos de materiales pétreos utilizados en el concreto asfáltico para bordillos, según la práctica mexicana (Ref. 1)

Malla	*% que pasa, en peso*
3/4"	—100
1/2"	100–85
3/8"	100–75
Nº 4	80–60
Nº 8	60–45
Nº 50	30–18
Nº 200	15–5

Al aumentar la pendiente longitudinal de la carretera aumenta la velocidad de escurrimiento del agua confinada por los bordillos y, por consiguiente,

Acotamiento, bordillo y terraplén bien vegetado.

disminuyen el requerimiento de área hidráulica, el tirante y el ancho de la lámina de agua. Todos los anteriores son efectos deseables y contribuyen a fundamentar el criterio de que es siempre conveniente que exista algo de pendiente longitudinal en las carreteras. Los efectos anteriores también se favorecen si el coeficiente de rugosidad de los acotamientos es bajo, lo que conduce a la conveniencia de tener un buen acabado superficial en esas zonas. Por otro lado cabe comentar que el tirante o el ancho de la lámina que escurre confinada por el bordillo son funciones muy poco sensibles a la pendiente longitudinal, de manera que bastará disponer un pequeño valor de este concepto en la vía terrestre para tener garantizado un escurrimiento adecuado. La Ref. 3 contiene una exposición bastante completa de los métodos para el análisis hidráulico de los bordillos, tema que se considera fuera de la esfera de interés de este libro.

La liga entre los bordillos y los lavaderos o bajadas que finalmente eliminen al agua de la corona de la vía debe ser motivo de atención, para el mantenimiento eficiente del sistema; a este respecto convendrá deprimir ligeramente la superficie del acotamiento cerca de la entrada de los lavaderos. En algunos países de Europa se construyen los bordillos en forma de L, siendo la parte vertical el bordillo propiamente dicho y la horizontal, de unos 50 cm, parte del acotamiento; si esta última se maneja con una pendiente adecuada puede llegarse prácticamente a la construcción de una cuneta, con base en la cual es muy fácil canalizar convenientemente el agua y establecer una liga muy adecuada con lavaderos y bajadas. El uso de una sección como ésta es caro y seguramente sólo se justifica en caminos importantes, en zonas excepcionalmente lluviosas y cuando se utilizan materiales muy erosionables.

Lo usual es unir el bordillo con los lavaderos por medio de dos curvas, confinando la zona deprimida del acotamiento. La curva correspondiente al lado aguas arriba del bordillo respecto al lavadero suele hacerse más amplia que la de aguas abajo, para facilitar el paso del agua.

Como todas las obras complementarias de drenaje los bordillos no deben verse como soluciones rutinarias de uso indiscriminado, sino solo proyectarse en donde realmente sean necesarios. En principio un bordillo es un obstáculo a la rápida eliminación del agua en la dirección transversal; por ende resultara contraproducente desde este punto de vista. Sólo deberán utilizarse, por lo tanto, en aquellos lugares en que el escurrimiento del agua sobre los terraplenes cause trastornos, porque el material que forme los taludes sea realmente erosionable y esté desprotegido. Es importante considerar que la protección con vegetación en los taludes de los terraplenes es una alternativa a la construcción de bordillos, pues materiales bien protegidos por especies vegetales ya no se erosionan. Otra protección que puede hacer innecesarios a los bordillos es la que se obtiene en forma natural en terraplenes muy bajos (menos de 1.50 m de altura), es los que el agua no puede alcanzar velocidades erosivas. Finalmente, otro factor a ponderar será evidentemente la intensidad y duración de los períodos de precipitación pluvial.

La conservación de los bordillos es costosa. En ocasiones, llega a ser innecesaria, cuando los taludes se vegetan suficientemente con el tiempo; en tales casos los bordillos deberán eliminarse.

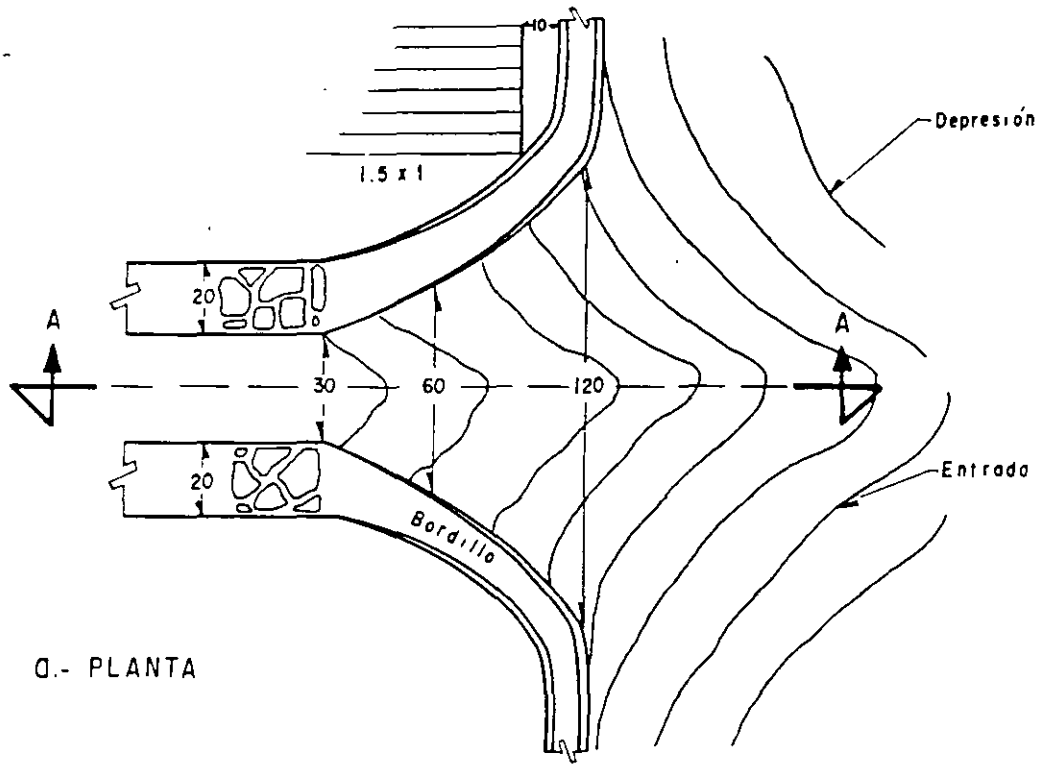
XI-5 LOS LAVADEROS

Los lavaderos son canales que se conectan con los bordillos y bajan transversalmente por los taludes, con la misión de conducir el agua de lluvia que escurre por los acotamientos hasta lugares alejados de los terraplenes, en donde ya sea inofensiva. En general son estructuras de muy fuerte pendiente y en esta circunstancia radica la mayoría de los peligros que los aquejan.

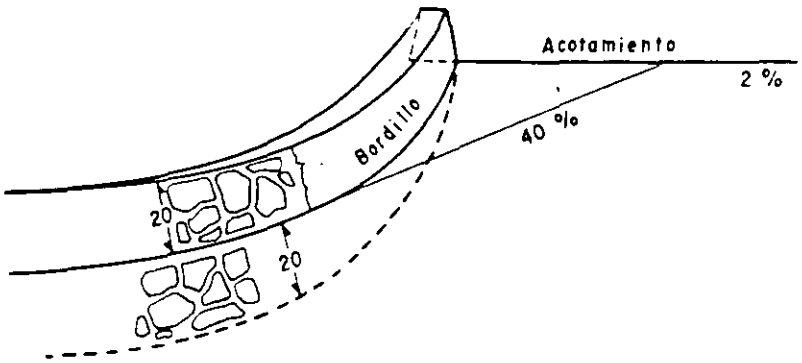
Cuando se disponen en los caminos están sobre los terraplenes, sobre los lados en terraplén de cortes en balcón (generalmente a la entrada y a la salida) o en los lados interiores de curvas, cuando corresponden a secciones también en terraplén. En tramos en tangentes suelen disponerse cada 60 ó 100 m, pero esta separación puede ser variable, dependiendo de la pendiente longitudinal de la vía terrestre y del régimen de precipitación pluvial en la zona. La Fig. XI-4 (Ref. 1) muestra la planta típica de un lavadero construido en mampostería, un corte según su eje longitudinal y una perspectiva de su disposición en una carretera.

La capacidad del umbral de entrada del lavadero dependerá de la separación entre ellos, del gasto total que escurre por el bordillo y del tirante en una sección inmediatamente antes del umbral. Izzard (Refs. 3 y 4) proporciona la siguiente fórmula para el cálculo de la longitud del umbral de entrada al lavadero, que toma en cuenta el cambio brusco de dirección que ha de sufrir el agua en ese lugar:

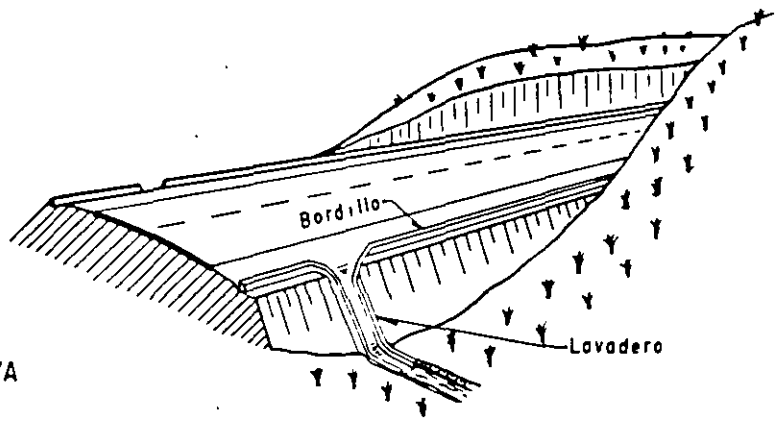
$$L_u = \frac{Q}{0.386\ (a + y)^{3/2}} \qquad (11\text{-}1)$$



a.- PLANTA

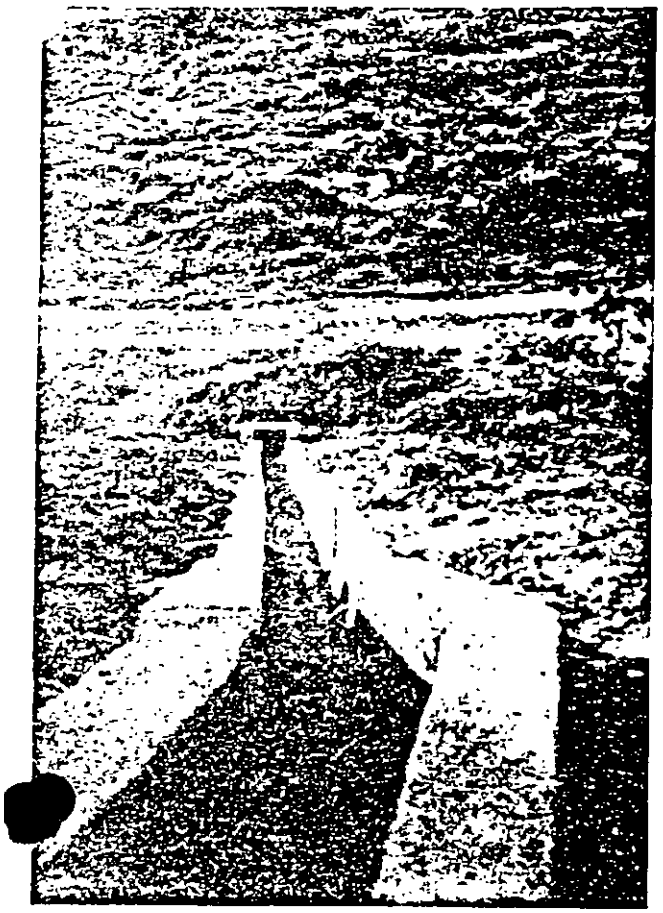


b.- CORTE A-A



c.- PERSPECTIVA

Figura XI-4. Lavadero (Ref. 1).



Un lavadero de mampostería, con plantilla de acero, en correcto funcionamiento.

donde:

L_u, es la longitud del umbral de entrada al lavadero, en m.

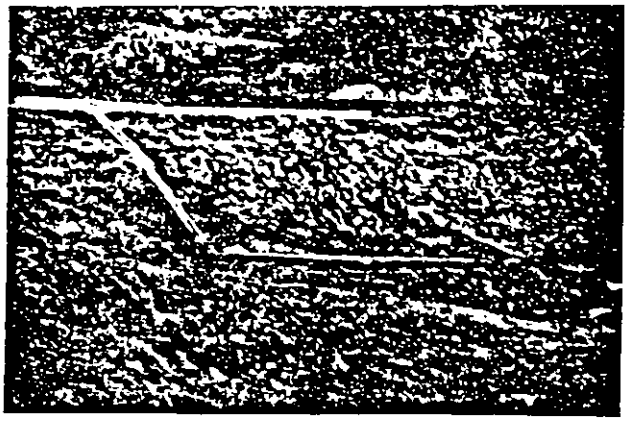
Q, es el gasto que llega al lavadero y ha de descender por él, en m³/seg.

a, es el desnivel entre el acotamiento y la sección más deprimida del umbral de entrada al bordillo, en m. Generalmente es del orden de 0.06 m.

y, es el tirante de escurrimiento sobre el acotamiento, en una sección próxima al umbral de entrada, en m.

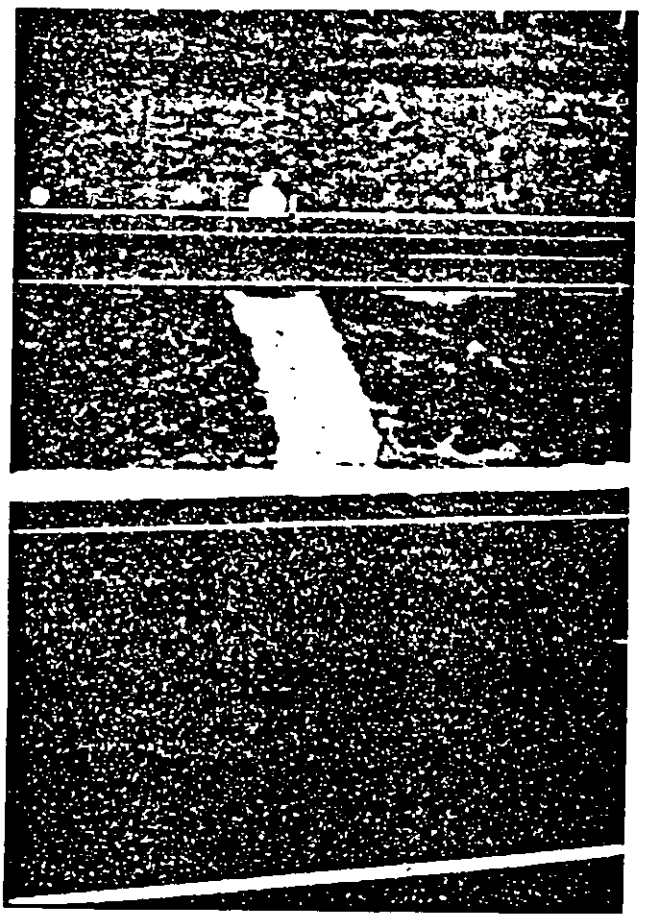
Por lo difícil que es de lograr que todo el gasto que baja confinado por el bordillo sea captado por el lavadero, dado el brusco viraje que el agua ha de hacer, es usual aceptar que únicamente entre el 80 y 90 % del agua sea captada.

A despecho de la fórmula anterior, lo común es que las entradas de todos los lavaderos sean iguales, pues las capacidades de descarga muy similares, manejándose las diferentes necesidades de captación más bien con base en la separación entre lavaderos. Si L es la longitud del umbral de entrada del lavadero elegida como estándar y L_u es la longitud necesaria para captar todo el gasto que llegue, la Fig. XI-5 (Ref. 3) proporciona la porción del gasto total que es capaz de captar la entrada de longitud L; en la figura se denomina Q al gasto total que llega y Q_c al gasto captado.



Integración de un lavadero a los sistemas generales de drenaje.

En la Fig. XI-6 (Ref. 3), complementaria de la anterior, puede calcularse la longitud necesaria en la entrada del lavadero (L_u) para captar todo el gasto Q que llega a ella.



Un lavadero instalado en la zona central de una autopista con bandas separadas.

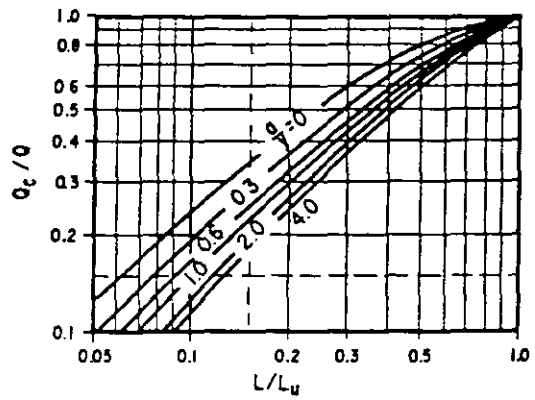
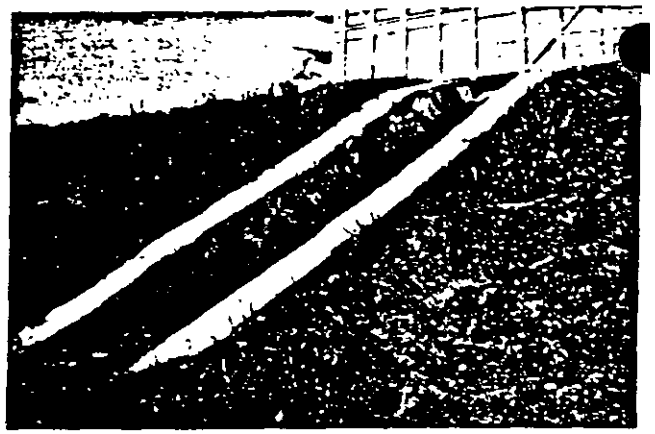


Figura XI-5. Porción del gasto total que es capaz de captar una entrada de lavadero de longitud L. (Ref. 3).



Lavadero de mampostería sin adecuada protección de salida.

En las Figs. XI-5 y XI-6, a y y (ye) tienen los sentidos que se describieron en relación a la fórmula 11-1.

El lavadero propiamente dicho es la rápida revestida que va desde el umbral de entrada en la parte alta del terraplén hasta los ceros del mismo o, yendo aún más adelante, hasta donde se efectúe la descarga final del agua para que ésta sea inofensiva. Es usual que la bajada tenga una sección estándar (Fig. IX-4) y el dimensionamiento hidráulico se hace verificando, a partir del gasto de entrada, la altura en los bordos del lavadero. En la Ref. 3 se mencionan los criterios para efectuar este diseño hidráulico.

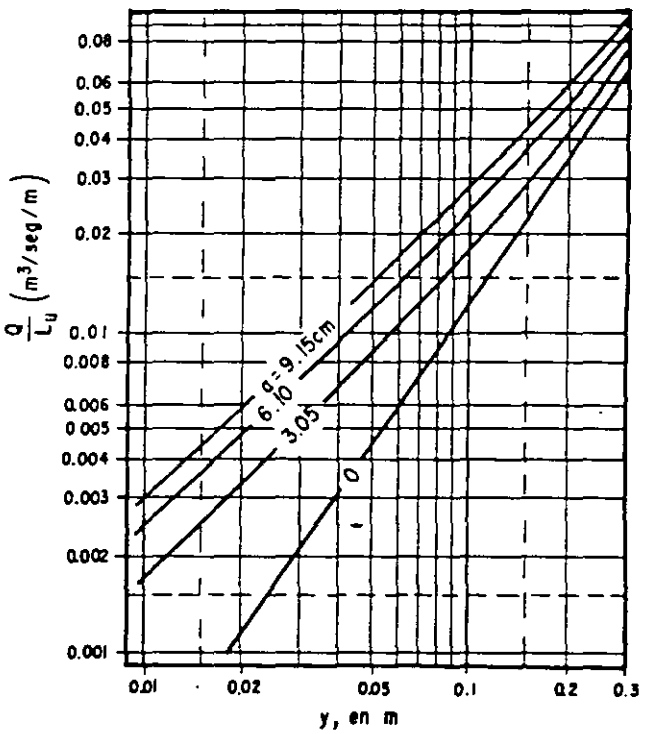
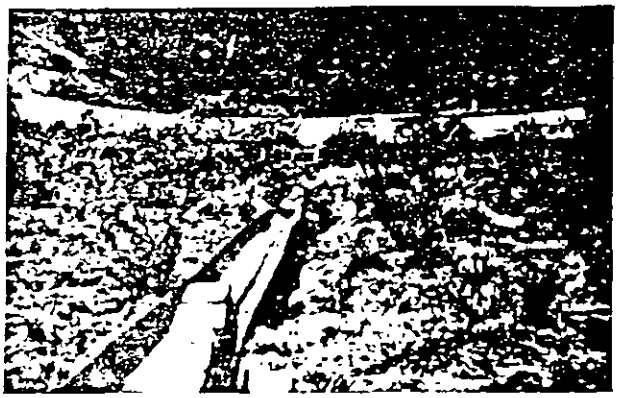


Figura XI-6. Longitud de entrada a un lavadero para captar todo el gasto de llegada (Ref. 3).

Las fuertes velocidades con que el agua baja por el lavadero harían en principio necesaria la construcción de una caja disipadora de energía al pie del mismo, con objeto de evitar erosiones del propio lavadero al pie del terraplén; la alternativa sería la prolongación del lavadero en un abanico de amortiguación y en la longitud suficiente. La construcción de la caja disipadora sería quizá todavía más imperativa si en lugar de utilizar bajada abierta se proveyese al lavadero de un tubo de caída. Una solución tan completa desde el punto de vista hidráulico resultaría demasiado costosa, por lo que desde las primeras investigaciones sobre estos temas se procuró hallar otra solución diferente que amortiguase la energía adquirida por el agua en la bajada a menos costo; la solución parece ser dar gran rugosidad a la plantilla del lavadero provocando un flujo de bajada fuertemente turbulento, con arrastre de aire en la vena líquida, lo que parece reducir la energía de la bajada en forma suficiente. La mampostería muy rugosa o el escalonamiento de la plantilla parecen producir muy buenos resultados. De todas maneras, cuando la altura del terraplén es grande y el gasto que se elimina de consideración, subsiste el problema de la erosión a la salida del lavadero, en el pie del talud, donde pueden producirse erosiones muy peligrosas, que en añadidura son remontantes y pueden conducir a la destrucción de la obra. En estos casos será imprescindible que el ingeniero responsable ejerza una vigilancia especial, construyendo obras de disipación y encauzamiento donde se vean necesarias.

La rugosidad necesaria en la plantilla puede incrementarse también colocando piedras ahogadas parcialmente en el concreto, cuando los lavaderos se hacen con este material. Los detalles del funcionamiento hidráulico de estas plantillas rugosas pueden verse también en la multicitada Ref. 3. De la misma se extrae, como norma de criterio la Fig. XI-7, que pro-



Defecto de andaje en un lavadero metálico.

porciona las velocidades permisibles para el pie del lavadero de plantilla rugosa, en función del material del terraplén, del que constituya el terreno natural en el lugar de la descarga o de la protección que se haga en dicho lugar.

Es interesante hacer notar que los cálculos hidráulicos parecen concluir (Ref. 1) que la velocidad máxima que el agua alcanza en los lavaderos de plantilla rugosa se produce a muy corta distancia del umbral de entrada, por lo que la vigilancia en lo que respecta a la erosión al pie de la estructura deberá centrarse más bien con base en los materiales que existan en el lugar de descarga, ejerciéndose en forma prácticamente independiente de la longitud del lavadero.

Un punto importante en la construcción de los lavaderos es darles suficiente estabilidad dentro del cuerpo del terraplén, por lo que suelen hundirse en éste, llegando la corona de sus muretes de borde al nivel del material del talud. La práctica de la colocación directa del lavadero sobre el talud debe verse siempre como inadecuada.

Los lavaderos se construyen muy frecuentemente de mampostería con junteo de lechada de cemento en proporción 1:4. También se hacen de concreto, como se dijo y, finalmente, se construyen de media sección de tubo de lámina galvanizada corrugada con juntas atornilladas; en este último caso, el tubo debe salir de una plantilla de mampostería o de concreto, con cuyos materiales deberá construirse invariablemente la entrada, así como rematar en un final de bajada también de mampostería o de concreto; es muy recomendable que en zonas intermedias de su desarrollo, el tubo se amarre con silletas de mampostería.

En terraplenes muy altos puede convenir colocar los lavaderos transversal y longitudinalmente, colocando algunas secciones en la dirección longitudinal sobre la superficie del talud, para captar y eliminar las aguas que caen directamente sobre éste, formando así una verdadera retícula canalizadora.

Los lavaderos se colocan también como elementos eliminadores del agua captada por cunetas y contracunetas, estructuras de drenaje que se mencionan más adelante. En este caso se presenta una zona crítica en la unión entre ambas estructuras, pues existe entonces el peligro de que el agua se introduzca bajo

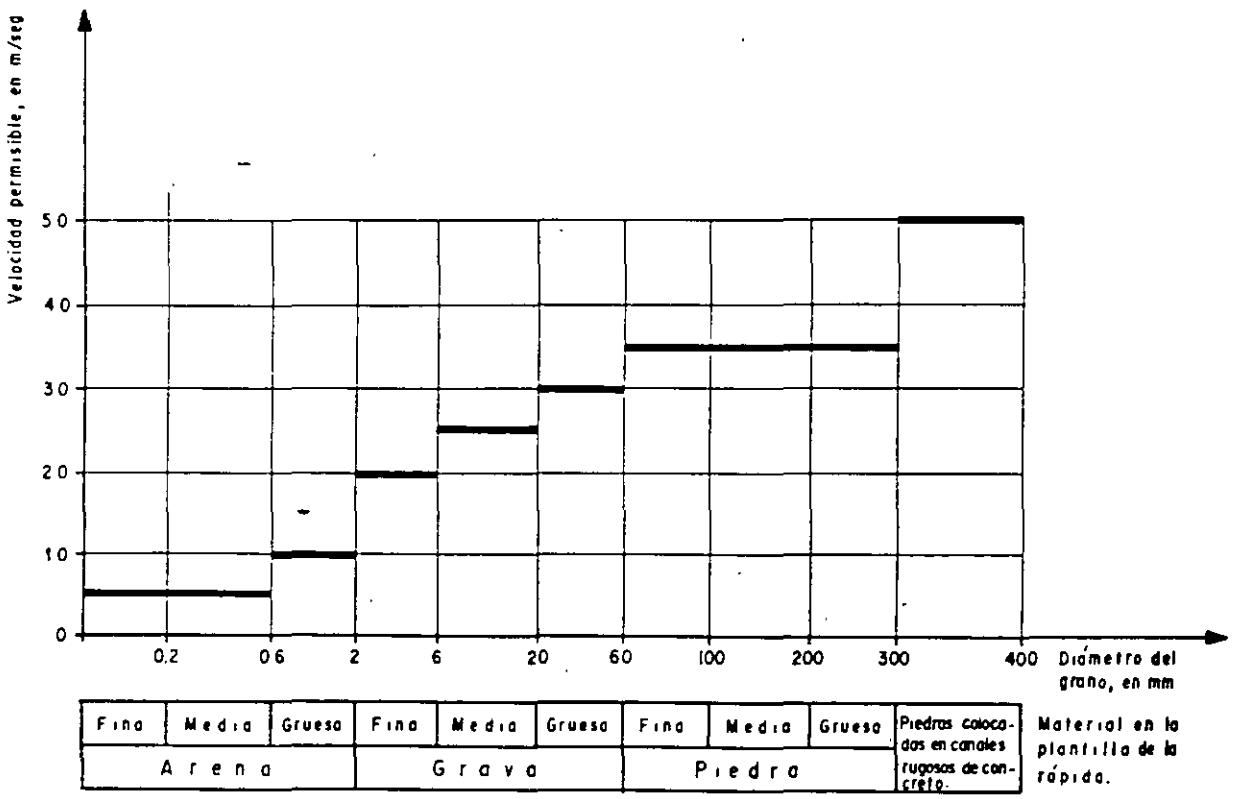
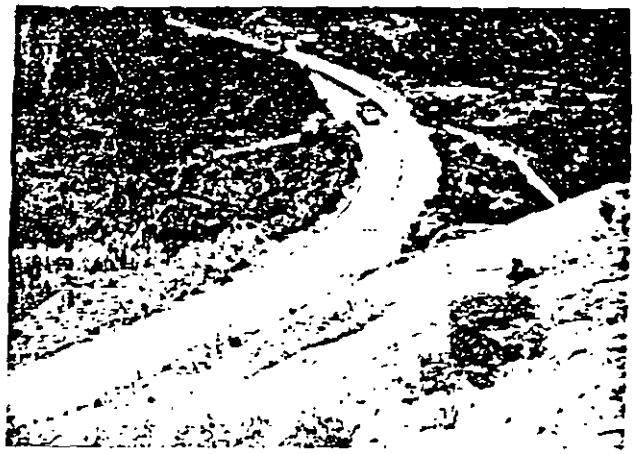


Figura XI-7. Velocidades permisibles al pie de lavaderos de plantilla rugosa (Ref. 3).



Sistema de lavaderos en un camino modesto. Nótese la buena integración a la topografía.

el lavadero, erosionando y disminuyendo su sustentación, con riesgo de falla (Ref. 5). Para evitar este peligro es recomendable que esta zona de unión sea amplia y sin quiebres y que el lavadero tenga un dentellón de entrada, para protegerlo del efecto de filtración; dicho dentellón puede tener una profundidad tan pequeña como 50 cm.

Caben respecto a los lavaderos los mismos comentarios ya hechos en relación a otras obras complementarias de drenaje. No son estructuras que deban proyectarse indefectiblemente, sino únicamente cuando se hagan realmente necesarias. Esto está ligado a la necesidad de proteger terraplenes formados por materiales erosionables y no suficientemente protegidos por otros métodos, tales como por ejemplo, la vegetación.

En carreteras de especificaciones modestas es relativamente frecuente ver que alcantarillas de tubo desembocan dentro del cuerpo del terraplén, por encima del nivel del lecho del cauce que las originó; como se comentará más adelante, es difícil concebir un caso en que ésta sea una buena práctica, pero cuando ello ocurra será indispensable dotar a la alcantarilla de un lavadero de salida o de una bajada

Lavadero destruido por falta de andaje y otras obras de defensa.

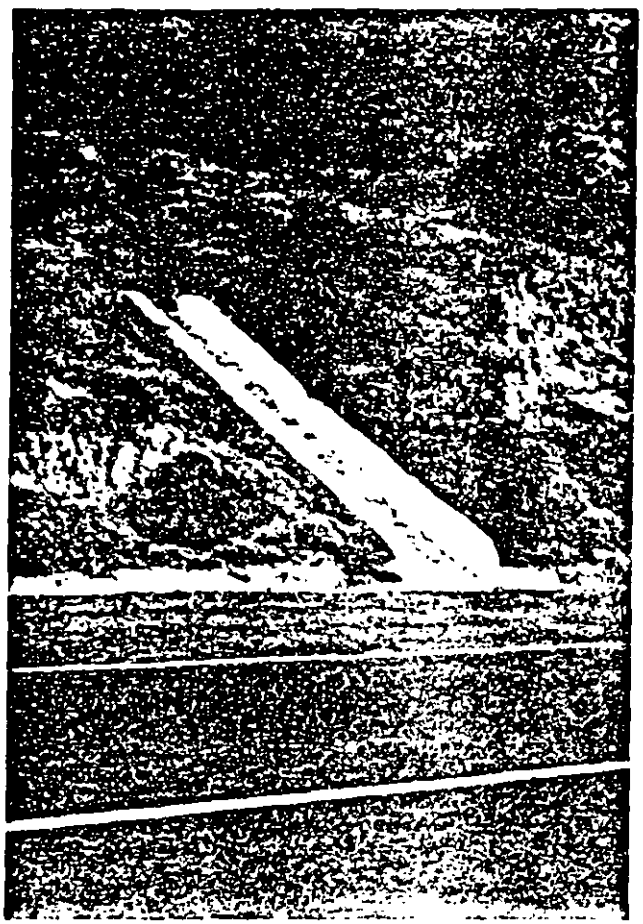
del tipo de las que se describen en el siguiente inciso de este Capítulo. El lavadero podrá entonces ser mucho más amplio que los convencionales de que hasta ahora se ha hablado; guardando los lineamientos generales que se han señalado, su capacidad hidráulica debe ser suficiente para eliminar todo el gasto de la alcantarilla.

El costo de conservación de los lavaderos es alto y la vigilancia que sobre ellos ha de ejercerse, intensa, pues es frecuente que sufran distorsiones por todos los movimientos que son comunes en los taludes de los terraplenes, aun en buenas condiciones de estabilidad.

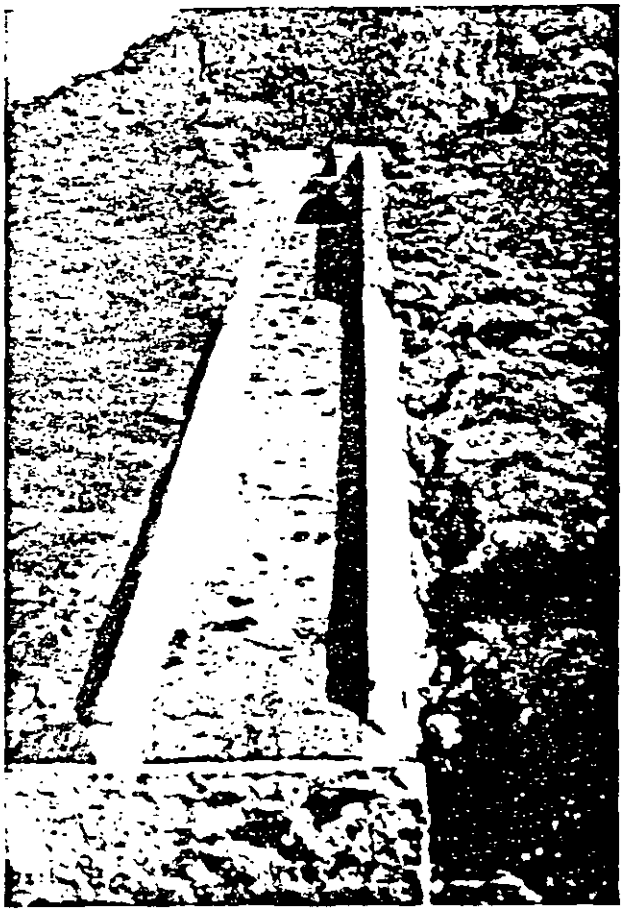
XI-6 LAS BAJADAS

Se denomina así a estructuras de función análoga a los lavaderos, pero constituidas por un tubo apoyado en la superficie inclinada del terreno o enterrado en él. En rigor la distinción respecto a los lavaderos es un tanto de simple nomenclatura y muchos ingenieros consideran a las bajadas como lavaderos entubados.

La tubería que se ha empleado con más éxito es la de lámina, provista de alguna junta capaz de absorber pequeños movimientos por temperatura o por



Bajada en funcionamiento correcto.



Una bajada para defensa de la salida de una alcantarilla.

asentamiento del terraplén o del terreno en que se coloque el tubo.

En lugares de precipitación escasa o en donde la velocidad de escurrimiento no vaya a ser demasiado alta podrá utilizarse también el concreto hidráulico para hacer los tubos. Si se protege al concreto contra la erosión en forma efectiva podrá extenderse mucho el campo de aplicación de este material en el sentido de las velocidades crecientes. Finalmente, se ha usado también la tubería de barro vitrificado, junteada con campana. El diámetro mínimo en los tubos de la bajada deberá ser de 45 cm, pero no es difícil ver diámetros mayores, 60 cm o más, en lugares en donde se prevé la necesidad de eliminar grandes gastos.

Las bajadas tienen el inconveniente de la dificultad de inspección, que en algunas ocasiones puede llegar a obligar a la utilización de sondeos.

Uno de los usos más frecuentes de las bajadas se tiene cuando dentro de la longitud de un corte queda comprendido un talweg en el coronamiento; el agua que ahí cae no puede dejarse escurrir libremente sobre el talud del corte, porque es demasiada, ni puede ser canalizada a la cuneta por la misma razón. La bajada es la solución típica al problema, con un tubo que atraviese la corona del camino y conduzca el agua a donde no dañe.

Bajada destruida por falta de anclaje.

XI-7 LAS BERMAS

En rigor, las bermas que ahora se mencionan ya han sido tratadas anteriormente (Capítulo VI del Volumen I de esta obra), aunque predominantemente ligadas a problemas de estabilidad de terraplenes; bajo el nombre de escalonamientos se trataron elementos estructurales similares que se construyen en los cortes, para cuidar también la estabilidad de los mismos.

Estas bermas o escalonamientos pueden cumplir también funciones de drenaje superficial, de control de aguas broncas y de conducción y eliminación; es en este sentido, como vuelven a ser tratadas en este sitio.

Las bermas construidas en los terraplenes con fines de drenaje suelen tener una relación peralte: huella en el orden de 1:1 a 1:1.5 y son de dimensiones pequeñas, verdaderos escalones, aquellos valores pueden aumentar a 1:2 ó 1:3 en las que se construyen sobre el terreno natural, para control de las aguas que bajan por él amenazando la vía terrestre, dando lugar a una estructura análoga en sus objetivos a las que se hacen en terrenos de labor en declive como protección contra la erosión (Ref. 1). Los escalonamientos en los cortes, cuando se construyen para interrumpir la trayectoria de bajada de las aguas suelen tener su relación peralte:huella gobernada por la inclinación general del corte, por lo que ésta difícilmente podrá pasar de 0.75:1 ó 1:1.

El efecto de la berma o del escalonamiento es disminuir la fuerza erosiva del agua que escurre superficialmente por los taludes de un terraplén o un corte o por el terreno natural. Estos elementos pueden encauzar más convenientemente al agua colectada si se les da una pendiente apropiada hacia lavaderos, bajadas o estructuras análogas; esta agua erosionaría de otra manera los taludes causando arrastres que provocarían problemas en las cunetas o se infiltraría en el propio talud con malos efectos sobre su estabilidad general.

Los problemas de infiltración pudieran ser graves

sobre todo en el caso de escalonamientos en cortes con materiales susceptibles y estos elementos podrían contribuir a auspiciarlos, pues es frecuente que en la dirección de su desarrollo longitudinal presenten largos trechos con poca pendiente. En estos casos, los escalonamientos deberán protegerse o no hacerse. La protección puede ir desde dar al escalón una ligera pendiente hacia el interior del corte, poniendo en ese borde interior una cuneta con pendiente suficiente para eliminar rápidamente el agua recolectada, hasta una completa impermeabilización de las huellas, incluyendo la cuneta mencionada. Esta última se ha hecho con suelo-cemento, suelo-asfalto o aún con concreto.

Los materiales más susceptibles a la infiltración de agua en escalones son las rocas junteadas o agrietadas, sobre todo si su echado es desfavorable a la vía y los suelos residuales que contengan estructuras heredadas en formación desfavorable; también hay suelos que por su constitución son muy susceptibles, tales como los loes o muchos suelos limosos. Son tan malas las consecuencias de la infiltración de agua en los escalonamientos formados en materiales susceptibles, que en todos los casos de duda en que no sea posible emplear una impermeabilización de completa garantía, será preferible no hacerlos.

En ocasiones se aprovechan estos escalones para plantar pequeños arbustos que una vez desarrollados protegen muy efectivamente la superficie del talud contra la erosión.

XI-8 LA VEGETACION

Una de las más efectivas protecciones de los taludes de un corte o un terraplén o del terreno natural contra la acción erosiva del agua superficial es la plantación de especies vegetales; éstas retardan el escurrimiento, disminuyendo mucho la energía del agua y contribuyen a fomentar una condición de equilibrio en los suelos en cuanto a contenido de agua.

Siempre que la vegetación exista, el ingeniero deberá respetarla. La desforestación sistemática, el

Protección de la zona central de una autopista con vegetación.

Protección de un talud con vegetación.

deshierbe o el desenraice excesivos en la zona de derecho de vía o en la zona de influencia de una vía terrestre deben verse como una de las peores prácticas en que es dado caer a un ingeniero constructor. Más bien sus esfuerzos deberán tender a fomentar la protección vegetal en todos sus aspectos. Cuando ésta no exista, su plantación puede contribuir a proteger muy eficazmente la vía. Como ya se ha indicado, la plantación de especies vegetales debe estar a cuidado de especialistas, que utilicen variedades apropiadas en la región, cuyo crecimiento pueda ocurrir con los mínimos cuidados iniciales.

En los taludes son especialmente útiles especies trepadoras o pastos tupidos, en tanto que para las barreras protectoras en el terreno natural suelen dar mejor resultado los arbustos.

XI-9 LOS BORDOS

Se mencionan ahora los bordos de tierra u, ocasionalmente de mampostería, que se construyen para encauzar las aguas, sean en el terreno natural próximo a la vía terrestre, para que el agua llegue a gargantas, cauces naturales, etcétera, o sea en la entrada de las alcantarillas o puentes, con el fin de que el agua cruce apropiadamente por tales estructuras. Este segundo tipo de bordos es, con mucho, el más común y su planteamiento debe ser parte de un estudio hidrológico general que trasciende los objetivos de estos comentarios. El bordo de encauzamiento sobre el terreno natural, mencionado en primer lugar debe responder a una necesidad topográfica, generalmente conectada con la existencia de talwegs que, de no existir los bordos, vaciarían sus aguas de manera peligrosa para la vía terrestre; con el bordo, éstas se dirigen, como se dijo, hacia cualquier clase de cauce natural por el que puedan ser eliminadas sin riesgo.

Los bordos se construyen generalmente con material producto de excavación; es normal que dicha excavación se desarrolle en forma más o menos paralela al propio bordo y debe procurarse que no constituya un tajo profundo. En el caso de los bordos interceptores que se construyen aguas arriba de la

vía terrestre, por ejemplo para conducir el agua colectada por un talweg hacia una cañada, que probablemente cruzará a la vía terrestre con una obra, convendrá que la excavación se ejecute aguas arriba del bordo, dando a la plantilla del canal así formado la pendiente necesaria para que el agua que llegue a caer en él sea conducida también hacia el cauce natural; de hecho, si este canal es profundo y formal, hará innecesario al bordo y el problema se habrá resuelto con un canal interceptor, que es una solución alternativa a contemplar. Cuando el canal producto de la excavación no sea profundo, ni esté conformado o cuando la zona de préstamo no esté inmediatamente próxima y alineada con el bordo, será cuando haya de hablarse de éste.

Los bordos de tierra suelen construirse con taludes 2:1 ó 3:1, en alturas que rara vez rebasan 2 m y con un ancho de corona en el orden de los 50 cm. En muchos países es común que se construyan a mano, realizando de esta manera también una compactación elemental del material que se coloca; para ello se utilizan pisones. Si se espera que el agua se mueva con cierta velocidad a lo largo del talud aguas arriba, podrá pensarse en proteger éste con piedra o en substituir el bordo por un murete de mampostería.

Antes de construirse el bordo debe despalmarse el terreno, exclusivamente bajo él, respetando la vegetación vecina y guardando el material de despalme aguas arriba para después colocarlo, todo o en parte, sobre el talud del bordo, para fomentar su vegetación.

Los bordos que encauzan las aguas hacia alcantarillas y obras de drenaje son en general estructuras bastante más formales que los anteriores, pues han de sufrir el embate de aguas rápidas. En estos casos serán comunes las protecciones de taludes con enrocamiento, la construcción con mampostería de buena calidad y aún el uso de muros de concreto (deflectores).

En muchas ocasiones los propios taludes del terraplén de la vía funcionarán como bordos encauzadores de escurrimiento hacia obras de drenaje, estos casos han de ser cuidadosamente detectados para planear las protecciones correspondientes, con vegetación, enrocamiento, mamposterías o muros de concreto, según las velocidades que se esperen en el agua encauzada.

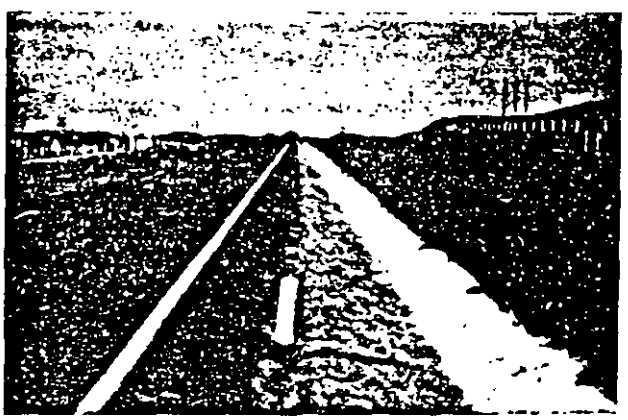
Los ingenieros a cargo del drenaje de los caminos descuidan a veces la descarga de las aguas colectadas y encauzadas, la cual ocurre aguas abajo de la vía terrestre. Esta descarga, en ocasiones, causa daños en terrenos de labor, pastizales y aún en caseríos. Debe tenerse muy presente que la vía terrestre al interrumpir el drenaje general de una zona con su presencia y concentrar la descarga de las aguas que la cruzan en algunos puntos aislados, puede fácilmente generar problemas hidráulicos aguas abajo en zonas en que no existían previamente. Prever y solucionar estos problemas y eliminar las aguas que perjudicarían a su obra sin perjuicios de terceros debe ser una obligación ineludible de los ingenieros a cargo del drenaje de la vía. Esta obligación conduce muchas veces a la construcción de bordos y canales que viertan las aguas en donde no perjudiquen a nadie; frecuentemente los bordos que han de construirse por este concepto son largos e importantes.

También pueden ser de envergadura los bordos de protección a cuya construcción obligue la presencia de un río o arroyo susceptible de erosionar, una zona de inundación o los perimetrales que han de hacerse en torno a pistas de aeropuertos que invadan terrenos pantanosos, inundables o zonas lacustres. Obviamente en todos estos casos, en que han de erigirse bordos altos, de cuya estabilidad depende en mucho la vida de la vía terrestre, habrán de emplearse recursos tecnológicos adecuados, dedicándoles un proyecto especial y cuidadoso, fundamentado por un estudio geotécnico de detalle. Los métodos para realizar tales estudios serán los mismos que se empleen en la vía terrestre que protegen, como también serán análogos los métodos constructivos.

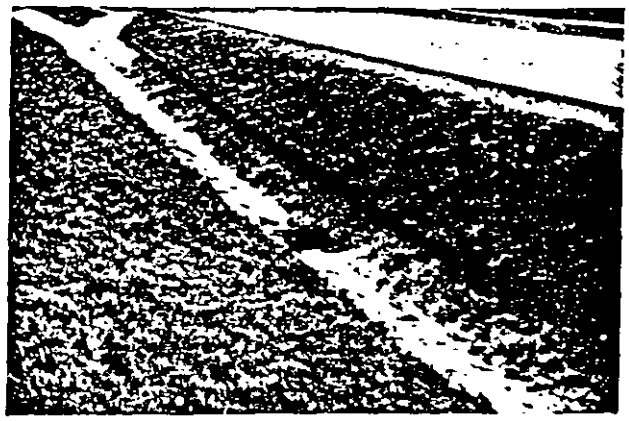
XI-10 LAS CUNETAS

Las cunetas constituyen las obras complementarias de drenaje de uso más extendido y universal, hasta el grado de que muchos objetan su inclusión en un enlistado de obras "complementarias". Aquí se incluyen en esa categoría, considerando que dicha calificación no implica escasa frecuencia de utilización, sino tipificación dentro de un grupo de obras con objetivo común.

Las cunetas son canales que se adosan a los lados de la corona de la vía terrestre, en el lado del corte en secciones de tal naturaleza, en cortes en balcón hay entonces cuneta en un solo lado y en cortes en cajón, en los dos. La cuneta se dispone en el extremo del acotamiento, en contacto inmediato con el corte. Su situación le permite recibir los escurrimientos de origen pluvial propios del talud y los del área comprendida entre el coronamiento del corte y la contra-



Vista de una cuneta bien canalizada. Nótese también la protección de vegetación en taludes.



Cuneta en la zona central de una autopista.

cuneta, si la hubiere o el terreno natural aguas arriba del corte, si no hay contracunetas. También puede recibir la cuneta agua que haya caído sobre la corona de la vía, cuando la pendiente transversal de ésta tenga la inclinación apropiada para ello.

La capacidad hidráulica de la cuneta como canal define principalmente la posibilidad de cumplir su función de canalizar y eliminar con rapidez el agua que colecte. El gasto por drenar depende del área de influencia, del coeficiente de escurrimiento y de la intensidad de lluvia durante un tiempo igual al de concentración. El proyecto hidráulico de detalle (Refs. 3 y 6), que se considera, por otra parte, fuera del alcance de esta obra, se dificulta generalmente por falta de registros adecuados y suficientes de las intensidades de lluvia, que han de ser establecidas con base en información de pobladores de la región o de datos pluviométricos que existan en los lugares más próximos, todo lo cual introduce importantes elementos de incertidumbre a los cálculos que puedan hacerse.

La pendiente longitudinal mínima que debe existir en una cuneta es de 0.5 %. La velocidad con la que el agua circule sobre ella debe quedar comprendida entre los límites de depósito y erosión, ambos indeseables.

La tabla XI-2 (Ref. 7) proporciona, como norma de criterio, la máxima velocidad que puede alcanzar el agua sobre los materiales que se citan sin provocar erosión.

TABLA XI-2

Valores máximos de velocidades no erosivas en cunetas (Ref. 7)

Material	*Velocidad (m/seg)*
Arenas finas y limos	0.40–0.60
Arcilla arenosa	0.50–0.75
Arcilla	0.75–1.00
Arcilla firme	1.00–1.50
Grava limosa	1.00–1.50
Grava fina	1.50–2.00
Pizarras suaves	1.50–2.00
Grava gruesa	2.00–3.50
Zampeados	3.00–4.50
Rocas sanas y concreto	4.50–7.50

Cuneta revestida mostrando caja de entrada a una alcantarilla de alivio.

A despecho de los altos valores señalados en el último renglón de la tabla XI-2, parece conveniente limitar la velocidad del agua en las cunetas a 3.00 m/seg en zampeados y a 4.00 m/seg en concreto (Ref. 1).

El gasto que puede eliminar la cuneta es una función muy sensible de su pendiente longitudinal, pero es dudoso que pueda exceder en ningún caso de 0.5 m^3/seg (Ref. 1); valores mayores producen derrame. Como norma de criterio la tabla XI-3 (Ref. 9)

TABLA XI-3

Valores del gasto en la cuneta triangular de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua (Ref. 9)

Pendiente del camino %	*Velocidad del agua* m/seg	*Gasto* m^3/seg
1	0.63	0.11
2	0.89	0.15
3	1.09	0.19
4	1.26	0.22
5	1.41	0.24
6	1.54	0.27

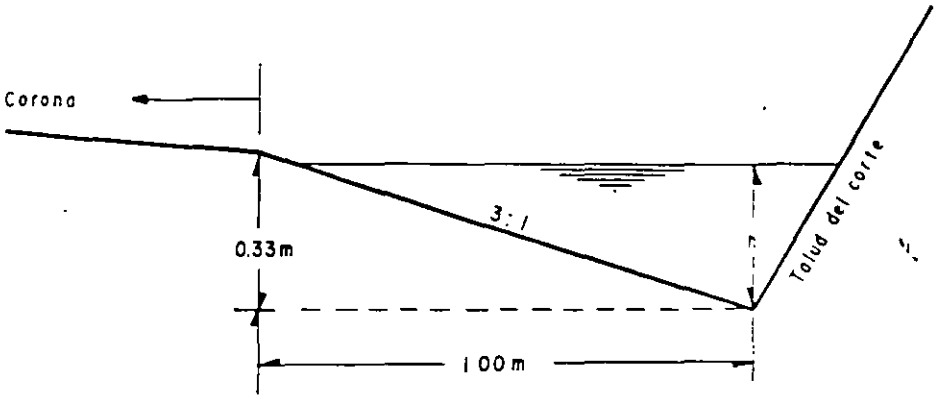


Figura XI-8. Sección triangular típica de una cuneta

proporciona los gastos que pueden calcularse en la cuneta de la Fig. XI-8 para distintas pendientes del camino y velocidades del agua.

Las cunetas se construyen generalmente de sección trapecial o triangular. En la práctica mexicana, la triangular es con mucho la más frecuente (Fig. XI-8). El talud hacia la vía es como mínimo 3:1, preferentemente 4:1 y el del lado del corte sigue sensiblemente la inclinación de éste. Se prevé una lámina de agua de no más de 30 cm.

La sección rectangular ha sido generalmente abandonada por razones de ingeniería de tránsito, debido al efecto canalizador que produce la sensación de peligro que siente quien transita cerca de ella. Por esta misma razón, la sección trapecial se hace cada vez menos, como no sea con el borde vecino a la carretera muy tendido. La sección triangular es la más conveniente y fácil de construir; se conforma al terminar la capa subrasante y el trabajo puede hacerse con motoconformadora. Su conservación es también la más sencilla. En vías férreas, algunas de las virtudes anteriores de la cuneta triangular desaparecen, por lo que es más frecuente el uso de las otras dos secciones, si bien también se usa frecuentemente la sección triangular.

Cuando las cunetas se revisten, usualmente ello se hace con mampostería o concreto hidráulico. En el primer caso suele utilizarse mortero con proporción 1:4 (90 kg de cemento por cada metro cúbico de mampostería) y en el segundo pueden utilizarse losas coladas en el sitio o precoladas. La menor rugosidad del concreto lo hace más eficiente hidráulicamente que el zampeado de mampostería, con el concreto puede también construirse con mayor rapidez. Las losas utilizadas suelen tener alrededor de 1 m de longitud y tener juntas selladas, para evitar fugas de agua. Cabe decir que la política más usual en muchos países es no revestir las cunetas en absoluto y esto por razones fundamentalmente económicas; es también de comentar que su recubrimiento con vegetación puede constituir una magnífica protección si las velocidades del agua no son altas (1 ó 1.5 m/seg Ref. 8), aunque la capacidad hidráulica de la cuneta se vea disminuida por el correspondiente aumento en el coeficiente de rugosidad.

Los recubrimientos con suelo-cemento y suelo-asfalto se han empleado relativamente poco en la práctica mexicana y algo más en la de algunos otros países. Resultarán recomendables cuando se tengan a mano materiales arenosos, susceptibles de alcanzar una resistencia y unas condiciones de permanencia altas con contenidos relativamente bajos de material estabilizante. Proporciones de aumento del orden de 6 % a 7 % en peso, y de cemento asfáltico del orden de un 4 % a un 6 %, también en peso, son probablemente frecuentes en la mayor parte de los trabajos prácticos. Antes de adoptar una solución de este estilo deberían ponderarse con cuidado todas las dificultades constructivas que implica, entre las que destacan el mezclado del estabilizante, los transportes y el tendido y la compactación de las mezclas; es común que los análisis económicos cuidadosos hagan ver como inconveniente el uso de productos estabilizados en casos que a primera vista parecían muy favorables. Además, ha de tenerse en cuenta que la duración de estos recubrimientos es siempre inferior al concreto y a la mampostería y que, lógicamente, los problemas de conservación son mayores. La compactación de estos recubrimientos suele hacerse con equipos manuales vibratorios.

En algunas ocasiones se han utilizado las cunetas en terraplenes (Fig. XI-9).

Se muestra una sección en curva, con la sobreelevación correspondiente. En la corona se muestra un tipo de cuneta que se dispone en algunas ocasiones, con la función que en otros casos corresponde a los bordillos. Es posible que esta solución pueda resultar eficiente desde el punto de vista hidráulico en zonas de precipitación pluvial intensa y en carreteras de corona ancha. Por otra parte, habrá que cuidar mucho los aspectos de ingeniería de tránsito relacionados con esta práctica, que exigirán que la cuneta se construya allende el acotamiento, lo que ocasiona un ancho extra de corona; de otra manera, la interferencia con la circulación de los vehículos podría ser importante. Obviamente, esta solución exige la construcción de lavaderos o bajadas, si bien su número podría ser menor que en el tratamiento convencional a base de bordillos, por la mayor área hidráulica de la cuneta. Se ocurre que en algunos casos

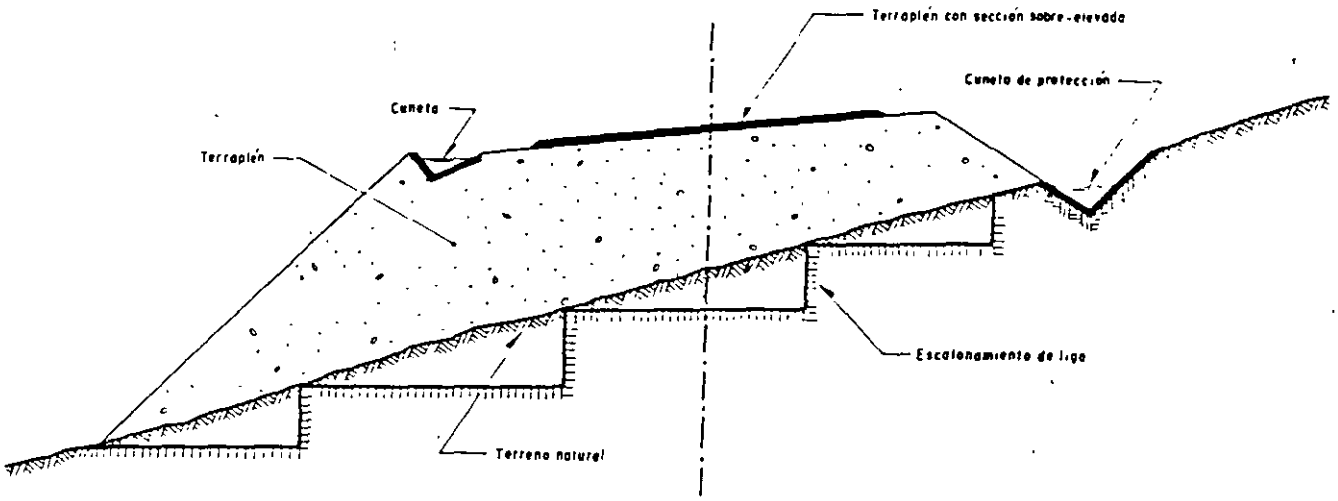


Figura XI-9. Cunetas en secciones en terraplén.

podría evitarse la construcción de lavaderos haciendo continuar esta cuneta, con la pendiente adecuada, hasta verter el agua en el terreno natural; así la cuneta ocuparía diferentes elevaciones respecto a la sección transversal a lo largo del terraplén hasta quedar alojada en su pie. De adoptar este criterio deberán cuidarse todos los aspectos relacionados con la ubicación de la cuneta en el talud, que es una zona de materiales poco compactados, susceptibles al movimiento y muy vulnerables a la acción del agua. También deberá notarse que las cunetas que se alojen sea en la corona del terraplén o en su talud requerirán ser sistemáticamente recubiertas de concreto.

La misma Fig. XI-9 muestra otro tipo de cuneta que a veces se construye en las secciones en terraplén. Se trata de una cuneta de protección en el pie del talud aguas arriba; se pretende evitar la acumulación del agua en esa zona y la posibilidad de que se infiltre bajo el terraplén, lo que, como ya se comentó, da lugar a problemas delicados. Obviamente estas cunetas deberán también recubrirse sistemáticamente con concreto. Constituyen una solución cara, pero que pudiera ser muy conveniente en muchos casos e indispensable en muchos lugares en donde se reconstituyen zonas falladas.

Es importante la relación de niveles entre la lámina de agua en la cuneta y las capas de pavimento. La función drenante de la base hace necesario que la frontera superior de la lámina de agua en la cuneta quede por abajo del lecho inferior de la base; indudablemente también es conveniente que la lámina de agua de referencia quede inclusive bajo el lecho inferior de la sub-base, para evitar el humedecimiento de ésta, cuando la cuneta no está revestida. La Fig. XI-10.a muestra la disposición ideal respecto a las capas del pavimento en esta situación. Si la cuneta está revestida y debidamente impermeabilizada, por el contrario no será necesario profundizarla tanto, bastando que quede su lámina de agua bajo el nivel de la base, pues ya no existirá el peligro de que el agua colectada invada la sub-base. En la Fig. XI-10.b se muestra esta situación, considerando la cuneta revestida.

Dado que el espesor combinado de la base y la sub-base es fácilmente del orden de 40 cm y frecuentemente es mayor, la disposición de la Fig. XI-10.a puede conducir a una excavación importante para conformar la cuneta, en la que se rebasa en todo el espesor de las capas superiores del pavimento lo que sería indispensable excavar para lograr la capacidad hidráulica necesaria; al considerar que el talud de la cuneta hacia la vía será por lo menos de 3:1, se llega a concluir que una exigencia como la anterior conduce a incrementar el ancho de la corona en las secciones en corte en balcón, en un metro y en las de corte en cajón, en dos metros, lo cual resultará costoso. En el caso de la cuneta revestida (Fig. XI-10.b), la exigencia anterior conduce a incrementos en el ancho de la corona del orden de la mitad de los anteriores, lo que también encarece correspondientemente la construcción. En este último caso aún sería discutible si no convendría colocar la cuneta también

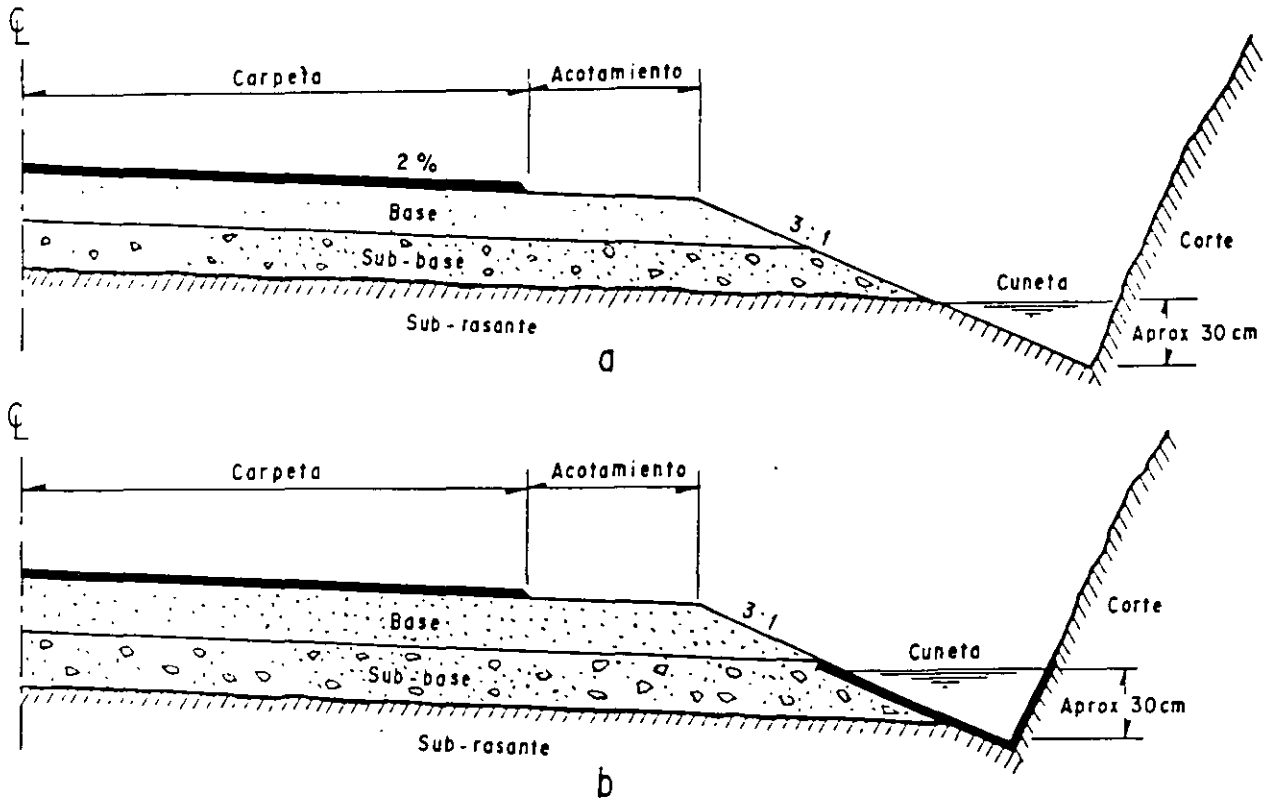


Figura XI-10. Disposición más conveniente de la cuneta, respecto al pavimento. Sección en corte, sin subdrenaje

por abajo de la sub-base, a fin de fomentar la función drenante de esta capa.

Debido a los costos, es muy frecuente que las exigencias anteriores no se respeten. Algunos ingenieros se ven animados a esta actitud por el hecho de que consideran inconveniente el remate de una base o una sub-base al extremo del acotamiento, con talud 3:1, pero sin ningún confinamiento. Dicha objeción se ve razonable, pero no insuperable; simplemente daría lugar a la situación que, por otro lado, prevalece en todos los terraplenes y balcones. Parece más conveniente circunscribir la decisión al costo. Esto conduce a que en muchos países sea muy común ver a la cuneta, revestida o no, comenzando en el lecho superior de la base, inmediatamente al fin del acotamiento; de esta manera, la base y la sub-base quedan expuestas a la invasión del agua de la cuneta, muy especialmente cuando, como es tan normal, ésta sufra alguna interrupción por pequeños derrumbes u otras causas. Una práctica como la anterior puede producir fallas en pavimentos que de otra manera no fallarían.

Los autores piensan que es difícil tomar en torno a este problema una decisión que desemboque en una regla general; creen que la política debe definirse en cada caso, tomando en cuenta la cantidad de agua que haya de ser eliminada, la duración de estaciones lluviosas en la zona y las calidades de los materiales que constituirán el pavimento como un conjunto, es decir, considerado desde el terreno de cimentación hasta la carpeta.

Naturalmente que si la sección en corte tiene subdrenaje lateral, el problema anterior no se presenta y todas las capas se continúan hasta el subdrén y desfogan en él. La Fig. VII-17, del Tomo 1 de esta obra, puede servir de ejemplo de cómo se dispone la cuneta en estos casos, encima del subdrén, junto al acotamiento y sin problemas de drenaje en las capas del pavimento.

Si alguna de las capas de pavimento ha sido proyectada específicamente como capa drenante o como capa rompedora de capilaridad (Capítulo VII del Tomo 1), esta condición deberá tomarse en cuenta al reflexionar en torno a los problemas arriba planteados y llegar a la decisión que convenga. En la capa drenante siempre habrá que dejar desfogue y en la rompedora no podrá permitirse que se anegue, so pena de nulificar su función.

En las vías férreas las cunetas se disponen sistemáticamente de manera que su lámina de agua quede bajo el lecho inferior del balasto. Respecto al subbalasto caben los mismos comentarios que se hicieron para la sub-base de las carreteras, si bien ha de notarse que suele ser práctica común de los constructores de vías férreas comenzar sus cunetas a partir del lecho inferior del sub-balasto respetando siempre su función drenante. Para evitar problemas de filtraciones los túneles de las vías férreas deberán llevar invariablemente cunetas, construidas con el mismo

criterio. Cuando el piso del túnel es roca o está recubierto, es frecuente que la cuneta sea una simple zanja con taludes verticales, construida bajo el balasto: también puede darse al piso del túnel pendiente de ambos lados hacia el centro, colocando ahí un tubo perforado o una simple zanja. Al no existir en las vías férreas la limitación psicológica del conductor del vehículo, que obliga a usar taludes muy tendidos en los lados de las cunetas vecinos a una carretera, los taludes de las cunetas de los ferrocarriles quedan condicionados sólo por consideraciones de capacidad hidráulica; es común verlas con taludes muy excarpados o aún verticales, lo que contribuye a paliar el problema de la profundidad de excavación en las cunetas, sin aumentar el ancho de las secciones en corte.

Especialmente en los llamados países en vías de desarrollo es práctica frecuente construir una carretera en lo que a sus terracerías se refiere, revistiéndola y abriéndola al tránsito, esperando para su pavimentación definitiva que éste se desarrolle convenientemente. Esta práctica conduce a la necesidad de construir cunetas provisionales, inclusive revestidas cuando sea necesario, por ejemplo con suelo-cemento, pues la alternativa de no hacerlas puede causar en muchos casos daños de importancia que transformen la imprescindible conformación de la sección en corte para los trabajos de pavimentación definitiva, en una verdadera reconstrucción sumamente costosa.

Durante la construcción de caminos, aún cuando vayan a pavimentarse de inmediato, es común en ciertos cortes tener que construir también cunetas provisionales para facilitar los trabajos. De hecho esta práctica se ha convertido en rutina para algunas instituciones, lo cual no se ve justificado en principio, pues seguramente no todos los cortes requerirán tales obras provisionales.

Cuando un camino originalmente revestido se pavimenta en forma definitiva no es raro que se cometa el error que se representa en la Fig. XI-11. En ella se acepta, en primer lugar, que se ha construido la cuneta definitiva, supuesta revestida a partir del hombro de la corona, respecto a lo cual caben los comentarios ya hechos, pero el error que ahora se desea resaltar es otro. Suele ser condición que el ancho de la corona del camino revestido (nivel I) y el del pavimento definitivo (nivel II) sea el mismo: también suelen levantarse los niveles necesarios conservando en la cuneta definitiva las mismas dimensiones que se tenían en la cuneta provisional (dimensiones m y d en la figura). La combinación de estas condiciones conduce a la aparición del pequeño rellano de ancho s que se muestra en la propia Fig. XI-11. En algunos casos y cuando la cuneta se reviste con concreto puede verse que el constructor prolonga el revestimiento hasta cubrir todo el espesor s, pero en muchas ocasiones éste se deja descubierto, siendo origen de problemas de humedecimiento del pavimento, por proporcionar una entrada de agua, además de que la cuneta recubierta resultará inestable y fácil de dañarse. Sin duda resultará mejor práctica evitar el escalón s, bien sea prolongando la cuneta definitiva en lo necesario o aumentando ligeramente el ancho de la corona en el pavimento definitivo. Si la nueva cuneta no ha de revestirse, la práctica normal será prolongarla lo necesario, sin formar el escalón tantas veces citado, pues el ingeniero constructor no tendrá ya la compulsión del ahorro del concreto en el revestimiento, que es seguramente la causa de la práctica viciosa que se ha señalado.

El cuando revestir las cunetas o cuando poder ahorrarse el trabajo, que suele resultar costoso, es uno de los aspectos más apasionadamente debatidos en la construcción de las obras complementarias de drenaje. No parece posible establecer reglas generales al respecto, dado el número grande de elementos de decisión que han de ponderarse, juicio que, se comprende, no ha de contribuir a evitar discusiones. En términos generales podrá prescindirse del revestimiento cuando no sea de temer ni la erosión del

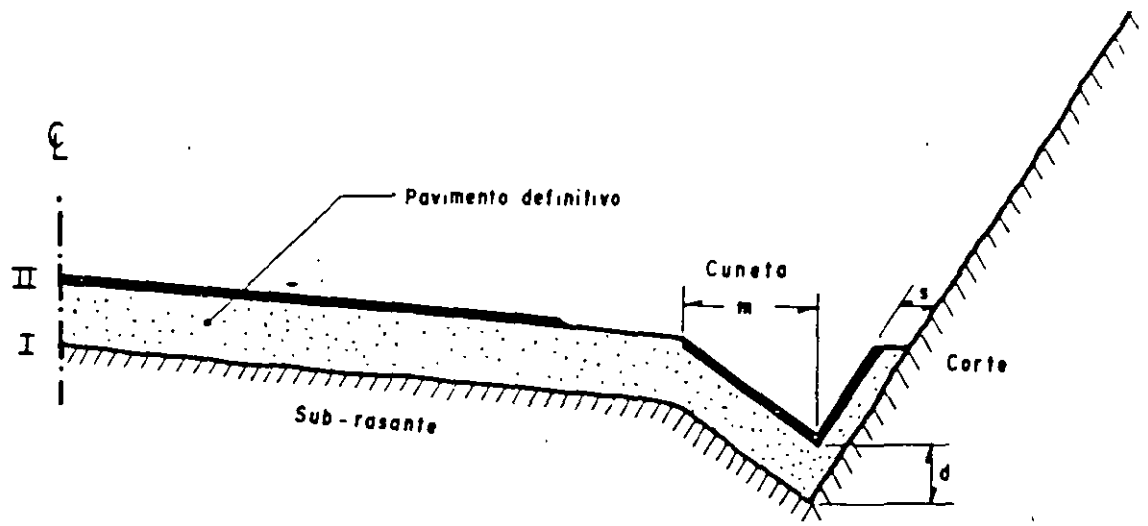


Figura XI-11. Un defecto común al convertir una cuneta provisional en definitiva.

ndo de la cuneta, causada por el agua que circula, ni el humedecimiento de los materiales de las capas superiores del pavimento por el agua que eventualmente llegue a infiltrarse desde la cuneta. La primera condición indica que no deberán revestirse cunetas labradas en roca, suelos en grandes fragmentos o las que quedarán sujetas a un flujo de agua escaso o eventual, sea porque el área tributaria de la cuneta, hidrológicamente hablando, sea pequeña o porque la duración de las tormentas sea muy breve en el lugar y estas sean esporádicas. La infiltración del agua de las cunetas al pavimento será relativamente inofensiva cuando la cama del corte sea muy permeable y cuando las capas superiores del pavimento, la subrasante y las terracerías lo sean también o cuando una base muy permeable y abierta sea la cama de un corte en roca y exista buena pendiente transversal en el lecho inferior de la base y longitudinal en el corte. Tampoco habrá necesidad de revestir las cunetas de cortes con muy fuerte pendiente longitudinal, siempre que su fondo no sea susceptible a la erosión.

Naturalmente que el enlistado anterior de casos no pretende ser exhaustivo, sino simplemente ilustrativo.

Debe observarse que algunos de los requisitos impuestos en las condiciones arriba señaladas son contrarios, por ejemplo, los materiales muy permeables suelen ser muy erosionables, de manera que la decisión de revestir o no las cunetas debe ser producto de un balance de muchos factores generales y locales, que no siempre actúan en el mismo sentido, por lo que es natural que el punto sea debatible, independientemente de que también sea de los que dan poco margen de error, pues una mala decisión puede acarrear graves consecuencias.

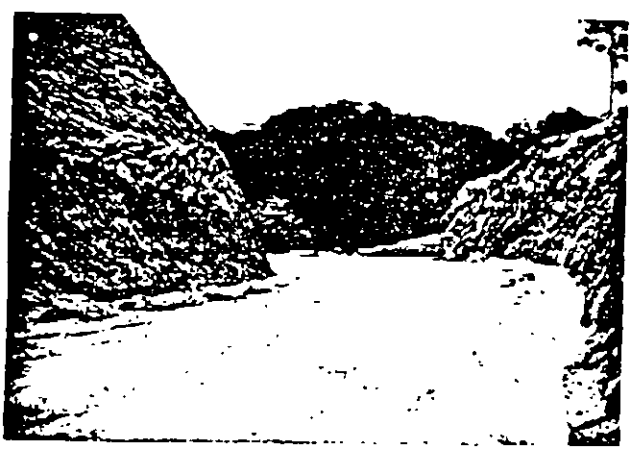
En épocas recientes está tomando cierta fuerza la opinión de suprimir por completo las cunetas en los caminos pavimentados con carpetas asfálticas o con losas de concreto. En estos casos se prolonga la superficie del pavimento en todo el ancho del acotamiento, hasta el pie del corte, en donde es frecuente construir una pequeña guarnición, que no suele ser más que un realce o remate de un par de centímetros, para tener una buena liga con el talud del corte. Para facilitar la eliminación del agua que se concentra en la zona es común incrementar en el acotamiento el bombeo transversal de la sección, que si generalmente es de 1.5 ó 2%, se hace pasar a 4% en dicha zona. Esta práctica, combinada con una pendiente longitudinal apropiada, es suficiente, a juicio de sus defensores, para garantizar la eliminación del agua. Desde luego, una práctica constructiva tal tiene probablemente ventajas económicas en la construcción y obviamente las tiene en la conservación, pues a las costosas y engorrosas faenas de limpieza de cunetas sustituye la limpieza de un acotamiento, que es mucho más sencilla y puede hacerse con motoconformadora.

No parece haber aún suficiente experiencia para recomendar en forma general un criterio como el

Supresión de cunetas colocando una banqueta protegida por vegetación.

anterior, pero no cabe duda de que no carece de cierta lógica y de que se ve muy atractivo en algunos casos particulares, por ejemplo en aquellos caminos que poseyendo cunetas han de ser ampliados en ancho de sección; suprimir tales elementos contribuye al nuevo ancho de una manera muy tentadora. Tampoco parece haber duda de que se ha abusado de la construcción de cunetas, que se ha transformado en algo excesivamente rutinario, al grado que no es raro verlas en cortes en balcón, del lado del corte, en secciones en curva con sobre-elevación hacia el terraplen, en las que seguramente el agua no tiende a almacenarse en el lado en que se ponen. Otro caso en que con frecuencia resulta conveniente eliminar las cunetas es el de cortes en cajón, cuando uno de los lados es de muy pequeña altura y exista definida tendencia a que haya agua en ese lado, por bombeo, por sobre-elevación o por otra causa, de manera que se considere necesario hacer ahí cuneta. Sobre todo si ésta ha de revestirse, puede resultar mucho más económico y conveniente eliminar el lado bajo del corte con la excavación correspondiente. El caso se ilustra en la Fig. XI-12.

Al final de su recorrido las cunetas descargan por lavaderos y bajadas a alcantarillas, cañadas, cauces naturales, etc. Ya se ha mencionado que la liga con



Cunetas revestidas en una formación susceptible de producir pequeños derrumbes que las obstruyan.

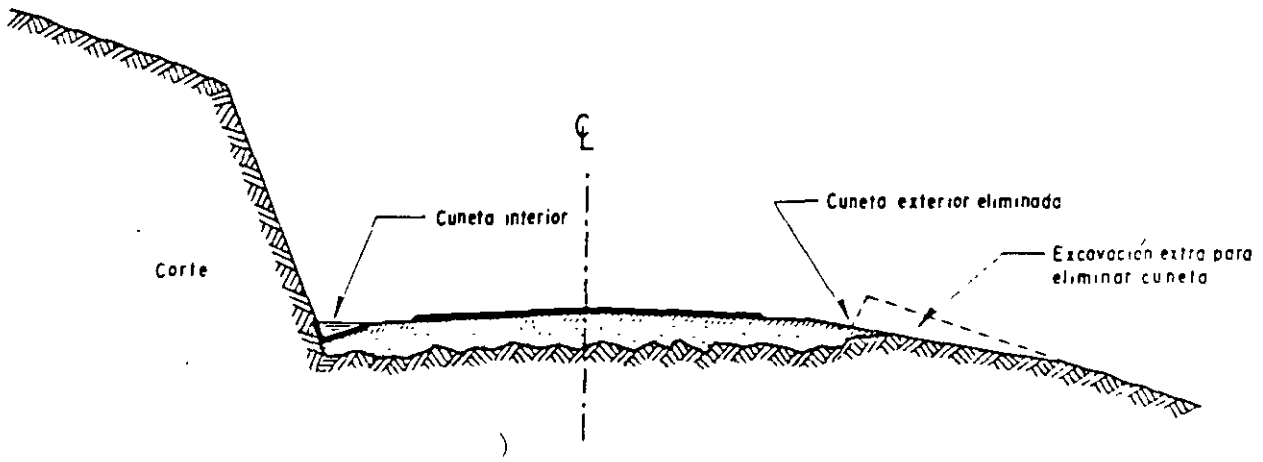


Figura XI-12. Eliminación de cunetas exteriores en cortes en cajón.

estas obras de eliminación es un punto delicado a contemplar siempre con cuidado en cada caso individual.

XI-11 LAS CONTRACUNETAS

Se denominan contracunetas a los canales, excavados en el terreno natural o formados con pequeños bordos, que se localizan aguas arriba de los taludes de los cortes, cerca de éstos, con la finalidad de interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, para evitar la erosión del talud y el congestionamiento de las cunetas y la corona de la vía terrestre por el agua y su material de arrastre. (Fig. XI-13).

La contracuneta se construye a una distancia variable del coronamiento del corte y que depende de la altura de éste; se trata de que entre la contracuneta y el propio corte no quede un área susceptible de generar escurrimientos no controlados de importancia y, a la vez, de no colocarla demasiado cerca del corte, a fin de facilitar su trazo y permitir que se desarrolle sobre terreno que no se vea afectado por pequeños derrumbes que pudieran llegar a presentarse, pequeños abatimientos o trabajos de amacice que eventualmente hayan de hacerse, etc. En cortes de altura normal es frecuente que la contracuneta se encuentre a una distancia del coronamiento del corte comprendida entre la altura del mismo y la mitad de ese valor; en cortes altos, el punto más próximo de la contracuneta puede estar a unos 8 ó 10 m del coronamiento del corte.

El desarrollo de la contracuneta debe ser sensiblemente paralelo al propio corte; de esta manera el canal se va desarrollando con pendiente longitudinal. Si la loma en la que se construyó el corte es muy escarpada, un trazo paralelo podría dar lugar a pendientes excesivas en la contracuneta, por lo que en ese caso su trazo deberá ceñirse más o menos a las curvas del nivel de la superficie de la loma, alejándose los extremos de la contracuneta de la vía terrestre; obviamente estos extremos deberán trazarse cortando dichas curvas de nivel, de modo que el canal vaya teniendo una pendiente apropiada.

La contracuneta debe conducir el agua captada a cañadas o cauces naturales en que existan obras que crucen la vía terrestre y es normal que para evitar excesivo desarrollo del canal los extremos lleguen a tener pendientes muy considerables, funcionando como auténticos lavaderos.

La sección del canal está, naturalmente, definida por su capacidad hidráulica, a su vez, relacionada con la frecuencia e intensidad de la precipitación pluvial en la zona, el monto del área drenada y las características de dicha área en cuanto a escurrimiento del agua superficial. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para efectuar el diseño hidráulico, estimando primeramente el gasto esperado y relacionando este dato después con la pendiente, a fin de llegar a una sección hidráulica; suele ser posible realizar este análisis con varias alternativas de trazo, para poder comparar los costos a que se llega estudiando algunas posibilidades de desarrollo y la necesidad de excavación, relacionada ésta con la magnitud de la sección requerida para el canal. A despecho de lo anterior y a causa de la falta de información, que produce grandes incertidumbres en los análisis hidráulicos e hidrológicos, las contracunetas suelen dimensionarse por proyecto tipo, formando un canal de sección trapecial con 60 u 80 cm de plantilla y taludes conformados de acuerdo con la naturaleza del terreno; la profundidad de este canal también está normalmente comprendida entre 40 y 60 cm. En contracunetas no revestidas el talud aguas arriba debe ser más tendido para evitar erosión, pero esta distinción se hace menos necesaria si se usan revestimientos. Cuando se construyen excavando un canal, las contracunetas se excavan a mano o con equipo ligero (zanjadoras, tractores livianos, conformadoras, etc.); el material producto de la excavación debe de colocarse aguas abajo de ella (por lo menos a 1 m) o, lo que generalmente es mejor, debe retirarse.

En algunas ocasiones se han construido las con-

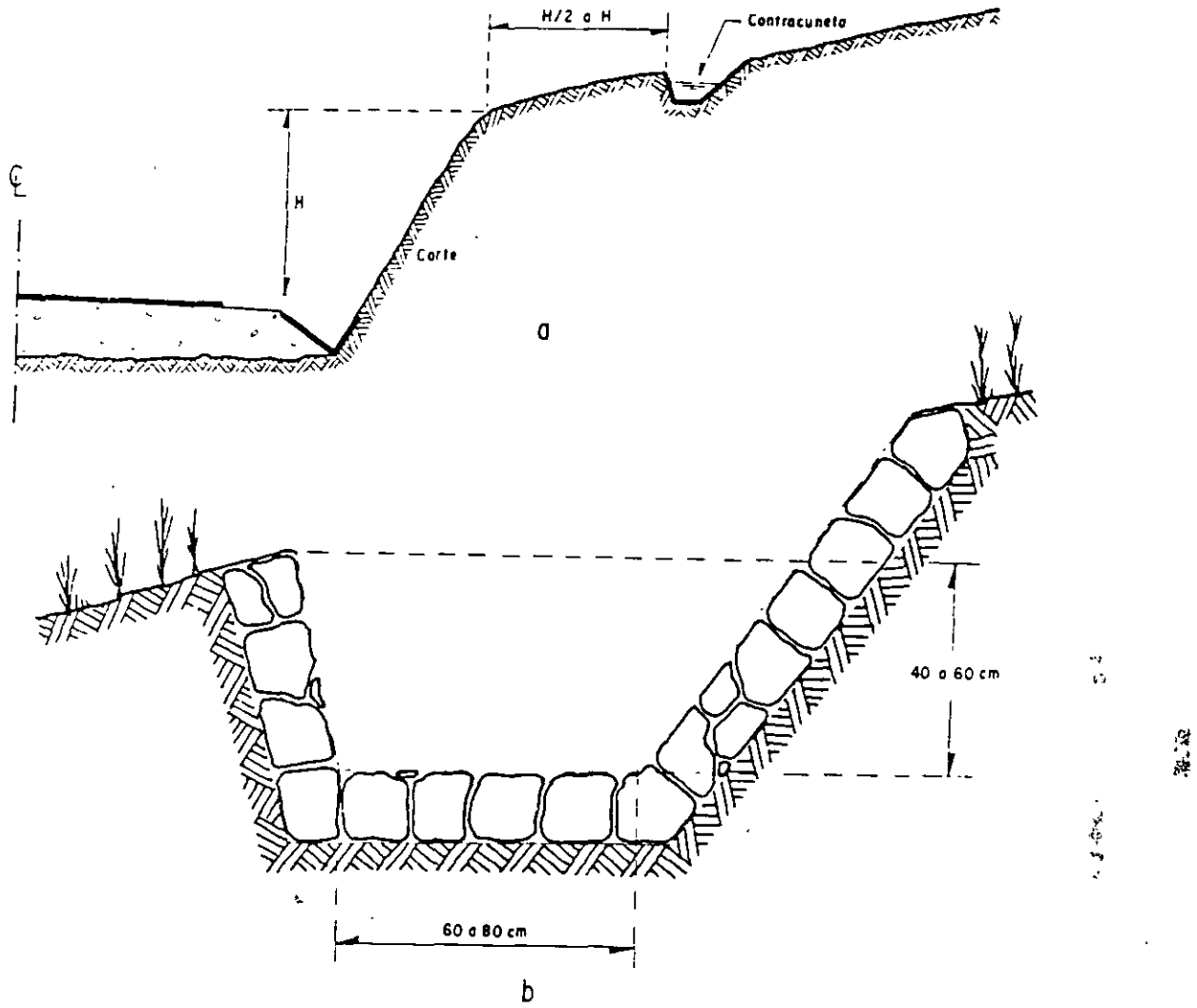
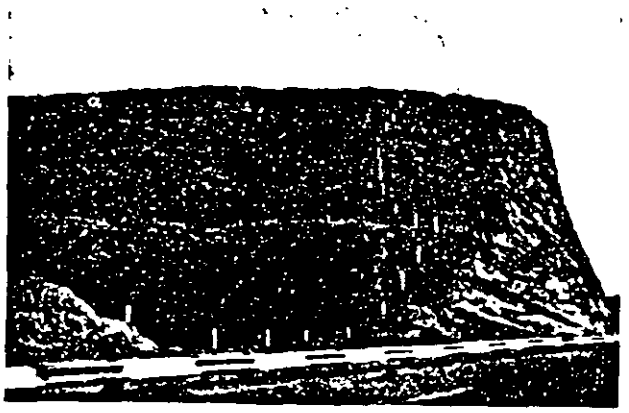


Figura XI-13. Contracuneta.

tracunetas formando un pequeño bordo, con material seleccionado de algún préstamo o con material producto de una excavación hecha en el mismo lugar, en cuyo caso ésta deberá efectuarse aguas arriba del bordo que se forme. Dicho bordo deberá situarse sobre un pequeño despalme y estar formado por materiales apropiados y debidamente compactados.

Es norma relativamente común formar las contracunetas directamente en el terreno natural, sin revestirlas; sobre esta norma se harán comentarios en párrafos subsecuentes. Cuando las contracunetas

Una contracuneta bien impermeabilizada y complementada adecuadamente por escalonamiento en el corte.



Una gran contracuneta no revestida.

Fallas en corte propiciadas por contracunetas no revestidas.

se revisten, suelen usarse los mismos materiales que se mencionaron para el caso de las cunetas. En este caso las operaciones necesarias para el revestimiento se complican por la necesidad de llevar los materiales a los lugares elevados en que han de emplearse. Todos los criterios que suelen manejarse para definir si una contracuneta debe o no ser revestida son análogos también a los que se mencionaron para el caso de las cunetas, como también lo son todas las consideraciones en que tales criterios se fundamentan, tales como, por ejemplo, la información contenida en la tabla XI-2. Las contracunetas presentan el caso especial de sus tramos extremos, de muy fuerte pendiente, en los que el uso de revestimiento suele ser mucho más frecuente e indiscutido.

Precisamente el aspecto del revestimiento de las contracunetas es el que da lugar a prácticas tan inconvenientes, que llega a ser razonable muchas veces el preguntarse si estas obras complementarias deben emplearse en absoluto. Por razones de costo, los ingenieros de vías terrestres tienden, como es natural, a no revertirlas casi nunca o nunca y en tal caso se llega a producir en la corona del corte una sección en la que se desarrolla una zanja permeable. Si el suelo del corte es arcilla relativamente permeable o suelo constituido por mezclas susceptibles a los cambios de humedad, esta zanja permite entrar agua al cuerpo del corte, con las consecuencias ya discutidas otras veces; por esta razón no es raro ver que en carreteras o vías férreas en que se han usado contracunetas no revestidas, el trazo de éstas es precisamente el inicio de la superficie de falla en la corona del corte, superficie que probablemente no se hubiera formado de no existir la obra complementaria de drenaje.

Es prácticamente seguro que puede afirmarse que todos los casos en que la contracuneta pueda ser ...al o necesaria, o se pone revestida o será preferible no ponerla, pues los riesgos que implica colocarla en una mala condición (la eventual falla total del corte) superan con mucho a sus posibles beneficios (proteger la superficie del talud de erosiones y a las cunetas o a la propia corona de invasión de aguas no controladas). Una mala contracuneta conduce muy probablemente a un gran derrumbe; el no ponerla allí donde era necesaria, produce un tramo de mal comportamiento, susceptible de ser fácilmente detectable y corregido por varios métodos, incluyendo la construcción de una buena contracuneta.

Las reflexiones anteriores incluyen condicionantes en cuanto a la necesidad de construir contracunetas y es que, en efecto, pocas veces una obra complementaria se prodiga rutinariamente en tantos casos en que es inútil o muy poco útil y ello a pesar de su alto costo.

El criterio para definir la necesidad de contracunetas ha de basarse en consideraciones topográficas y de la naturaleza de los materiales que formen los cortes, los terraplenes vecinos y el terreno natural en la zona en estudio. La topografía define en mucho los escurrimientos que sea dable esperar sobre el talud, por ejemplo, en lomas muy pendientes hacia las cañadas que las limiten lateralmente, será de esperar que la gran mayoría de su escurrimiento superficial reconozca tales pendientes, ocurriendo por consecuencia paralelamente a la vía terrestre y no hacia ésta; allí no se precisarán contracunetas, muy especialmente si el terreno está vegetado o es superficialmente poco permeable, como suele suceder. En otras ocasiones, la topografía hace que la cuenca de captación sobre la corona del corte sea realmente muy pequeña. Naturalmente, la pendiente de esa cuenca también ha de considerarse.

La naturaleza de los materiales por proteger es determinante. Muchas veces es posible ver contracunetas construidas en zonas de suelos muy resistentes a la erosión o muy bien protegidos; los autores han visto contracunetas trabajosamente labradas sobre cortes en roca sana que no tenían problemas especiales de escurrimiento.

En resumen, será preciso pensar en la conveniencia de construir contracunetas, en primer lugar, en aquellos cortes no protegidos por una topografía apropiada, vale decir en los hechos en laderas y lomas con pendiente sostenida hacia la vía terrestre en extensiones grandes, que ofrezcan áreas de captación de lluvia de consideración y, en segundo, en los formados por materiales erosionables y capaces de proporcionar corrientes importantes de gasto sólido, tales como suelos limosos, limo-arenosos, arcillosos, de depósitos de talud, formados por mezclas de suelos gruesos y material de empaque variado, pero más fino. Sin embargo, es fácil ver que en todos estos casos la contracuneta ha de ser revestida, so pena de caer en riesgos mayores que los que se desea evitar con ella. A veces, en consideración a los escurrimientos superficiales que de otro modo llegarían inevitablemente a las cunetas puede ser conveniente la construcción de contracunetas en cortes en roca. En tales casos, muy bien puede suceder que la necesidad de revestimiento sea tan perentoria como en los casos de

suelos que más lo requieran. Ello ocurre, por ejemplo, en masas rocosas junteadas, con las juntas rellenas de materiales susceptibles al agua, sobre todo si los bloques de roca tienen cierta predisposición a caerse sobre la vía terrestre, otro tanto sucede en rocas estratificadas, con echado desfavorable hacia la vía.

En algunos países, México entre ellos, es práctica que tiene algunos defensores el construir en caminos modestos, en los que el bajo costo es una condición básica, un canal a modo de contracuneta, con desarrollo paralelo al propio camino, en todas aquellas zonas en que el terreno natural tiene, en extensiones importantes, pendiente sostenida hacia la vía; sobre todo, esto se hace en laderas naturales en plano inclinado, en que no existen prácticamente cauces naturales en que el agua se concentre y en donde puedan construirse alcantarillas. A veces, estas contracunetas se colocan en terrenos de pendiente tan ligera, que pueden merecer el calificativo de planos y, en tal caso, se adosan al camino, casi a modo de cunetas al pie del terraplén (de muy escasa altura, obviamente), en el lado aguas arriba, aunque no sea raro verlas hechas en ambos lados. Por razones de costo, estas zanjas naturalmente no se revisten.

La práctica anterior merece discusión y, desde luego, parece que puede asentarse desde un principio que no puede ser tan rutinaria como pretenden sus defensores más extremosos.

En primer lugar ha de considerarse la sección hidráulica de la zanja que se coloque. Si ésta es pequeña, como es usual (como una contracuneta normal) cabe preguntarse qué escurrimientos será capaz de detener y realizar los cálculos necesarios antes de aceptarla, pues muchas veces se encontrarán escurrimientos tales que si se dejaran llegar al camino, con sus cunetas y su corona por lo menos revestida, tampoco serían causa de mayores problemas y en otras se verá que la capacidad de la zanja no basta sino para detener una mínima parte del escurrimiento por venir, pasando de todas maneras la mayoría del agua al camino, con lo que la propia zanja sería irrelevante. A cambio se tiene en la proximidad de la carretera una vía de entrada al agua que humedecerá los cortes y los pavimentos produciendo muchos trastornos y ello aún teniendo en cuenta que en los caminos modestos de que se habla, los cortes serán, en general, de poca altura, con lo que muchos de los problemas de estabilidad causados por el humedecimiento se atenúan grandemente. Parece mejor práctica en aquellos lugares en que se vea que por el plano inclinado de la ladera viene un gasto importante, susceptible de causar perjuicios, substituir la contracuneta no revestida por un verdadero canal interceptor, que responda en su sección a un cálculo hidráulico apropiado y, que se desarrolle a suficiente distancia del camino como para que el no revestirlo carezca de importancia, estos canales pueden combinarse con bordos de encauzamiento, con la ventaja de que ambas estructuras pueden ser hechas a mano, a bajo costo.

En lo que se refiere a las cunetas de protección hechas al pie de taludes bajos, en terrenos casi planos cabe comentar que no puede verse claramente el objeto de colocarlas en ambos lados del camino; la lógica ordena preocuparse únicamente de interceptar las aguas ladera arriba, en el sentido de las pendientes crecientes. Además, esa cuneta o zanja no revestida, al pie del talud bajo, será seguramente causa de inestabilidad de las terracerías y el modesto pavimento, causando una mala condición general en el tramo. Parece aquí también mejor práctica pensar en canales interceptores suficientemente alejados o en bordos que encaucen el agua a cauces naturales más o menos alejados. Huelga decir que son válidos los comentarios hechos en párrafos anteriores sobre el cálculo de la capacidad hidráulica de todas estas estructuras. El agua que aparezca de un modo u otro aguas abajo del camino en estos casos ha de ser objeto de atención para encauzarla y no para interceptarla, a fin de que no cause trastornos en caseríos o terrenos de labor que pudieran existir.

La conservación de las contracunetas merece consideración especial, pues es siempre difícil por lo inaccesibles que suelen quedar, una vez que el camino está en operación. Esto hace que se inspeccionen pocas veces, por lo que sus defectos se enmascaran, de modo que no es raro verlas con deterioros muy graves, que pueden ser fuente de serios problemas ulteriores; los autores han visto contracunetas no revestidas que, a partir de las dimensiones iniciales usuales, se habían convertido por erosión en tajos de 3 ó 4 m de profundidad, a partir de los cuales el agua tenía la posibilidad de infiltrarse a la masa del corte con las peores consecuencias; en otras ocasiones, esa labor erosiva hace que desaparezcan pendientes originalmente apropiadas, creándose zonas de agua estancada, que también propician infiltraciones de consideración. Aún en las contracunetas revestidas, la falta sistemática de conservación conduce a infiltraciones a través de agrietamientos que inevitablemente van apareciendo en los revestimientos, sobre todo de suelo-cemento y suelo-asfalto, pero aún también en los de mampostería y concreto.

La conservación de las contracunetas ha de hacerse casi siempre a mano, pues resulta engorroso movilizar el equipo hasta ellas; ésta es, a veces, otra razón para que tal conservación se descuide. En resumen, la experiencia de los autores es que las labores de conservación de las contracunetas se descuidan tanto y con tan malas consecuencias, que los ingenieros proyectistas han de tomar seriamente en cuenta esta circunstancia antes de proponerlas y, sobre todo, antes de recetarlas rutinariamente; si la conservación no está realmente garantizada, probablemente valdrá más no utilizarlas, sobre todo si no se han de revestir.

Finalmente, ha de insistirse una vez más en que muy frecuentemente las contracunetas tienen pendien-

Canal interceptor. En el centro el camino, arriba el canal.

tes tan fuertes que su revestimiento se hace indispensable; esto es desde luego, válido para los lavaderos que suele haber en sus extremos.

XI-12 LOS CANALES INTERCEPTORES

Se mencionan aquí los canales que se construyen con fines de encauzamiento de las aguas superficiales que escurrirían hacia la corona de una vía terrestre, causando en ella erosiones o depósitos inconvenientes. Su construcción es frecuente, sobre todo en los casos ya mencionados en los incisos anteriores (escurrimientos por laderas naturales con pendientes hacia la vía) o en conexión con la de alcantarillas, sea para llevar a su entrada las aguas que han de cruzarlas o para controlar la descarga de las que ya lo hayan hecho. En el primer caso, un canal interceptor funciona en forma análoga a la de una contracuneta y le son aplicables muchos de los comentarios previamente hechos en torno a estas obras; sin embargo, la costumbre reserva la expresión canales interceptores para los que se construyen a distancias relativamente grandes de la vía terrestre y no están específicamente ligados a un corte en particular, sino que defienden un tramo más o menos largo de la vía, independientemente de cual sea la naturaleza de su sección.

Los canales interceptores se construyen por excavación manual o con equipo, generalmente ligero, del tipo de máquinas zanjadoras, conformadoras o tractores más o menos livianos. El material producto de la excavación deberá colocarse siempre aguas abajo del canal. Los taludes de éste dependerán del material en que se efectúa la excavación y de sus propias dimensiones; taludes de 1:1 o 1 ½:1 son frecuentes. Las dimensiones del canal deberán seleccionarse como conclusión de un estudio hidráulico, que podrá llegar a ser de importancia en los casos en que los gastos que hayan de manejarse sean considerables. Las Refs. 3 y 6 proporcionan criterios para realizar tales estudios, que se consideran, por lo demás, fuera de los objetivos de esta obra.

La lejanía a que suelen colocarse los canales interceptores respecto a la vía terrestre hace que muchas veces pueda pensarse en construirlos sin revestimiento y ello sin mayor riesgo. Naturalmente, la anterior no es una regla fija y en cada caso deberá ponderarse con cuidado el riesgo de permitir las infiltraciones que inevitablemente ocurrirán a través de la plantilla no revestida, optando por la protección en todos los casos necesarios. Lo que trata de decirse es que, con mayor frecuencia que en las contracunetas podrán encontrarse casos en relación al uso de canales interceptores en que el no utilizar revestimientos, no produzca malas consecuencias de importancia.

Cuando los canales se revisten, se utiliza generalmente la mampostería y, en los casos más importantes, el concreto. Conviene que la superficie del revestimiento quede lo más lisa posible, para propiciar el escurrimiento, aumentando la eficiencia de la obra.

Los canales que se construyen como complemento de alcantarillas tienen sobre todo motivación ligada al funcionamiento hidráulico de tales obras, por lo que escapan a la atención de este libro. Es frecuente que entre ellos se presenten más casos en los que el revestimiento sea recomendable o aún imprescindible.

XI-13 CONSIDERACIONES GEOTECNICAS EN TORNO AL DISEÑO DE ALCANTARILLAS

En todos los lugares en que el agua de escurrimiento superficial se concentre en un cauce natural, de funcionamiento estacional o permanente, será preciso en general disponer una estructura que permita el cruce de las aguas bajo la vía terrestre; estas estructuras son los puentes y las alcantarillas, cuya distinción es, como se dijo, arbitraria. También se señaló como en México se consideran alcantarillas las obras cuyos claros sean menores de 6 m. Las alcantarillas, según su importancia hidráulica pueden resolverse con uno o varios tubos de concreto, con estructuras de bóveda de mampostería sobre muros de mampostería o de concreto o con losas de concreto sobre estribos de mampostería o más comúnmente, también de concreto. Todas las anteriores constituyen el grupo de las llamadas obras rígidas, por ser muy pequeñas las deformaciones que pueden sufrir bajo el peso de terraplén sobre y a los lados de ellas. Además existen las alcantarillas flexibles, generalmente metálicas de lámina corrugada, que se usan mucho en secciones tubulares, pero que cada día se prodigan más en otras secciones, como la ovoidal y la elíptica, apropiadas para el manejo de gastos mayores que los que desalojan los tubos o aún para formar túneles cortos y pasos a desnivel; en estas obras de lámina metálica, las deformaciones bajo las presiones de tierra son importantes y ello impone diferencias geotécnicas notables, como más adelante se detallará.

Cuando lo exige el gasto que ha de desalojarse o en algunos casos que impone la topografía del lugar, todas estas obras pueden repetirse adosadas una a otra, dando lugar a alcantarillas múltiples. En suelos muy blandos suele recurrirse a la construcción de cajones de concreto.

El problema básico de las alcantarillas es el hidráulico, cuyo análisis queda fuera de las intenciones de este libro, pero que es detalladamente tratado en la Ref. 3, por citar un solo ejemplo de los muchos existentes. Aquí, será preciso únicamente hacer alguna referencia a los problemas geotécnicos ligados al funcionamiento de las alcantarillas, alguno de los cuales no carece de interés.

Una alcantarilla generalmente reduce en algo el área del cauce natural, ocasionando un embalse a la entrada y un aumento de la velocidad dentro y a la salida de la obra. La profundidad del embalse y el aumento de la velocidad dependen del diseño hidráulico y son, por cierto, factores muy importantes para condicionar el mismo. Si el embalse es alto y duradero puede llegar a causar problemas en los terraplenes por erosión interna y tubificación; si rebasa la altura del terraplén producirá seguramente su falla catastrófica, pues naturalmente la obra de tierra nunca estará proyectada para tal condición, ya que siempre será más económico construir la alcantarilla necesaria. En general, la alcantarilla se diseñará para que su boca no quede sumergida en ningún caso por lo que los problemas anteriores están más bien ligados a falta de conservación y, concretamente, a obturaciones en el área hidráulica de la alcantarilla por sedimentos, arrastre de sólidos, ramajes, etc. Sin duda es este uno de los aspectos que hacen

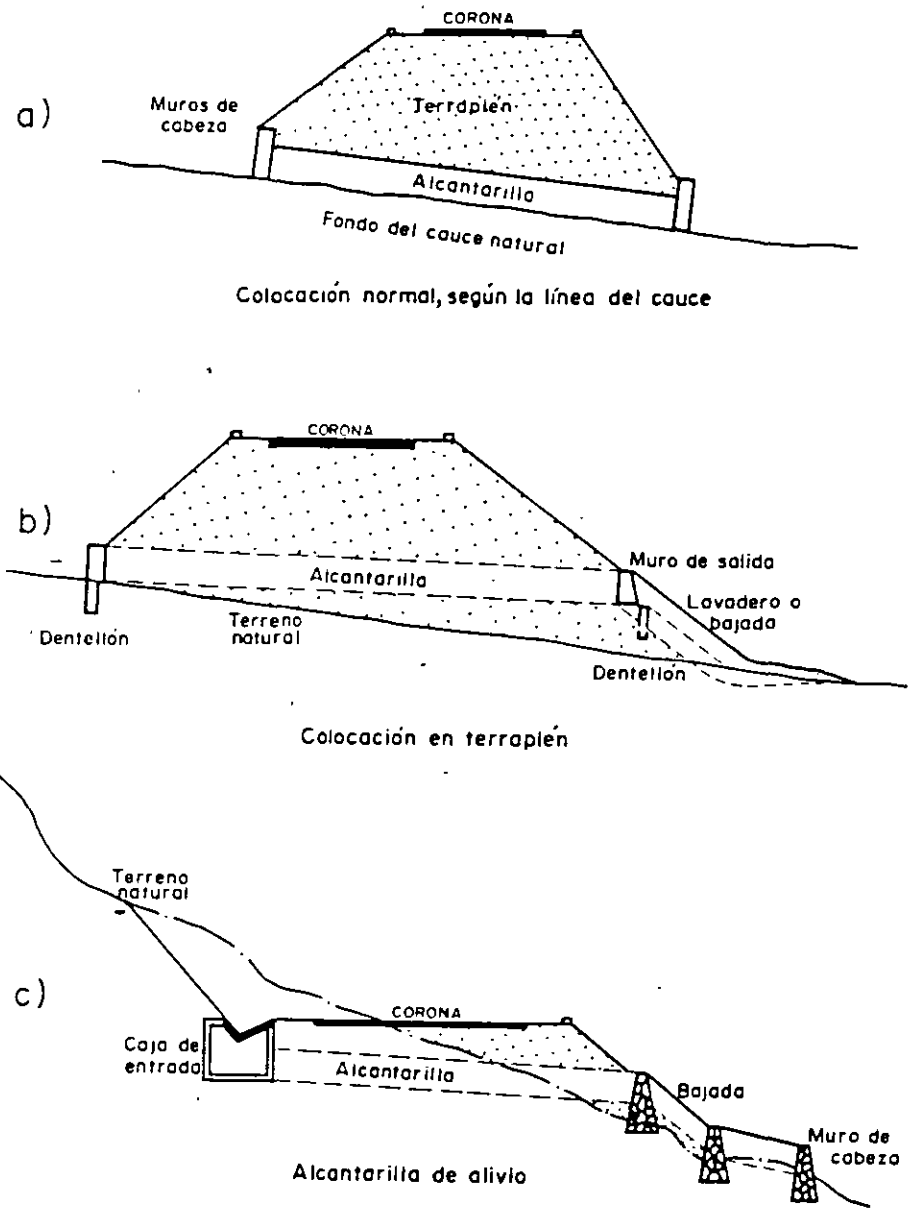


Figura XI-14. Diversos perfiles de alcantarillas.

más necesaria la periódica revisión de las obras y su limpieza sistemática, así como el uso de estructuras especiales de protección para evitar obturaciones.

El aumento de la velocidad a la salida de la obra puede producir problemas de erosión remontante en los suelos que reciban el embate del agua y frecuentemente obliga a pensar en dentellones, delantales de salida, canales de encauzamiento, disipadores de energía, etc.

En lo posible, una alcantarilla debe seguir la pendiente del cauce natural que la provoca; cualquier cambio brusco en la dirección del agua en cualquiera de sus extremos retarda la corriente y obliga a emplear un conducto de mayor sección. Sin embargo, hay ocasiones en que la pendiente natural resulta excesiva y daría lugar a velocidades no convenientes del agua dentro y a la salida de la obra, con las que se producirán erosiones en los materiales que forman la propia alcantarilla y harían demasiado peligrosas cualesquiera fugas que pudieran llegar a producirse en el recorrido interior del agua. En tales casos es frecuente recurrir a los trazos en perfil que se muestran en la Fig. XI-14.

En la parte *a* de la figura se muestra la colocación normal y conveniente, que es la que ha de darse a cualquier alcantarilla de bóveda, de cajón o de losa de concreto. La parte *b* representa un caso en que se reduce la pendiente de la obra alojándola en el terraplén; esta ubicación puede intentarse únicamente con tubos y guardando las precauciones que se indican someramente en la figura, en lo que se refiere a dentellones de entrada y salida, lavaderos o bajadas y a un muy especial cuidado en evitar cualquier posible fuga del agua en el interior de la obra. La parte *c* muestra una típica alcantarilla de alivio, de las que han de ser construidas en partes intermedias de cortes muy largos, para descongestionar las cunetas o para dar salida de trecho en trecho a la cuneta central de una autopista, cuando la haya; también en este caso resultará esencial respetar todas las precauciones necesarias, algunas de las cuales aparecen en el croquis.

Es frecuente que cuando el fondo del cauce natural tenga una pendiente excesiva se recurra a ubicar la alcantarilla sobre la ladera de la cañada; muchas veces esto se considera práctico o conveniente

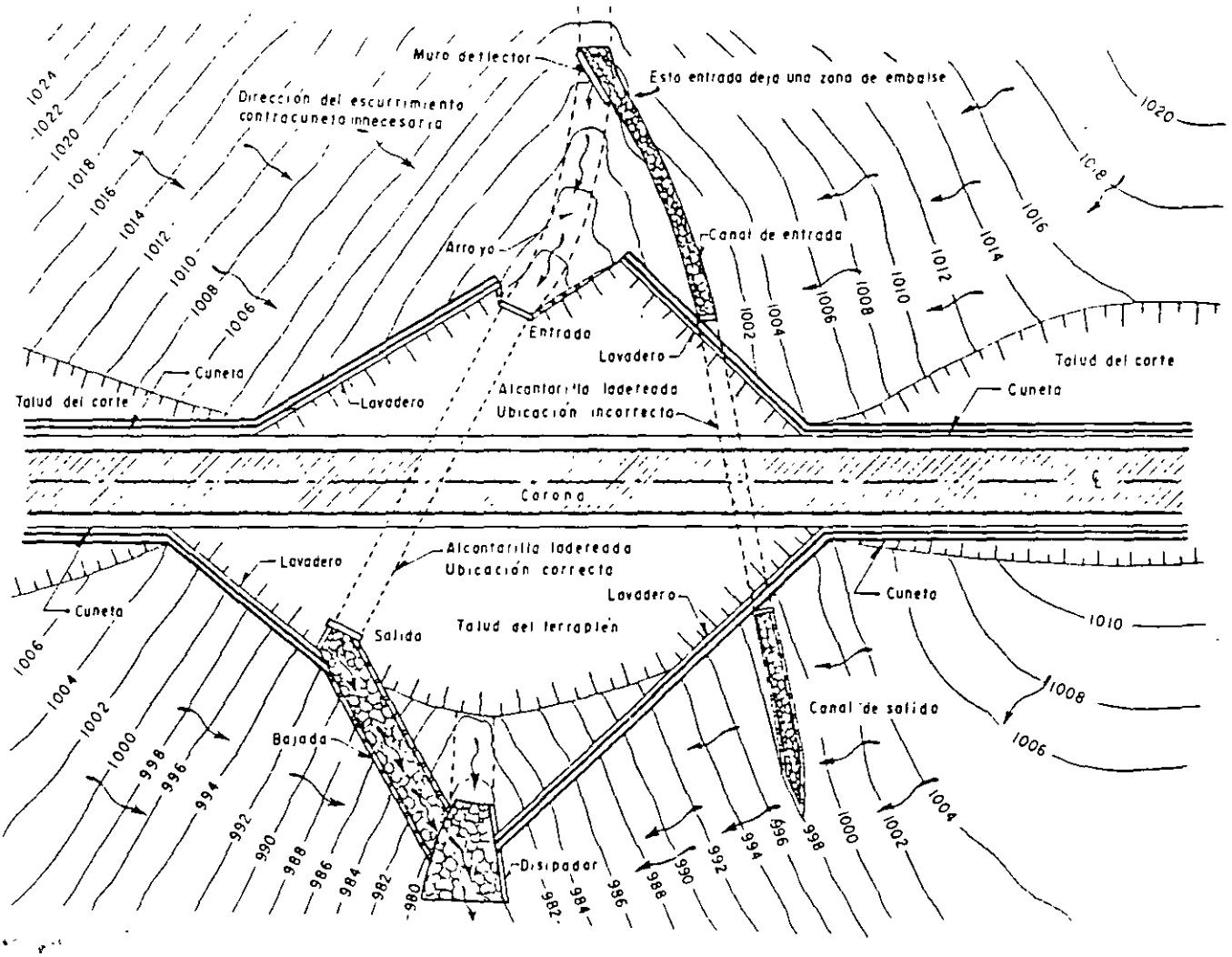


Figura XI-15. Ubicación de alcantarillas en laderas de cañadas

a partir de pendientes del orden del 15%. Esta colocación de la obra puede resultar conveniente, pero también es común verla realizada con defectos serios que pueden comprometer tanto la eficiencia hidráulica de la alcantarilla como la seguridad del terraplén, es esencial que la entrada de la alcantarilla se encuentre a nivel del cauce natural, en el pie del terraplén de manera que toda el agua pueda circular a su través, sin cambios bruscos de dirección o de pendiente, muchas veces esto exige la colocación de muros encauzadores o alguna pequeña rectificación en el cauce. Si la entrada de la alcantarilla queda sobre el pie del terraplén y sobre el nivel del cauce, se habrá creado una zona de depósito e infiltración. La salida del agua debe hacerse también al cauce natural aguas abajo; para no prolongar excesivamente la alcantarilla, es común conducirla desde la salida de la obra hasta el cauce por algún canal, bajada o cualquier elemento de encauzamiento que cubra el mismo fin, controlando las erosiones remontantes. La Fig. XI-15 muestra una localización adecuada y una inadecuada, pero frecuente, de estas obras

Otro aspecto importante de la localización de las alcantarillas es su desarrollo en planta. La tendencia natural y conveniente será alinear la obra con el cauce, de manera que la corriente de agua no altere su curso, evitándose así erosiones y remansos Si el cauce natural está demasiado esviajado respecto a la vía terrestre, la alcantarilla alineada puede resultar demasiado larga, pudiendo convenir entonces obligar a la corriente de agua a cruzar en forma más próxima a la perpendicular; lo anterior implica una serie de cambios de dirección en el agua, que sólo podrán ser aceptables si se logran por medio de canales rectificadores que encaucen las aguas sin provocar turbulencias erosivas. Las recomendaciones geotécnicas para la colocación de alcantarillas podrían resumirse como sigue:

1 Siempre que sea posible las alcantarillas deberán colocarse en el fondo del cauce natural y sin transiciones bruscas en alineamiento vertical u horizontal.

2. Cuando no sigan la línea de fondo del cauce natural, las alcantarillas deberán colocarse en una trinchera en suelo firme.

3. En cualquier localización que no sea el fondo del cauce natural se hará un estudio económico cuidadoso para establecer claramente que el costo de conservación de la localización escogida no hace nulo el ahorro en costo de construcción que con ella se tenga.

4. Cuando las alcantarillas no estén alineadas con el cauce natural, deberá tenerse especial cuidado en que su entrada y su salida resulte apropiada al agua, sin quiebres bruscos o salientes capaces de fomentar turbulencias o erosiones. La eliminación de tales obstáculos casi seguramente será siempre económica

5 El gradiente hidráulico que exista dentro de la alcantarilla deberá ser tal que la velocidad del agua en ella sea igual o mayor que la que tenía en el mismo trecho de cauce natural

6 Deben evitarse en las alcantarillas contracciones en la vena líquida.

Una zona crítica es siempre la frontera entre el material terreo del terraplén y la alcantarilla propiamente dicha, pues en ella se dificulta la compactación del material de abrigo y se favorece la penetración del agua, que puede tubificar al material de terracería o humedecerlo; es frecuente que sobre las alcantarillas, los pavimentos muestren defectos especiales por este motivo, que deberá cuidarse siempre en forma muy especial durante la construcción.

Los problemas de cimentación de las alcantarillas se resuelven en principio con los métodos discutidos para cimentaciones superficiales en el Capítulo VIII de este mismo volumen. Se exceptúa el caso de los tubos, que por comunicar al terreno natural esfuerzos muy bajos quedan fuera de estas consideraciones. El problema radica, como ya se dijo, en la falta de estudios de que suele adolecerse en las alcantarillas, por su gran número y baja inversión individual. Por ello como también se discutió, las recomendaciones de cimentación de las alcantarillas suelen darse con base en observación o en estudios muy someros que han de hacer especialistas entrenados en la aplicación de las normas de la Mecánica de Suelos a estos problemas; los criterios en que tales especialistas han de moverse son los mismos detallados en el Capítulo VIII. Lo anterior, naturalmente, no excluye la necesidad de estudiar acuciosamente todos los casos que se detecten como especiales por alguna razón.

Cuando los terraplenes se colocan sobre terrenos muy blandos y compresibles, sus asentamientos resultan muy perjudiciales para las obras de drenaje que hayan de hacerse bajo ellos; estos asentamientos destruyen las obras rígidas convencionales o las deforman más allá de lo tolerable, cuando son flexibles. El problema de cimentación puede a veces resolverse colocando la obra sobre el material del terraplén, más resistente que el terreno de cimentación en este caso, pero esta solución está circunscrita al hecho de que al elevar la obra no se perjudique su comportamiento hidráulico o no se cree abajo de la plantilla un almacenamiento de agua, a partir del cual ésta pueda infiltrarse en el terraplén, generalmente el método anterior es apropiado en terraplenes sobre terrenos pantanosos e inundados o en lugares en que, por lo blando del terreno natural, parte del terraplén se incrusta en él desde un principio. El cajón de concreto (Ref 10) es la estructura para alcantarilla grande (considerando los casos en que los tubos ya no resuelven el problema hidráulico) que transmite al terreno los menores niveles de esfuerzo; además este tipo de estructuras es el que soporta mejor los movimientos del terraplén sobre el terreno de cimentación compresible, pues aunque sufran agrietamientos que hayan de ser calafateados, su función no se ve esen-

cialmente comprometida por el asentamiento y, al comunicar al terreno esfuerzos del orden de los que comunica el propio terraplén, se eliminan los problemas por asentamiento diferencial, de otro modo tan graves.

A. Estructuras flexibles

Las estructuras flexibles son aquellas construidas por tubos o arcos de lámina de acero corrugada, con recubrimiento adicional o sin él colocados en el terreno, bajo el terraplen, en una o más líneas (baterías).

Para fines de proyecto es preciso considerar en estas estructuras la influencia de las cargas muertas y la de las cargas vivas. Las primeras son debidas al peso propio (total o parcial) de la tierra colocada sobre la estructura (colchón); las cargas vivas son debidas al peso del equipo que transita sobre la estructura, antes o después de que ésta haya sido debidamente protegida por su colchón de tierra. Los impactos producidos por las cargas móviles y, en ciertos casos, las vibraciones transmitidas por las mismas se consideran también como cargas vivas. En general, el efecto de la carga viva disminuye el aumentar el espesor del colchón y al aumentar la velocidad del tránsito.

Además de los efectos verticales de las cargas consideradas, existen también presiones laterales y longitudinales a lo largo del eje de la estructura inducidas por las cargas verticales.

En general puede decirse que la pequeña cedencia inherente a una estructura metálica flexible alivia considerablemente los estados de esfuerzos actuantes en la propia estructura en comparación a una idealmente rígida. Ello es debido al fenómeno de arqueo (Ref. 11), estudiado en el Capítulo 5 del Volumen I y en el Capítulo XIV de este volumen, el efecto hace que la presión vertical de tierra actuante en la bóveda de la alcantarilla sea menor que la que corresponde al espesor de colchón sobre ella; el efecto puede cuantificarse aproximadamente recurriendo a la teoría que se incluye en las referencias arriba mencionadas. Usualmente y desde el punto de vista estructural suele especificarse que la bóveda de una alcantarilla flexible no pueda ceder más de un 5 % de la máxima dimensión vertical; este límite cubre ampliamente las deformaciones necesarias para el desarrollo del efecto de arqueo, por lo que puede garantizarse que éste tendrá lugar siempre sobre obras metálicas flexibles del tipo utilizado por la práctica. El efecto de arqueo es más notorio en arenas que en arcillas y se ve influenciado por las vibraciones, que tienden a disminuirlo, sobre todo en el caso de las arenas. Sin embargo, debe recordarse que existe un espesor mínimo de colchón para que se desarrollen efectos de arqueo de importancia práctica, los límites respectivos se discuten también someramente en la Referencia 11.

Si se supone que los efectos de arqueo son inexistentes, los efectos de la combinación de carga muerta y carga viva sobre una alcantarilla son como los que se muestran para dos casos particulares en las Figs. XI-16 y XI-17 en referencia al caso de carreteras y ferrocarriles, respectivamente.

En ambos casos se ha considerado que la carga muerta, debida al colchón de tierra, aumenta linealmente con la profundidad; el efecto de la carga viva (en el caso de las figuras, H-20 para carreteras y Cooper E-72, más 50 % de impacto, para ferrocarril) sigue una ley de variación de tipo hiperbólico con la profundidad. La carga total, suma de ambas, se muestra en las dos figuras.

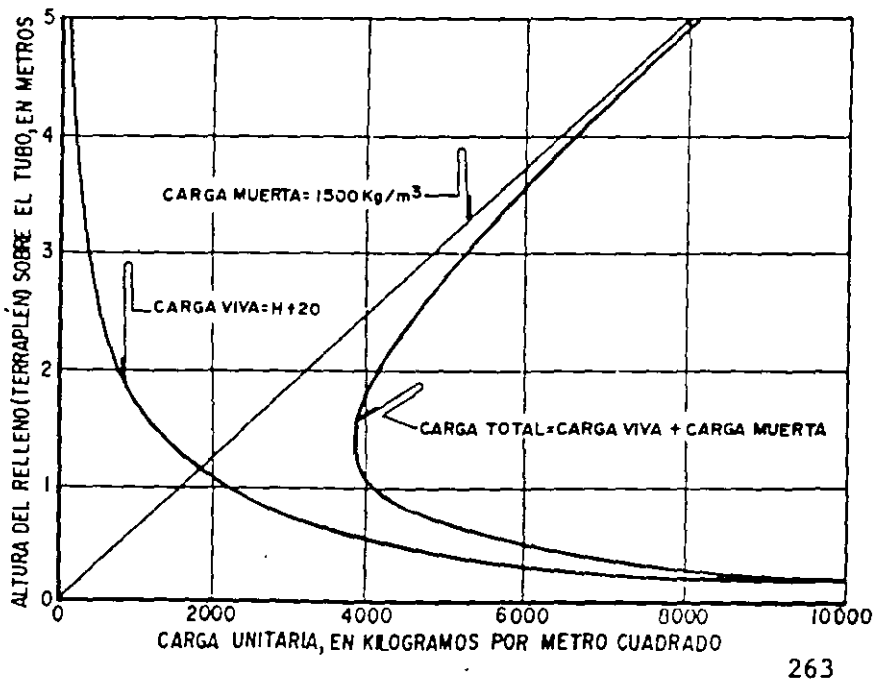


Figura XI-16. Combinación de cargas muerta y viva sobre alcantarillas flexibles en carreteras para las condiciones que se citan.

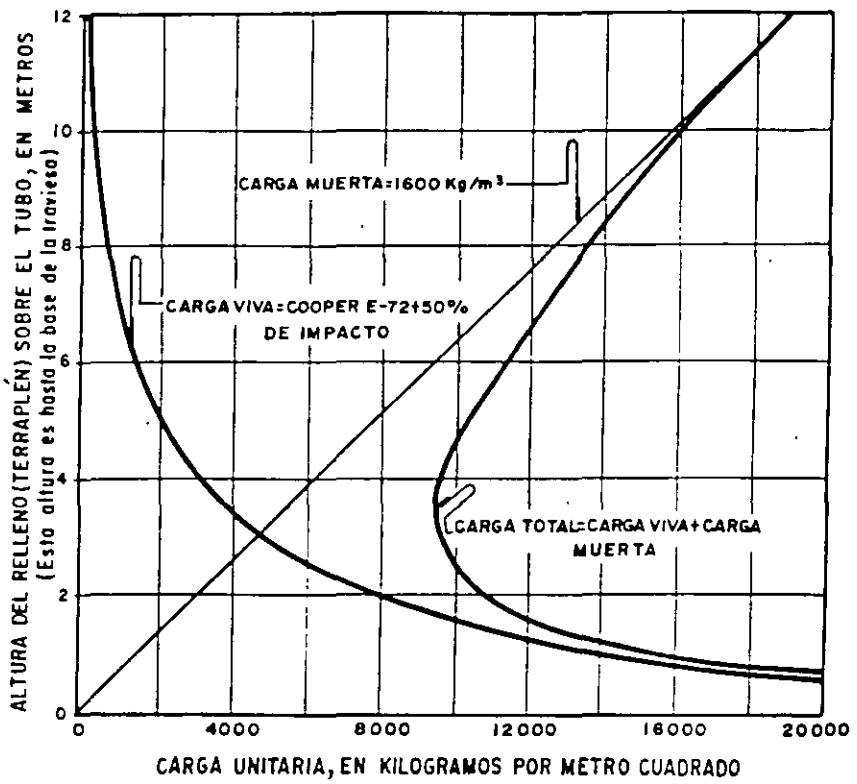


Figura XI-17. Combinación de cargas muerta y viva para alcantarillas flexibles en ferrocarriles para las condiciones que se citan.

Considerando el efecto de arqueo, las gráficas anteriores dan todavía resultados representativos para colchones de pequeño espesor, en los que el efecto casi no se desarrolla; en espesores mayores, la carga muerta ya no es ahora función lineal de la profundidad, sino que crece hasta un límite, a partir del cual ya se mantiene uniforme. De las gráficas se desprende que en cada caso existe un colchón para el que la combinación de cargas produce un efecto mínimo.

Para resistir correctamente a las cargas, la alcantarilla deberá estar apoyada en un suelo homogéneo en toda su longitud, si el terreno natural no lo es, deberá hacerse una substitución de los materiales débiles o compresibles por material compactado. Bajo la obra deberá colocarse una plantilla, preferentemente de arena compacta. En terraplenes construidos sobre terrenos compresibles, el efecto diferencial de mayor asentamiento en el centro respecto a las orillas puede hacer conveniente el dar a la obra una adecuada contraflecha.

Compactación en torno a una alcantarilla flexible.

La resistencia y el funcionamiento de cualquier tipo de estructura flexible para drenaje depende en gran parte de la calidad y las normas de colocación del material de relleno lateral y de colchón adyacentes a ella (Ref. 12).

Este relleno debe ser en lo posible inerte al agua, es decir, no susceptible a expansiones, agrietamientos, etc., fácilmente compactable y no susceptible tampoco a la tubificación. En el Capítulo III del Volumen I se han dado normas para estimar la susceptibilidad de los suelos a esos fenómenos; dichas normas son aplicables al caso ahora tratado.

Con el objeto de evitar distorsiones de la estructura metálica, el relleno lateral deberá colocarse por capas y alternativamente, de modo que vaya creciendo simultáneamente en los dos lados. El colchón debe comenzar a colocarse en el centro de la bóveda, extendiéndose en sentido transversal simultáneamente hacia los lados, con el mismo fin, es conveniente comenzar el cubrimiento en sentido longitudinal procediendo del centro hacia los dos extremos del tubo. Lo fundamental a cuidar en la colocación del relleno es la correcta compactación de las capas en que se vaya colocando, la despreocupación de este concepto, es, sin duda, fuente de un gran número de fallas en obras flexibles de drenaje. La compactación hace aumentar la estabilidad del suelo y al aumentar su resistencia al esfuerzo cortante, disminuye los empujes de tierras que el relleno ejerce lateralmente contra la estructura; la compactación del colchón hace

aumentar grandemente los efectos benéficos del arqueo, reduciendo mucho las cargas verticales en la estructura. Como regla práctica, no debe haber en un contorno a la estructura, con ancho de dos diámetros de la misma, material que no haya sido cuidadosamente compactado: estas operaciones pueden hacerse con equipo manual o de cualquier forma que garantice la buena ejecución del trabajo sin daño para la alcantarilla; en la compactación del colchón especialmente se comete con frecuencia el error de hacer circular sobre la obra equipo pesado de compactación antes de que se haya alcanzado un espesor de cubrimiento protector suficiente; ésta ha sido frecuente causa de fallas.

Si el colchón vertical es reducido, los empujes laterales pudieran predominar y tender a aperaltar a la alcantarilla, en este caso conviene recurrir a secciones tipo bóveda, más anchas y menos altas, que aumentan el colchón y contrarrestan en mal efecto anterior.

Es frecuente que las alcantarillas flexibles muestren defectos estructurales (deformaciones, cedencias, etcétera), durante su funcionamiento; estos efectos suelen tener siempre como origen la mala compactación de los rellenos que produce empujes de tierras superiores a los considerados en el proyecto que, lógicamente, toma en cuenta los espesores de colchón y terraplén bien compactados. La solución de estos defectos no puede ser otra que la radical, que consiste en retirar el relleno suelto y en substituirlo por otro bien compactado.

Cuando el terreno que sirve de base a una alcantarilla flexible es compresible y ésta se hunde longitudinalmente, el mayor hundimiento bajo el centro del terraplén respecto al de sus hombros, hace que se abran las juntas entre las placas metálicas ensambladas que constituyen la alcantarilla; para resolver este problema e impedir la filtración de agua por las juntas abiertas puede colocarse por dentro un anillo expansor de acero corrugado, cuyas corrugaciones siendo la diferencia igual al monto de las fuerzas coincidan con las de las placas que forman la alcantarilla; este anillo puede expanderse desde dentro y actúa así como sellador. En algunos casos y siempre que se logre de un modo efectivo que el anillo trabaje solidariamente con la pared de la estructura, podrá considerársele como un refuerzo estructural. En caso en que el anillo anterior actúe como sellador es conveniente colocar entre él y la estructura una capa de asfalto, neopreno u otro material flexible similar.

A menudo se ha observado que la conservación de las alcantarillas, tanto flexibles como rígidas, se descuida lamentablemente, así como la de sus obras auxiliares (muros de cabeza, rompedores de energía del agua, obras de encauzamiento, lavaderos de descarga, etcétera); naturalmente esto se traduce en daños posibles para los terraplenes y en menor vida útil para el camino en general y para las alcantarillas en particular. El azolvamiento es un efecto particularmente nocivo. Una buena conservación comprende la realización de obras de encauzamiento y de todas las necesarias para corregir, a la luz del funcionamiento, todos los defectos u omisiones de la construcción.

Un terraplén tubificado se reconoce por la presencia de irregularidades, oquedades, afloramientos de agua o manchas de humedad y otros signos de escurrimiento interno, especialmente en el talud de aguas abajo del terraplén. Si el proceso de tubificación ha avanzado poco, nada ofrece mejor garantía que la instalación de un filtro en el talud del terraplén aguas abajo y en torno a la alcantarilla; si el proceso está avanzado, además del filtro será preciso reponer el material tubificado, llegando incluso a construir galerías a través del terraplén para lograr que esa reposición se efectúe en forma completa.

Una fuente común de problemas de tubificación son los agujeros que se dejan sin sellar dentro de la alcantarilla; estos agujeros pueden haber sido necesarios para facilitar las maniobras de transportación e izado de las piezas que la constituyen; son especialmente peligrosos cuando el relleno que rodea la alcantarilla es susceptible a la tubificación (arenas finas y limos no plásticos con $I_p < 10$); en los agujeros se produce succión del material de relleno por la corriente de agua, lo cual inicia un proceso de erosión progresiva que conduce a la falla de la obra por falta de soporte; se han llegado a ver casos en que el agua puede cruzar el terraplén por un verdadero túnel formado en torno a la obra, ignorando a ésta. Los agujeros en cuestión deben ser sellados durante la construcción de la alcantarilla.

En terraplenes muy arcillosos, la sequía prolongada puede producir agrietamientos en torno a la alcantarilla y esas grietas constituyen una entrada natural para las aguas. Cuando éste sea el caso, deberán sellarse todas las grietas en torno a la alcantarilla, tuneleando el material de manera que se siga la grieta y colocando nuevo material debidamente compactado. Una buena protección de los taludes del terraplén con vegetación contribuye mucho a eliminar el problema de las grietas.

De los varios tipos de estructuras para drenaje que actualmente se usan en la tecnología de las vías terrestres, ninguno se debe considerar como la solución óptima de todos los problemas; todos tienen sus ventajas y sus inconvenientes. A continuación se hace un balance de las ventajas y desventajas que más comúnmente se atribuyen a las alcantarillas flexibles de tubo metálico.

Las principales ventajas radican en el hecho de trabajar con un producto fabricado con normas estrictas, lo que prácticamente elimina defectos graves de elaboración; también se tiene alta resistencia en comparación al peso. Las ventajas inherentes a la flexibilidad ya han sido suficientemente mencionadas. Los tubos metálicos funcionan convenientemente aún en suelos de muy baja capacidad de carga, pues comunican al terreno de cimentación presiones muy

bajas son también fáciles de instalar y manejar y están disponibles en gran variedad de secciones, tamaños y calibres de lámina, lo que permite mucha libertad para llegar al diseño óptimo correspondiente a cada caso particular.

La principal desventaja de las alcantarillas metálicas es probablemente su costo alto en relación a obras de mampostería y aún de concreto, que resultan siempre más baratas en lugares en que el terreno de cimentación no plantea problemas especiales de capacidad de carga. También hacen inconvenientes a las estructuras metálicas todas las aguas de naturaleza corrosiva, so pena de usar protecciones sumamente costosas sobre la lámina de acero; el concreto y la mampostería resisten asimismo mucho mejor el efecto erosivo de aguas a alta velocidad.

B. Alcantarillas rígidas

El estudio de las alcantarillas construidas con materiales rígidos, tales como el concreto reforzado, debe comenzar con un análisis de cargas a que estará sujeta la estructura, pues éstas juegan un papel especialmente importante en el comportamiento de aquélla.

B-1. Estudio de cargas muertas

Para fines de proyecto deben considerarse los dos tipos de cargas tradicionales: las muertas y las vivas.

Las cargas muertas son causadas por la tierra que abriga al tubo rígido. A primera vista se diría que dicho efecto es igual al peso propio del material colocado sobre el tubo; de hecho la afirmación anterior se consideró correcta durante muchos años en la práctica ingeniril. Hoy se sabe, sin embargo, que el efecto del suelo suprayacente puede ser mayor o menor que el peso propio, y, en rigor, sólo por una rara casualidad será igual a éste. Lo anterior es debido a que entre un prisma de suelo de ancho igual al diámetro del tubo, situado sobre éste y prolongado hasta la superficie del terreno o terraplén y las masas de suelo a ambos lados de este prisma, se ejercen fuerzas cortantes cuando hay alguna tendencia al movimiento relativo. Si las fuerzas cortantes producidas son hacia arriba, porque el prisma considerado trate de bajar respecto a las masas vecinas, el efecto del prisma sobre el tubo es menor que su propio peso; por el contrario, si, por alguna razón las masas vecinas tratan de bajar respecto al prisma, las fuerzas cortantes de frontera se producen hacia abajo, sumándose al peso propio del prisma, por lo que el efecto de éste sobre el tubo es mayor que su peso propio.

Para el propósito de calcular cargas muertas, las alcantarillas de tubo rígido se clasifican en cuatro clases principales de acuerdo con las condiciones de instalación, que influyen en la magnitud y dirección de las fuerzas cortantes a que arriba se hizo referencia. Estas clases se muestran en la Fig. XI-18.

Los tubos sin terraplén (parte a) de la figura) se instalan en las zanjas estrechas bajo el nivel del terreno natural; sobre ellas se coloca solamente el relleno

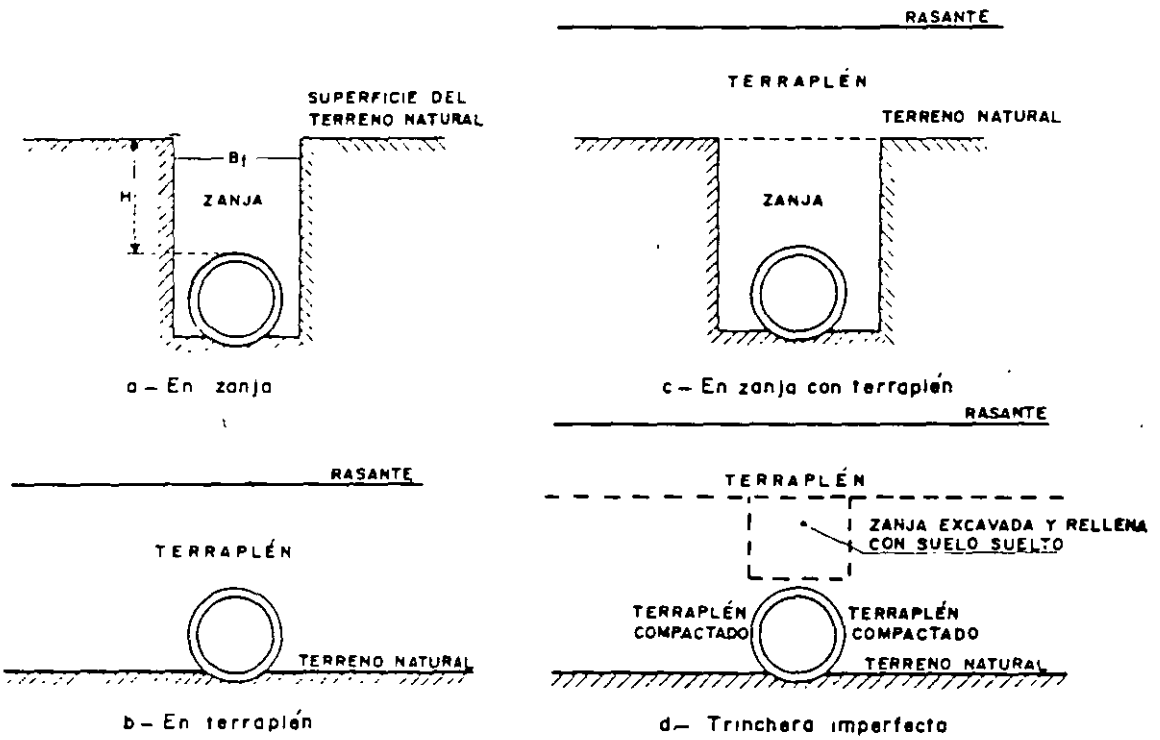


Figura XI-18. Clases de alcantarillado, según su colocación.

de la zanja posterior a la excavación. Los tubos con terraplén [partes b) y c) de la figura] están colocados bajo el mismo y pueden quedar o no en una zanja dentro del terreno natural, siendo favorecidos por ésta, pues al alojarse dentro de ella, la carga vertical se reduce tanto más cuanto más suelto sea el relleno que se coloca sobre el tubo; dicho relleno suelto no necesita ocupar toda la zanja, bastando una faja de 30 ó 40 cm de espesor sobre el tubo para lograr un arqueo beneficioso.

En la parte d) de la figura se muestra un tipo bastante usado de colocación muy favorable para reducir la carga actuante sobre un tubo instalado en el terraplén. En este sistema llamado de trinchera imperfecta, primero se coloca el tubo sobre el terreno natural, sin utilizar ninguna zanja; después se coloca el terraplén perfectamente bien compactado a los lados del tubo, hasta una distancia de dos veces el diámetro del mismo y hasta una altura de unos 40 cm sobre su clave. En seguida se excava una zanja a lo largo del tubo, con ancho igual al diámetro del mismo y hasta una profundidad ligeramente menor que la parte superior del tubo (del orden de 10 cm arriba de la clave); esta zanja se rellena ahora de material suelto y compresible tras lo cual se prosigue la construcción del terraplén, compactándolo convencionalmente. Cuanto más compresible sea el material de relleno colocado cerca de la clave del tubo en el sistema anterior, mayor será la reducción de la carga muerta actuante sobre el tubo; Marston (Refs. 13 y 14) ha sugerido añadir paja u hojarasca seca al relleno de la zanja para aumentar su compresibilidad. El mismo autor arriba mencionado ha desarrollado una teoría que permite valuar la carga muerta que actúa sobre el tubo de concreto en las diferentes condiciones de instalación que se muestran en la Fig. XI-18.

En primer lugar analiza el caso de los tubos en zanja (Fig. XI-18.a). Se aceptará la siguiente nomenclatura, con referencia a la Fig. XI-19. (Ref. 15).

W_m = carga muerta actuante sobre un plano horizontal tangente al tubo rígido en su clave.
γ_m = peso específico del suelo en el estado en que se encuentre.
F = carga vertical en el plano horizontal al nivel h.
D = diámetro exterior del tubo rígido.
B_t = ancho de la trinchera al nivel de la clave del tubo.
H = profundidad de la trinchera hasta el plano horizontal tangente al tubo por su clave.
h = distancia de la superficie del terreno natural a un plano horizontal en el relleno.
C_d = coeficiente de carga.
ϕ = ángulo de fricción interna del material de relleno.
ϕ' = ángulo de fricción entre el material de relleno y la pared de la zanja ($\phi' \leq \phi$).
K = coeficiente de presión de tierras.

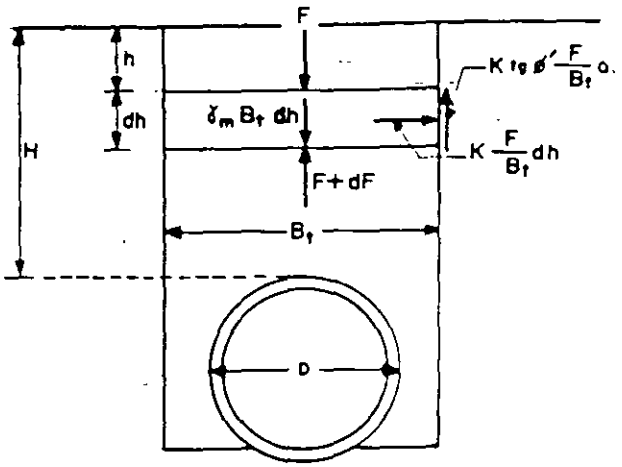


Figura XI-19. Deducción de la fórmula que da la carga muerta sobre tubos en zanja

Con referencia a la Fig. XI-19 y analizando el equilibrio del elemento de relleno a la profundidad h, puede escribirse, respecto a un tramo unitario de tubo:

$$F + \gamma_m B_t\, dh = F + dF = 2K \tan \phi' \frac{F}{B_t} dh \quad (11\text{-}2)$$

Nótese que como el relleno siempre se coloca en estado suelto, por lo menos parcialmente, tenderá siempre a bajar, con lo que las fuerzas cortantes de reacción en las paredes de la zanja resultarán siempre hacia arriba, lo que es favorable para la situación del tubo. En la ecuación 11-2 Marston considera que K es el coeficiente de presión activa de tierras, lo que es discutible, puesto que las paredes de la zanja probablemente no ceden bajo el empuje; desde este punto de vista, tal parece que el coeficiente de presión de tierra en reposo (K_0) pudiera ser más razonable. Al valuar las fuerzas cortantes en las paredes de la zanja, considera que se desarrollan al unísono la resistencia al esfuerzo cortante última en todos los puntos de la pared y esto tampoco resulta muy realista. Sin embargo, una consideración tiende a compensarse con la otra y el hecho es que los ingenieros especialistas que suelen aplicar las fórmulas de Marston reportan generalmente buenos resultados, cuando se satisfacen plenamente los requisitos de colocación del tubo.

La ecuación 11-2 conduce a una ecuación diferencial lineal, cuya solución con la condición de frontera $F = 0$ para $h = 0$ es:

$$F = \gamma_m B_t^2 \frac{1 - e^{-\frac{2Kh \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \quad (11\text{-}3)$$

Lo cual, en la profundidad $h = H$, puede escribirse:

$$W_m = C_d \gamma_m B_t^2 \quad (11\text{-}4)$$

donde C_d es un factor de carga adimensional e igual a:

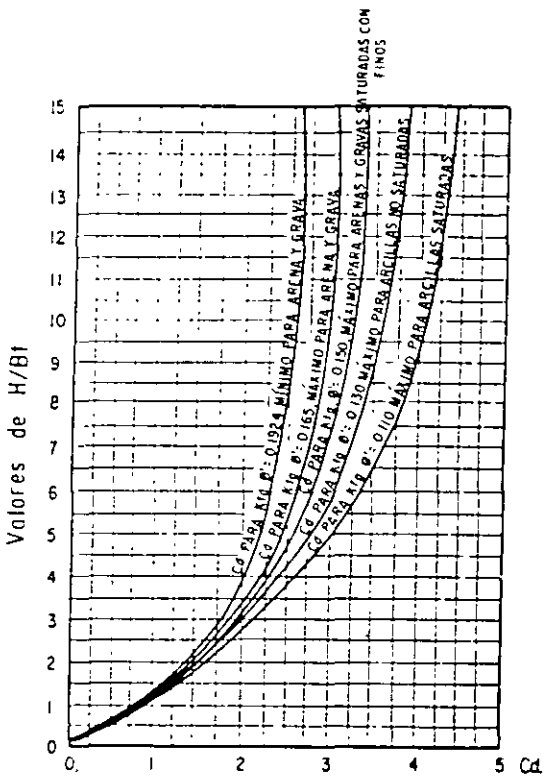


Figura XI-20. Valores del coeficiente de carga *Cd*.

$$C_d = \frac{1 - e^{-\frac{2KH \tan \phi'}{B_t}}}{2K \tan \phi'} \qquad (11\text{-}5)$$

En las fórmulas anteriores e es la base de los logaritmos neperianos.

La ecuación 11-4 permite calcular la carga muerta sobre una unidad de longitud de tubo y en ella puede utilizarse cualquier sistema homogéneo de unidades.

C_d es función del producto $K \tan \phi'$ y de la relación H/B_t. Se encuentra en las gráficas de la Fig. XI-20 para los diferentes tipos de suelos.

Si el tubo es de tipo muy rígido (y éste es el caso general de los de concreto), prácticamente toda la carga dada por la fórmula 11-4 será tomada por él, pues su rigidez será mucho mayor que la del suelo colocado a sus lados como relleno dentro de la zanja; si el tubo, por el contrario, es flexible y el suelo a sus lados está debidamente compactado, las rigideces de ambos pueden ser similares y en tal caso, para considerar la carga que soporta el tubo deberá multiplicarse el valor dado por la ecuación 11-4 por la relación D/B_t, con los sentidos usuales para esas letras.

Frecuentemente la trinchera en que se aloja el tubo no tiene paredes verticales, sino que éstas poseen un cierto talud, lo que da lugar a una dimensión B_t variable; cuando éste sea el caso, deberá hacerse intervenir en la ecuación 11-4 el ancho medido sobre el plano horizontal tangente al tubo en su clave.

Naturalmente, este criterio sólo será válido si los taludes de la trinchera no son muy tendidos, pues si lo son, la carga sobre el tubo deberá analizarse con la condición de tubo en terraplén (Fig. XI-18.b).

El caso de tubos en terraplén corresponde al croquis mostrado en la parte b) de la Fig. XI-18, como ya se dijo. Ahora pueden imaginarse dos planos verticales tangentes al tubo y llevados hasta la superficie del terraplen, las fuerzas cortantes que se desarrollen en esos planos como consecuencia del movimiento relativo del prisma interior respecto a las masas de suelo vecinas jugarán un importante papel en la carga que actúe a fin de cuentas sobre el tubo. Si el prisma interior tiende a bajar respecto a las masas vecinas se producirá arqueo favorable y la carga sobre el tubo será menor que el peso del citado prisma interior; por el contrario, si las masas vecinas tienden a bajar con respecto al prisma, la carga sobre el tubo será mayor que la correspondiente al peso de la columna de suelo sobre él. Para cuantificar la carga muerta que haya de obrar en un caso concreto, se considera el plano horizontal tangente al tubo en su clave, al que se llama plano crítico y se analiza el movimiento relativo de puntos de ese plano colocados precisamente en la clave del tubo y a los lados de éste. El asentamiento del plano crítico a los lados del tubo es igual (Fig. XI-21) al desplazamiento que sufre la superficie del terreno natural por el peso del terraplén (S_g), sumado al acortamiento que sufra la parte del terraplén localizada entre el terreno natural y el plano crítico (S_m). Así, en resumen, el asentamiento del plano crítico a los lados del tubo será $S_m + S_g$. Por su parte, el asentamiento que sufre el punto del plano crítico sobre la clave del tubo, está también formado por dos sumandos; el primero expresa lo que baja la base del tubo, S_f (generalmente $S_f > S_g$, pues el primero comprende lo que bajó el terreno natural, más la incrustación que el tubo pueda tener dentro de él) y el segundo, la deformación estructural propia del tubo en la dirección vertical por efecto de la carga actuante, d_c. Así, lo que baja el plano crítico sobre la clave del tubo es $S_f + d_c$. El movimiento relativo en el plano crítico es igual a $(S_m + S_g) - (S_f + d_c)$:

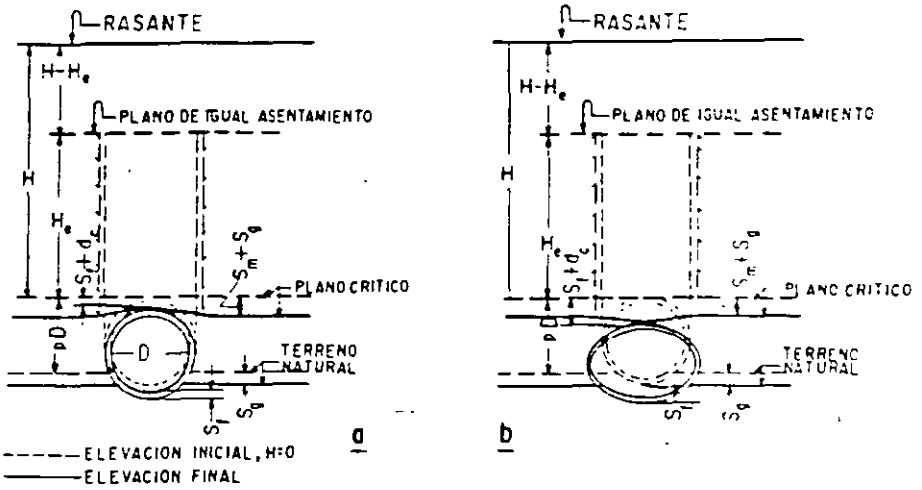
Se define como relación de asentamiento, r_a a:

$$r_a = \frac{(S_m + S_g) - (S_f + d_c)}{S_m} \qquad (11\text{-}6)$$

que expresa la relación entre el movimiento relativo en el plano crítico y el acortamiento del terraplén a los lados del tubo.

Una relación de asentamiento positiva indica que las masas vecinas se mueven más que el prisma interior y que, por tanto, la carga sobre el tubo excede al peso del prisma sobre el tubo; inversamente, la relación de asentamientos negativa es signo de arqueo favorable.

Conviene definir también la relación de proyec-



• **Figura XI-21.** Tubos en terraplén.

ción, p, como el cociente entre el espesor del terraplén entre el terreno natural y el plano crítico y el ancho del tubo de concreto, D. Así el espesor del terraplén a los lados del tubo queda expresado por pD.

En terraplenes altos el efecto de arqueo sobre el tubo no abarca toda la altura, sino que tiende a disiparse según la elevación crece respecto al tubo, pudiendo delimitarse una altura, H_e, en que estos efectos ya no son perceptibles. El plano horizontal que está a una altura H_e sobre el tubo se llama de igual asentamiento, pues se mueve ya lo mismo sobre la clave del tubo y a los lados del mismo; sobre el plano de igual asentamiento no hay los esfuerzos cortantes en los planos verticales imaginarios tangentes a los lados del tubo que se mencionaron atrás.

La fórmula a que llega la teoría de carga de Marston para tubos rígidos alojados en terraplén (Fig. XI-18 b) es:

$$W_m = C_c \gamma_m D^2 \qquad (11\text{-}7)$$

donde las letras tienen el sentido ya definido en una lista precedente de este mismo párrafo y C_c es un Coeficiente de Carga, dado por las expresiones:

$$C_c = \frac{e^{\pm 2K \tan\phi \, H/D} - 1}{\pm 2K \tan\phi}, \text{ para } H \leq H_e \qquad (11\text{-}8)$$

$$C_c = \frac{e^{\pm 2K \tan\phi \, H_e/D} - 1}{\pm 2K \tan\phi} + \left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right)$$

$$e^{\pm 2K \tan\phi \, H_e/D}, \text{ para } H > H_e \qquad (11\text{-}9)$$

Los signos más deberán de usarse cuando la relación de asentamiento sea positiva y los menos cuando sea negativa.

En las fórmulas anteriores H_e indica la posición del plano de igual asentamiento (Fig. XI-21) y en principio puede valuarse con la expresión:

$$\left[\frac{1}{2K \tan\phi} \pm \left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right) = \frac{r_a p}{3} \right]$$

$$\frac{e^{\pm 2K \tan\phi \, H_e/D} - 1}{\pm 2K \tan\phi} = \frac{1}{2}$$

$$\left(\frac{H_e}{D} \right)^2 \pm \frac{r_a p}{3} \left(\frac{H}{D} - \frac{H_e}{D} \right)$$

$$e^{\pm 2K \tan\phi \, H_e/D} - \frac{1}{2K \tan\phi} \frac{H_e}{D} = \frac{H H_e}{D^2} =$$

$$= \pm \frac{r_a p H}{D} \qquad (11\text{-}10)$$

Ahora los signos superiores deben usarse con relación de asentamiento positiva y los inferiores con negativa.

En la Fig. XI-22 se proporciona una gráfica que da lugar directamente el valor de C_c en función de los de la relación H/D y del producto $r_a p$.

Con la gráfica se hace innecesario aplicar las fórmulas 11-8 a 11-10, lo que por otro lado sería engorroso, ya que proporciona directamente los valores de C_c que se requieren para aplicar la expresión 11-7. Cuando $r_a p = 0$ pueden suceder dos cosas: $r_a = 0$, es decir que el asentamiento del plano crítico es el mismo a los lados del tubo y en su clave o bien $p = 0$, es decir que el tubo esté alojado en una zanja de profundidad igual a un diámetro. En ambos casos, la constante C_c resulta igual a H/D y la carga sobre el tubo es idéntica al peso del terraplén sobre él; en efecto:

$$W_m = \frac{H}{D} \gamma_m D^2 = \gamma_m H D$$

Para valores negativos del producto $r_a p$, r_a es el negativo, puesto que p es siempre positivo, si existe y la carga sobre el tubo es menor que el peso de la tierra suprayacente, pues el plano crítico se hunde

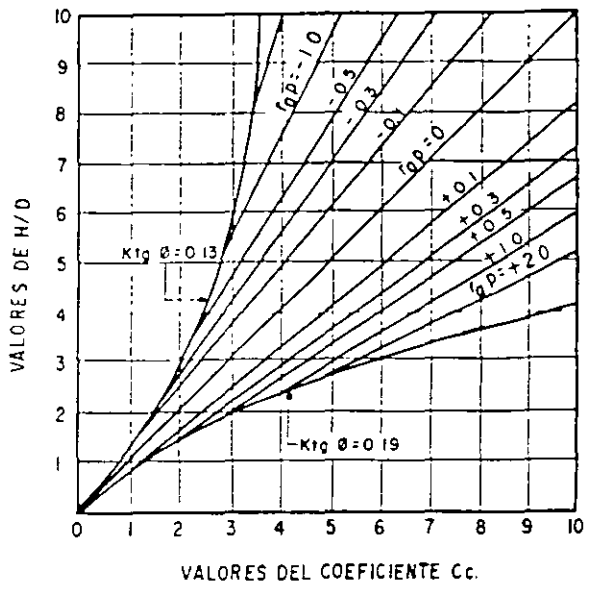


Figura XI-22. Valores de C_c.

más en la clave del tubo que a los lados de él. En este caso el valor de C_c depende del de $K \tan \phi$ (expresiones 11-8 y 11-9) y crece al decrecer el valor de este producto, por lo que es conservador calcularlo con un valor mínimo, aunque realista de $K \tan \phi$; en la gráfica, las curvas con r_a negativa se refieren a $K \tan \phi = 0.13$ que corresponde a un terraplén de arcilla. Las curvas correspondientes a r_a negativo parten de otra (trazo más grueso) que es la representación gráfica de la ecuación 11-8, de tal manera que la intersección de las líneas da el valor de H_e correspondiente a cada valor de $r_a p$ a partir de su ordenada. Cuando r_a es positivo, el producto $r_a p$ también lo es, diferentes valores de este producto generan las líneas a la derecha de la que se trazó a 45° para $r_a p = 0$. En este caso, el valor de C_c crece con $K \tan \phi$, por lo que ahora lo conservador es calcular las líneas con un valor alto y realista del producto; en la Fig. XI-22 el valor usado fue $K \tan \phi = 0.19$, que corresponde a suelos granulares sin finos. También

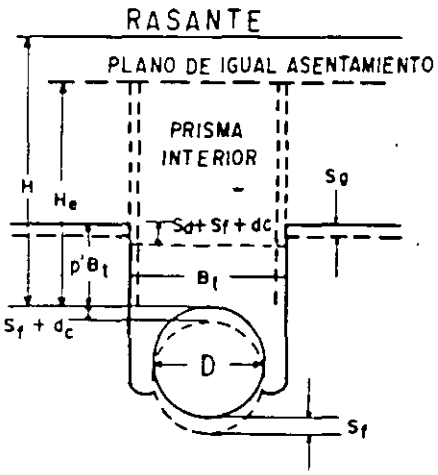


Figura XI-23. Trinchera en zanja bajo un terraplén.

estas curvas parten de otra que representa la ecuación 11-8 para r_a positiva; nuevamente puede estimarse H_e a partir de las ordenadas de los puntos de partida.

En la práctica se tiene el inconveniente de que para aplicar las ideas y gráficas anteriores no se puede valuar a priori la relación de asentamiento r_a con que vaya a trabajar el tubo en proyecto. El inconveniente se supera partiendo de un valor de r_a supuesto con base en el comportamiento de alcantarillas construidas. La tabla XI-4 da valores recomendados por la experiencia para la relación en estudio (Ref. 15).

TABLA XI-4

Valores de r_a para proyecto (Ref. 15)

Condiciones prevalecientes	r_a
Tubo rígido sobre roca o suelo no cedente	+1.0
Tubo rígido sobre suelo compresible	0 a +0.5
Tubo rígido sobre suelo común	+0.5 a +0.8

En el caso de alcantarillas en zanja, pero con terraplén suprayacente (Fig. XI-18 c), la carga muerta por metro de tubo puede estimarse con la expresión 11-11 que se muestra a continuación referida a la Fig. XI-23:

$$W_m = C_n \gamma_m B_t^2 \qquad (11\text{-}11)$$

donde B_t es el ancho de la zanja y C_n es un coeficiente de carga que se obtiene de las gráficas de la Fig. XI-24.

En estas gráficas se usan respectivamente valores de la relación de proyección p (ver Fig. XI-23) de 0.5, 1.0 y 2.0. Para valores intermedios de p puede hacerse una interpolación lineal de los valores de C_n obtenidos. El significado de las distintas curvas que se muestran en las gráficas es similar al discutido para alcantarillas bajo terraplén, antes vistas. Se usó para cálculo un valor $K \tan \phi = 0.13$, lo que es conservador.

La experiencia proporciona pocos datos para fijar la relación de asentamiento a usar en el proyecto, estimándose que valores comprendidos entre −0.3 y −0.5 son adecuados para el caso.

Para el caso de alcantarillas colocadas en trinchera imperfecta (Fig. XI-18 d), la fórmula a aplicar es esencialmente la 11-11, substituyendo únicamente B_t por D, que es el ancho de la trinchera excavada. Así, para este caso la expresión sería:

$$W_m = C_n \gamma_m D^2 \qquad (11\text{-}12)$$

donde C_n se obtiene también de las gráficas de la Fig. XI-24, pero usando la relación H/D en lugar de H/B_t. El valor de p es igual a la profundidad de la trinchera excavada, entre D.

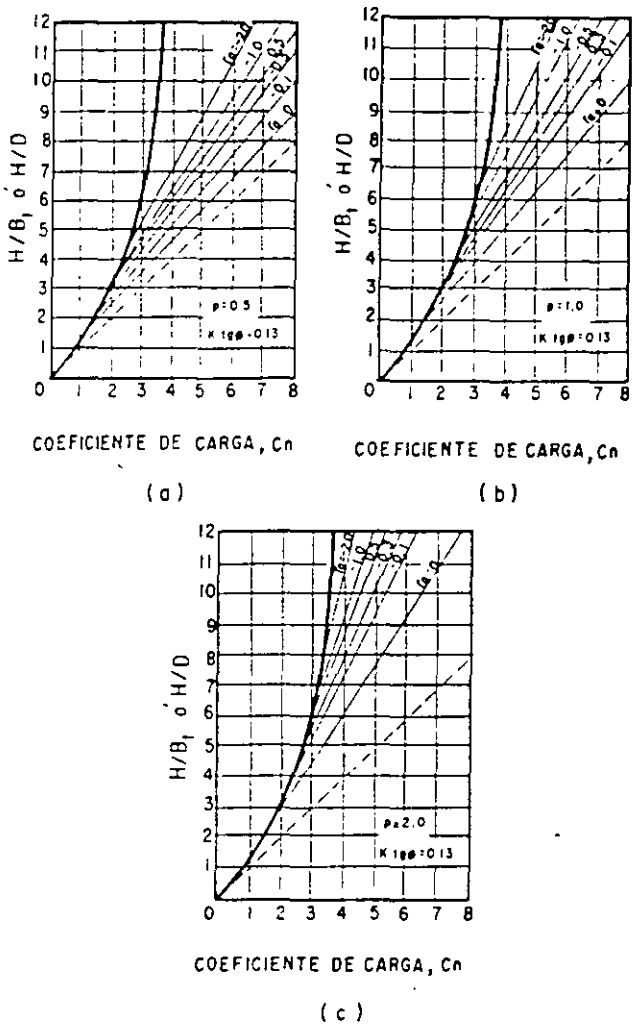


Figura XI-24. Valores del coeficiente de carga C_n.

B-2. Estudio de cargas vivas

Como ya se ha indicado, las alcantarillas soportan también cargas vivas que provienen del tráfico carretero, ferrocarrilero o aéreo que circula sobre ellas, según sea el caso. Los efectos de la carga viva dependen mucho del espesor del colchón de tierra que haya sobre el tubo, siendo naturalmente menores cuanto mayor sea aquél.

Todas las experiencias realizadas al presente, tanto en tubos en zanja como colocados sobre el terreno natural bajo un terraplén, indican que una carga superficial estática tal como la producida por una rueda inmóvil, transmite efectos al interior del terraplén que se pueden valuar con una aproximación aceptable si se utiliza la teoría de Boussinesq, para un medio linealmente elástico, semi-infinito, homogéneo e isótropo. Las cargas que se aplican a las alcantarillas son, sin embargo, debidas a vehículos en movimiento; este importante hecho se suele tomar en cuenta en las fórmulas que se usan para calcular carga viva, introduciendo en ellas un factor mayor que la unidad denominada factor de impacto, con el que se trata de representar el efecto del movimiento. Para alcantarillas bajo terraplenes de carreteras y aeropistas, Holl (Ref. 15) propone la siguiente expresión para el cálculo de cargas vivas sobre tubos rígidos.

$$W_v = \frac{1}{L} w_0 F_i P \qquad (11\text{-}13)$$

donde:

W_v = carga viva promedio actuante sobre el tubo, por unidad de longitud del mismo
L = longitud de una sección longitudinal del tubo, si éste se construye en tramos de un metro o menores. Si el tubo se construye en secciones de longitud mayor o es un tubo continuo deberá tomarse L precisamente igual a 1 m (longitud efectiva).
w_0 = factor de influencia de la carga superficial.
F_i = factor de impacto, usualmente comprendido entre 1.5 y 2.
P = carga de rueda, considerada como una carga concentrada.

El factor de influencia de la carga superficial, w_0 depende de la longitud efectiva, L, del diámetro D (o ancho en el caso de una alcantarilla de losa o de un cajón) de la estructura, de la profundidad a que se encuentre la clave del tubo bajo la superficie del terraplén, H, y de la posición de la carga de la rueda con respecto al área en planta, del tubo proyectado sobre un plano horizontal tangente por la clave. Si se introducen los parámetros:

$$m = \frac{L}{H} \text{ y } n = \frac{D}{H}$$

donde m y n son intercambiables, el factor de influencia w_0 puede calcularse con la gráfica de Fadum correspondiente a carga uniformemente distribuida en un área rectangular (Ref. 16). Aquella gráfica da el factor de influencia para un punto localizado en la vertical trazada por una esquina del área rectangular. Similarmente, para este caso la gráfica se aplica cuando la carga de rueda, P, se encuentra sobre una esquina del área del tubo en que se quiere calcular la carga por unidad de longitud (esta área es, como se dijo, la proyección del tubo en el plano horizontal tangente a su clave). Es curioso hacer notar que aunque ahora la aplicación de la curva de Fadum se hace aparentemente a un caso muy diferente, los valores de los factores de influencia conservan su validez, según hizo notar Holl (Ref. 15), si la carga de rueda queda sobre el centro del área rectangular (posición en que, por cierto, la influencia de la carga es máxima), el factor w_0 se obtendrá multiplicando por cuatro el valor obtenido considerando una de las cuatro partes iguales en que puede dividirse el área rectangular, para la cual la carga de rueda quedará ya en esquina.

Para el caso de un alcantarilla rígida colocada bajo el terraplén de una vía ferrea, deberá procederse de un modo diferente para calcular la carga viva sobre la estructura. Ahora se supone que la carga de los ejes motrices de la locomotora se reparte uniformemente en un área rectangular de longitud igual a la distancia entre los ejes motrices extremos y de ancho igual al largo de los durmientes de la vida; esta forma de razonar se justifica hasta cierto punto pensando en el efecto repartido de los rieles y de los durmientes. El efecto de la carga así obtenida sobre la alcantarilla puede valuarse aplicando la misma gráfica de Fadum de que se ha hablado (Ref. 16). También en este caso debe multiplicarse la carga de la locomotora por un factor de impacto, generalmente estimado en 1.75, cuando el relleno sobre la alcantarilla es menor de dos metros y que se reduce en 0.10 por cada metro adicional del relleno, con límite en la unidad.

El efecto de las cargas, sean vivas o muerta, sobre las alcantarillas consiste en esfuerzos y en deformaciones sobre la propia estructura, pero estos aspectos no son naturalmente objeto de estudio en este lugar. Una cuestión de considerable repercusión sobre los criterios estructurales y que sí merece citarse es el aumento en longitud y el cambio de forma que padece un tubo cuando se coloca sobre terreno compresible y bajo terraplenes altos que se asientan en él. En esos casos la práctica aconseja tratar de llegar a un tubo con juntas flexibles y quizá provisto de una adecuada contraflecha, en lugar de proyectar uno continuamente rígido, en que la deformación del terreno desarrollaría esfuerzos prohibitivos.

C. Instalación de alcantarillas en el campo

Todas las alcantarillas, rígidas o flexibles, han sido proyectadas para resistir una presión de tierra media correspondiente a una cierta altura de relleno, pero como se vio en los párrafos A y B anteriores, los movimientos relativos o las simples tendencias a ellos, juntamente con el arqueo de los suelos, pueden hacer que esas condiciones medias esperadas varíen mucho, por lo que resulta indispensable que el ingeniero encargado de la instalación de las obras en el campo tenga pleno conocimiento de estos problemas, para ser capaz de interpretar las condiciones específicas que se le presenten, decidir si su obra soportará presiones mayores o menores que las que corresponden a los manuales de diseño o proyectos tipos (que también deberá conocer) y realizar, en su caso, los cambios que pueden ser precisos en la instalación, a fin de asegurar un adecuado comportamiento estructural.

C-1. *Terrenos de cimentación no cedentes*

Se tienen en roca o en suelos duros y firmes.

Si la alcantarilla se coloca en trinchera se tiene siempre un alivio respecto a la presión media, correspondiente al prisma suprayaciente. En efecto, la altura de material de terraplen sobre la obra será mayor que a los lados y, por lo tanto tambien sera por lo menos algo mayor el asentamiento que ese material sufra con el tiempo. Este efecto será, por supuesto, mucho más marcado en las alcantarillas flexibles, por su propia cedencia.

Si las alcantarillas están en terraplen (Fig. XI-18) el efecto benéfico anterior se invierte. Ahora la altura de material de terraplén a los lados de la obra será siempre ealgo mayor que sobre ella (por lo menos en la altura de la propia obra) y, por esta razon, serán mayores los asentamientos a los lados que sobre la alcantarilla, lo que se traducirá en un aumento de la presión actuante sobre la media Claro es que si la alcantarilla es flexible, su propia cedencia contrarrestará y aún invertirá el efecto anterior, aliviando la presión a fin de cuentas, pero si es rígida esto no sucede y, de hecho, la condición que ahora se comenta es la más severa que puede presentarse en una alcantarilla rígida. Huelga decir que en casos como éste convendrá siempre formar una trinchera o dejar sobre la clave de la obra una porción del colchón muy suelto para que, al deformarse, neutralice el incremento de presiones. Cuando la alcantarilla haya de colocarse en terraplén forzosamente cabe aún otra alternativa, quizá la mejor, que es dotarla de un colchón de apoyo bajo su fondo; éste elemento deberá excavarse en la roca o en el suelo duro en todo el ancho de la alcantarilla y en una profundidad mínima de 30 cm. Además de proporcionar un apoyo uniforme y exento de irregularidades susceptibles de generar concentraciones indeseables de presión, como lo haría la roca, este colchón puede resolver el problema de las presiones, si se le da un grado de compactación bajo, que le permita ceder algo bajo un terraplén alto; por el contrario, si el terraplén es muy bajo, convendrá que la plantilla se compacte muy bien, pues ahí las presiones no serán problema y podrían serlo las cedencias, al reflejarse en el pavimento.

C-2. *Terrenos de cimentación cedentes*

Se tienen en formaciones de turba, suelos arcillosos o suelos formados por mezclas de arcilla con otros materiales, en los que prevalecen condiciones de humedad relativamente altas.

Ahora cederá en general el terreno bajo la alcantarilla lo mismo que a sus lados y las presiones tenderán a uniformizarse y aliviarse; como siempre, el alivio será más intenso en las alcantarillas flexibles. Para uniformizar el estado de presiones bajo y a los lados de la obra será muy recomendable construir una plantilla de apoyo de material granular, que se extienda por lo menos un diámetro a cada lado y que tenga un espesor mínimo de 20 cm.

Usualmente las alcantarillas se construyen antes de iniciar la construcción de las terracerías, de manera de no alterar, ni tan siquiera temporalmente, el drenaje superficial de la zona. Sin embargo, en el caso de alcantarillas bajo terraplenes en suelos blandos, es conveniente postergar la construcción de las alcantarillas para varios meses después de la construcción de los propios terraplenes, cuando los mayores hundimientos previstos hayan ocurrido.

XI-14 ESTUDIOS GEOTECNICOS PARA VIAS TERRESTRES (Ref. 17)

Bajo este nombre específico se comprenden en la metodología mexicana del proyecto y la construcción de las vías terrestres, todo el conjunto de estudios de campo y laboratorio, recorridos e inspecciones, análisis y cálculos que conducen al conjunto de recomendaciones y conclusiones necesarias para establecer las normas geotécnicas a que han de ceñirse los proyectos y los procedimientos de construcción de tales vías terrestres.

El estudio geotécnico deberá poner a disposición del grupo encargado del proyecto, toda la información relevante sobre el terreno de cimentación, tipos de materiales a emplear y el partido conveniente que puede obtenerse de los disponibles, señalando su probable comportamiento futuro y los tratamientos que se requerirán en todos los suelos y rocas por usar, así como los procedimientos de construcción idóneos a utilizar.

Ya se ha insistido en otras partes en el carácter necesariamente simple y estadístico que han de tener las exploraciones, muestreos y pruebas que se hagan para fundamentar un estudio geotécnico. Esta es una condición que impone la vía terrestre (quizá con excepción de la aeropista) como obra civil, que deberá tenerse siempre en mente y que establece el estilo y alcances del estudio.

La información geotécnica deberá presentarse en forma sencilla, clara y sistematizada, traduciendo las características de las formaciones existentes en el campo y todos los datos pertinentes, a valores numéricos y recomendaciones escuetas, que puedan ser tomadas en cuenta por los restantes miembros del grupo de proyecto con seguridad y correcta comprensión, aún no siendo especialistas en las disciplinas geotécnicas.

En la ejecución de un estudio geotécnico pueden distinguirse dos etapas. La primera comprende reconocimientos, exploración, levantamiento de datos y las pruebas de laboratorio. En la segunda etapa se recopila la información disponible, se analiza, se producen recomendaciones detalladas y concretas y se redacta el informe correspondiente.

A. Reconocimientos. Zonificación fisiográfica y litológica

Para facilitar y ordenar los trabajos de campo conviene dividir la zona en que se construirá la futura vía terrestre en zonas de características similares, lo cual se hace a base de la fisiografía, tomando en cuenta características morfológicas. Los aspectos litológicos y de suelos permiten después hacer una división en subzonas. Cada una de esas subzonas deberá ser descrita con detalle y, puesto que presentarán características más o menos homogéneas, participarán de la misma clasificación y recomendaciones.

La descripción de cada subzona deberá hacerse verticalmente, clasificando cada una de las capas o estratos que la compongan, para lo que, por lo general, será necesario efectuar sondeos, tomar muestras, efectuar pruebas manuales en el campo y algunas pruebas de laboratorio, sobre todo en el caso de suelos. En el caso de rocas, será necesario estudiar los afloramientos, establecer su clasificación macroscópica y su estructura.

Para la primera zonificación ha de efectuarse un recorrido por la línea, llenando el cuestionario que figura como Anexo XI-a al final de este capítulo; deberá presentarse un cuestionario para cada una de las zonas delimitadas. En este primer caso, entrarán en juego los conocimientos geológicos del ingeniero que efectúe el estudio, siendo de la máxima utilidad contar con un plano fotogeológico de la región; en la práctica mexicana suele estimarse conveniente contar con el concurso de un ingeniero geólogo en este momento del estudio.

En el Anexo XI-a, el tipo de terreno se clasifica de acuerdo con la magnitud de los movimientos de tierra que será preciso efectuar para alojar a la vía terrestre; es decir, la clasificación se basa en las características topográficas del área.

En general, los cambios en la morfología corresponden a cambios en los materiales constituyentes. Una unidad morfológica podrá estar formada por diferentes materiales o por un mismo tipo con diferentes características estructurales. En el punto II del Anexo XI-a podrá detallarse este aspecto, llegando a establecer una serie de subdivisiones de la zona en estudio, de acuerdo con las características litológicas; dentro de las observaciones se incluirán el grado de fracturamiento, el de alteración y toda la información afín pertinente.

En el punto III del Anexo XI-a interesa establecer en forma especial el origen de los suelos y, si es posible, el tipo de acumulaciones que forman (aluvial, abanico aluvial, terraza fluvial, pantano, marisma, depósito lacustre, depósito de talud, etc.).

Al final del Anexo XI-a aparece una lista indicativa, pero no limitativa, de los principales problemas geotécnicos que es posible encontrar a lo largo de una zona en estudio; la detección de estos problemas es muy importante desde el punto de vista de análisis de alternativas de trazo, que es una etapa que surge siempre en el proyecto de una vía terrestre, además de que, en la etapa de estudios para el proyecto final, cada uno de estos problemas ha de con-

templarse en forma especial, considerando sus posibles soluciones, con sus respectivas posibilidades y su costo, para llegar a seleccionar la que finalmente se vea como más conveniente. Es muy común que estos problemas especiales requieran estudios de detalle antes de tener respecto a ellos el nivel de información necesario, de hecho, con frecuencia, estos estudios habrán de ser sumamente minuciosos, sobre todo en lo que se refiere a zonas lacustres o pantanosas, fuente de problemas de estabilidad y asentamiento de terraplenes sobre suelos blandos, laderas inestables, que pueden requerir métodos de proyecto y construcción muy especiales y laderas naturales con signos de inestabilidad, en las que el conocer la naturaleza, movimientos y tendencias futuras de las zonas falladas puede exigir programas de mediciones de campo dilatados y costosos. Las zonas de inundación de ríos de importancia suelen demandar largos trechos de terracerías protegidas y muchos puentes y otras obras de drenaje. Huelga decir que en todos estos casos particulares, la alternativa de cambio de trazo, para evitarlos, tiene que tener consideración muy preponderante.

B. Datos de suelos para el cálculo del diagrama de masas

El correcto cálculo de un diagrama de masas, tan importante para definir los procedimientos constructivos, el aprovechamiento de los materiales disponibles y el costo de un proyecto, depende en mucho de consideraciones geotécnicas y de la información de ese estilo que pueda ofrecerse a los encargados del proyecto geométrico de la vía.

Cada alternativa de trazo en estudio deberá tener su correspondiente perfil de suelos, somero y superficial y deberá llegarse a proponer directrices detalladas sobre uso de materiales y sobre los tratamientos a que convenga someter a éstos.

El Anexo XI-b, que figura al fin de este Capítulo presenta un modo de sistematizar la información a que debe llegarse en estos aspectos.

1. *Tabla de datos para el cálculo del diagrama de masas*

La clasificación que figura en la tercera columna de la tabla se refiere a la de materiales pétreos y suelos, que ha sido descrita en detalle en el Capítulo II del Volumen I de este libro. Además de proporcionar el símbolo de grupo que corresponda, deberá añadirse una muy breve descripción de los materiales que se mencionen. Por ejemplo, la clasificación típica de un depósito fluvial sería:

Grava limpia, uniforme, gruesa, muy dura, redondeada, gris clara, con 20 % de arena y 30 % de fragmentos chicos con 15 cm de tamaño máximo, muy húmeda y medianamente compacta (GP-Fc).

O la de un suelo residual fino podría ser tal como:

Arcilla poco arenosa, de plasticidad media, rojiza, poco húmeda y muy firme, fisurada en el espesor de los 2 m estudiados, con 4 % de grava redondeada y algunos fragmentos chicos aislados, con raíces en los 30 cm superiores (CL).

Los criterios para establecer las clasificaciones que se han ejemplificado se desprenden fácilmente de la información que se proporcionó en el Capítulo II de esta obra.

La columna que aparece bajo el encabezado de "Tratamiento probable" se refiere al tratamiento mecánico que se recomienda para cada uno de los materiales encontrados, en el momento de ser colocados en el terraplén. Los tratamientos más frecuentes son la compactación en los suelos, el bandeado con tractor o equipo similar, que todavía se utiliza para los materiales muy gruesos o la simple colocación a volteo, que aún es posible ver para el relleno de los primeros metros del fondo de gargantas con material de fragmentos rocosos.

El bandeado consiste en el paso de un tractor sobre el material grueso tendido en capas; ya se comentó en el Capítulo IV que este tratamiento dista de ser idóneo para la construcción de enrocamientos importantes, pero en la práctica mexicana se utiliza todavía para acomodar fragmentos de roca en terraplenes no muy altos. Desde luego el procedimiento se utiliza solamente en materiales muy gruesos, para los que los procedimientos normales de compactación presentan problemas, cuando se utilizan los equipos convencionales.

Uno de los datos de mayor interés que figura en la tabla para el diagrama de masas (Anexo XI-b) son los coeficientes de variación volumétrica de los materiales que se utilizarán en la construcción de las terracerías. El peso volumétrico seco de un material en el lugar de donde ha de ser extraído no será nunca el mismo que el del mismo material colocado ya en el terraplén; cuando el material se excava, es frecuente que su volumen aumente, para reducirse otra vez cuando es compactado en su lugar final, dependiendo esta reducción, obviamente, del grado de compactación que se obtenga. El coeficiente de variación volumétrica es un número que expresa la relación entre el peso volumétrico seco en estado natural y el mismo concepto cuando el material está compactado a un cierto grado de compactación. Es conveniente expresarlo como:

$$C_{vv} = \frac{\gamma_{dn}/\gamma_{d\ max}}{G_s} \qquad (11\text{-}14)$$

Donde:

γ_{dn}, es el peso volumétrico seco del suelo en estado natural, en el lugar del que ha de ser extraído.

$\gamma_{d\ max}$, es el máximo peso volumétrico seco que puede obtenerse para ese suelo con la prue-

TABLA XI-5

Valores típicos de coeficientes de variación volumétrica

TIPO DE MATERIAL	*COMPACTADO* 90 %	95 %	100 %	*BANDEADO*	*ABUNDAMIENTO*
ARENA					
SUELTA	0.87	0.82	0 78		1.00
MEDIANAMENTE COMPACTA	0.96	0.91	0.86		1.10
COMPACTA	1.03	0.98	0.93		1.20
MUY COMPACTA	1.11	1.05	1.00		1.28
LIMO NO PLASTICO					
MUY SUELTO	0.82	0.78	0.74		1.06
SUELTO	0.91	0.86	0.82		1.17
MEDIANAMENTE COMPACTO	0 99	0.94	0.89		1.27
COMPACTO	1.06	1.00	0 95		1.36
MUY COMPACTO	1.11	1 05	1 00		1.13
ARCILLA Y LIMO PLASTICO					
MUY BLANDA	0.78	0 74	0.70		1.08
BLANDA	0 87	0.82	0.78		1.20
MEDIA	0.95	0.90	0.85		1.30
FIRME	1.01	0.96	0.91		1 40
MUY FIRME	1.08	1.02	0.97		1.49
DURA	1.14	1 08	1.02		1.57
ROCAS					
MUY INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química muy avanzadas, poco cementadas, con grietas apreciables rellenas de suelo; se disgregan fácilmente. Podran atacarse con tractor y se obtendrán fragmentos chicos, gravas, arenas y arcillas.				1.00	1.10
MEDIANAMENTE INTEMPERIZADAS. Rocas con alteración física y química medianamente avanzadas, medianamente cementadas, fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de arado y de explosivos de bajo poder y se obtendrán fragmentos chicos y medianos, gravas y arenas				1.07	1.25
POCO INTEMPERIZADAS. Rocas con poca alteración física o química, bien cementadas, poco fracturadas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendran fragmentos medianos, chicos y grandes y gravas.				1.15	1.50
SANAS. Rocas sin alteración física o química, poco o nada fisuradas, bien cementadas, densas. Para atacarlas se requerirá el empleo de explosivos de alto poder y se obtendrán fragmentos grandes y medianos.				1.25	1.75

ba de control de compactación que se esté empleando.

G_c, es el grado de compactación que se especifique para el caso, definido en el Capítulo IV de esta obra.

El coeficiente de variación volumétrica permite establecer los volúmenes de materiales que han de ser excavados y obtenidos en los bancos de préstamo, para llegar al volumen que se requiere en las terracerías, es un dato indispensable para llegar a los verdaderos costos de un proyecto dado.

En el caso de manejar materiales constituidos por fragmentos de roca, la fórmula II-14 no puede emplearse, pues estos materiales no pueden, por el tamaño de sus partículas, ser sometidos a las pruebas de compactación ordinarias. De esta manera, en esos materiales, el coeficiente de variación volumétrica ha de ser estimado. La tabla XI-5 presenta, como ilustración para normar criterios, algunos coeficientes de variación volumétrica típicos de algunos materiales, su manejo no debe excluir su cálculo en cada caso específico, pues la influencia de los coeficientes es tal en los movimientos de tierras asociados a un proyecto, que siempre convendrá obtener el valor más apegado a cada caso particular.

La clasificación para presupuesto que figura en la columna siguiente de la tabla para el cálculo del diagrama de masas (Anexo XI-b) responde a una posible necesidad práctica de las instituciones que se dedican a proyectar y construir vías terrestres en gran escala, con el concurso de empresas contratistas; se trata de establecer una clasificación de los materiales que han de moverse, hecha con fines de pago de los trabajos correspondientes, juzgando la dificultad de las operaciones, los equipos y métodos que es preciso usar, etc., a fin de llegar a definir un precio concreto para cada tipo de material encontrado en la obra. Desde este particular punto de vista, la práctica mexicana diferencia tres tipos de materiales. El A, que es fácilmente excavable, por ejemplo con pico y pala; el B, que presenta mayores dificultades, pero no requiere para su remoción del empleo de explosivos y el C, que ha de ser extraído por dicho procedimiento. Así, es usual en México, describir un material cualquiera por medio de tres números, que suman siempre 100, que representan los porcentajes de material A, B y C que componen el total que ha de removerse. El precio que se considere a fin de cuentas por un metro cúbico de material excavado queda fijado por los porcentajes señalados y por el precio preseñalado por la institución contratante para el pago de la excavación de la misma unidad de volumen en cada una de las tres categorías de material onsideradas. En la mayor parte de los casos, una clasificación como la anterior ya no tiene en México más utilidad que servir como norma de cálculo de costos para la institución que proyecte y estudie alternativas, pues es norma actual de la Secretaría de Obras Públicas el otorgar todas las obras a las empresas contratistas que las realicen por medio de concursos públicos, en los que éstas últimas presentan un precio único por metro cúbico de material, colocado en la terracería con el tratamiento que el proyecto señale. Huelga decir que esta norma evita muchos problemas legales o de confrontación de criterios, pues un sistema de clasificación para pago como el que más arriba se señaló, u otro cualquiera hecho con espíritu similar, incluye mucho de interpretación subjetiva en su funcionamiento y puede conducir a conclusiones muy discrepantes a técnicos diferentes, todos bien intencionados.

Uno de los puntos fundamentales de un estudio geotécnico para una vía terrestre será el conjunto de recomendaciones que incluye para señalar la inclinación que haya de darse a cortes y terraplenes. Ya en otras partes de este libro se ha insistido en la necesidad práctica de fundar la gran mayoría de dichas recomendacaiones en estudios someros y en lo indispensable que será, por consecuencia, que las produzcan especialistas avezados, capaces de extraer el mejor partido de una información por demás escasa. Cuando este punto se contempla dentro de todo el conjunto de información vital que un estudio geotécnico ha de contener, resalta claramente la necesidad de que un grupo adecuado de estos especialistas maneje sistemáticamente estos estudios y lo rentable que tiene que ser para cualquier institución encargada de estas obras el contar con tales grupos. En lo referente a inclinación de taludes, por otra parte, huelga decir que la importancia de unas recomendaciones adecuadas excede en mucho a los requerimientos del cálculo de un diagrama de masas.

Un complemento fundamental para la tabla que se ha venido comentando será el indicar la utilización que podrá darse dentro del cuerpo de las terracerías a los diferentes materiales encontrados en el campo y que la propia tabla menciona. Ya se ha discutido en otras partes de este libro que el uso correcto que pueda hacerse de un material no es, ni mucho menos, independiente de su ubicación dentro del cuerpo de un terraplén, por ejemplo, pues a diferentes ubicaciones corresponden muy diversos niveles de esfuerzo por peso propio de la propia terracería o por efecto del tránsito o distintas condiciones en cuanto a interrelaciones con el agua, superficial o subterránea, etc. Así, un material que en determinada ubicación en el terraplén podría trabajar convenientemente, puede ser causa de fallas catastróficas si se le coloca en otra; también serán posiblemente distintos los tratamientos necesarios según sea la posición de un cierto material dentro de la obra. Esta es, sin duda, una de las informaciones esenciales del estudio geotécnico y también una de las que exigen mayor preparación y cuidado de parte de quien lo realice.

De la misma manera, deberán de señalarse como complemento a la tabla de cálculo del diagrama de masas los lugares en que será preciso construir esca-

lones de liga entre los terraplenes y el terreno de cimentación, los sitios en que se efectuarán despalmes u operaciones similares y demás operaciones que requieren de movimientos de tierra y hacen variar el costo de la obra.

2. *Diagramas de préstamos de materiales*

La segunda tabla que incluye el Anexo XI-b, al final de este capítulo proporciona los datos de todos los bancos de préstamos que se utilicen para construir la vía terrestre

En general, los materiales para formar las terracerías se obtienen de tres fuentes distintas. Se utiliza el obtenido de la excavación de un corte para formar un terraplén vecino; este procedimiento suele denominarse de compensación longitudinal y resulta económico, en el sentido de que tiende a disminuir los volúmenes de desperdicio y a utilizar todo el material removido; es obvio que en muchos casos la compensación que se logra no es completa, produciéndose faltantes o desperdicios, según los volumenes de terraplén superen o no a los de corte y es obvio también que el procedimiento está limitado por la calidad de los materiales que se obtengan al excavar los cortes y la que se requiera en el que se haya de colocar en los terraplenes.

El segundo procedimiento para la obtención de materiales para la construcción es el llamado préstamo lateral. En él se extrae el material necesario de excavaciones paralelas al eje de la vía y adosadas a ésta, generalmente dentro del derecho de vía. Con el procedimiento se disminuyen los acarreos de los materiales, que son un renglón importante en el costo total de construcción. El método está limitado, en primer lugar, por la calidad de los materiales existentes en el terreno de cimentación que, sobre todo en zonas planas, agrícolas, inundables o pantanosas, puede dejar mucho que desear; además, las zanjas producto de la excavación, cercanas al camino pueden ser una seria fuente de humedecimiento para los terraplenes, cuando se llenan de agua de lluvias y pueden resultar difíciles de drenar, sobre todo en terrenos planos, en los que, lógicamente, el préstamo lateral resulta más ventajoso y es, por ello, más usado Otras veces, lo estrecho del derecho de vía (así, para evitar erogaciones por adquisición o expropiación de tierras) obliga a excavar zanjas muy profundas, con lo que los problemas de drenaje y encharcamiento se agravan. El préstamo lateral tampoco es recomendado por los ingenieros de tránsito, que temen a su mala influencia psicológica y a la gravedad de los accidentes que en ellos pueden ocurrir. Por todo lo anterior, el préstamo lateral sólo debe emplearse cuando produzca materiales apropiados, sean fáciles de drenar las zanjas a que da lugar y quede a razonable distancia de la vía terrestre. Vale la pena comentar otro efecto del préstamo lateral que es raramente contemplado por los ingenieros que lo utilizan. Las zanjas producto de la excavación, cuando están bien drenadas equivalen, a su vez, en muchos aspectos a un dren, que abate el nivel de las aguas de los terrenos vecinos; frecuentemente éstos son de labor y ocurre que en una franja paralela a la excavación y con un ancho no despreciable se pierden unas buenas características agrícolas originales, dando lugar, en cambio a un terreno yermo, inútil para el cultivo; es posible que si la pérdida por este concepto se hiciese intervenir en los análisis de costos que maneja el ingeniero, lo que jamás se hace, pudiera verse que, en algún caso, el préstamo lateral no es tan ventajoso económicamente como se ve a primera vista.

El tercer método para obtener materiales de construcción en las vías terrestres es la localización de un depósito o formación naturales, constituidos por un material de características apropiadas, el cual se explota en forma masiva, para acarrearlo y tenderlo en la vía. Estos son los bancos de préstamo, en torno a los que habrá algún comentario adicional en otras partes de este libro.

La compensación longitudinal, el préstamo lateral y el uso de bancos deberá detallarse en los estudios geotécnicos. Los dos primeros métodos deberán ponderarse al llegar a conocer la estratigrafía y propiedades del terreno de cimentación próximo a la vía y las características de las lomas en que se efectuarán cortes susceptibles de generar material aprovechable para formar terraplenes; como en este último caso será preciso conocer al subsuelo en profundidades mucho mayores que las que son usualmente alcanzables por la metodología de exploración que se utiliza en la realización de estudios geotécnicos, es muy útil emplear los métodos de prospección geofísica (Capítulo III) como complemento, pues además de que darán información sobre la atacabilidad de los suelos y rocas, con vistas a definir métodos de explotación y costos, servirán también para definir la calidad de los materiales producto de la exploración y su eventual utilización para formar, en todo o en parte, los terraplenes vecinos.

Los bancos de materiales deberán ser objeto de una búsqueda especial, que se detallará algo más adelante, y para cada uno de los encontrados deberá llenarse una tabla como la que figura bajo el título "préstamos de materiales" en el Anexo XI-b. La mayor parte de los datos de esta tabla ya han sido antes comentados, pero en añadidura deberá proporcionarse información precisa sobre utilización, forma del banco, posición de los frentes de ataque, volumen aprovechable, localización y, por supuesto, tratamientos necesarios según el uso que de los materiales pretenda hacerse.

La capa subrasante y los materiales para sub-base, base y carpeta de pavimentos flexibles, el sub-balasto y el balasto de las vías férreas y los materiales para concreto suelen provenir de bancos especialmente localizados. Los materiales para construir capas más

bajas de las terracerías se obtienen muchas veces de compensaciones longitudinales o de préstamos laterales, aunque cada día sea más frecuente la utilización de materiales de bancos "ad hoc", sobre todo en aeropistas o en tramos de carretera o ferrocarril en que se desee, por alguna razón, materiales de calidad superior.

3 *Croquis del perfil de suelos*

La siguiente gráfica que se muestra en el Anexo XI-b, al final de este Capítulo, contiene un croquis del perfil de suelos en cada una de las zonas o subzonas que se han ido definiendo a lo largo del futuro trazo. Este croquis debe proporcionar toda la información recolectada en la observación y en la exploración de campo, así como la geofísica complementaria, cuando la hubiere.

4. *Croquis de la planta*

Para proporcionar en forma gráfica la ubicación del proyecto, así como los principales accidentes topográficos, geológicos, de población, etcétera, se dibujará un croquis a escala de la planta del trazo en estudio.

5. *Obras complementarias de drenaje*

Ya se dijo al comienzo de este capítulo que las obras complementarias de drenaje, por sus características y número, han de ser recomendadas más bien según el sentimiento y la opinión de especialistas, que con base en estudios minuciosos y detallados, para los que, por otra parte, seguramente no existe metodología específica y digna de confianza. Se exceptúan naturalmente las alcantarillas, que si bien son obras de drenaje, no caben dentro de las que en este libro se han llamado "complementarias" y para las que sí se ha desarrollado una metodología propia, tanto para definir su ubicación, relacionada con cauces y escurrimientos existentes como para su cálculo hidráulico.

La experiencia parece demostrar que los especialistas más apropiados para establecer recomendaciones específicas en torno a las obras complementarias de drenaje, en el sentido empleado en este capítulo, son los mismos que elaboran los estudios geotécnicos de las vías terrestres, aún cuando en este tema resulte muy conveniente la consulta frecuente y la confrontación de criterios constante con los ingenieros encargados de los estudios hidrológicos de la vía y de la concepción de las obras de drenaje mayor (puentes) y menor (alcantarillas). La razón es obviamente que, según se desprende de páginas anteriores de este capítulo, las llamadas obras complementarias están sobre todo ligadas a protección de cortes y terraplenes, control de erosión en suelos y prevención de problemas de estabilidad en suelos y rocas, temas todos que caen muy especialmente dentro de la esfera del conocimiento y la preocupación de quien hace estudios geotécnicos.

Por esta razón, es rutinario, por lo menos en la práctica mexicana, que el estudio geotécnico se extienda hasta cubrir las recomendaciones en torno a dónde y cómo construir las diferentes obras complementarias de drenaje que más atrás se describieron. A esta información se refiere la última tabla incluída en el Anexo XI-b, que servirá para detallar dónde construir cunetas, contracunetas, bordillos, lavaderos, etcétera y cómo construirlas, especialmente en lo que se refiere al recubrimiento con materiales impermeabilizantes.

La utilización del subdrenaje por zanjas laterales, con tubo perforado y rellenadas con material de filtro, se ha hecho últimamente tan frecuente y ha demostrado tal utilidad, que las recomendaciones respectivas también deben figurar en el estudio geotécnico. Otras obras más sofisticadas de subdrenaje (Capítulo VII) deben ser previstas en el estudio geotécnico, aunque su proyecto detallado pueda ser objeto de un estudio especial.

XI-15 ALGUNAS IDEAS EN TORNO A LOS MECANISMOS DE LA EROSION POR AGUA Y A LOS MECANISMOS DE RESISTENCIA DE LOS TERRENOS

La erosión, proceso por el que se produce la desintegración y arrastre de los terrenos, tiene tanta importancia práctica en los problemas conectados con el proyecto, la construcción y, quizá sobre todo, con la conservación de vías terrestres, que parece conveniente dedicarle mayor atención en este Capítulo, dedicado a las obras complementarias que se conciben y construyen, en buena parte, para combatirla.

Relativamente poca atención seria ha recibido el tema por parte de los investigadores; así como es posible ver algún estudio relativo a los medios prácticos para combatir la erosión, faltan los enfoques fundamentales, en donde el fenómeno se estudie en sus causas últimas y en sus relaciones con otros más

Efecto de erosión. Nótese al lavadero descubierto.

conocidos, para poder situarlo dentro del marco general del conocimiento actual, estableciendo las normas de criterio para su correcta interpretación y racional neutralización.

Los estudios que para lograr dar un marco teórico a los fenómenos de la erosión por agua, que es la que más afecta a las vías terrestres, ha realizado el Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil, de Lisboa, son una importante excepción en una panorama general no muy prometedor. En particular, la Ref. 18, que sirve de encuadre básico a estos comentarios, ofrece una tentativa muy interesante de ir más allá de los efectos evidentes del fenómeno, para establecer sus mecanismos de generación y actuación, así como los que los suelos han de desarrollar para resistirlo. El trabajo se refiere a la erosión causada por la lluvia al caer y por el agua que escurre superficialmente, proveniente de la misma fuente.

En la tabla XI-6 (Ref. 18) se presenta el conjunto de acciones por las que las lluvias pueden producir erosión.

La erosión por lluvia se debe a dos causas principales; el impacto de las gotas y el arrastre del agua que escurre por la superficie del terreno.

TABLA XI-6

Efectos de la lluvia en la erosión de terrenos (Ref. 18)

Acciones directa o indirectamente erosivas de la lluvia	*Mecanismo de acción*	*Efectos erosivos, directos o indirectos*
Impacto de las gotas	Disgregación	Erosión por escurrimiento laminar. Erosión por escurrimiento concentrado (torrentes).
Escurrimiento superficial	Disgregacion. Transporte.	Erosión deferencial, por diferentes resistencias al fenómeno de las distintas capas del terreno
Infiltraciones	Nivel freatico suspendido. Elevación del nivel freático.	Deslizamientos de tierras Erosion interna, tubificacion, etc.
Humedecimiento y secado	Expansión y contracción.	Fisuramiento. Perdida de cohesión. Flujos estacionales

La energía cinética de las gotas de lluvia que cae aumenta con la intensidad de la precipitación, pero el incremento va siendo menor según la intensidad aumenta, de manera que la energía cinética tiende asintóticamente a un valor límite, que parece ser el mismo para todas las tormentas de gran intensidad. La razón de este fenómeno parece estar en

Efecto de la erosión en un gran terraplén.

que las gotas alcanzan un tamaño máximo estable (5 ó 6 mm), de manera que precipitaciones mayores producen gotas mayores, pero ya inestables, que se dividen durante la caída (Ref. 19). Existe también un tamaño mínimo de gota para producir algún efecto. Cuando el viento hace a la lluvia oblicua aumenta su energía cinética, pues la nueva velocidad oblicua de llegada es mayor que la componente original de caída vertical; esto hace que tenga importancia práctica la orientación de los taludes en relación al viento.

La Fig. XI-25 muestra un escurrimiento laminar, de agua, de espesor uniforme, sobre la superficie inclinada de un terreno; puede verse que el agua al escurrir aplica a la superficie del terreno un esfuerzo tangencial, que vale:

$$\tau_a = \gamma_w h_w \operatorname{sen}\beta \cos\beta \qquad (11\text{-}15)$$

Esta expresión implica que el agua puede desarrollar un esfuerzo cortante τ_a o bien que la viscosidad cinemática permite suponer que tal esfuerzo se desarrolle. Por lo tanto debe existir una velocidad crítica para que tal esfuerzo exista, lo que implica a su vez una velocidad crítica para cada tipo de terreno. Como:

$$h_w \cos\beta = a \qquad (11\text{-}16)$$

se tiene:

$$\tau_a = \gamma_w a \operatorname{sen}\beta \qquad (11\text{-}17)$$

Puede considerarse a $\operatorname{sen}\beta$ como el gradiente hidráulico del escurrimiento.

Cuando este esfuerzo rasante alcanza un valor límite, propio de cada terreno, las partículas comienzan a disgregarse y la erosión empieza; este valor límite puede denominarse el esfuerzo erosivo propio de cada caso.

Considérese que el agua que escurre sea limpia. El espesor de la lámina y el gasto de escurrimiento se relacionarán con la expresión:

$$Q = a_w v \text{ (Faja unitaria de terreno)} \qquad ((11\text{-}18)$$

Donde v es la velocidad con que el agua escurre.

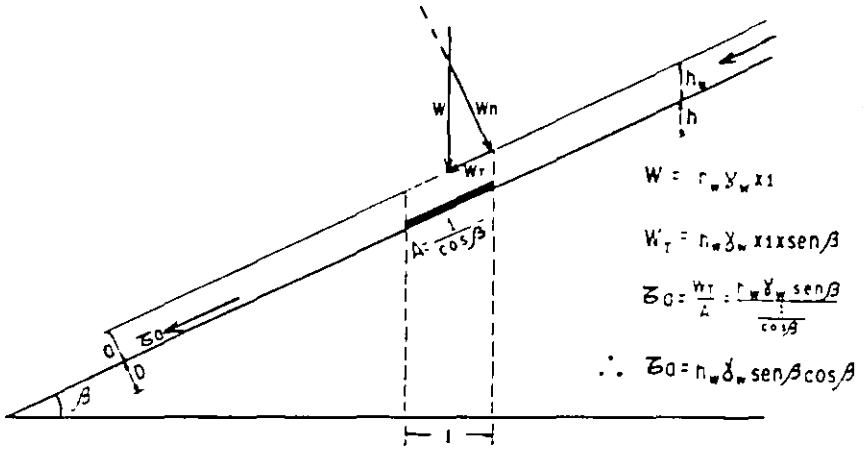


Figura XI-25. Escurrimiento laminar uniforme en un terreno ilimitado e inclinado

También el gasto que se tenga a una distancia L de la cresta del terreno, podrá relacionarse con la intensidad de precipitación (por ejemplo, en cm/min) a través de un coeficiente de escurrimiento, que exprese cuánto del agua caída escurre y cuánto se infiltra, evapora o es retenida de cualquier modo:

$$Q = C\,I\,L \qquad (11\text{-}19)$$

(Después de transcurrido el tiempo de concentración)

Siendo C el coeficiente de escurrimiento e I la intensidad de precipitación.

Si se comparan las ecuaciones 11-18 y 11-19, se tiene:

$$a_w v = C\,I\,L \qquad (11\text{-}20)$$

si el agua que escurre trae sólidos térreos en suspensión, la expresión 11-17 se transformará:

$$\tau_a = (\gamma_s a_s + \gamma_w a_w)\ \text{sen}\,\beta \qquad (11\text{-}21)$$

Donde γ_s es el peso específico de los sólidos arrastrados y a_s es el espesor de sólidos que puede considerarse. Conviene definir la concentración de la suspensión, S:

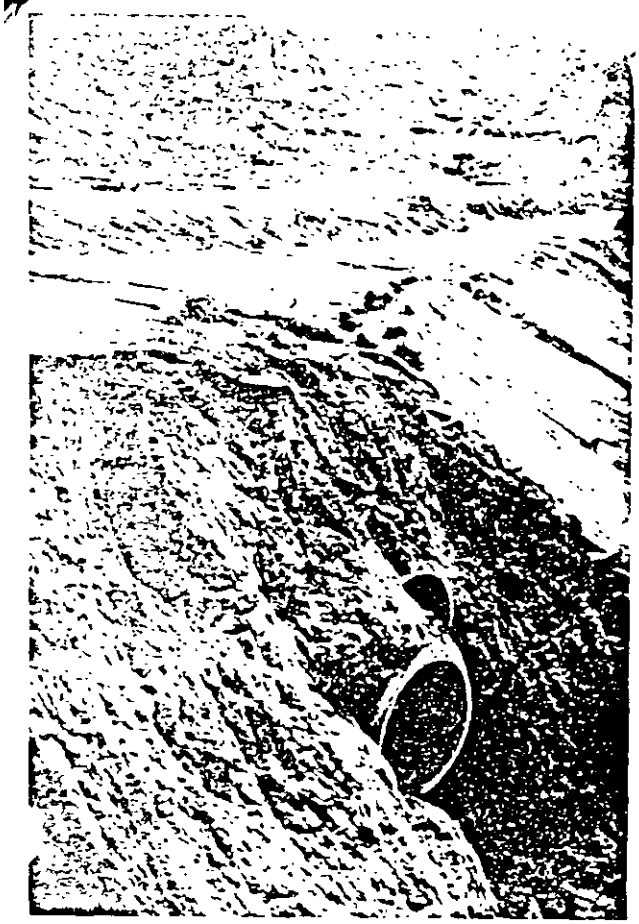
$$S = \frac{\gamma_s a_s}{\gamma_w a_w} \qquad (11\text{-}22)$$

con lo que la expresión 11-21 queda:

$$\tau_a = (1 + S)\ \gamma_w a_w\ \text{sen}\,\beta \qquad (11\text{-}23)$$

Pero, si de la ecuación 11-20 se despeja a_w, puede escribirse:

$$\tau_a = C\,I\,\gamma_w \frac{1 + S}{v} L\ \text{sen}\,\beta \qquad (11\text{-}24)$$



Erosión por fatiga en una alcantarilla mal colocada en el cuerpo de la terracería.

Efecto de la erosión en un terraplén. Nótese la falta de bordillos y lavaderos.

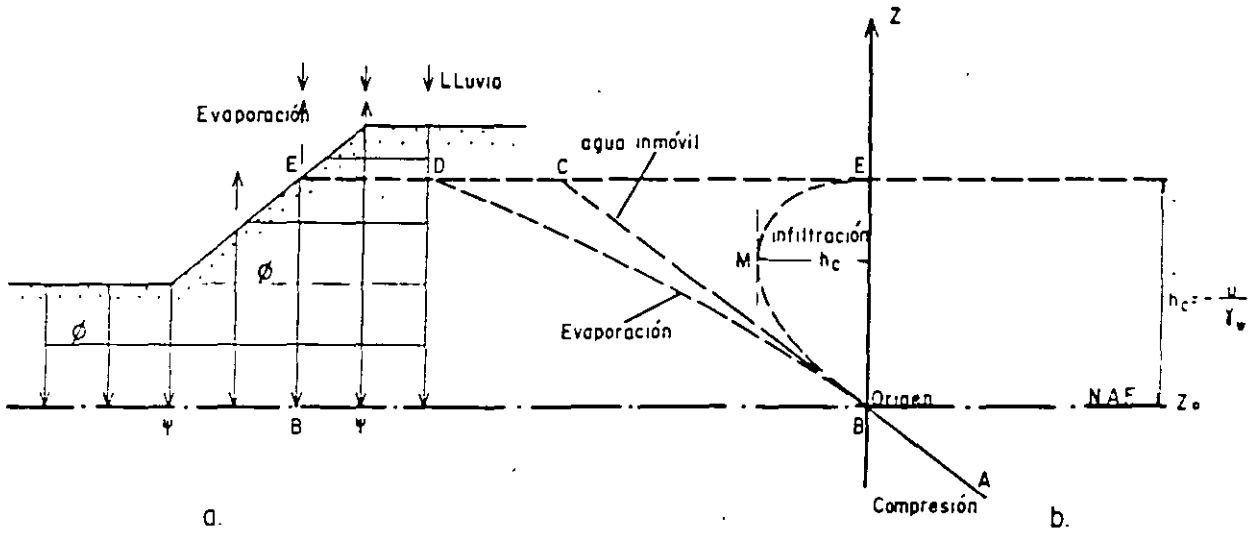


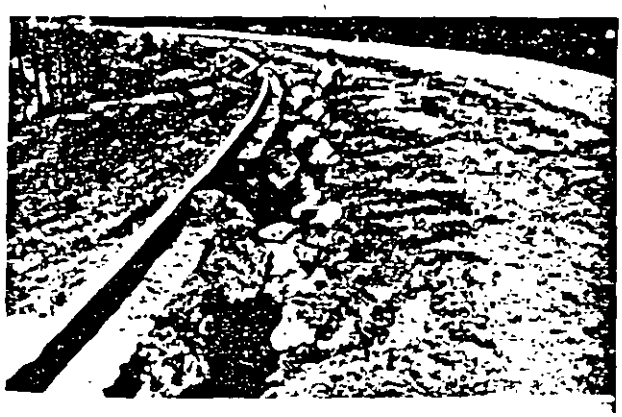
Figura XI-26. Mecanismos de infiltración y evaporación del agua en un talud (Ref. 18).

Con lo que el valor del esfuerzo rasante queda expresado en terminos de magnitudes fisicas de sentido familiar para el ingeniero. Naturalmente, la expresion 11-24 sólo es válida para su escurrimiento laminar de espesor uniforme.

Si el agua que escurre tiende a concentrarse en pequeños torrentes, formados como consecuencia de regularidades en el terreno, como suele suceder, ya es válido considerar un ancho unitario a la faja de escurrimiento, como se ha venido haciendo, sino que ese ancho deberá substituirse por el real del pequeño torrente que se forme; en este caso también variará la altura a_x del escurrimiento y la velocidad, v. En general, cuando el escurrimiento se concentra es más fácil, para una misma tormenta, alcanzar el esfuerzo erosivo límite; esto es debido a varias causas, de las que una importante es que cualquier torrente que se forme en el terreno inclinado representa, para las partículas en la superficie, una inclinación mayor, de modo que aumenta la solicitación por peso propio en esas partículas; también aumenta la velocidad del escurrimiento.

Otro efecto del agua de lluvias es su infiltración en el terreno y la consiguiente modificación del régimen de las aguas subterráneas. En la Fig. XI-26 se muestra un talud con su nivel freático en la profundidad z.

Para un recorrido $d\,s$ del agua dentro del talud, el gradiente hidráulico es producido tanto por la energía potencial de posición, como por la presión; por lo tanto (Fig. XI-26):



Efecto de la erosión en un terraplén. Destrucción del bordillo por falta de lavaderos.

Erosión en un corte por falta de cunetas provisionales.

$$i = \frac{d z}{d s} + \frac{1}{\gamma_w} \frac{d u}{d s} \qquad (11\text{-}25)$$

Si h_w es una altura de agua equivalente a la presión u, podrá ponerse.

$$i = \frac{d z}{d s} + \frac{d h_w}{d s} \qquad (11\text{-}26)$$

Si se supone que el talud es homogéneo e isótropo en lo referente a la permeabilidad, el agua de la lluvia penetrará verticalmente hacia abajo, con lo que el gradiente correspondiente a la carga de posición será unitario ($d s = d z$) y:

$$i = 1 + \frac{d h_w}{d z} \qquad (11\text{-}27)$$

Si el agua está en reposo dentro del talud $i = 0$, por lo que esta condición de equilibrio puede expresarse como:

$$d h_w = -d z \qquad (11\text{-}28)$$

Esta condición se representa en la Fig. XI-26.b por la recta ABC. Sobre el NAF, $h_w = \frac{u}{\gamma_w}$ tendrá que ser negativa para que haya equilibrio, bajo ese nivel, z es negativo y h_w será positiva para el equilibrio. Como la carga de presión en el NAF es nula por definición, si el agua está sobre ese nivel tiene que tener una presión negativa precisamente igual a la altura que sobre el NAF tenga (Capítulo VII). Como la presión que el agua desarrolla sobre el NAF es debida a fenómenos capilares (Capítulo I y VII) y depende de la altura capilar a que el agua asciende, se sigue que si el agua está en equilibrio sobre el NAF, su altura física sobre esa capa tiene que ser igual a la altura capilar h_c de ese suelo. O sea, entonces:

$$-h_w = h_c = -\frac{u}{\gamma_w}$$

Erosión en un corte por falta de protección superficial y de pendientes adecuadas.

Si en el agua se tiene una altura sobre el NAF diferente de la altura capilar correspondiente habrá un gradiente en el agua, de valor:

$$i = 1 - \frac{d h_c}{d z} \qquad (11\text{-}29)$$

Según se deduce de la ecuación 11-27 y de las reflexiones anteriores.

En la Ref. 18 se expresa este gradiente como:

$$i = 1 + i_c \qquad (11\text{-}30)$$

Donde:

$$i_c = -\frac{d h_c}{d z} \qquad (11\text{-}31)$$

Este es el gradiente capilar o de succión. Si i total es positivo el agua baja; si es negativo, sube.

Cuando llueve, el suelo se humedece o satura superficialmente, por lo que en esa zona el radio de los meniscos aumentará y la tensión capilar se reduce (párrafo VII-5 del Capítulo VII) disminuyendo h_c; tanto en la ecuación 11-29 como en la 11-31 se ve que este efecto produce una alimentación del agua subterránea por un flujo descendente, de hecho si el suelo se satura con la lluvia, $h_c = 0$ y la alimentación será máxima.

También en el párrafo VII-5 del Capítulo VII se vio que, por el contrario, la evaporación produce aumento de la tensión capilar y, por ende, de h_c, por lo que produce flujo ascendente.

La Fig. XI-26.b reproduce los cambios del diagrama original de presiones *ABC*, tanto en el caso de la evaporación como en el de la infiltración por lluvia. En el caso de la infiltración, el gradiente gravitacional del agua, que es unitario en un suelo homogéneo e isótropo, se ve aumentado en un sumando (ecuación 11-29) que puede ser importante, aumentándose considerablemente el gasto de infiltración. Lo contrario pasa en el caso de la evaporación.

Si se observa la Fig. XI-26.b se ve que el gradiente de succión i_c (Ecuación 11-31) vale -1 en B (NAF) durante la infiltración (En efecto, el agua para pasar de la posición original en E, con energía de posición

Efectos de la erosión.

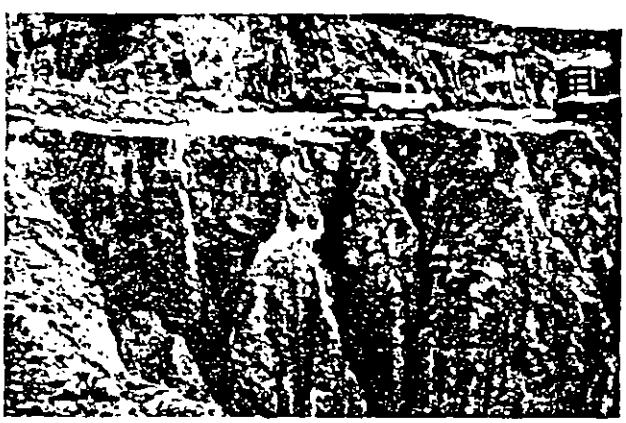
h_c, al punto B, habrá recorrido un trecho también igual a h_c); dicho gradiente tiene que anularse en un punto intermedio M, donde h_c tiene un máximo (durante la lluvia, supuesto que la tensión capilar se anula en la superficie del terreno, por causa de la lluvia, se tendrán $h_c = 0$ en E y en B, por estar este último en el NAF; como quiera que la tensión capilar se conserva diferente de cero entre E y B, tiene que tener un máximo, según muestra la curva BME, que es una distribución de dicha tensión en la zona de saturación). Obviamente, dicho gradiente es máximo en la superficie del terreno.

Consecuentemente, el gradiente hidráulico total del flujo (ecuación 11-30) es máximo en la superficie del terreno, se conserva mayor que 1 entre E y M, pasa a ser menor que 1 entre M y B y llega a ser cero en B, sobre el nivel freático. Esto condiciona los valores de la velocidad de descarga del flujo ($v = ki$), que disminuye constantemente desde la superficie, hasta llegar a ser cero en el nivel freático. Este hecho determina que el agua tiende a acumularse en la zona de saturación, sobre el nivel freático, disminuyendo constantemente las tensiones en el agua en esa zona y formándose un verdadero nivel freático suspendido, por encima del original. Como la disipación de la tensión capilar en el interior del talud por infiltración va ocurriendo a profundidad constante bajo la superficie del suelo, la masa de agua suspendida tiene un contorno paralelo al talud; esta masa de agua tiende a fluir por efecto gravitacional, aflorando al pie del talud. Este efecto incrementa las tendencias erosivas del agua en el interior del talud y el flujo paralelo a éste contribuye a aumentar el esfuerzo rasante que se expresó en la ecuación 11-15. Este aumento se cuantifica en la Ref. 18, llegándose a la expresión:

$$\frac{\Delta \tau_a}{\tau_a} = \frac{\operatorname{sen}^2 \beta + n \cos^2 \beta}{1 - n} \frac{\gamma_w}{S_s} \qquad (11\text{-}32)$$

siendo n la porosidad del suelo, y S_s el peso específico relativo de los sólidos.

La Fig. X-27 (Ref. 18) muestra cuanto se agrava



Situación final a la que puede llegarse si la erosión no se controla.

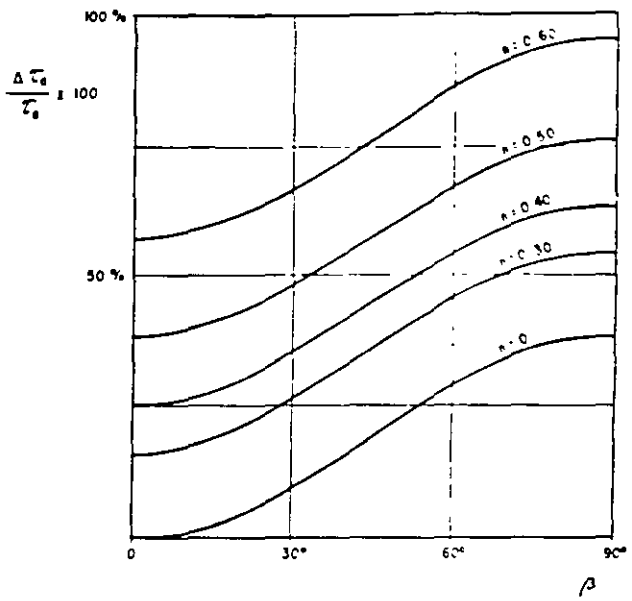


Figura XI-27. Aumento del esfuerzo rasante actuante en un talud por efecto de su inclinación y de la porosidad del suelo constituyente (Ref. 18).

el esfuerzo rasante actuante en un talud para diferentes inclinaciones de éste y diversos valores de n, que como se ve en la ecuación 11-32 es determinante en el aumento de la acción erosiva del agua por concepto del flujo de la masa de agua suspendida, que fluye paralela al talud.

Puede verse en la figura que en un talud inclinado a 45° con la horizontal, por ejemplo, el efecto del flujo paralelo a la superficie incrementa los esfuerzos rasantes a esa superficie en 37 % para $n = 30$ %, pero lo hace en casi 80 %, si el valor de la porosidad se elevara a 60 %.

La tabla XI-7 (Ref. 18) resume las principales conclusiones del análisis de la erosividad de las lluvias, detallando los principales parámetros que intervienen en el fenómeno; de éstos los hay que se refieren a la lluvia en sí (siendo su intensidad y duración con mucho los más importantes), al clima, al terreno y a la geometría del talud.

En la misma referencia 18 se analiza a continuación el fenómeno de la erosión desde su otro ángulo de interés, que se refiere a las características de los suelos que determinan su resistencia al fenómeno.

Desde luego la resistencia que se opone a la remoción y arrastre de los granos puede considerarse del tipo tradicional:

$$s = c + \bar{\sigma} \tan \phi$$

Con referencia a la Fig. XI-25 puede ponerse:

$$\bar{\sigma} = \gamma'_m h \cos^2 \beta \qquad (11\text{-}33)$$

Donde h corresponde al tamaño de la primera hilera de granos (D, en la figura). El peso específico a con-

TABLA XI-7

Principales parámetros que afectan el fenómeno de erosión por lluvia (Ref. 18)

Acciones directa o indirectamente erosivas	*Parámetros inherentes a la lluvia o al clima*	*Parámetros inherentes al terreno o a la geometría del talud*
Impacto de las gotas	Intensidad de la lluvia (hasta un límite) Velocidad del viento durante la tormenta.	Orientación del talud respecto a los vientos.
Escurrimiento superficial.	Intensidad de la lluvia y su duración.	Inclinación del talud. Area en la superficie expuesta del talud. Numero de surcos y torrentes que se formen Coeficiente de escurrimiento. Velocidad del agua. Concentracion de arrastre sólido
Infiltración.	Duración de la lluvia	Inclinación del talud Porosidad. Permeabilidad.
Humedecimiento y secado	Alternancia de estaciones seca y lluviosa Intensidad de acción solar. Pluviosidad	Condiciones para la infiltración (protección, permeabilidad, inclinación) y para la evaporacion (orientación al sol, protecciones, etc.)

siderar será el sumergido si el talud está internamente anegado en agua suspendida. Teniendo en cuenta la relación geometrica entre h y D, la ecuación 11-33 también puede escribirse como:

$$\bar{\sigma} = \gamma'_m D \cos\beta \qquad (11\text{-}34)$$

y la resistencia será:

$$s = c + \gamma'_m D \cos\beta \tan\phi \qquad (11\text{-}35)$$

Si el régimen de escurrimiento es lo suficientemente veloz para que haya turbulencia, el segundo término del segundo miembro de la ecuación 11-35 se reducirá en algo, lo que podrá expresarse afectándolo por un coeficiente menor que la unidad, sobre el que, por otra parte, aún no hay información.

También influirá, modificando la ecuación 11-34, el hecho de que en el talud se hayan ya formado surcos y torrentes, pues en tal caso la inclinación a que están sujetas las partículas de la superficie no es β, sino algo mayor.

En lo que se refiere a suelos granulares sin cohesión, la mayoría de la información sobre resistencia a la erosión proviene de estudios sobre estabilidad de suelos en el fondo de canales (Ref. 20); de ella se desprende (Ref. 18) qpe un aspecto fundamental es la relación entre el tamaño de los granos del suelo y el esfuerzo erosivo (ecuaciones 11-15 u 11-17). En la Fig. XI-28 (Ref. 18) aparece sombreada la zona que representa la relación entre el diámetro medio de los granos y el esfuerzo erosivo, que recomienda la mayoría de los autores preocupados por estos problemas.

En los materiales no cohesivos con diámetro medio inferior a 5 mm, la resistencia a la erosión parece ser bastante más eficiente que en los de mayor tamaño. Esto puede deberse a dos razones principales; en primer lugar parece que aumenta considerablemente el valor límite del esfuerzo rasante soportable y, en segundo, seguramente en estos materiales pequeños sea mayor la influencia del acomodo y la cementación, inclusive por el propio sedimento del agua entre las partículas. Sea cual fuere la explicación, el hecho experimental permanece y se traduce correspondientemente en las recomendaciones prácticas de la Fig. XI-28.

En lo que se refiere a suelos cohesivos, la información actual es mucho más precaria y casi no pasa de fijar alguna velocidad límite que no produzca erosión, tal como se asentó, por ejemplo, en la tabla XI-2 de este capítulo. Si esas velocidades se transforman en el esfuerzo erosivo correspondiente, utilizando las ecuaciones 11-18 y 11-17, estimado el gasto que escurre, por ejemplo, puede llegarse a recomendaciones prácticas análogas a las incluidas en la tabla XI-8, que se refieren a suelos cohesivos colocados en el fondo de canales y corresponden a la práctica rusa, recogida por las Refs. 18 y 20.

TABLA XI-8

Esfuerzos rasantes que provocan erosión en suelos cohesivos en el fondo de canales (en gr/m²) (Refs. 18 y 20)

	Consistencia del material			
Material del fondo	*Suelto*	*Poco compactado*	*Compactado*	*Muy compactado*
Arcilla arenosa	180	700	1.470	2.800
Suelos muy arcillosos	140	670	1.370	2.540
Arcillas puras	108	560	1.260	2.380
Suelos poco arcillosos	90	430	960	1.540

Independientemente del valor que puedan tener los números específicamente anotados en la tabla XI-8, un punto que destaca es la influencia de la compactación en la resistencia a la erosión de los suelos cohesivos; para circunstancias similares, la resistencia puede aumentar entre 15 y 20 veces al pasar el suelo del estado suelto a uno muy bien compactado.

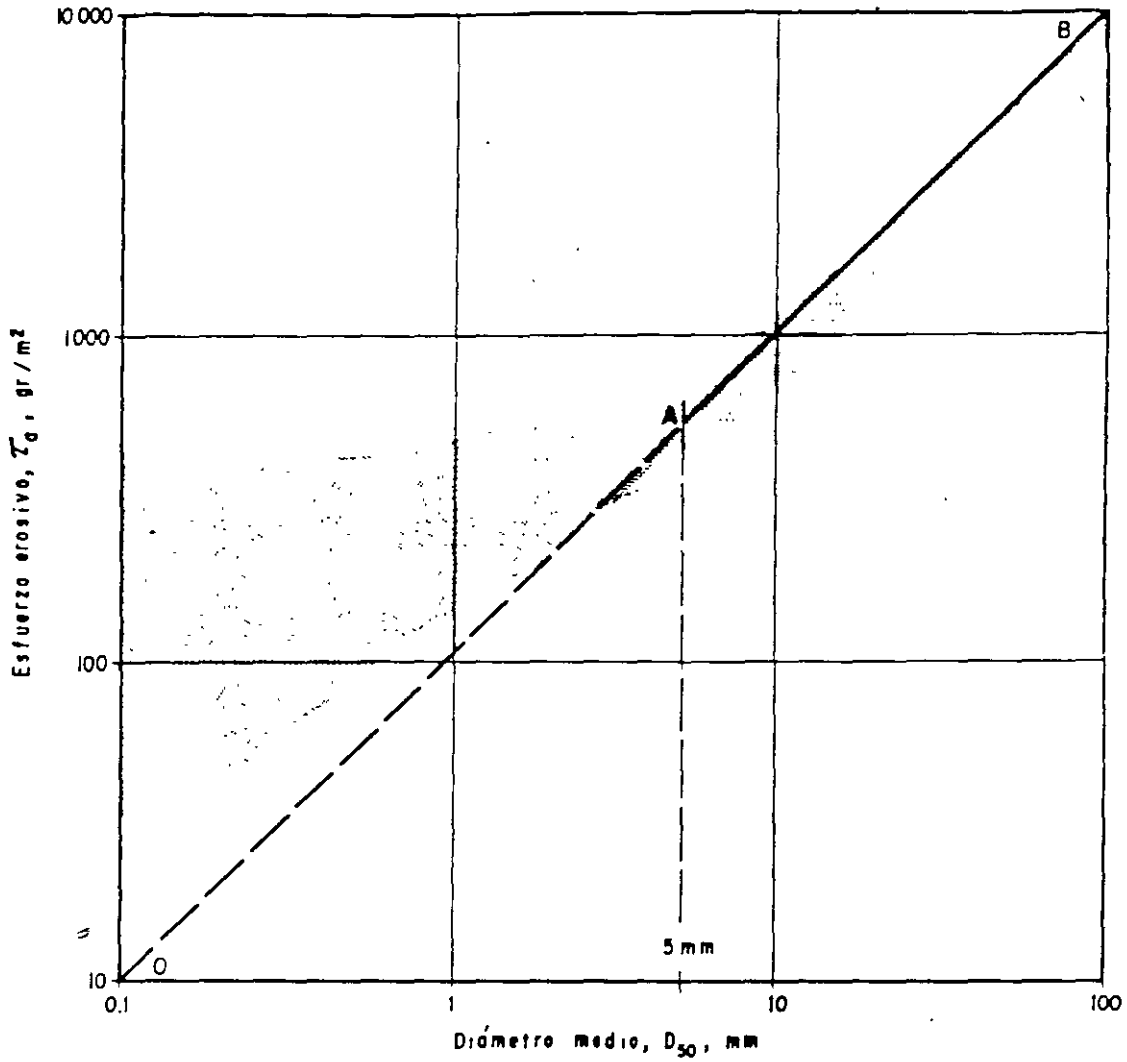


Figura XI-28. Relación recomendada por la práctica entre el diámetro medio de las partículas y el esfuerzo erosivo permisible (Experiencias en el fondo de canales) (Ref. 18).

Uno de los efectos que más colaboran a la erosión de los suelos cohesivos tiene que ser la expansión en la superficie, que ha lugar al humedecerse y que no está contrarrestada por ninguna contrapresión, por lo que ocurre libremente.

Ausencia de obras complementarias de drenaje provisionales en un camino en construcción.

XI-16 REVESTIMIENTOS VEGETALES. CRITERIOS GENERALES

Parece que de todas formas de revestimiento de suelos que se han mencionado (mampostería, concreto, suelo-cemento, suelo-asfalto, arcillas, vegetación, etcétera) conviene hacer algún hincapié en la vegetación, pues de las demás, alguna posee tecnología propia fuera de los objetivos de este libro, pero familiar a ingenieros de los que usualmente forman parte de los grupos constructores de vías terrestres; tal es el caso de la mampostería y el concreto. Otros revestimientos, como el suelo-cemento y el suelo-asfalto serán tratados en páginas posteriores de este mismo libro. La vegetación, en cambio, aunque posee una tecnología completísima y en torno a ella se han desarrollado diversas ciencias del conocimiento humano, suele estar alejada de las esferas de información que son familiares a los proyectistas y constructores de vías terrestres; de aquí la conveniencia de comentar algo los criterios de su utilización, aun

Consecuencias de la falta de lavaderos y de protección de taludes.

que esto necesariamente haya de hacerse de un modo general, sin profundizar en ciencias fuera del alcance de los autores y del objeto de esta obra.

La Ref. 21 proporciona en buena parte el material para los presentes comentarios.

Los revestimientos vegetales pueden disponerse siguiendo dos objetivos diferentes: para defensa y protección de los suelos naturales o los taludes y para solaz de los hombres que usarán la vía terrestre.

En lo que respecta al primer objetivo, las principales funciones benéficas de la vegetación pueden ser:

1. Proteger al suelo del impacto de las gotas de lluvia
2. Disminuir la velocidad del escurrimiento del agua por aumento de la rugosidad.
3. Aumentar la infiltración por huecos de raíces, animales, etc.

Para cumplir esos objetivos la cobertura debe ser tupida.

En general, la vegetación debe estar formada por especies seleccionadas, susceptibles de afianzarse y crecer en las condiciones locales, por lo que el concurso de un botánico especialista es siempre deseable en problemas importantes; ya se dijo (Capítulo VI) que las especies propias de la región ofrecen una garantía previa, pero no a cubierto de dificultades, pues con frecuencia se las pretende hacer vivir en condiciones diferentes a las que les son propicias; por ejemplo, algunas plantas que se desarrollan naturalmente en un cierto lugar en un terreno plano pueden crecer difícilmente en un talud. Tambien, la vegetación que se plante en un lugar debe adecuarse al problema que se desee resolver; por ejemplo, deberán ser diferentes las especies que han de cubrir un talud formado por suelo homogéneo, que las que se coloquen en otro formado por rocas en bloque, en cuyas juntas haya suelo que requiera protección o en un tercero constituido por suelos estratificados, donde cada estrato puede ofrecer condiciones diferentes.

Otra vista de una carretera sin obras complementarias de drenaje.

Otra función importante, que ya se mencionó en el Capítulo VI es el control del contenido de agua en las capas superiores del suelo, gracias a la evapotranspiración de las plantas.

En los canales, cunetas, contracunetas y obras afines, la vegetación tiene también la función importante de proteger las márgenes y bordes de la acción del agua corriente.

En lo que se refiere al segundo objetivo, relacionado con el mejoramiento de la apariencia que se logra con la vegetación, ha de resaltarse su importancia, a despecho de que no haya sido bien comprendida en el pasado o que, por lo menos, no se haya traducido en líneas de acción sistemática por parte de los ingenieros de muchos países. También cabe comentar que el efecto para los usuarios no se circunscribe muchas veces a la apariencia, con todas las repercusiones psicológicas que ella pueda tener, sino a otros muchos aspectos, por ejemplo, en la actualidad se estudia con interés creciente el efecto de la vegetación como aislante de ruidos lo que puede tener el mayor interés en aeropuertos o en tramos semiurbanos de carreteras y ferrocarriles.

Cuando haya de enfrentarse un programa de plantación de vegetación en canales o taludes, lo primero que ha de tenerse en cuenta es que el suelo por poblar seguramente no es tal en el sentido botánico; no posee las características necesarias para sostener la vida vegetal, ni por su estructura, ni por su textura, ni por la ausencia de los microorgánicos y detritus que definen la llamada tierra vegetal. Por esto, casi sin excepción suele ser necesario un recubrimiento de este último material donde no lo haya y su conservación sistemática donde exista. A este respecto, el ingeniero que al final de la obra desea formar las necesarias protecciones vegetales, se suele encontrar con que ha desaparecido, como simple desperdicio, toda la tierra vegetal removida, a causa de manipulaciones descuidadas de otros colegas que lo precedieron en los trabajos en el sitio. Será siempre buena práctica almacenar la tierra vegetal producto de despalmes y operaciones afines, para lograr al fin de los trabajos excelentes protecciones vegetales a costo muy reducido, que seguramente compensarán con creces

las precauciones guardadas. Los almacenamientos de tierra vegetal no pueden ser demasiado altos y preferentemente deben orientarse en la dirección norte-sur; es conveniente protegerlos con ramaje.

Cuando la tierra vegetal se coloca sobre un talud es preciso vigilar que la inclinación de éste la retenga, pues de otro modo será preciso recurrir a la construcción de bermas costosas; ésta es una condición por la que conviene algunas veces dar a un talud una inclinación menor que la estrictamente indispensable por razones de estabilidad. Por la misma razón, cuando un talud vaya a protegerse con vegetación no conviene que su acabado sea liso.

Otro punto a vigilar cuando se usen protecciones vegetales son los manantiales, lloraderos, venas superficiales, etcétera, pues el agua arrastra la tierra vegetal recién puesta; en estos casos será preciso recurrir al drenaje superficial o al subdrenaje, según sea la naturaleza del problema.

Cuando se planten taludes ha de tenerse presente que no basta analizar las condiciones generales del clima regional, para atribuírselas simplemente, pues los taludes casi nunca representan esas condiciones regionales; tanto por la incidencia de la radiación solar, que aumenta la temperatura del suelo, como por el declive, que vuelve al suelo más seco durante casi todo el año, como por la exposición al viento, los taludes son zonas en que los suelos están expuestos a condiciones generalmente mucho más desfavorables que las medias.

La vegetación puede plantarse desparramando directamente semillas sobre tierra vegetal apropiada; esto puede hacerse a mano o por métodos mecánicos o hidráulicos. Otras veces se plantan tepes o macizos de tierra ya vegetada, a modo de mosaicos, este método es apropiado para pastos y plantación de herbaceas. La planta suele requerir de algunos riesgos antes de su establecimiento definitivo. Los árboles y arbustos, que se utilizan sobre todo como defensa contra erosión eólica, invasión de arenas o pantallas contra ruido, suelen plantarse ya de un cierto tamaño, a fin de contar con su protección desde un principio; requieren mayor atención y riego en tanto no se afianzan.

En términos generales puede afirmarse que la vegetación es el método de recubrimiento más económico y fácil de conservar, sobre todo cuando ha sido previsto en el proyecto, de manera que en la ejecución se disponga de espacio, almacenamientos de tierra vegetal, etcétera.

Anexo XI-a

CUESTIONARIO PARA RECONOCIMIENTO INICIAL DESDE EL PUNTO DE VISTA GEOTECNICO

CARRETERA: _____

_____

TRAMO: _____

_____

SUB TRAMO: _____

_____

DE KM____+____ a KM____+____

ORIGEN: _____

_____

FECHA _____

objeto de este reconocimiento inicial será el de zonificar el tramo por estudiar.

I. ZONIFICACION FISIOGRAFICA

1. CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS SUPERFICIALES O MORFOLOGICAS

(Poner una cruz en la casilla correspondiente al tipo de terreno entre los kilometrajes a la izquierda).

UBICACION		TIPO DE TERRENO				
				LOMERIO		
DE KM	A KM	ESCARPADO	MONTAÑOSO	FUERTE	SUAVE	PLANO
+	+					
+	+					
+	+					
+	+					
+	+					

2. DESCRIPCION LITOLOGICA GENERAL

UBICACION		TIPO DE ROCAS						
		IGNEAS			SEDIMENTARIAS		METAMORFICAS	
			EXTRUSIVAS					
DE KM	A KM	INTRUSIVAS	LAVICAS	PIROCLASTICAS	ESTRATIFICADA	NO ESTRATIFICADA	FOLIADAS	NO FOLIADAS

3. DESCRIPCION GENERAL DE SUELOS

UBICACION		TIPOS DE SUELOS				
		RESIDUALES		TRANSPORTADOS		
DE KM	A KM	FRICCIONANTES	COHESIVOS	AGUA	VIENTO	GRAVEDAD

II. ESTIMACION DE PROBLEMAS GEOTECNICOS ESPECIALES

Describa los problemas relacionados con:

1. Zonas lacustres.
2. Laderas inestables.
3. Mala calidad de materiales de construcción.
4. Zonas fuertemente erosionadas.
5. Erosiones remontantes
6. Fallas.
7. Inestabilidad de cantiles.
8. Zonas pantanosas.
9. Zonas de inundación.
10. Estratificación o fracturamiento desfavorables.
11. Flujos de agua.
12. Nivel freático elevado.
13. Otros problemas.

Anexo XI-b

TABLA PARA EL CÁLCULO DEL DIAGRAMA DE MASAS

CARRETERA _____
TRAMO _____
SUB-TRAMO _____
ORIGEN _____ FECHA _____

KILÓMETRO		ESTRATO		CLASIFICACION	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACION VOLUMÉTRICA				CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO	CORTE		OBSERVACIONES
DESDE	HASTA	Nº	ESPESOR m			90 %	85 %	100 %	ABANDEADO	A B C	ALTURA MÁXIMA	TALUD	

PRÉSTAMOS DE MATERIALES

CARRETERA _____
TRAMO _____
SUB-TRAMO _____
ORIGEN _____

PRÉSTAMO DE MATERIAL PARA _____ DENOMINACION _____

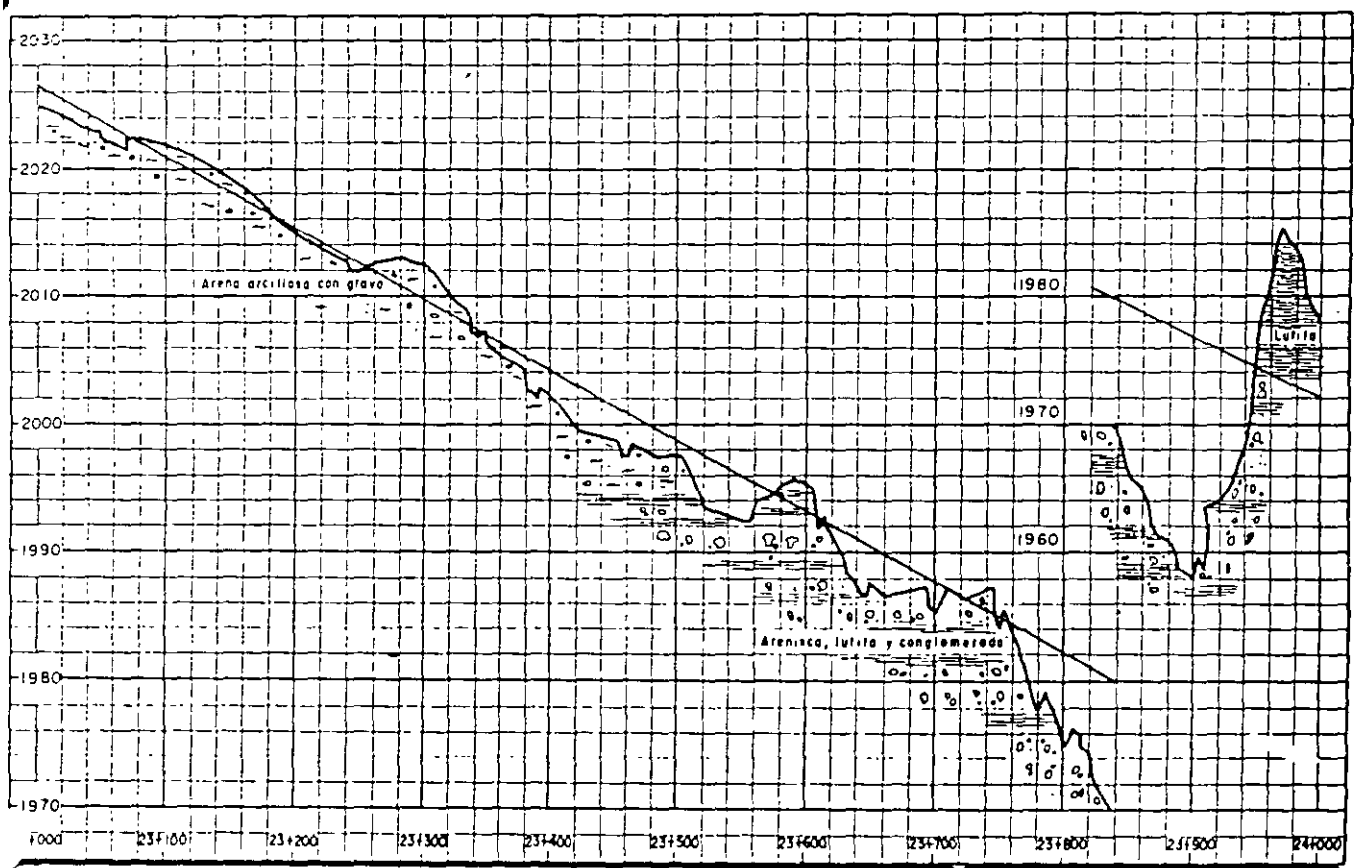
UBICACIÓN	ESTRATO Nº	ESTRATO ESPESOR m	CLASIFICACIÓN S O P	TRATAMIENTO PROBABLE	COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA 90%	95%	100%	BANQUEO	CLASIFICACIÓN PRESUPUESTO A	B	C

DIMENSIONES
LARGO _____ m ANCHO _____ m
ESPESOR _____ m

VOLUMEN APROVECHABLE
m^3

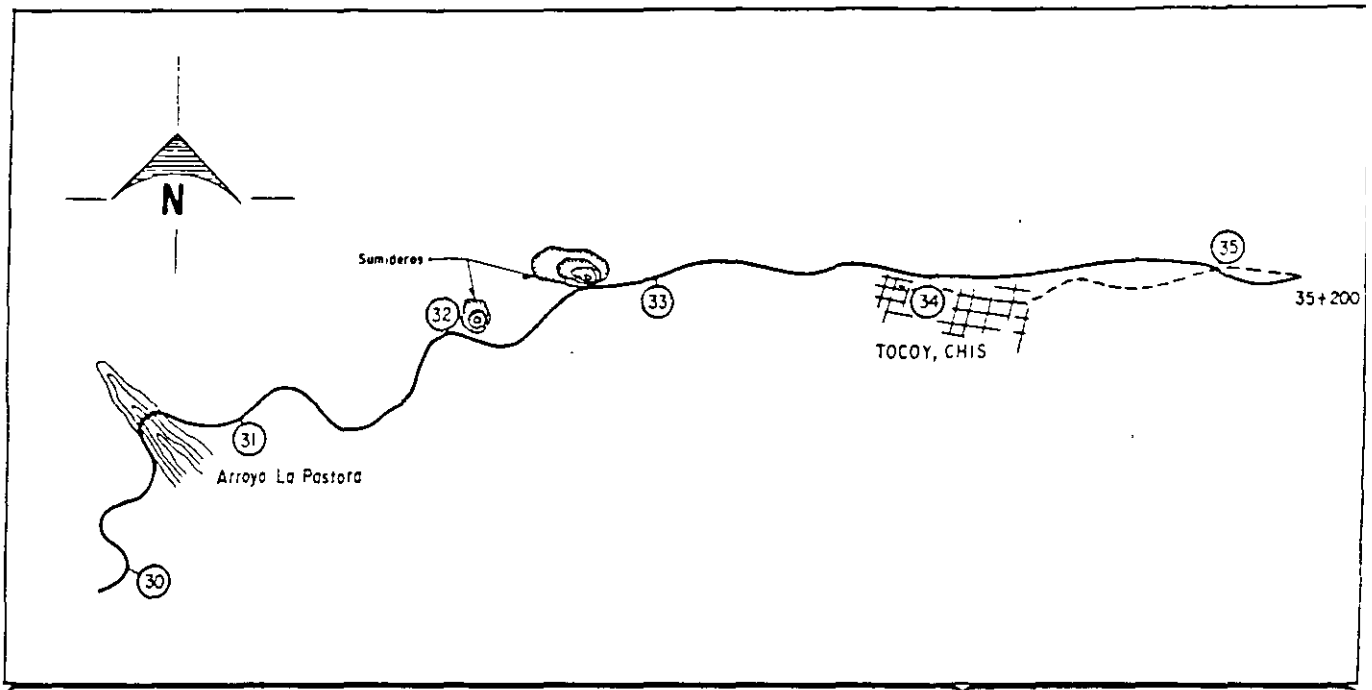
OBSERVACIONES _____

CROQUIS DE LOCALIZACION



CARRETERA _____ TRAMO _____
SUB - TRAMO _____ ORIGEN _____

CROQUIS DEL PERFIL



CARRETERA _____ TRAMO _____

SUB - TRAMO _____ ORIGEN _____

CROQUIS DE LA PLANTA

CARRETERA _____ TRAMO _____

SUB-TRAMO _____ ORIGEN _____

OBRAS COMPLEMENTARIAS

OBRAS COMPLEMENTARIAS DE DRENAJE

DE KILÓMETRO A KILÓMETRO	RECUBRIMIENTO DE CUNETAS			CONSTRUCCIÓN DE CONTRACUNETAS			SUB – DREN			GUARNICIONES LATERALES			LAVADEROS	OBSERVACIONES
	IZQ	DER	LONG (M)	IZQ	DER	LONG (M)	IZQ	DER	LONG (M)	IZQ	DER	LONG (M)	LONG (M)	
SUMAS														

REFERENCIAS

1. Gomez Cantu, M. y Urquijo, O. *Aspectos generales del Drenaje en la construccion. Construccion de Obras Complementarias.* Ponencia presentada al Seminario de Drenaje de la Secretaria de Obras Públicas Mexico, D. F., 1970.
2. Escario, J. L. y Escario, V. *Caminos.* Tomo I. Capitulo V. Publicacion de la Escuela Tecnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Madrid, 1960.
3. Sotelo, G. *Drenaje en Carreteras y Aeropuertos.* Publicacion del Instituto de Ingeniería de la UNAM (Patrocinado por la Secretaria de Obras Públicas de Mexico) Mexico, D. F., 1971.
4. Linsley, R. K. y Franzini, J. B. *Water Resources Engineering.* McGraw Hill Book, Co., Inc. 1964.
5. Juarez Badillo, E. y Rico A. *Mecanica de Suelos* Tomo III. Flujo de Agua en Suelos Capitulo VI Editorial Limusa, S. A. Mexico, D. F., 1969.
6. Springall, R. *Drenaje en cuencas pequeñas.* Publicación del Instituto de Ingeniería de la UNAM. (Patrocinada por la Secretaria de Obras Publicas de Mexico) Mexico, D. F., 1969.
7. Rubio J., Olivera, F. y Peña, F. *Drenaje en Caminos de Mano de Obra.* Ponencia presentada en el Seminario de Drenaje de la Secretaria de Obras Públicas de Mexico. Mexico, D. F., 1973.
8. Bruce, A. G. y Clarkeson, J. *Highway Design and Construction.* Capitulo 6 International Textbook, Co. 1956.
9. Etcharren R. *Manual de Caminos vecinales.* 6ª Parte. Coedicion de la Asociación Mexicana de Caminos y de Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A. México, D. F., 1969.
10. Diaz de Cossio, R. y Siess, C. P. *Recomendaciones para el proyecto de alcantarillas de cajon de concreto reforzado.* Informe Tecnico al U. S. Army Corps of Engineers Universidad de Illinois Urbana, Ill., 1959. (Trad. por la Secretaria de Obras Públicas de Mexico Publicacion Tecnica, 1968.)
11. Juarez Badillo, E. y Rico, A. *Mecanica de Suelos* Tomo II Teoria y Aplicaciones de la Mecanica de Suelos. Cap. IV. Editorial Limusa, S. A. Mexico, D. F., 1973.
12. Moreno Pecero, G. y Rico, A. *Instructivo de Campo para la construccion de alcantarillas flexibles.* Publicacion de la Secretaria de Obras Publicas. Mexico, D. F., 1964.
13. Marston, A. y Anderson, A. O. *The theory of Loads on Pipes in Ditches and Tests of Cement and Clay Drain Tile and sewer Pipe.* Iowa Engineering Experimental Station. Boletin Nº 31 1913.
14. Marston, A. *The Theory of External Loads on closed conduits in the Light of the Latest Experiments* Iowa Engineering Experimental Station. Boletin Nº 96 1930.
15. Spangler, M. G. *Foundation Engineering* Editado por G. A. Leonards. Capitulo 11. McGraw Hill Book Co. 1962.
16. Juarez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos.* Tomo II. Teoría y Aplicaciones de la Mecánica de Suelos Capitulo II. Editorial Limusa, S. A. Mexico, D. F., 1973.
17. Orozco, J. *Metodologia para el anteproyecto de Caminos.* Publicacion del Departamento de Geotecnia de la Dirección General de Servicios Tecnicos de la Secretaría de Obras Públicas de México Mexico, D. F., 1973.
18. Nascimento, U. *Teoria da erosao de Taludes.* Publicación del Laboratorio de Ingenieria Civil (curso 142). Lisboa, 1973.
19. Hudson, N. N. *An Introduction to the Mechanics of Soil Erosion under conditions of sub-tropical Rainfall.* Trans. of Rhodesia Scientific Ass Vol. XLIX. Parte 1. 1961.
20. Lane, E. W. *Progress Report on Studies on the Design of Stable Channels by the U. S. Bureau of Reclamation.* Proc. ASCE 1953.
21. Caldeira Cabral. *Revestimentos vegetais.* Publicación del Laboratorio de Ingenieria Civil, Lisboa, 1973.

CAPITULO 12

Bancos de Materiales

XII-1 INTRODUCCION

Uno de los costos más importantes en la construcción y mantenimiento de vías terrestres corresponde a los materiales, roca, grava, arena y otros suelos, por lo que su localización y selección se convierte en uno de los problemas básicos del ingeniero civil, en conexión estrecha con el geólogo. La experiencia diaria enseña que, si se da a estas tareas la debida importancia, podrán localizarse depósitos de materiales apropiados cerca del lugar de su utilización, abatiendo los costos de transportación, que suelen ser de los que más afectan los totales, otras veces se logrará obtener materiales utilizables en zonas que antes dependían de otras más alejadas en este aspecto. Por estas razones, no es de extrañar que la búsqueda científica y la explotación racional de los materiales ocupe más y más la atención de los grupos técnicos interesados.

De esta manera va habiendo en todas las instituciones dedicadas al proyecto y la construcción de vías terrestres en cada país, una información cada día más completa sobre las disponibilidades de materiales en cada zona cruzada por una vía terrestre. Desdichadamente, también es frecuente que esta información se pierda una vez realizada una obra, de manera que los ingenieros que hayan de construir otra vuelvan a enfrentarse al problema original de buscar materiales apropiados donde otros ya los habían encontrado. Parece una labor realmente urgente e importante centralizar de alguna manera toda la información que día a día va surgiendo sobre materiales utilizables, localización, volúmenes aprovechables, utilización, tratamientos, etcetera; una vez bien realizada esta tarea a nivel nacional, todas las instituciones constructoras del país podrán obtener considerables ahorros en la búsqueda de materiales y, a la vez, disponer para una utilización determinada, de toda la experiencia de quienes antes hayan usado el mismo banco, para los mismos o similares fines. Una tarea como la que se recomienda nunca estará terminada, pero ya desde niveles muy iniciales de su ejecución podrá rendir provechosos frutos.

Durante muchos años la detección de bancos de materiales dependió de métodos exploratorios comunes, desde la simple observación sobre el terreno, hasta el empleo de pozos a cielo abierto, posteadoras, barrenos y aun máquinas perforadoras. En épocas más recientes, los estudios geofísicos, de gran potencialidad en estas cuestiones, han venido a sumarse a la técnica disponible, ahorrando mucho tiempo y esfuerzo humanos y mucha exploración.

El énfasis de este Capítulo se pondrá especialmente en los bancos de materiales, en la inteligencia de que mucho de lo que de ellos se diga será aplicable a los préstamos laterales y aun a los materiales que se obtengan por compensación longitudinal o transversal. Será necesario establecer ciertas distinciones entre los bancos de roca y los de suelo. La transición entre los dos materiales genéricos es, en este caso, todavía más difícil de establecer con precisión que en otros; la roca puede presentarse con muy diversos grados de alteración o el material que se encuentre puede ser mixto, en el sentido de conte-

Explotación con préstamo lateral. Nótese la exposición de la carretera a la acción del agua y el peligro para el tránsito.

ner tanto formaciones rocosas como auténticos suelos

Un punto fundamental en la determinación de bancos de materiales es la valuación de las rocas o suelos contenidos, la que suele ser muy difícil de establecer en forma cuantitativa. En lo que se refiere a las rocas, dos puntos principales deben merecer atención (Ref 1). El primero se refiere a los cambios físicos que la roca puede sufrir por fragmentación durante la extracción, por manejo o durante la colocación; el segundo a la alteración físico-química que pueda tener lugar durante la vida útil de la obra Estos mismos factores han de ser considerados cuando se trate de suelos, pero revisten mayor importancia en las rocas, pues los suelos seguramente han sufrido ya sus transformaciones físico-químicas importantes durante su proceso anterior de descomposición, que les dio existencia a partir de la roca madre, las rocas, sobre todo las sanas trituradas o rotas, no han estado antes sujetas a procesos intensos de meteorización y éstos pudieran tener consecuencias muy notables.

La tabla XII-1 (Ref. 1) puede servir para proporcionar una valuación preliminar de las diferentes clases de rocas, en cuanto a sus características como materiales de construcción; un buen diagnóstico definitivo, sin embargo, depende de tantos factores específicos que no es posible aspirar a emitirlo en ninguna tabla.

TABLA XII-1

Características de algunas rocas como materiales de construcción (Ref. 1)

Roca	*Método de Excavación requerido*	*Fragmentación*	*Susceptibilidad a la meteorización*
Granito Diorita	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen del uso de los explosivos	Probablemente resistente.
Basalto	Explosivos	Fragmentos irregulares, que dependen de las juntas y grietas	Probablemente resistente.
Toba	Equipo o explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces con finos en exceso	Algunas variedades se deterioran rapidamente
Arenisca	Equipo o explosivos	En lajas, dependiendo de la estratificación	Según la naturaleza del cementante.
Conglomerado	Equipo o explosivos	Exceso de finos, dependiendo del cementante	Algunos se alteran para formar arenas limosas
Limonita Lutita	Equipo	Desde pequeños bloques a lajas.	Muchas se desintegran rápidamente para formar arcillas, debe considerarselas sospechosas, a menos que las pruebas indiquen otra cosa.
Caliza Masiva	Explosivos	Fragmentos irregulares; muchas veces, lajas	Las vetas pizarrosas se deterioran, pero las otras son resistentes
Coquina Creta	Equipo	Fragmentos porosos, usualmente con exceso de finos.	Algunas formas porosas se alteran por humedecimiento; otras se cementan con procesos alternados de humedecimiento y secado
Cuarcita	Explosivos	Fragmentos irregulares, muy angulosos	Probablemente resistente.
Pizarras Esquistos	Explosivos	Fragmentos irregulares o lajeados, segun la foliación.	Algunas se deterioran con procesos de humedecimiento y secado.
Gneis	Explosivos	Fragmentos irregulares, muchas veces alargados	Probablemente resistente.
Desechos industriales de minas	Equipo	Depende del material, pero en la mayoría de los casos es irregular	La mayoría de las variedades (excepto las ígneas de mina) deben considerarse deteriorables, en tanto las pruebas no indiquen otra cosa

gún caso particular sólo con base en la información contenida en la tabla.

Cada caso requiere la realización de pruebas de campo y de laboratorio sobre las rocas que forman el banco en estudio. La mejor prueba de campo es, quizá, la duplicacion de un proceso de excavación análogo al que después se usará en forma masiva, para ver objetivamente qué material se obtiene; ésta será, necesariamente, una prueba a escala suficientemente grande, como para ser realista.

La posibilidad de deterioro de la roca con el tiempo es mucho más difícil de establecer. Quizá la mejor orientación pueda tenerse observando lugares en que la roca haya estado expuesta durante mucho tiempo

La valuación preliminar de los suelos se hace sobre todo con base en experiencia precedente; la clasificación en el Sistema Unificado ayuda en todos los casos, pues este sistema lleva aparejado al encasillamiento en un grupo determinado, todo un conjunto de índices de comportamiento. La valuación en detalle de los suelos constitutivos de un banco ha de hacerse con base en pruebas de laboratorio.

XII-2 LOCALIZACION DE BANCOS

Pocos aspectos prácticos son tan importantes en la realización de una vía terrestre y, a la vez, resultan más elusivos para un tratamiento general, que el que se refiere al desarrollo de criterios y técnicas para la localización de bancos de materiales. El tema es de tal importancia que no puede considerarse completo un proyecto o digno de autorización para su ejecución, si no contiene una lista completa y detallada de los bancos de materiales de los que han de salir los suelos y rocas que forman la obra. En este caso, la expresión "bancos de materiales" ha de ser tomada en su sentido más general y puede referirse a los cortes de donde se construirá un terraplén o un balcón en un método de compensación longitudinal o transversal, a los materiales del terreno natural de donde se extraerá un préstamo lateral o a un banco propiamente dicho.

Localizar un banco es más que descubrir un lugar en donde exista un volumen alcanzable y explotable de suelos o rocas que pueda emplearse en la construcción de una determinada parte de una vía terrestre, satisfaciendo las especificaciones de calidad de la institución constructora y los requerimientos de volumen del caso. El problema tiene otras muchas implicaciones. Ha de garantizarse que los bancos elegidos son los mejores entre todos los disponibles en varios aspectos que se interrelacionan. En primer lugar, en lo que se refiere a la calidad de los materiales extraíbles, juzgada en relación estrecha con el uso a que se dedicarán. En segundo lugar, tienen que ser los más fácilmente accesibles y los que se puedan explotar por los procedimientos más eficientes y menos costosos. En tercer lugar, tienen que ser los que produzcan las mínimas distancias de acarreo de los materiales a la obra, renglón éste cuya repercusión en los costos es de las más importantes. En cuarto lugar, tienen que ser los que conduzcan a los procedimientos constructivos más sencillos y economicos durante su tendido y colocación final en la obra, requiriendo los mínimos tratamientos. En quinto lugar, pero no el menos importante, los bancos deben estar localizados de tal manera que su explotación no conduzca a problemas legales de difícil o lenta solución y que no perjudiquen a los habitantes de la región, produciendo injusticias sociales. Es evidente que en cualquier caso práctico muchos de los requisitos anteriores estarán en contraposición y la delicada labor del ingeniero estriba precisamente en elegir el conjunto de bancos que concilie de la mejor manera las contradicciones que resulten en cada caso.

Por debajo de este primer estrato de condiciones básicas que han de conciliarse existe un segundo, muy tupido, formado por las interrelaciones entre los elementos del primero. Por ejemplo, de entre dos materiales posibles para un cierto uso podrá haber una diferencia en la calidad técnica cuando están en estado natural, pero esa diferencia podrá anularse o aún invertirse si el peor material recibe un tratamiento adecuado, se estabiliza de alguna manera o si, tal vez, el proyecto se modifica de manera que un material que no era originalmente apropiado, ahora resulta utilizable. De hecho, esta interrelación entre los materiales de construcción y el proyecto de la obra es esencial a tal grado que, como se dijo, el proyecto de una vía terrestre carece de sentido si no se le enfoca como un conjunto que comprenda los bancos de materiales disponibles y la utilización que de ellos pretenda hacerse.

Evidentemente todo el complicado balance que más arriba se ha insinuado comienza con una etapa de localización simple, al final de la cual el ingeniero debe disponer de un mapa donde aparezcan todos los posibles aprovechamientos de material que puedan interesar a su obra, habiéndose probablemente excluído otros muchos, por algún o algunos inconvenientes obvios. Entre todo este conjunto de bancos que se vean factibles, deberá el ingeniero desarrollar sus líneas de opción en estrecha vinculación con su proyecto.

La búsqueda y localización de bancos de materiales puede hacerse principalmente por fotointerpretación o por reconocimientos terrestres directos; estos últimos pueden auxiliarse, a su vez, por la fotointerpretación o por métodos de prospección geofísica.

En el Capítulo IIII de esta obra se trataron someramente tanto la fotointerpretación como los métodos geofísicos de exploración, por lo que no se considera necesario detallarlos más en este momento. Será preciso insistir, sin embargo, en que la fotointerpretación ofrece un método sin rival para explorar grandes áreas a bajo costo, en forma que fácilmente

puede equivaler en precisión a un reconocimiento terrestre, especialmente si la institución que busca los bancos utiliza geólogos bien entrenados en la aplicación del método; de hecho éste es, sin duda, uno de los aspectos en que la Geología Aplicada puede contribuir más eficazmente a la tecnología de las vías terrestres.

Bien sea que se utilice como único método de detección o como complemento de un estudio de fotointerpretación, el reconocimiento terrestre del futuro banco es indispensable. En él deberá definirse no sólo la posibilidad de la explotación, sino también el grado de dificultad de la misma, los problemas que pudieran acarrear aguas superficiales o subterráneas, los volúmenes disponibles, las facilidades legales, etcétera. El ingeniero que realice esta labor previa ha de recurrir siempre a la experiencia local, que podrá enseñarle muchas cosas útiles, de las que fácilmente pueden pasar inadvertidas.

Comúnmente es necesario localizar bancos para material de terracerías, para capa subrasante, para sub-base y base de pavimento y para carpeta, en el caso de carreteras. En ferrocarriles, habrán de localizarse bancos para terracería, capa subrasante, subbalasto y balasto. En aeropistas las necesidades se enlistan igual que para carreteras. En añadidura, podrán requerirse bancos para la obtención de los materiales necesarios para la elaboración de concretos, de piedra para mampostería u otros especiales. Huelga decir que, muchas veces, un mismo banco puede proporcionar material para varios de esos usos, sometiendo su producto a diferentes tratamientos.

Los bancos para terracerías en general abundan y son fáciles de localizar, pues para ese fin sirven casi todos los materiales que sean económicamente explotables; las excepciones se analizaron en partes anteriores de este libro (suelos, *MH*, *CH* y *OH*, con límite líquido mayor que 100% y suelos P_t). Sin embargo pueden presentarse algunos problemas, precisamente por aparecer esos materiales merecedores de rechazo por su mala calidad, en llanuras lacustres, zonas de inundación, depósitos de delta, grandes planicies aluviales y costeras y otras zonas, en donde abunden los depósitos muy finos. En todos estos casos, no es raro tener que buscar los aprovisionamientos de materiales fuera de esas zonas, si no son demasiado extensas.

Los bancos de terracerías conviene fijarlos no demasiado espaciados, para no dar lugar a distancias de acarreo excesivas; la separación óptima está en la mayoría de los casos de la práctica, allá donde se alcance el equilibrio de costos entre el acarreo, por un lado y el costo del despalme y preparación del banco por el otro. Las distancias que resultan no suelen exceder los 5 km entre banco y banco, aunque podrá haber casos especiales en que estas distancias sean mucho mayores, sobre todo en zonas agrícolas, en que los costos de afectación son muy altos.

En lo que se refiere a la capa subrasante, ya se

Un banco típico de playón de río.

mencionaron en el Capítulo IX los materiales que pueden utilizarse y los que deben rechazarse, de acuerdo con la práctica mexicana, que puede citarse como una norma de criterio. Un requisito que condiciona adicionalmente los bancos de materiales elegidos es ahora el de lograr homogeneidad en longitudes significativas, para evitar que las estructuras y espesores de las capas de pavimento suprayacentes varíen con demasiada frecuencia. Las distancias comunes entre bancos pueden extenderse en este caso hasta 10 km.

Los materiales para sub-base y base de pavimento, además del requisito anterior, suelen estar condicionados en forma importante por los tratamientos mecánicos que llegan a requerir para satisfacer las normas de calidad, mismos que, en añadidura, necesitan de la instalación de equipos especiales y plantas complejas, que no conviene mover mucho. Por todo ello, suelen estar mucho más espaciados, al grado que distancias del orden de 50 km no son difíciles de ver.

Los bancos para subrasante suelen encontrarse en los oteros bajos y extendidos, en formaciones de roca muy alterada, en las zonas limoarenosas de los depósitos de ríos, en zonas de depósito volcánico de naturaleza piroclástica, como conos cineríticos o tobáceos, en horizontes arenosos de formaciones estratificadas extensas, etcétera.

Los materiales para sub-base, y base suelen encon-

Explotación de grava y arena en el cauce de un río.

Exploración de un banco con métodos geofísicos.

trarse en playones y márgenes de ríos, en frentes y cantiles rocosos, cerros relativamente elevados y de pendiente abrupta, etcétera.

Los materiales para concretos asfálticos o hidráulicos se obtienen casi siempre por trituración, a partir de formaciones rocosas sanas. Las mamposterías se obtienen de formaciones rocosas fracturadas o de recolección superficial.

XII-3 EXPLORACION Y MUESTREO DE BANCOS

La exploración de una zona en la que se pretenda establecer un banco de materiales debe tener las siguientes metas:

1. Determinación de la naturaleza del depósito, incluyendo toda la información que sea dable obtener sobre su geología, historia de explotaciones previas, relaciones con escurrimientos de agua superficial, etcétera.
2. Profundidad, espesor, extensión y composición de los estratos de suelo o roca que se pretendan explotar.
3. Situación del agua subterránea, incluyendo posición y variaciones del nivel freático.
4. Obtención de toda la información posible sobre las propiedades de los suelos y las rocas, los usos que de ellos se hayan hecho, etc.

La investigación completa está formada por tres etapas:

1. Reconocimiento preliminar, que debe incluir la opinión de un geólogo. En esta etapa debe considerarse esencial el contar con el estudio geológico de la zona, por sencillo que sea.
2. La exploración preliminar, en la que por medio de procedimientos simples y expeditos, pueda obtenerse información sobre el espesor y composición del subsuelo, la profundidad del agua freática y demás datos que permitan, en principio, definir si la zona es prometedora para la implantación de un banco de las racterísticas del que se busca y si, por consiguiente, conviene continuar la investigación sobre ella.
3. La exploración definitiva, en la que por medio de sondeos y pruebas de laboratorio han de definirse detalladamente las características ingenieriles de los suelos y las rocas encontradas.

Las armas de la exploración para localización y valuación de bancos son la fotointerpretación, los sondeos y la prospección geofísica. Como quiera que rara vez se requiere explorar a profundidades grandes, mayores de 10 m, los métodos de sondeo preliminar y definitivo pueden no ser diferentes. El pozo a cielo abierto, la posteadora y los barrenos helicoidales (Refs. 2 y 3) son los métodos más empleados en suelos. La diferencia entre el estudio preliminar y el definitivo suele radicar más bien en el número de sondeos, que en la investigación definitiva deben corroborar la información preliminar, definiendo claramente las distintas formaciones existentes y cubicar con la aproximación requerida el volumen de material que vaya a ser necesario. No debe excluirse, al realizar exploración definitiva en suelos, el empleo de métodos de exploración más refinados o capaces de ir a mayores profundidades, que pudieran requerirse en algunas ocasiones; se utilizarán entonces máquinas perforadoras, con técnicas de sondeo del tipo de las descritas en las mencionadas Referencias 2 y 3. En bancos de roca, lo normal es atenerse en mucho a los resultados del reconocimiento preliminar, extrayendo de él normas de juicio en cuanto a la extensión del banco y al volumen de material disponible; la razón es que la exploración en roca requiere del uso de métodos rotatorios, con máquinas de perforación, todo lo cual resulta costoso y no suele considerarse necesario más que en casos importantes en que existan incertidumbres de consideración.

Ya se ha descrito en el Capítulo III de esta obra la utilidad que es posible extraer en los estudios de suelos de las técnicas de fotointerpretación y de la prospección geofísica. Cabe añadir que un buen estudio de fotointerpretación puede cubrir con rapidez la etapa de reconocimiento preliminar, sin que, como se dijo, este método tenga rival en la detección de posibles bancos. Los métodos geofísicos, por su parte, son económicos y rápidos para cubicar los bancos en estudio y para distinguir las diferentes formaciones que es común encontrar en ellos. De entre ellos, el geosísmico es el más usual, con mucho.

Los bancos de suelo han de muestrearse para conocer en el laboratorio las características que interesen para definir o autorizar su uso. No existe ninguna regla para fijar el número de sondeos que es necesario hacer en un caso dado. Algunas instituciones fijan un determinado número de sondeos por cada número de metros cúbicos de material por ex-

plotar, lo cual no toma en cuenta ni la homogeneidad o heterogeneidad de la formación, ni ninguna otra de las características geológicas particulares, por lo que el anterior no parece ser un buen criterio para definir la exploración; será preferible ceñirse en cada caso a las características específicas del banco en estudio, teniendo muy en cuenta las condiciones geológicas locales, los frentes que han de atacarse, etcétera.

Naturalmente, la muestra que se extraiga dependerá de la utilización que pretenda hacerse del suelo. En bancos para terracerías es común realizar análisis granulométricos, límites de pasticidad, pruebas de compactación, cálculo del coeficiente de variación volumétrica, todo lo cual suele requerir muestras entre 50 y 100 kg, como mínimo. Se trata sencillamente de clasificar al suelo y conocer sus características en cuanto a compactación.

En materiales para pavimento, además de las pruebas anteriores, los bancos de suelos deberán sujetarse en general a pruebas de Valor Relativo de Soporte o similares, de acuerdo con el método de diseño que se pretenda utilizar. Se excluye, naturalmente, toda la gama de pruebas que en relación con los asfaltos han de hacerse a una carpeta, por considerarlas fuera de los alcances de esta obra.

En general, las pruebas que requieren los suelos que van a usarse en pavimentos, aunque sea las mismas que las de las terracerías, suelen hacerse con más acuciosidad y en mayor número; por ejemplo, una granulometría en material para terracería, muchas veces no va más allá de la separación de las porciones de grava, arena y finos, en tanto que los materiales de pavimento requieren la curva completa. De la misma manera los análisis de compactación y Valor Relativo Soporte probablemente han de hacerse con mayor intensidad en la subrasante y demás capas de pavimento que en otras partes más bajas del terraplén.

Al tratar con bancos de suelo que vayan a usarse en pavimentación es también frecuente que se distinga un conjunto de pruebas dentro de una etapa de estudio preliminar, de otras pruebas que se hagan posteriormente con carácter definitivo. Este criterio permitirá seleccionar las zonas más prometedoras dentro de un banco dado o establecer racionalmente alternativas de uso entre varios bancos vecinos.

La tabla XII-2 presenta de un modo general el tipo de pruebas que se hace a los distintos materiales provenientes de los bancos, según el uso que de ellos pretenda realizarse.

En general las pruebas están divididas en tres tipos, las de clasificación, las que tienen por objeto establecer la calidad de los materiales, que entre otras cosas, permitirán establecer si se cumplen las normas mínimas que establezca la institución constructora y, finalmente, las pruebas de diseño propiamente dicho. Sobre todo en este último aspecto puede haber, como ya se comentó en los capítulos respectivos, criterios diferentes entre los diversos organismos que construyen; la tabla está hecha presuponiendo un tanto que la prueba básica para el diseño de pavimentos sea la de Valor Relativo de Soporte. Otro punto en el que suele haber bastante diferencia institucional es el que se refiere a la fijación de las pruebas para fijar las características de expansividad de los suelos.

TABLA XII-2

Pruebas de Laboratorio que se efectúan a los suelos que se extraen de bancos, según su utilización

I. *Terracerías.*
- *a)* Clasificación: Límites de plasticidad
  Granulometría
- *b)* Calidad: Peso volumétrico máximo
  A veces, Valor Relativo de Soporte

II. *Capa Subrasante.*
- *a)* Clasificación: Límites de plasticidad.
  Granulometría
- *b)* Calidad. Peso volumétrico máximo.
  Valor Relativo de Soporte.
  Expansión
  Equivalente de Arena
- *c)* Diseño: Determinación de Valor Relativo de Soporte (Método del Cuerpo de Ingenieros, U.S.A.), o bien:
  Pruebas de Hveem, o bien
  Pruebas Triaxiales de Texas.

III. *Base y Sub-base.*
- *a)* Clasificación: Límites de plasticidad.
  Granulometría.
- *b)* Calidad: Peso volumétrico máximo
  Valor Relativo de Soporte
  Equivalente de Arena
  Expansión
- *c)* Diseño: Si se desea hacer un diseño estructural por capas, deberán realizarse las pruebas indicadas para la capa subrasante.

IV. *Carpeta Asfáltica.*
- *a)* Clasificación: Límites de plasticidad
  Granulometría.
- *b)* Calidad: Pruebas de desgaste y/o alterabilidad.
  Equivalente de Arena
  Expansión.
  Afinidad con el Asfalto
  Pruebas para definir la forma de los agregados.
- *c)* Diseño: Prueba de Marshall, o bien:
  Pruebas de Hveem.
  El contenido óptimo de Asfalto puede determinarse también por el Método C. K. E.

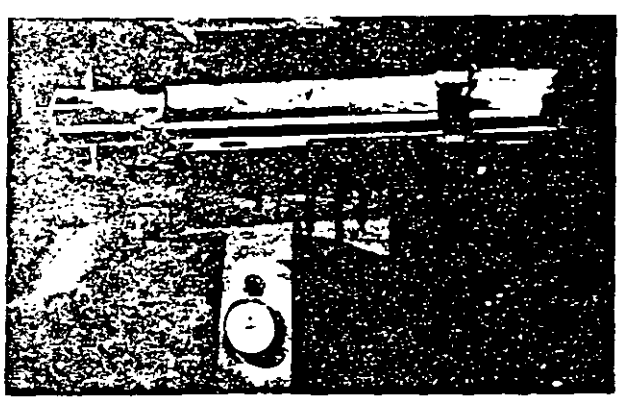
En términos generales todas las pruebas mencionadas en la tabla XII-2 han sido ya tratadas en páginas anteriores de esta obra, con excepción de la importantísima prueba de Equivalente de Arena, que originalmente desarrollada por F. N. Hveem en el Departamento de Carreteras de California, ha alcanzado hoy muy amplia y merecida difusión. Aunque esta prueba fue ya mencionada en el Capítulo IX, parece oportuno comentarla ahora, pues sus máximas virtudes destacan precisamente cuando se emplea para determinar la calidad de los suelos o la de los pro-

ductos de trituración procedentes de bancos. Las Refs 4, 5, 6, 7 y 8 contienen información de detalle sobre la prueba y en el Anexo XII-a de este capítulo se incluye un breve instructivo sobre su realización.

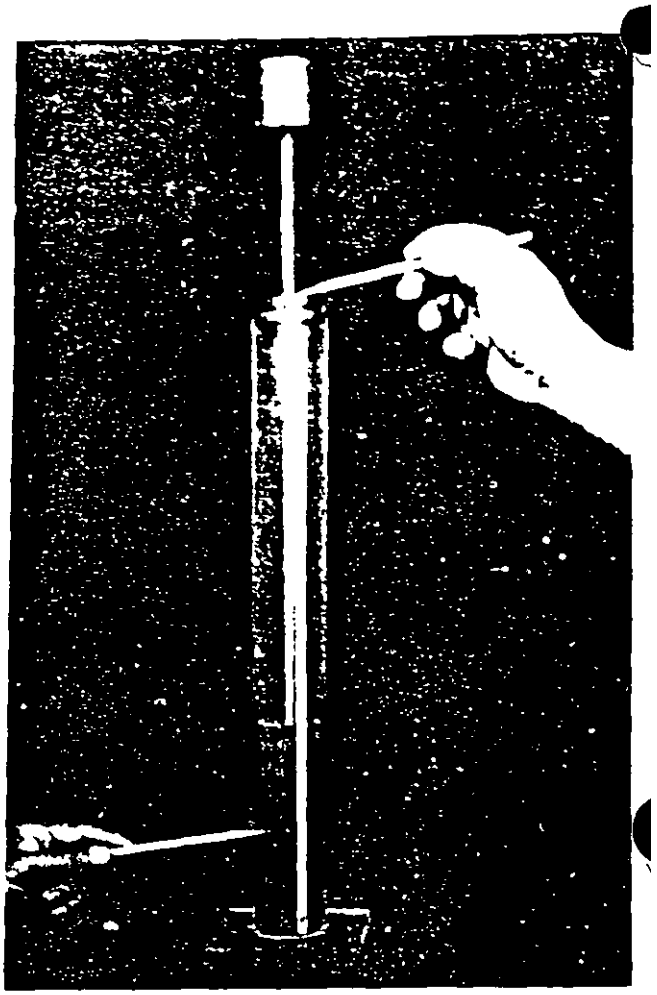
Todos los materiales térreos que se utilizan en las terracerías y los pavimentos contienen en mayor o menor grado partículas finas, de cuyo monto y actividad depende en gran parte, como es sabido, el comportamiento mecánico del conjunto. La prueba de Equivalencia de Arena fue desarrollada por Hveem para valuar en forma cualitativa la cantidad y la actividad de los finos que existen en la mezcla de partículas que constituyen el suelo que se va a utilizar.

La prueba consiste en introducir una cantidad prefijada de la fracción del suelo que pasa la malla Nº 4 en una probeta estándar, parcialmente llena con una solución que, entre otros efectos, propicia la sedimentación de los finos. Tras un periodo de vigorosa agitación para homogeneizar la suspensión, la probeta se deja en reposo en su posición natural durante 20 min, al cabo de los cuales se ve el perfil de sedimentación en el fondo, que básicamente debe consistir de dos capas fácilmente distinguibles, una inferior que tendrá prácticamente todas las partículas de arena y otra, superior, formada por la cantidad de arcilla que haya alcanzado a depositarse en el tiempo transcurrido, bajo el efecto floculante que produzca la solución utilizada, el cual, obviamente, dependerá de la concentración con que se fabrique ésta. Así, por ejemplo, si la arcilla contenida es una montmorilonita o una bentonita, de alta actividad coloidal, la solución estándar, actuando durante 20 min, alcanzará a flocular y depositar una determinada cantidad, en tanto que, si la arcilla es una caolinita de actividad coloidal mucho menor, seguramente en los 20 min podrá llegarse a depositar toda la arcilla.

De esta manera, el estudio de perfil de sedimentación permite establecer un índice volumétrico de las respectivas proporciones de los materiales contenidos en el suelo original, que pueden en principio, clasificarse como arenas o como arcillas. Además, como se verá, el perfil de sedimentación permite obtener



Agitador manual utilizado en la prueba de equivalente de arena.



Lectura del equivalente de arena.

también una idea de carácter cualitativo, pero seguramente bastante apropiada, de la actividad que pueda atribuirse a la fracción arcillosa.

La solución está formada básicamente con cloruro de calcio, que es un material floculante; se le añade algo de glicerina, pues se vio que así se producía un efecto estabilizante que hacía la prueba más consistente al ser repetida por operadores diferentes y una porción de formaldehido, cuyo objeto es el de esterilizar la solución para neutralizar la posibilidad de desarrollo de organismos que pudiera contener el suelo original. La base de la solución es agua destilada o razonablemente limpia. Muy especialmente, la cantidad de cloruro de calcio determina el poder floculante de la solución; con cantidades diferentes se tienen volúmenes de arcilla depositadas muy diferentes y, por lo tanto, también muy distintos equivalentes de arena, pues este concepto se define y determina con base en los respectivos espesores de arena y arcilla en el perfil de sedimentación.

Una vez obtenido el perfil de sedimentación y anotado el nivel superior de la capa de arcilla, se introduce en la probeta un pisón de peso estándar, el cual se apoya sobre la arcilla, permitiendo que se hunda en ella, lo que ocurre prácticamente hasta

que se alcanza la capa de arena; la altura a que queda este pisón se mide también y se considera la altura de la frontera superior de la capa de arena. El pisón es necesario, pues, como es natural, durante la deposición no se define nítidamente un plano de transición entre la arena y la arcilla. Se define como Equivalente de Arena la relación:

$$E.A. = 100\ \frac{\text{Lectura en el nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \qquad (12\text{-}1)$$

Un equivalente de arena cero se obtendría en una arcilla pura, en tanto que cuanto mayor sea el equivalente de arena se tendrá seguramente una mayor proporción de este último material en el conjunto.

Hasta aquí, tal parece que la prueba de equivalente de arena lo único que establece es una relación volumétrica entre el contenido de arena y el contenido de arcilla en la muestra. Si así fuera, no estaría dando más información que un análisis granulométrico rápido con cribado en las mallas Nos 4 y 200, quizá más sencillo de realizar. El valor de la prueba de equivalente de arena es que, por lo menos cualitativamente, va algo más lejos que la simple información anterior, al dar una idea, como se dijo, de la actividad de la fracción arcillosa.

El primer punto a cuidar es la concentración de solución floculante que se use, pues como se hizo notar, de su poder floculante depende que se deposite más o menos arcilla en el tiempo de prueba, lo que haría variar el equivalente de arena. Hveem intuyó que el carácter de la fracción fina se reflejaría de algún modo en la resistencia del suelo en conjunto y expresó esta resistencia por medio del parámetro R, obtenido en el estabilómetro y mencionado en el Capítulo IX.

La Fig. XII-1 (Ref. 8) muestra precisamente el efecto anterior, o sea la influencia de la actividad de los finos en el valor R dado por el estabilómetro.

Nótese que el efecto de un 5 % de bentonita es similar al de un 21 % de caolinita para la grava estudiada y ese es precisamente el nivel elegido por Hveem para fijar la concentración de la solución estándar. La solución estándar a utilizar en las pruebas de equivalente de arena es tal que proporcione el mismo valor para este último concepto en una grava que tenga 5 % de bentonita y en la misma grava con 21 % de caolinita.

Otra solución daría diferentes valores de equivalente de arena en todas las pruebas realizadas y desde luego es dudoso que la concentración elegida por Hveem posea ningún significado especial o sea la más apropiada para establecer la mejor correlación posible entre el valor del equivalente de arena y la actividad de los finos contenidos en el suelo.

Una vez fijada la concentración de la solución y estandarizada la prueba, la actividad de los finos se refleja en el resultado de la misma por lo menos de dos maneras. En primer lugar en la cantidad de arcilla que alcance a depositarse en los 20 min, que será diferente según sea el contenido y actividad de la fracción coloidal de la arcilla. En segundo lugar, la actividad de los finos se reflejará seguramente en la estructuración de la arcilla depositada en la solución estándar y a estructuras más cerradas o más abiertas, aun para la misma cantidad de arcilla, corresponderán diferentes valores de la "altura de la arcilla" y, por lo tanto, diferentes valores del equivalente de arena. En general, en relación a este último aspecto puede decirse que cuanto más abierta sea la estructura, mayor actividad mostrarán los finos y se obtendrá un equivalente de arena menor.

No cabe duda de que los factores anteriores no están suficientemente estudiados, como no lo está la prueba en general, por lo que no es posible establecer cuantitativamente correlaciones entre el resultado

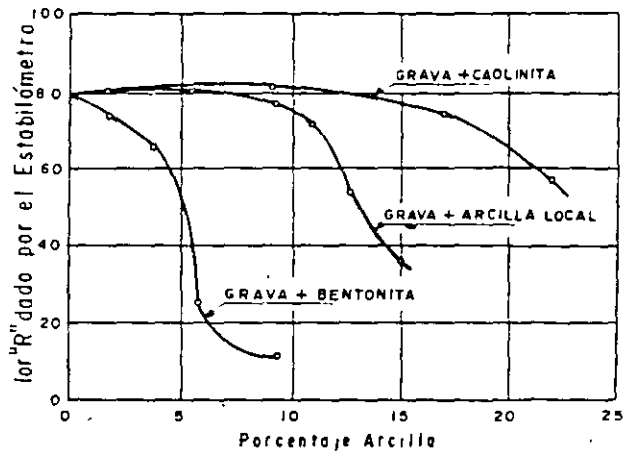


Figura XII-1. Efecto de la arcilla en el valor R (Ref. 8).

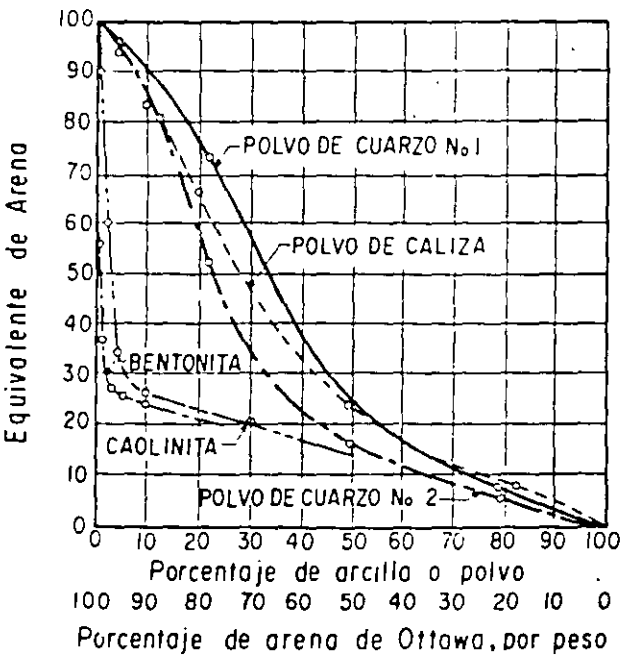


Figura XII-2. Efecto de varios materiales finos en el equivalente de arena (Ref. 8).

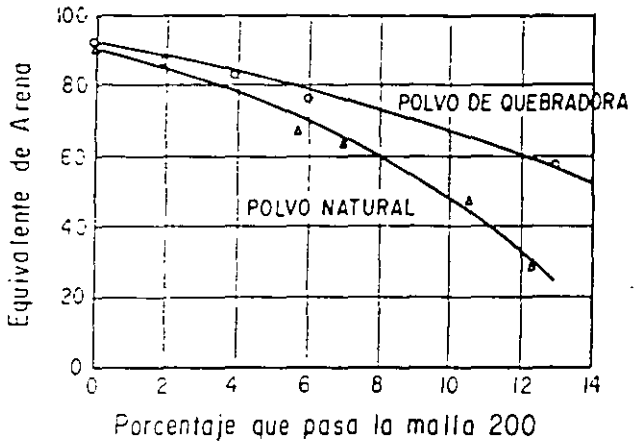


Figura XII-3. Efecto del polvo en el equivalente de arena del agregado fino de mezcla en planta, para carpeta (Ref. 8).

de la prueba de equivalente de arena y las propiedades mecánicas fundamentales, tales como la resistencia, la compresibilidad, la relación esfuerzo-deformación, la permeabilidad, etcétera; ni tan siquiera es posible decir, en el actual estado de conocimiento, si tales correlaciones existen en un sentido más o menos aproximado. Lo que queda entonces es calibrar la prueba con la experiencia personal de los ingenieros de campo y en este aspecto la prueba ha revelado y revela todos los días extraordinarias potencialidades, muy especialmente como prueba para el control de la calidad de los materiales obtenidos de bancos.

Las Figs. XII-2, XII-3, XII-4, XII-5 y XII-6, todas ellas extraídas de la Ref. 8, muestran diversas correlaciones experimentales de interés entre el valor de equivalente de arena y diferentes propiedades o condiciones del suelo. Las Figs. XII-2 y XII-4 deben interpretarse con cierto cuidado, en lo que se refiere al eje de abscisas. En la Fig. XII-2, por ejemplo, se mezcla a un cierto porcentaje de arena de Ottawa o bien los polvos de roca que se mencionan o bien las arcillas que se señalan, para obtener las diferentes gráficas que describen como varía el equivalente de arena al aumentar en la matriz de la arena los porcentajes de polvo de roca o los porcentajes de arcilla; de la misma manera funciona la Fig. XII-4.

En el Anexo XII-a de este Capítulo se describe en detalle la prueba de laboratorio correspondiente.

En lo que se refiere a las rocas, las principales pruebas que han de hacerse a los materiales producto de banco son las que definan su modo de fragmentación y su susceptibilidad a la meteorización. La tabla XII-3 contiene una relación de las pruebas índice que es más común hacer a las rocas, aún cuando en muchos casos de la práctica se omiten algunas de ellas o aun todas, utilizando el material simplemente con base en la observación del banco y en la experiencia precedente.

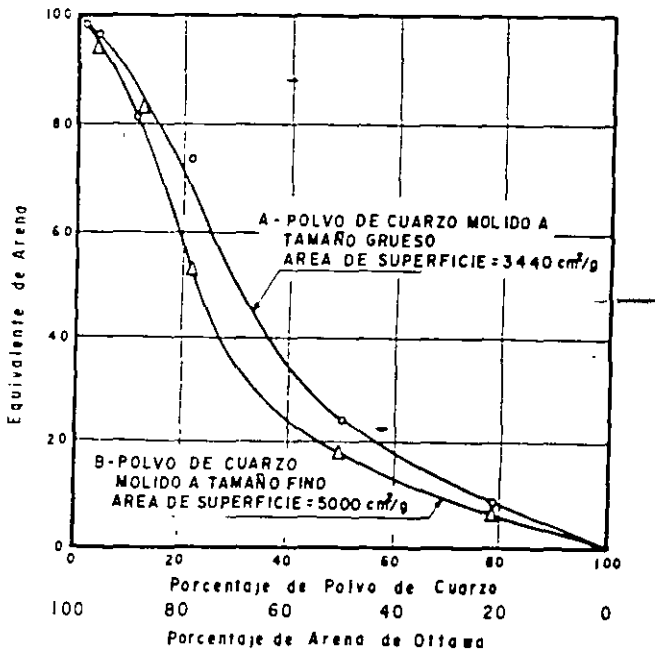


Figura XII-4. Polvo de cuarzo y arena de Ottawa. Efecto del tamaño de las partículas en el equivalente de arena (Ref. 8).

TABLA XII-3

Pruebas índice más comunes para materiales rocosos, con vistas a definir su comportamiento ingenieril (Ref. 9)

Densidad de sólidos
Peso volumétrico seco
Contenido de agua
Porosidad
Indice de Alteración
Permeabilidad al agua
Permeabilidad al aire
Alterabilidad
Resistencia
Deformabilidad

XII-4 MATERIALES ENCONTRADOS EN LOS BANCOS (Refs. 10 y 11)

A. Alteración de las rocas

Los materiales que el ingeniero encuentra en los lugares de posible explotación son suelos o rocas que han soportado en ese sitio numerosos cambios por evolución o por revolución, los que han dejado sus huellas, hasta formar los materiales que sea posible encontrar en la actualidad.

Probablemente toda la corteza terrestre procede, como se sabe, de algo que en origen fue un flúido viscoso y que lentamente se endureció hasta formar rocas ígneas. Los procesos de meteorización, favorecidos por agrietamientos y acciones tectónicas fueron formando, a partir de la matriz original, masas residuales, antecedentes de suelos residuales, producto "in situ" de la descomposición, la solución y la des-

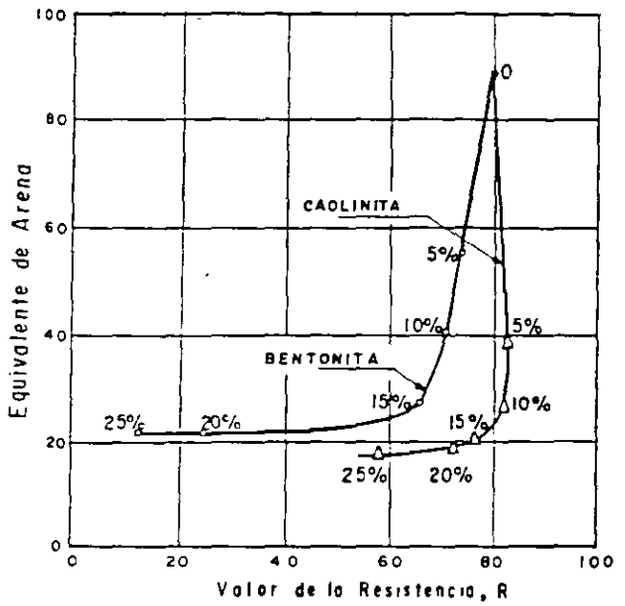


Figura XII-5. Valor de la resistencia en relación al equivalente de arena en roca triturada con contenido variable de arcilla (Ref. 8).

integración. Como ya se vio, muchos de estos productos pueden ser transportados por la gravedad, el viento, el agua o el hielo, para formar, en nuevas condiciones de localización y ambiente los suelos transportados.

Los suelos transportados y depositados en un nuevo lugar pueden continuar intemperizándose en ese lugar o ser retransportados y redepositados en un nuevo ambiente. Otros se endurecen por consolidación y cementación formando rocas sedimentarias. Muchos organismos marinos o que viven en las aguas contribuyen fundamentalmente a la transformación en rocas de los sedimentos previos producidos por meteorización. Las rocas sedimentarias quedan sujetas a la misma distorsión y fracturamiento que la tectónica produce en las rocas ígneas y, de la misma manera que a éstas, las afectan los cambios ambientales, que las meteorizan para producir nuevos suelos residuales, en los que recomienzan los procesos de erosión, transporte y creación de nuevos depósitos.

Además de estar sujetos a la meteorización y a la erosión, las rocas sedimentarias que van quedando cubiertas por sedimentos acumulados pueden ir quedando también sometidas a aumentos de temperatura, de presión y a la acción de nuevos estados de esfuerzos. Como consecuencia, su estructura mineral puede alterarse químicamente o reagruparse físicamente, para producir las rocas metamórficas. Estas nuevas rocas pueden parecerse a sus rocas madres, pero normalmente son más cristalinas, más densas y más duras. De nuevo, las rocas metamórficas quedan sujetas a meteorización donde quiera que queden bajo el efecto de un ambiente externo, por lo que pueden formar suelos residuales, que posteriormente pueden ser erosionados, transportados y mezclados en nuevos depósitos sedimentarios. En rigor, las rocas ígneas también pueden metamorfizarse por calor, presión o esfuerzo cortante, pero los cambios que sufren por ello suelen ser menos drásticos que los que se tienen en rocas sedimentarias. Finalmente, las rocas metamórficas se pueden retransformar en ígneas, por calor, presión o adición de nuevos minerales procedentes de masas flúidas.

En el Capítulo II de esta obra se mencionaron desde un punto de vista mineralógico las principales rocas que el ingeniero encuentra en la corteza terrestre, así como los sedimentos más comunes que esas rocas pueden producir. De la misma manera se mencionaron allí sometamente lo que podría considerarse las características geológicas de las rocas. No se insistirá aquí en esos aspectos, pero en cambio, convendrá insistir algo en la dinámica de la alteración de las

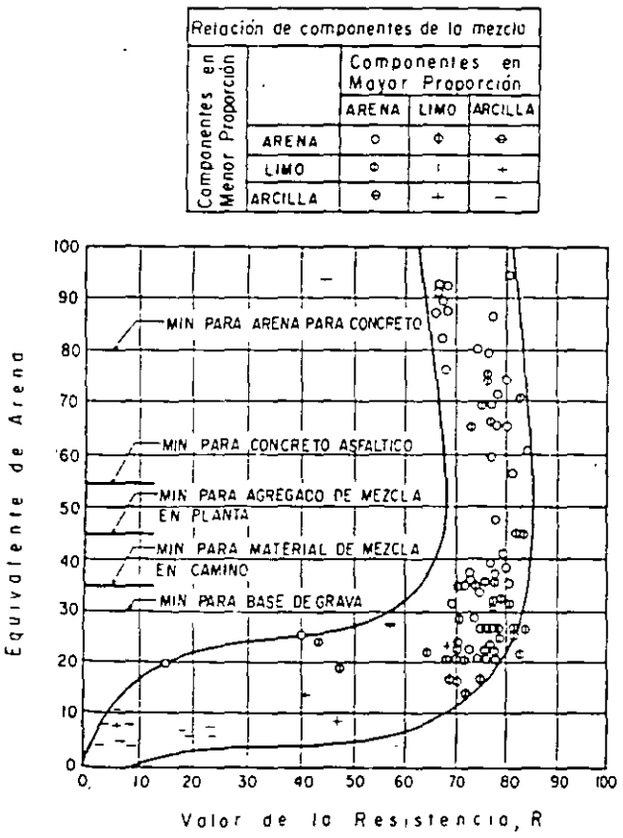
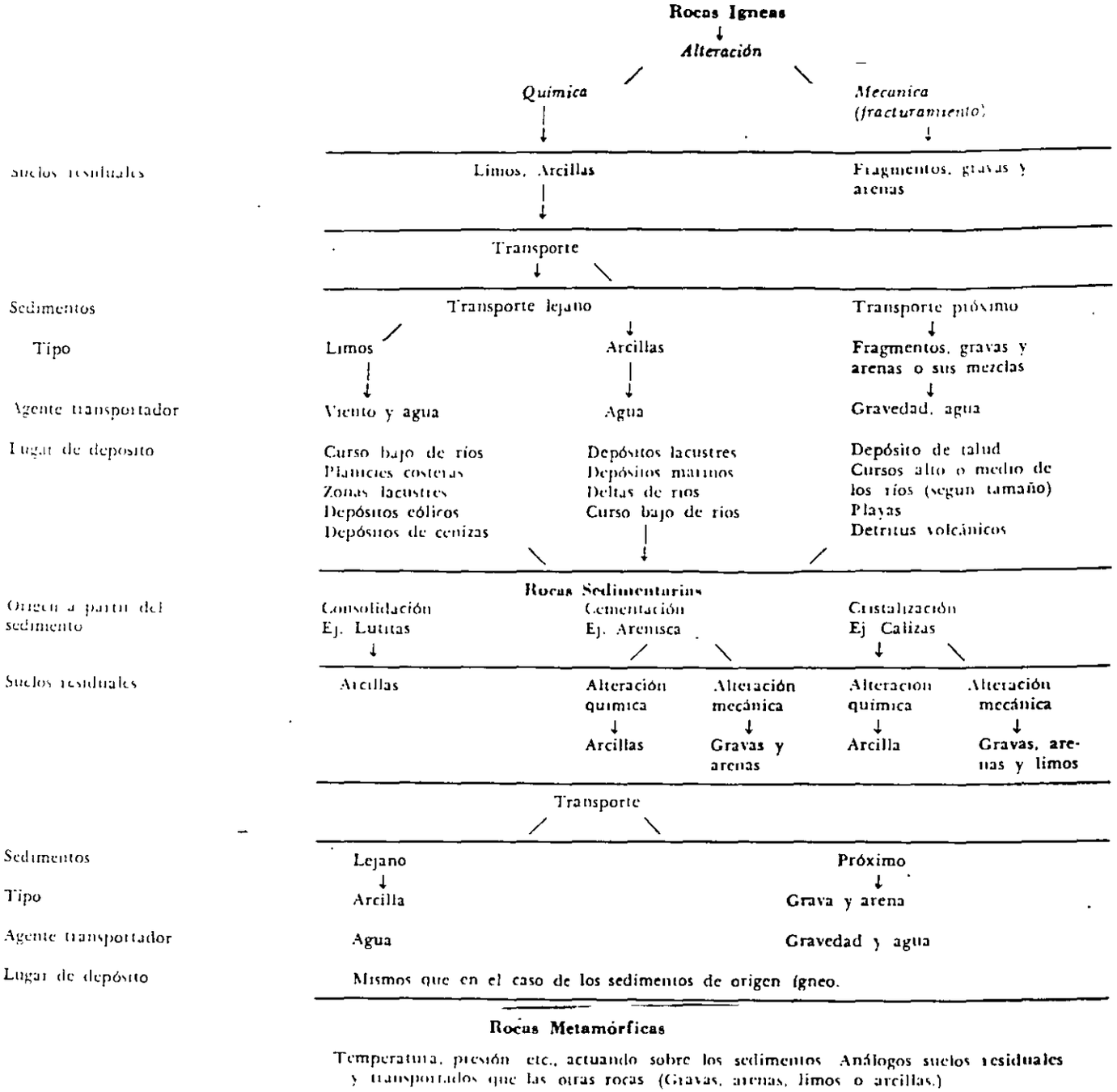


Figura XII-6. Equivalente de arena en relación al valor de la resistencia (Ref. 8).

Explotación de un gran banco en roca alterada.

TABLA XII-4

Dinámica de la alteración de las rocas y la formación de suelos residuales y transportados



rocas, en la génesis de los suelos residuales y transportados y en una descripción, aunque sea breve, de las formaciones que el ingeniero puede encontrar en su búsqueda de bancos y de los materiales que más comúnmente aparecen en ellas.

La tabla XII-4 presenta en forma esquemática las transformaciones de las rocas que producen suelos, los distintos tipos de éstos y la influencia de los factores de meteorización y transporte.

La alteración de una roca es siempre un modo de adaptarse a su ambiente; por ello, cuando una roca antes no expuesta queda sujeta a la meteorización, se altera para adaptarse al nuevo ambiente que le ha sido impuesto. Lo mismo sucede cuando la roca es fragmentada o triturada y colocada en una estructura ingenieril. Por tal motivo el ingeniero debe considerar que todas sus manipulaciones son fuente de alteración futura. En la gran mayoría de los casos, los procesos de alteración que el ingeniero desencadena ocurren a escalas de tiempo dentro de las cuales la vida útil de una obra representa un periodo insignificante, pero no siempre ocurre así y los casos

de alteración muy rápida son, naturalmente, los que más interesan desde un punto de vista práctico. Un ejemplo típico es la alteración de lutitas en arcillas, sobre todo en presencia de agua.

Las rocas que se usan en las diferentes estructuras de una vía terrestre procedentes de los bancos de materiales quedan sujetas en general a compresión y, muchas veces, a abrasión e impacto; todas estas son causas adicionales de alteración. Entre las formas de alteración, la rotura de granos puede producir cambios fundamentales en los materiales de pavimento en corto tiempo; el agua y el desarrollo de presiones neutrales también pueden producir efectos notorios dentro de la vida útil. Correspondientemente, el ingeniero deberá investigar las características de alterabilidad teniendo en mente estos hechos.

Algunos usos de materiales en las vías terrestres imponen condiciones muy especiales a los agregados de banco que vayan a usarse. La tecnología del concreto, que se considera fuera del alcance de esta obra, ofrece abundantes ejemplos de la afirmación anterior, pero no es este material el único que impone condiciones. Las mezclas asfálticas también requieren características específicas en los agregados pétreos, llegándose en algunos casos al rechazo de los mismos al no verlas cumplidas. Las rocas que contienen un alto porcentaje de minerales de silicio (rocas ácidas) no sirven generalmente para carpetas, por no presentar una liga adecuada con el asfalto. También dan problemas en las mezclas asfálticas algunos agregados que tienen tendencia a alterarse rápidamente en arcillas, como sucede con algunos basaltos, a despecho de la excelente calidad que en general esta roca tiene cuando se usa en mezclas asfálticas.

La alteración química de las rocas produce como última consecuencia arcillas cuya mineralogía se relaciona con la de la roca madre; así por ejemplo los granitos tienden a formar arcillas caolinítica, en tanto que los basaltos, ricos en minerales ferromagnesianos, dan lugar a arcillas montmorilloníticas. En el Capítulo VI se presentó el fundamental concepto de perfil de meteorización y los tipos más comunes de éstos de acuerdo con la roca en que se producen.

B. Tratamientos

Los materiales procedentes de bancos que van a ser usados en terracerías no suelen sujetarse a ningún tipo de tratamiento especial y se utilizan tal como se obtienen; en esa condición natural deberán cumplir las especificaciones constructivas y de calidad que se señalen, pero se considera universalmente irrazonable desde el punto de vista económico el empleo de tratamientos, salvo casos muy especiales.

En los trabajos de pavimentación, por el contrario, es usual, como ya se mencionó, someter los materiales a diversos tratamientos que los adecúen a sus funciones. Los tratamientos más usuales son:

1. *Eliminación de desperdicios*

Se trata, por ejemplo, de eliminar en bancos de suelos un determinado porcentaje de partículas cuyo tamaño máximo sobrepasa el que se haya considerado en el proyecto (frecuentemente en el orden de 7.5 cm). Esta eliminación se hace muchas veces a mano.

2. *Disgregación*

Esta operación se hace generalmente en bancos de suelo duro, de roca muy alterada o en materiales con la consistencia de aglomerados poco cementados. La disgregación se hace muchas veces con arados y cuchillas dispuestas en las máquinas o con rodillos de compactación del tipo pata de cabra o similar.

3. *Cribado*

Generalmente se utiliza para lograr en un material de naturaleza friccionante una granulometría adecuada o para eliminar porcentajes altos de partículas mayores que el tamaño máximo requerido, que generalmente son desperdiciadas, se ha dicho que porcentajes arriba de 10 ó 15 % conviene ya eliminarlos cribando.

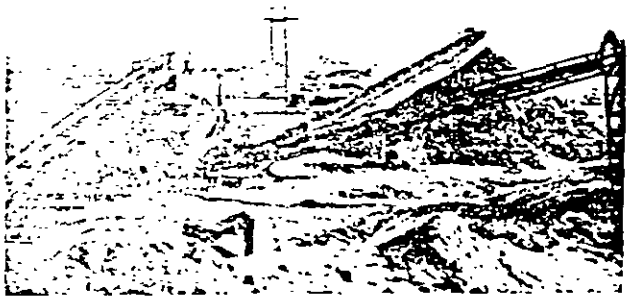
Las instalaciones de cribado para eliminación de tamaños grandes suelen ser muy sencillas. Normalmente el material se maneja por gravedad, recogiendo en un camión el material que pasa una criba determinada. Este método tiene peligros de segregación, que conduce a la obtención de materiales no uniformemente mezclados. Cuando se requiere una buena dosificación de materiales en diversos tamaños ha de recurrirse a plantas de cribado, con cribas vibratorias, dispuestas en dos o tres niveles; el ritmo de vibración suele ser de 1,200 ciclos por minuto. Estas plantas se utilizan generalmente en combinación con equipos de trituración.

En la actualidad se usan cada vez más cribadoras por centrifugación, con cribas cilíndricas concéntricas que giran a la vez, de manera que el material va pudiendo pasar de una a otra recorriendo, según su tamaño, diferente camino desde el centro a la periferia del sistema. Es obvio que este tipo de plantas garantizan mejor que ninguna otra la obtención de dosificaciones precisas.

4. *Trituración*

Es el tratamiento a que generalmente se recurre para llegar a la granulometría adecuada a partir de materiales naturales muy gruesos o de fragmentos de roca. Es normal realizar la trituración en varios pasos o etapas, según el producto final a que desee llegarse; así se habla de trituradoras primarias, secundarias o terciarias.

La trituración suele realizarse en plantas muy completas que incluyen alimentadores, bandas de



Vista de una planta de trituración de materiales.

transportación, plantas de cribado, elevadores de material y dispositivos trituradores de quijada, de impactos, de rodillos de diferente separación, etcétera.

Es importante la relacion de tamaños de la partícula en las etapas iniciales y final del proceso, que define el tipo de equipo que ha de usarse y el costo de la operación. También es importante la forma que adquiera la partícula triturada, pues de ella depende en mucho el comportamiento mecánico posterior. Una forma equidimensional, con aristas vivas es obviamente la más deseable.

Es usual hablar de trituración total o parcial, denotando la intensidad del proceso requerido en un caso dado.

5. *Lavado*

Se aplica en materiales contaminados por arcilla, materia orgánica o polvos; frecuentemente se usa en conexión con operaciones de trituración y cribado.

El lavado se realiza por diversos sistemas, desde el chiflonaje durante el cribado, hasta el empleo de tanques lavadores en los que el material es removido con paletas mecánicas, mientras se le somete a riegos de agua a presión.

Aspecto de un préstamo lateral.

Zanja para préstamo lateral.

C. Tipos de Bancos

Ya se mencionó en otra parte de esta obra (párrafo XI-14) que las fuentes más típicas de aprovisionamiento de materiales son el préstamo lateral, la compensación longitudinal o transversal y el uso de bancos específicos. En lo que sigue se proporciona alguna información general sobre tipos de bancos que, si bien se enfoca al tercer tipo de fuente, pudiera comprender en algunos casos a las dos anteriores.

Los depósitos de río reciben el nombre genérico de aluviones. Debido a que el agua a lo largo del curso tiene ocasión de erosionar materiales muy diferentes, es normal que los aluviones estén formados por materiales muy variados; sin embargo la deposición sí ocurre siguiendo algunas leyes generales fáciles de entender. La capacidad del agua para transportar sedimentos depende de la velocidad de la corriente y de su gasto; esto condiciona un gran poder erosivo en las zonas de curso alto, en que la corriente suele tener fuertes pendientes y, por ende, grandes velocidades, por lo que el agua es capaz de arrastrar sedimentos muy gruesos, del tamaño de la grava y la arena y aún fragmentos de roca, que van rodando cauce abajo. En el curso medio, la pendiente de los ríos disminuye y correspondientemente lo hace

Detalle de un depósito aluvial grueso.

la velocidad, por lo que se restringe la fuerza erosiva por este concepto; es muy común que por esta razón en el curso medio de los ríos se depositen los materiales del tamaño de la grava y de la arena, siendo estas zonas muy apropiadas para la búsqueda de estos bancos. En la etapa final de su recorrido, el río usualmente pierde mucha velocidad, entra a zonas más planas, divaga y busca su salida en el mar, en un lago o en otro río importante; en esta etapa, el poder erosivo disminuye aun más, especialmente cerca de la desembocadura, en donde suele ejercerse un efecto de frenaje muy importante por parte de las masas de agua comparativamente estáticas a las que el río terminará por desembocar. Esta es la zona en la que la corriente deposita los materiales más finos, del tipo de los limos y las arcillas. Si el régimen se hace muy lento en la desembocadura, se formará un delta, con predominio notorio de sedimentos muy finos.

Al régimen anterior, que se podría considerar ligado al régimen de velocidad del escurrimiento, se superpone el efecto del gasto en el poder erosivo, que hasta cierto punto es contrario. En la parte alta del río se tenderá a tener gasto bajo y, por este concepto, el poder erosivo de la corriente será pequeño. El gasto tenderá a aumentar en el curso medio y, sobre todo, en el inferior y, por ello, siempre considerando exclusivamente este efecto, el poder erosivo y de transporte de la corriente irá creciendo a medida que ésta se acerca al mar. El efecto del gasto es importante en los ríos que tienen tendencia a sufrir fuertes crecientes, tanto más, cuanto que a dichas crecientes suelen asociarse velocidades anormalmente altas.

Un depósito aluvial típico.

En términos generales la influencia de la velocidad en el régimen de erosión es mayor que la del gasto, pero en ríos que se inundan con mucha violencia ambos efectos pueden igualarse y la situación aun pudiera invertirse.

El ingeniero que busca bancos suele tener información bastante precisa en cuanto a la naturaleza del río que tenga en estudio. Si éste no es susceptible de sufrir crecientes violentas en periodicidad corta, prevalecerá el esquema de depósito que se describió al hablar del efecto de la velocidad. Se podrá esperar encontrar boleos y gravas en el curso alto, gravas y arenas en el medio y limos y arcillas, en el bajo y en la desembocadura. Si el río tiene crecientes importantes relativamente poco espaciadas en el tiempo será muy probable encontrar sedimentos más gruesos en las zonas más bajas, especialmente en los meandros, en las llanuras de inundación o en las terrazas fluviales vecinas, lugares en donde la velocidad, aun en creciente extraordinaria, tenderá a disminuir.

Los sedimentos que sea dable encontrar en el curso de un río también dependen mucho de la naturaleza de las formaciones que el río atraviesa. Un ejemplo muy típico de esto lo constituyen muchos ríos de la vertiente Pacífico de la República Mexicana y muchos ríos andinos en Sudamérica. En estos lugares, las cadenas montañosas llegan hasta muy cerca del mar, dejando una planicie costera muy reducida, de manera que la mayor parte del curso de los ríos (nunca muy largos) ocurre por zonas de muy fuerte pendiente, que dan a la corriente mucho poder erosivo; además, por lo lluvioso de estas regiones en algunas épocas del año o por el efecto del deshielo, es normal que estos ríos tengan algunos meses de muy grande gasto. Todo lo anterior hace que en esas épocas el río se precipite hacia la exigua llanura costera con grandes cantidades de sedimento grueso, por lo menos del tamaño de la arena, arrancados de las formaciones rocosas de la montaña. La velocidad con que el río irrumpe en la planicie y el gasto importante hacen que se produzcan grandes inundaciones, durante las cuales se deposita el acarreo arenoso, el cual puede encontrarse prácticamente hasta la desembocadura. En el caso de los ríos mexicanos de la vertiente del Pacífico, este fenómeno se ve estimulado por las grandes formaciones de granito alterado que el río cruza en la serranía y que son fuente de grandes acarreos arenosos. En situaciones como esta el ingeniero podrá encontrar bancos de arena y grava, aun en zonas en que otros ríos de cauce más extendido depositan ya únicamente acarreos finos.

En resumen, los depósitos que sea dable encontrar en valles fluviales, llanuras de inundación y en terrazas y abanicos aluviales son relativamente variables, no sólo en naturaleza mineralógica, sino también en tamaño y dependen del desarrollo de la corriente, de su régimen hidrológico y de las formaciones que se atraviesan.

En las zonas en que las serranías se juntan con las planicies de costa es muy frecuente encontrar sistemáticamente de trecho en trecho los denominados depósitos de pie de monte, grandes formaciones de arenas limosas y gravas, inclinadas y ondulantes, dejadas por los ríos, que bajan y pierden velocidad al entrar en la planicie.

Los lagos actúan como depósitos de sedimentación para las corrientes que a ellos llegan. Es común que cuando el río entra al lago tienda a depositar en la orilla los sedimentos más gruesos que aún traiga en suspensión, dependiendo el tamaño del régimen anterior del río; de esta manera, es frecuente que la desembocadura del río en el lago forme un delta más o menos importante, en el que será posible encontrar arenas o limos. Los sedimentos más finos penetran en el lago con el agua del río y se depositan en zonas más profundas. En épocas del año de aguas abundantes el depósito principal está formado por el material limoso que haya alcanzado a entrar al lago y las arcillas más gruesas, pero las arcillas más finas se depositan más bien en las épocas de estiaje, cuando las aguas del lago están más tranquilas. Por lo anterior, los depósitos lacustres suelen ser estratificados, con capas bastante homogéneas de materiales finos, en las que se manifiesta cierta tendencia a una alternancia de estratos limo-arcillosos con otros de arcillas muy finas. El estancamiento de las zonas lacustres suele propiciar la deposición de materia orgánica, por lo que no es raro que en los depósitos lacustres haya suelos de tal naturaleza o turbas, generalmente estas últimas en las partes más superficiales. También es común la presencia de esqueletos silicosos de microorganismos y conchas calcáreas, que se incorporan al conjunto.

En México es relativamente frecuente encontrar depósitos lacustres en lugares donde el correspondiente lago ha desaparecido desde hace mucho tiempo, dando lugar a zonas muy problemáticas, tanto desde el punto de vista de cimentación de obras viales, como de localización de bancos de materiales apropiados.

En México, al igual que en otras partes, son relativamente frecuentes en zonas desérticas y montañosas, ríos que no desembocan en ningún cuerpo de agua, sino que desaparecen, extendiéndose en una zona plana, en la cual forman un verdadero abanico aluvial. Naturalmente se trata de ríos de régimen torrencial muy esporádico, que no han tenido aun la oportunidad de labrarse un cauce completo y que, al perder abruptamente el confinamiento que tenían en el trayecto montañoso, quedan sin capacidad de transporte. En estos abanicos aluviales se depositan al mismo tiempo prácticamente todos los sedimentos que traiga el río, sin ninguna clasificación por tamaños, por lo que en ellos puede encontrarse depósitos muy heterogéneos, con abundancia de grava, arenas y limos.

El viento es otro elemento de transporte fundamental; arrastra sobre el suelo partículas relativamente gruesas y suspende y transporta limos y arenas muy finas. La distancia de acarreo depende del tamaño de la partícula y de la fuerza del viento, varía desde pequeños trechos de algunos metros, hasta muchos kilómetros.

Un depósito eólico muy típico es el loes. El origen de los loes suele estar en depósitos glaciares o en zonas desérticas, a partir de los cuales sobrevino el transporte del viento; el loes primario está formado por partículas de limo tal como el viento las depositó, sin ninguna alteración química posterior, en tanto que en el loes secundario ha habido ya alteración química, generalmente por el agua. El predominio, de las partículas de limo es grande en todos los loes, pues las arenas generalmente son demasiado gruesas para sufrir tanto transporte aéreo y las arcillas se defienden mucho más del embate del viento. Al depositarse, las partículas adquieren una estructura panaloi de extremadamente suelta, en cuyos nexos suelen depositarse arcillas, carbonatos de calcio y óxidos de hierro, que dan al conjunto buena estabilidad, que se pierde si el agua lava y disuelve esas ligas. Por esta causa, muchos ingenieros prefieren, con razón, exponer los loes en cortes verticales, obteniendo mejores resultados que con taludes inclinados, más expuestos a las lluvias.

Los loes son buenos y abundantes bancos para material de terracería, pero pueden presentar problemas de rebote elástico cuando se usan en la capa subrasante, por lo que no conviene aceptarlos para este fin sin pruebas especiales. En general, el material es muy sensible a la compactación, la cual puede mejorar grandemente su comportamiento mecánico. Como quiera que los loes aparecen en amplias extensiones y depósitos profundos, en las zonas cubiertas por ellos no suelen aparecer otros materiales, por lo que éstos deberán buscarse o fuera de la formación o en cerros no cubiertos; por su gran porosidad, las aguas superficiales se infiltran, de manera que en las zonas de loes, sobre todo primarios, tampoco habrá arroyos susceptibles de proporcionar gravas o arenas.

Otra formación eólica típica son los médanos de arena, fuente obvia de este material, aunque la cantidad que puede obtenerse no está muchas veces en correspondencia con la calidad, pues la arena resulta demasiado uniforme para muchos usos.

Los depósitos glaciares son otra fuente posible de materiales para construcción, aun cuando en México sean escasos. Pueden ser formados directamente por el hielo en movimiento o por las aguas del deshielo. Generalmente, en el primer caso, son depósitos muy

heterogéneos que adquieren la forma de un conjunto de boleos, empacados en una matriz areno-arcillosa. En el caso de los depósitos formados por el agua de deshielo, su naturaleza es mucho más parecida a un depósito fluvial, si bien la capacidad de arrastre de gruesos es en los glaciares, mayor.

Los suelos residuales constituyen otra frecuente fuente de materiales para construcción, cuya naturaleza varía mucho de acuerdo con la naturaleza de la roca madre y el grado de alteración sufrido. En general, las rocas sedimentarias producen suelos muy arcillosos, exceptuando las rocas muy silicosas. Las rocas ígneas pueden producir suelos arenosos o arcillosos dependiendo de lo seco o húmedo que sea el ambiente de alteración; las rocas de naturaleza ácida tienen mayor tendencia a producir suelos granulares, en tanto que las de naturaleza básica devienen casi siempre en arcillas.

Es común que los suelos residuales contengan partículas de todos los tamaños, puesto que no han sufrido ningún proceso de selección como los que producen los medios de transporte ya anteriormente tratados. Dependiendo del tamaño predominante, estas formaciones residuales pueden ser fuentes de abastecimiento de materiales para terracerías o subrasantes. En general, para este último caso es necesario someterlos a un proceso de eliminación a mano de fragmentos de roca más o menos intemperizada, mayores que 7.5 cm. De algunos suelos residuales provenientes de rocas muy silicosas o poco alteradas, es posible obtener materiales para sub-bases o bases, especialmente si se van a tratar con cemento o cal, sometiéndolos a procesos de lavado, que eliminen sus finos o a trituración parcial que eliminen los tamaños mayores que los convenientes.

En la búsqueda de materiales para pavimentación, una fuente indiscutible la constituyen las formaciones rocosas sanas donde quiera que aparezcan, exceptuando naturalmente aquellas cuya naturaleza arcillosa no las hace adecuadas para estos fines. Estos materiales deberán ser triturados totalmente y, en algunos casos, sujetos a tratamientos especiales para mejorar alguna característica específica como, por ejemplo, su afinidad con el asfalto. Durante la explotación de estos bancos deberá tenerse especial cuidado en evitar las zonas alteradas o la contaminación con arcilla que rellene fracturas o grietas, pudiendo llegarse en algunos casos al recurso del lavado para eliminar estos materiales indeseables.

Preparación de un lecho de roca para su remoción con explosivos (Barrenación).

Conviene dedicar algunos comentarios a algunos tipos de materiales especiales que se han utilizado con frecuencia en la técnica mexicana

1. *Conchuela*

Se trata de formaciones de residuos calcáreos de conchas de moluscos, que se encuentran a veces en grandes volúmenes en zonas próximas al mar. Generalmente el material muestra un avanzado grado de alteración y está formado por pequeñas lajitas, fragmentos de la concha original. La granulometría del conjunto es defectuosa y no satisface requisitos de pruebas de desgaste. Sin embargo, la utilización de este material en calles, caminos y aun aeropistas ha dado resultados aceptables, inclusive en bases asfálticas, construidas por el método de mezcla en el lugar, sin adicionar a la conchuela ningún material pétreo.

2. *Escorias de fundición*

Son materiales frágiles, vidriosos y muy duros, que se trituran sin producción de finos, que se han utilizado exitosamente como base de pavimento en muchas partes. Su excesiva dureza ha llegado a ser un inconveniente en la trituración.

3. *Desperdicios de minas*

Resultan abundantes en las regiones mineras. Son materiales pétreos que generalmente aparecen con la granulometría excesivamente uniforme, consecuencia del proceso industrial que los produjo; dependiendo de éste, el tamaño de las partículas puede variar mucho, desde el correspondiente a las arenas muy finas hasta 5 ó 7 cm.

XII-5 EXPLOTACION DE BANCOS

La explotación de bancos de roca o suelo se hace utilizando determinados equipos con características y usos bien establecidos por la experiencia previa de construcción. La selección de equipo adecuado para un caso particular será función de tres factores fundamentales:

- La disponibilidad de equipo.
- El tipo de material por atacar.
- La distancia de acarreo del material.

Establecida la clase de equipo, su tamaño es sobre todo función del volumen de la obra por ejecutar,

TABLA XII-5

Equipo común para explotación de bancos y transporte de materiales

Tipo de material	*Despalme y limpieza (Si se requiere)*	*Preparación del banco*	*Excavación y carga*		*Transporte*	
			Tamaño máximo (m)	*Equipo*	*Distancia (m)*	*Equipo*
			ROCAS			
Roca sana (Superficialmente alterada)	Tractor de orugas con cuchilla frontal, inclinable	Barrenación y tronado de acuerdo al tipo de roca y al tamaño máximo por obtener	$0.75 < \times < 2.00$	Pala mecánica	Menos de 150	Volquete o camión
			$0.30 < \times < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	De 150 a 2,500	Vagoneta o camión
					De 2,500 a 100,000	Camión o remolque
			$0.075 < \times < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	Más de 100,000	F. C (si disponible) camión o remolque
Roca alterada (Superficialmente muy alterada)	Tractor de orugas o neumáticos con cuchilla frontal inclinable	Barrenación y tronado, escarificación y monco o sólo escarificación	$0.30 < \times < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
					De 150 a 2,500	Vagoneta o camión
			$0.075 < \times < 0.30$	Pala mecánica o cargador frontal	Más de 2,500	Camión o remolque
Roca muy alterada (Suelo y fragmentos chicos superficiales)	Tractor de orugas o neumático, con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de orugas	Escarificación y monco o sólo escarificación	$0.075 < \times < 0.75$	Pala mecánica o Cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
					De 150 a 2,500	Camión o vagoneta
					Más de 2,500	Camión o remolque
		Escarificación	$\times < 0.075$	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
					De 150 a 2,500	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa

	Tractor de orugas o neumático con cuchilla frontal inclinable	Escarificación y moneo	$0.30 < \times < 0.75$	Pala mecánica o cargador frontal	Menos de 150	Volquete o camión
		Escarificación	$0.075 < \times < 0.30$		De 150 a 2,500	Camión o vagoneta
	Draga	Ninguno	$\times < 0.075$ Bajo el N. A. F.	Draga de almeja o de arrastre	Más de 2,500	Camión o remolque
Aluviones	Tractor de oruga o neumático con cuchilla frontal inclinable o escrepa halada con tractor de oruga	Escarificación	$\times < 0.075$ Sobre N. A. F.	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de orugas o motoescrepa
					De 150 a 2,500	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa
	Tractor de orugas o neumático con cuchilla frontal inclinable	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$\times < 0.005$	Pala mecánica Motoelevadora Cargador frontal	Menos de 150 De 150 a 2,500 Más de 2,500	Camión o volquete Camión o vagoneta Camión o remolque
Arenas, limos y arcillas	Escrepa halada con tractor de oruga o motoescraepa tractor	Escarificación cuando compacto, cementado o duro	$\times < 0.005$	Escrepa	Menos de 150	Escrepa halada con tractor de oruga o motoescrepa
					De 150 a 250	Escrepa halada con tractor neumático o motoescrepa
	Draga de arrastre o de almeja	Ninguno	$\times < 0.005$ Bajo el N. A. F.	Draga de arrastre o almeja	Menos de 150 De 150 a 2,500	Camión Camión o vagoneta
	Draga marina	Ninguno		Draga marina	Conducción hidráulica al tanque de sedimentación	

Banco típico de material para terracería.

del tiempo en que dicha obra debe realizarse y del espacio disponible para las maniobras.

En muchos países de desarrollo industrial limitado el aspecto de disponibilidad de equipo resulta decisivo. En la actualidad existen máquinas sumamente diversificadas, cuya utilización conjunta y racionalmente programada permite explotaciones muy eficientes y económicas, pero es norma común en muchas naciones el que no pueda disponerse en forma general de parques de maquinaria tan especializados, debe tenerse presente que, en esos países, la adquisición de máquinas es usualmente un renglón de importación que grava substancialmente un mercado de divisas que ha de cuidarse por muchas razones. De esta manera, haciendo a un lado algunas naciones de industrialización muy avanzada, lo común es que los procesos de explotación de bancos hayan de hacerse con base en algunos equipos tradicionales, de uso diverso y utilización frecuente. De hecho, de ninguna manera debe excluirse la explotación manual, con pico y pala.

La tabla XII-5 presenta los equipos más comunes para la explotación de los bancos de materiales con que más frecuentemente trabaja el ingeniero de vías terrestres; en la misma tabla se anota el equipo de transporte usual, de acuerdo con la distancia de acarreo y el tipo de material.

En la Fig. XII-7 se muestra en forma simplemente esquemática alguna de las operaciones que suele exigir la preparación de un banco, antes de ser explotado, que incluyen el desmonte y la limpieza superficial y un posible afloje del material para facilitar las maniobras de carga y transporte.

La Fig. XII-8 esquematiza alguno de los casos de explotación con pala mecánica, que es un equipo de uso frecuente (Tabla XII-5). El elemento de ataque de la pala es muy variable de acuerdo con la naturaleza y la posición relativa del banco. La cuchara normal se usa para cargar materiales rocosos o suelos, cundo están en frentes verticales o amontonados; la operación con draga de arrastre se utiliza cuando el material ha de ser recogido, como sucede cuando está a nivel inferior que la maquina o cuando está bajo agua; la almeja es útil cuando en una mezcla de abundantes fragmentos de roca y suelos, se desea seleccionar los primeros para su utilización.

En la Fig. XII-9 se esquematiza el trabajo de un cargador frontal, muy utilizado en la práctica de las vías terrestres.

Las Figs. XII-10 y XII-11 muestran escrepas, que pueden ser autocargables o que sirven únicamente para transportar (vagonetas), pero que han de ser cargadas en una maniobra adicional.

Es de señalar el uso cada vez mayor que se está

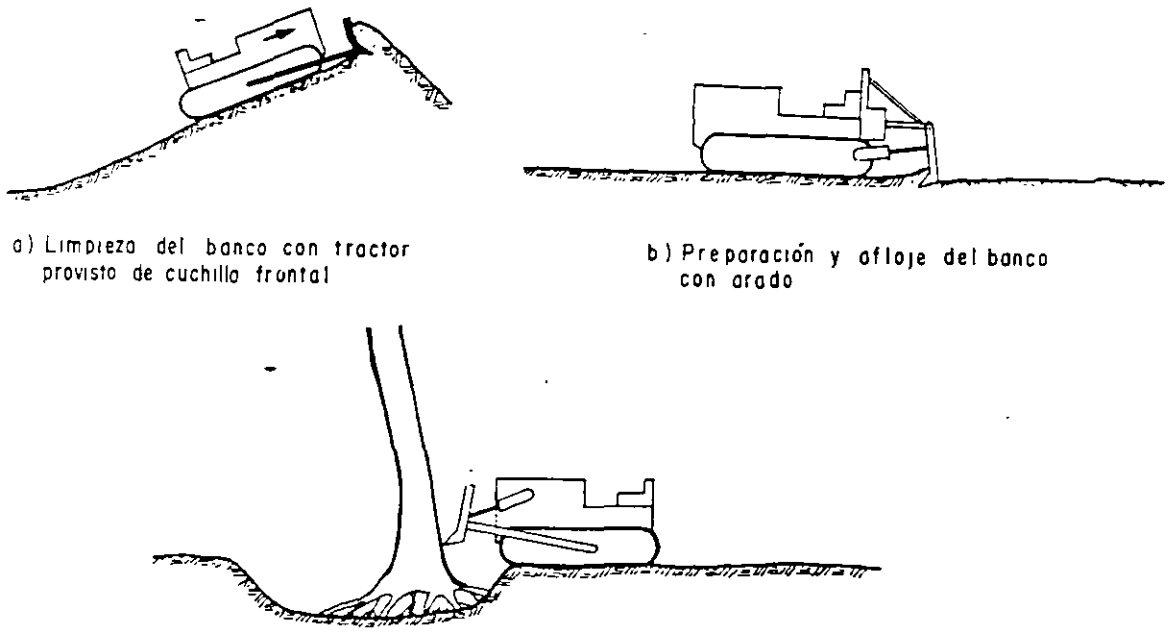


Figura XII-7. Limpieza y preparación de un banco (Ref. 12).

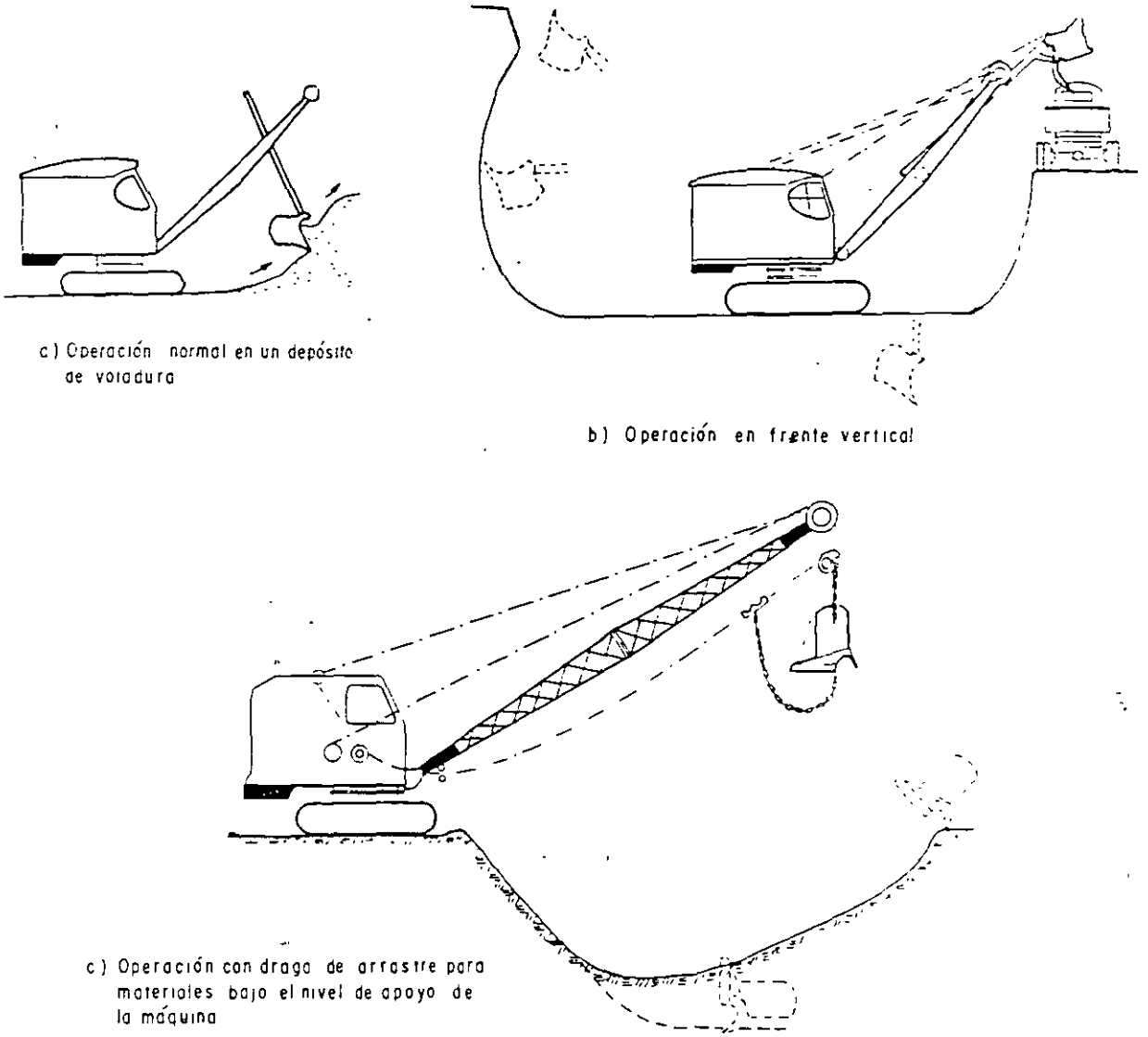


Figura XII-8. Explotación de un banco con pala mecánica.

haciendo de tractores pesados con arados para fragmentar los materiales hasta un grado tal que puedan ser removidos por el propio tractor o por otras máquinas, evitando así operaciones de barrenación y uso de explosivos, que siempre son más lentas y costosas. El tractor se utiliza también como máquina excavadora y empujadora, por efecto de su cuchilla frontal, estando limitada la primera acción generalmente a no más de 50 cm; para estos trabajos suele recurrirse casi siempre al tractor de orugas, quedando reservado el de llantas neumáticas para maniobras de remolque de equipo de transporte a distancias cortas (entre 150 m y 2.500 m).

En la construcción pesada se impone cada vez más

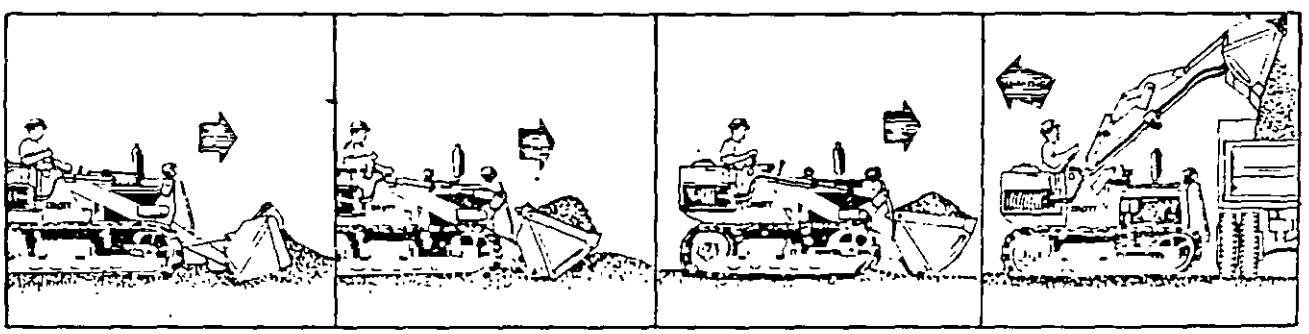


Figura XII-9. Trabajo de un cargador frontal en la explotación de un banco

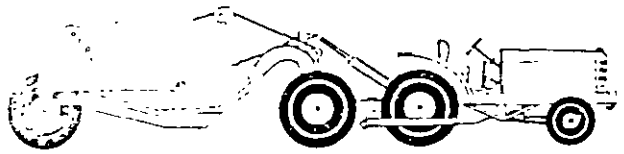


Figura XII-10. Croquis de una escrepa autocargable.

La utilización de escrepas auto-propulsadas y autocargables cuando la naturaleza del material permite su operación, pues obviamente resultan equipos muy rápidos y versátiles en lo que se refiere tanto al material que con ellos se puede manejar, como a la distancia a que es económico efectuar el acarreo. Es frecuente que se ayude su capacidad de autocarga empujándolas con un tractor, el cual se emplea en la disgregación del material durante el tiempo de acarreo de la motoescrepa. Las escrepas no autopropulsadas se emplean remolcadas, generalmente por tractores de llantas y operan eficientemente en distancias de acarreo cortas.

También se ven cada vez con mayor frecuencia en los bancos de materiales cargadores frontales de brazos articulados, bien sea de orugas o sobre llantas; los primeros son más potentes y capaces de trabajar con fragmentos de roca más grandes o en terrenos más duros, pero los segundos son más rápidos en las idas y venidas y sobre todo en los giros. Acarreos muy cortos, de menos de cien metros se han hecho directamente con el cargador.

La pala mecánica exige frentes de ataque bien definidos y de volúmenes abundantes, de manera que no hayan de ser trasladadas con frecuencia. La gran mayoría opera sobre orugas, lo que permite que se adapten a cualquier tipo de terreno, aún con pendientes muy fuertes, conservando siempre buena estabilidad; las palas sobre llantas tienen mucha mayor capacidad de traslación, pero son inferiores en las cualidades nombradas inmediatamente atrás.

El transporte de los materiales suele hacerse en las vías terrestres casi universalmente en camión. Se exceptúan los acarreos muy cortos o los muy largos; en los primeros, como se dijo, pueden utilizarse vagonetas halladas por tractor de llantas u otros elementos similares, en tanto que en los acarreos muy largos, el ferrocarril o el transporte fluvial o marítimo suelen ser más económicos.

En la explotación de los bancos es fundamental establecer una relación adecuada entre la capacidad de las máquinas removedoras y excavadoras y los elementos de transporte; sólo así podrán evitarse costosas interferencias o tiempos ociosos. Conviene que la

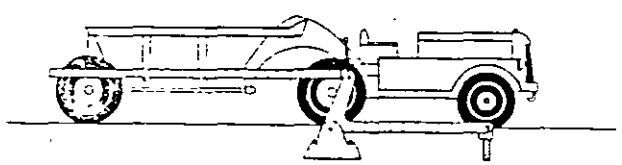


Figura XII-11. Croquis de una vagoneta para transporte de material

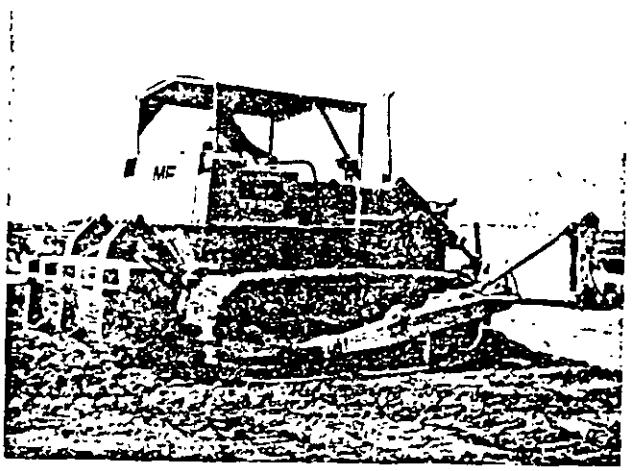
Explotación de suelos.

capacidad de la caja de los vehículos transportadores sea un múltiplo entero de la capacidad del elemento que excava o carga.

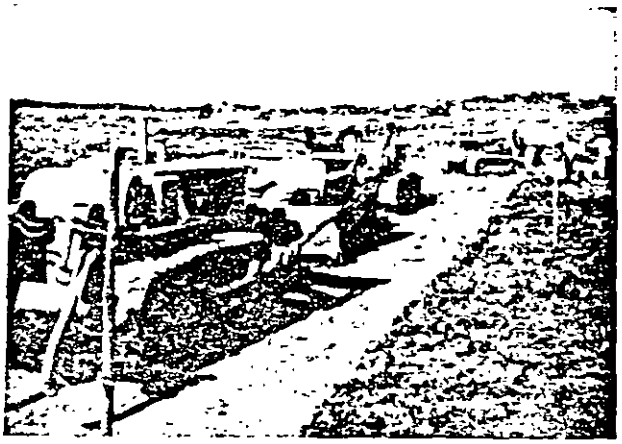
Un aspecto fundamental de la explotación de bancos de roca lo constituyen las operaciones de barrenación y uso de explosivos, que no serán tratadas en este lugar, pues constituyen toda una tecnología específica fuera del campo de acción de la Mecánica de Suelos aplicada. Obras especializadas, tales como por ejemplo la Ref. 13, podrán ser de ayuda a los ingenieros especialmente interesados en estos problemas.

Existen algunos casos especiales en la explotación de bancos que se presentan con cierta frecuencia y que ameritan un comentario particular.

En el caso de materiales para terracerías, a veces se explotan bancos en que se presentan en un mismo frente varios estratos de materiales todos aprovechables, pero de diferente calidad. En estos casos suele convenir efectuar la explotación de manera que se produzca la máxima mezcla posible de las distintas calidades, para llegar a un producto final lo más



Tractor equipado con arado para fragmentación de materiales térreos y rocas alteradas.

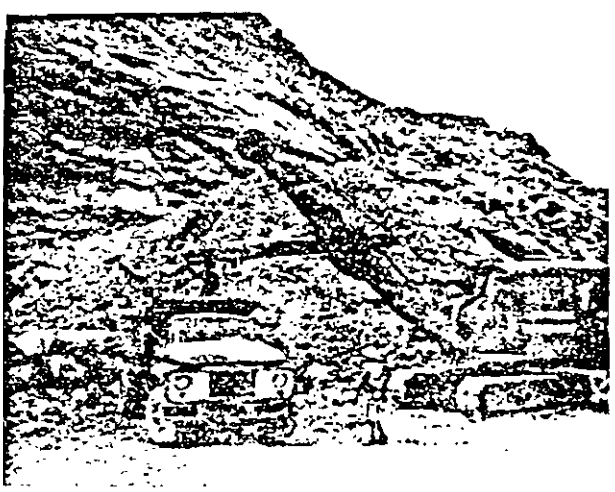


Halado de escrepa con tractor.

homogéneo posible. De otra manera se tendrán aleatoriamente situados en el cuerpo de la terracería capas de diferente comportamiento, lo cual nunca es conveniente.

En algunas zonas cársicas, de las que la Península de Yucatán es un buen ejemplo, existen grandes planicies en que los materiales aprovechables para terracerías (materiales más o menos finos de origen calizo, denominados sascab en el caso particular de Yucatán al que se ha hecho referencia) están situados bajo una costra de roca caliza, de espesor comprendido entre uno y uno y medio metros. Para poder extraer el material subyaciente, ha de romperse la coraza que lo protege, lo que exige barrenación y explosivos. En estas zonas no es posible pensar en préstamos laterales y convendrá siempre recurrir a préstamos de banco, en los que rompiendo el área superficial mínima pueda obtenerse el máximo volumen del material, profundizando la excavación; lo anterior, a causa de lo cara que suele resultar la operación con explosivos. En estas zonas planas, los terraplenes nunca son altos y el uso de la roca caliza en ellos exige una fragmentación muy importante que no suele ser económica, pues el rendimiento de los explosivos en esta coraza de pequeño espesor es muy bajo; generalmente resulta preferible desperdiciar este material rocoso, retirándolo en grandes fragmentos.

La construcción de terraplenes ligeros, que suelen demandar los proyectos de terraplenes sobre suelos muy blandos y compresibles, suele imponer condiciones limitativas importantes en el uso de bancos de materiales y largas distancias de acarreo. El tezontle, espuma porosa de basalto, es un material muy utilizado en México para estos fines y en relación al cual hay, correspondientemente, bastante experiencia y mucha confianza. Los bancos de tezontle suelen presentar el problema de estar contaminados por frentes de basalto sano, de alto peso volumétrico, que, por lo tanto, deberán ser cuidadosamente evitados. En otras ocasiones aparecen mezclados en el tezontle grandes fragmentos de basalto, que han de ser removidos. Otras veces, los bancos de tezontle se presentan en frentes muy altos y son atacados por arriba, por razones de seguridad; como consecuencia, el material rueda mucho antes de amontonarse en el piso y ocurre que este tratamiento produce un excesivo porcentaje de polvos, que incrementa el peso volumétrico del suelo por arriba de lo conveniente. Frecuentemente este problema se combina con una explotación ingeniosa, produciendo rampas tendidas



Explotación de un banco con pala mecánica.

Un gran banco de tezontle.

en que el material ruede poco y que, a la vez, puedan ser explotadas desde abajo sin riesgo, pero frecuentemente también, esta situación obliga al cribado del material.

En muchas llanuras costeras, en zonas pantanosas o en antiguas cuencas lacustres es común que no se encuentre superficialmente materiales de calidad apropiada para terracerías y, menos aún, para pavimentos. Ya se mencionó que en estos casos conviene localizar elevaciones y oteros en que la probabilidad de encontrar materiales en mayor calidad será mucho mayor, pero si estos accidentes no existen ha de recurrirse a la explotación de materiales en elevaciones mínimas o en terrazas y ocurre que usualmente los suelos están demasiados húmedos, lo que no sólo impide su utilización inmediata, sino también la operación del equipo de explotación. En circunstancias como ésta, se ha encontrado útil abrir en cada banco varios frentes de ataque, extrayendo de cada uno capas de no más de 50 cm de espesor y procediendo alternadamente en los diversos frentes. Al dejar un frente sin ser atacado durante varios días, se logra que se seque por evaporación superficial y quede en condiciones de que se le extraiga una nueva capa.

En zonas lluviosas en que se trabaje por el método del préstamo lateral, se ha encontrado ventajoso iniciar la excavación en la parte más alejada del camino, a fin de que no se produzcan lugares de tránsito imposible en puntos intermedios del recorrido de acarreo.

En ocasiones, cuando se explotan bancos de suelos muy finos, resulta conveniente programar las operaciones de excavación de manera tal, que sea posible agregarles en el banco el agua necesaria para su compactación posterior en el terraplén. Como se sabe, los suelos muy finos, del tipo de las arcillas muy plásticas, poseen una baja permeabilidad y, por lo tanto, la incorporación de agua requiere de un tiempo considerable, siendo prácticamente imposible lograrla en el terraplén. Así, en algunos casos se ha encontrado satisfactorio inundar una cierta parte del banco o bien remover el material y apilarlo por capas delgadas a las que se les agrega el agua por el método de aspersión, transcurrido el tiempo necesario para la incorporación del agua, se carga el material y se transporta al sitio en que ha de ser utilizado, debiendo ser compactado de inmediato para evitar la pérdida de agua por evaporación.

Un caso similar al anterior se presenta cuando el material muy fino de un determinado banco contiene una cantidad apropiada de agua para su compactación. En este caso, deberán programarse las operaciones de manera que no se pierda dicha agua, ni en el banco, ni en el terraplén. Ha ocurrido que en un caso como el comentado anteriormente, una mala programación de los trabajos permitió, una vez abierto el banco y tendido el material en el terraplén, su secado durante un considerable lapso, habiéndose formado terrones muy duros, a tal grado difíciles de disgregar y humedecer, que fue preferible desechar todo este material.

Almacenamiento de materiales para pavimento.

Los bancos localizados en depósitos fluviales deberán ser atacados en la época en que el río conserva los niveles más bajos, pues se corre el riesgo de que su explotación se vea imposibilitada durante las grandes avenidas, interrumpiendo el avance de toda la obra. Asimismo, un inconveniente adicional se encuentra en la contaminación que pueden sufrir los materiales por los suelos finos en suspensión que arrastran los ríos durante sus crecientes.

Algunos materiales, como los de composición calcárea, debido a su poca dureza, sufren una degradación importante en las manipulaciones necesarias para su carga, transporte, etcétera, por lo que, en estos casos, deberán evitarse todas las manipulaciones como almacenamientos provisionales o traslados de un depósito a otro, etcétera.

Durante la explotación de bancos de roca, en la que el estrato aprovechable se encuentra cubriendo otro de características inadecuadas, por ejemplo, una corriente de lava sobre una capa de arcilla, deberá atacarse el banco de manera que siempre se tenga sobre el piso constituido por el material inadecuado, una capa de por lo menos 30 a 50 cm de rezaga del propio banco, para evitar posibles contaminaciones.

Por último, se encuentra conveniente un comentario sobre el manejo de materiales almacenados para su posterior utilización. Todos los materiales constituidos por partículas de diferentes tamaños, tienden siempre a segregarse cuando se les coloca en un depósito, dejándolos caer desde la parte alta sobre el talud del mismo. Para corregir dicha segregación al cargar nuevamente el material deberá tomarse éste desde la parte baja, mezclando así todos los tamaños que presenta el frente completo del depósito y nunca mediante capas horizontales tomadas de la parte superior del depósito.

XII-6 ALTERACION DE ROCAS E IDENTIFICACION DEL GRADO DE ALTERACION

Tiene interés analizar, aunque sea someramente,

TABLA XII-6

Naturaleza de los problemas por la alteración de rocas en la Ingeniería Civil (Ref. 11)

Utilización de la roca		*Problemas de seguridad*			*Problemas de estética*
		Estabilidad	*Permeabilidad*	*Características de superficie*	
La roca como material de banco		X	X	X	X
La roca in situ	Cimentaciones	X	X	—	—
	Cortes	X	X	—	—
	Túneles	X	X	X	—

el problema de la alteración de las rocas, sobre todo con vistas a identificar el grado de alteración que puedan exhibir en un momento dado y a saber si una cierta roca se alterará apreciablemente en el periodo de vida útil de la obra. Esta degeneración podrá afectar directamente la estabilidad de una masa y, desde este punto de vista, el problema afectará sobre todo a la estabilidad de taludes y, en menor grado, a la técnica de cimentaciones; pero también puede ser preciso analizar el problema en materiales provenientes de bancos, pues la alteración rápida puede producir cambios de importancia en la permeabilidad de la masa, lo que preocupará sólo a los estructores de presas y más raramente a los de vías terrestres y también en las características de resistencia, deformabilidad y en la propia permeabilidad de materiales de pavimentos o balasto, lo cual sí constituye una preocupación específica de los ingenieros de vías terrestres.

La tabla XII-6, procedente de la Ref. 14, que, por otra parte sirve como glosario básico de los comentarios incluidos en este párrafo, sitúa al problema de la alteración de las rocas en el campo general de la ingeniería, distinguiendo a los materiales que se extraen de bancos para ser usados en la construcción, de los que ejercerán su función estructural permaneciendo en el lugar.

Deberá entenderse por alteración de la roca toda modificación que ésta sufra, la cual pueda tener interés para el ingeniero civil. La meteorización es un caso particular de la alteración, cuando las modificaciones son causadas por los agentes atmosféricos; el concepto se distingue de la erosión, porque este último implica disgregación y pérdida del material, de manera que según esta concepción del problema (Ref. 14), la erosión es, hasta cierto punto, un caso particular de la meteorización y ésta lo es de la alteración.

La tabla XII-7 (Ref. 14) sitúa la alteración en un marco concreto, distinguiendo sus agentes y los efec- específicos de éstos.

La tabla XII-8, procedente de la misma Ref. 14 relaciona las distintas solicitaciones que actúan sobre las obras de la ingeniería civil, con los efectos finales

TABLA XII-7

Agentes de la alteración y sus efectos (Ref. 14)

Procesos	*Agentes*	*Efectos*
Meteorización	Atmosféricos	Cambios en la resistencia, la deformabilidad, la permeabilidad, el color, la textura, etc.
Desgaste		
Erosión	Atmosféricos	Cambios en la propiedad superficial
Otros	Otros	

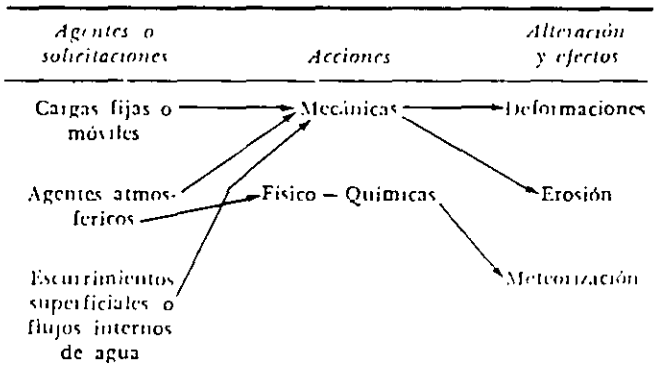
que producen, indicando el medio a través del que las diferentes solicitaciones actúan.

La alteración de las rocas tanto puede empeorar como mejorar sus características desde el punto de vista de la ingeniería civil, pero naturalmente el interés del técnico está sobre todo centrado en los casos en que la alteración lo perjudica. De un modo general esta alteración tiene como límite la destrucción total de los nexos interparticulares y mineralógicos de la roca y su transformación en suelo. En lo anterior, se entienden por nexos interparticulares y mineralógicos de las rocas, los que no se modifican si éstas absorben agua (Ref. 15).

Los mecanismos de la alteración son esencialmente la disgregación, por fisuración o por pérdida de

TABLA XII-8

Mecanismos que producen alteración (Ref. 14)



nexos mineralógicos y la disolución, por erosión interna. Como consecuencia de estos mecanismos, la roca pierde peso y aumenta su porosidad y, por lo tanto, su capacidad de absorber agua y de expanderse como consecuencia de tal absorción. La pérdida de peso ocurre sólo por pérdida de material, en tanto que la absorción de agua es influenciada tanto por la pérdida de material, como por la disgregación. La expansión durante la absorción sólo es influenciada por la disgregación y, por ello, se utiliza como indicador específico de ese mecanismo de la alteración.

La absorción de agua que muestre una probeta de roca puede, por lo tanto, servir como índice del grado de alteración, si no se pretende conocer el mecanismo específico de esa alteración. Si se desea poner en evidencia el efecto específico de la disgregación deberá recurrirse a pruebas en que se analice tanto la absorción, como la expansión de la probeta al tomar agua. Si se desea conocer la influencia de la pérdida de material en la alteración, deberá investigarse en el laboratorio tanto la absorción de agua, como los cambios en el peso. Finalmente, si se pretende una investigación completa de los mecanismos de la alteración en un caso dado, deberán investigarse en el laboratorio tanto la absorción de agua, como la expansión de la probeta y los cambios de su peso (Refs. 14, 16 y 17).

Además de estos índices primarios de la alteración, habrá todo un conjunto de índices secundarios tales como los cambios en densidad, en resistencia o en permeabilidad, todos los cuales se ven afectados por la alteración.

La Fig. VI-17 del Volumen 1 de este libro puede servir para relacionar las características de resistencia de una roca, en este caso granito, con su comportamiento de absorción de agua en el laboratorio. Dado que las pruebas de absorción vienen utilizándose desde hace mucho tiempo, puede decirse que hay ya una experiencia acumulada bastante útil para correlacionar los dos efectos. Las medidas de expansión de muestras de roca se han realizado mucho menos, de manera que existe, correspondientemente, mucha mayor dificultad para establecer correlaciones experimentales confiables. La Fig. XII-12 proporciona resultados típicos de los que pueden obtenerse con pruebas de esta naturaleza. La prueba se realiza con inmersión total de una probeta cilíndrica, a cuya cabeza se ha conectado un extensómetro.

La Ref. 18 presenta algunas técnicas interesantes para desarrollar pruebas que permitan medir la porosidad y la permeabilidad al agua y al aire, que han servido de norma de partida a muchas técnicas de laboratorio.

Es probable que las propiedades de las rocas alteradas que determinan su utilización en las obras de la ingeniería, tales como su resistencia, su deformabilidad o su permeabilidad, constituyen índices más deseables del grado de alteración que otras propiedades, como la absorción de agua, cuyo sentido ingenieril estricto es mucho más difícil de establecer y que exige de correlaciones experimentales siempre subjetivas e inseguras. Sin embargo, es mucho lo que falta por investigar y estandarizar en estos terrenos.

La alterabilidad de una roca puede definirse como

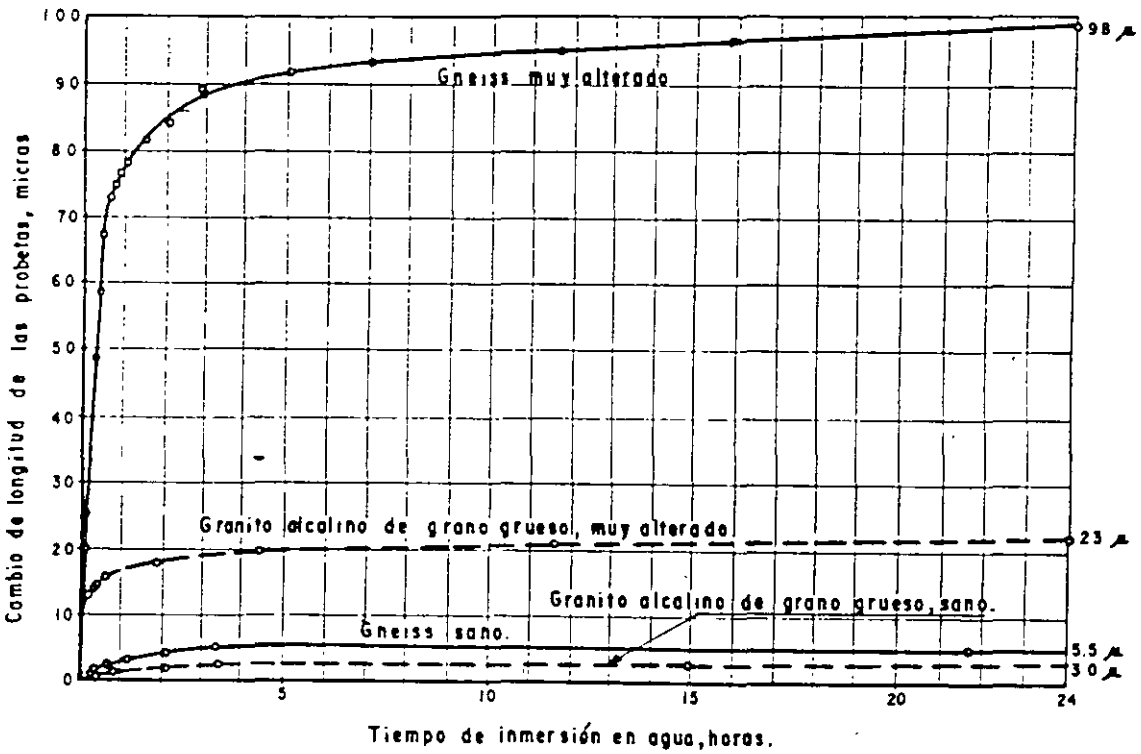


Figura XII-12. Resultados típicos en pruebas de expansión en muestras de roca (Ref. 14).

la velocidad con que evolucionan en ella los procesos de alteración. El conocimiento de esta propiedad es fundamental para extraer criterios sobre el efecto que la alteración de la roca podrá tener dentro de la vida útil de una obra dada.

La alterabilidad no es constante con el tiempo para una roca dada en unas condiciones dadas, puesto que no lo son los factores que pueden influir en ella y que han sido analizados más arriba. A la fecha no es posible seguir una técnica analítica o de laboratorio que permita establecer cuál va a ser la alterabilidad de una roca en un caso específico, pero para llegar al establecimiento de ciertas normas de criterio aproximadas al respecto, parece conveniente seguir la siguiente línea de reflexión (Ref. 14):

- Establecer las condiciones de alteración a las que la roca va a estar sujeta.
- Seleccionar entre los agentes de alteración aquel que sea más significativo en el caso estudiado y definir el estado de alteración inicial de la roca, en relación con ese parámetro y el estado final, en el sentido del que habría de alcanzarse para que la alteración de la roca representara un peligro decisivo para la función estructural.
- Someter una muestra de la roca a un proceso de alteración que sea representativo del que se tendrá en la obra, tratando de establecer la alterabilidad del material en relación a ese proceso. Si se logra llegar a una idea de este concepto podrá de él deducirse el tiempo que tardará en alterarse la roca en la obra en cuestión.

La línea de reflexión anterior tiene tres dificultades principales. La primera estriba en conocer las condiciones de alteración de la roca en el momento en que la obra inicia su función. La segunda estriba en establecer en el laboratorio una prueba que reproduzca las condiciones a que estará expuesta la roca en el futuro; estas pruebas, aunque puedan concebirse en forma razonable, exigirían un tiempo de ejecución muy largo. La tercera dificultad estriba en especificar con cierta precisión cuál será el grado de alteración futuro que comprometa el funcionamiento de la obra.

El conjunto de estas dificultades ha tratado de combatirse con el uso de pruebas de intemperismo y envejecimiento acelerados; con comparaciones experimentales respecto al comportamiento ya conocido de rocas similares con grados de alteración parecidos, que hayan sido utilizados en otras obras; con la identificación de bancos que hayan servido para construir obras de comportamiento estudiado, con fines de establecer comparación entre los grados de alteración del material en cantera y en obra, tras años de uso, todo ello para tratar de fundamentar correlaciones con el comportamiento de materiales parecidos que ahora vayan a ser usados por primera vez; finalmente, será imprescindible para el técnico que aspire a resolver estos problemas en forma razonable, no desaprovechar ninguna ocasión de observar el comportamiento de masas de roca alterada y de obras hechas con ella, a fin de ir calibrando una experiencia personal sobre lo que significan los distintos grados de alteración en las diferentes rocas.

Muchas veces, de todos los estudios y análisis de laboratorios, lo más que puede concluirse es un razonamiento como el siguiente:

Si una roca A ha tenido un buen comportamiento en una obra y si una roca B va a usarse en otra obra de condiciones similares, si la alterabilidad de B parece ser menor que la de A, podrá recomendarse la utilización de B para los fines que se pretenden.

ANEXO XII-a

PRUEBA DEL EQUIVALENTE DE ARENA

XII-a.1 OBJETO

Se pretende que esta prueba sirva como una prueba rápida de campo para investigar la presencia o ausencia de materiales finos o de apariencia arcillosa, que sean perjudiciales para los suelos y para los agregados pétreos.

XII-a.2 APARATOS

Para la realización de la prueba se requiere el siguiente equipo:

a) Un cilindro transparente, graduado para medir volúmenes, con diámetro interior de 3.18 cm (1-¼ plg) y altura aproximada de 43 cm (17 plg), con graduaciones en décimos de centímetro a partir del fondo hasta 38.1 cm (15 plg) de altura.

b) Un tubo irrigador hecho con tubería de cobre o de latón, con diámetro exterior de 0.64 cm (¼ plg). Uno de los extremos del tubo estará cerrado formando una punta en forma de cuña. Cerca de la punta, a través del lado de la cuña, se harán dos perforaciones laterales (con broca Nº 60).

c) Una botella con capacidad de 3.8 lts (un galón), con equipo de sifón, consistiendo en un tapón con dos orificios y un tubo doblado de cobre. La botella se colocará 91.8 cm (3 pies) arriba de la mesa de trabajo.

d) Un tramo de manguera de hule de 0.48 cm (3/16 plg), con una pinza para poder obturarla. Esta tubería se usará para conectar el irrigador con el sifón.

e) Un pisón tarado, consistente en una varilla metálica de 45.8 cm (18 plg) de longitud con un pie cónico de 2.5 cm (1 plg) de diámetro, en su extremo

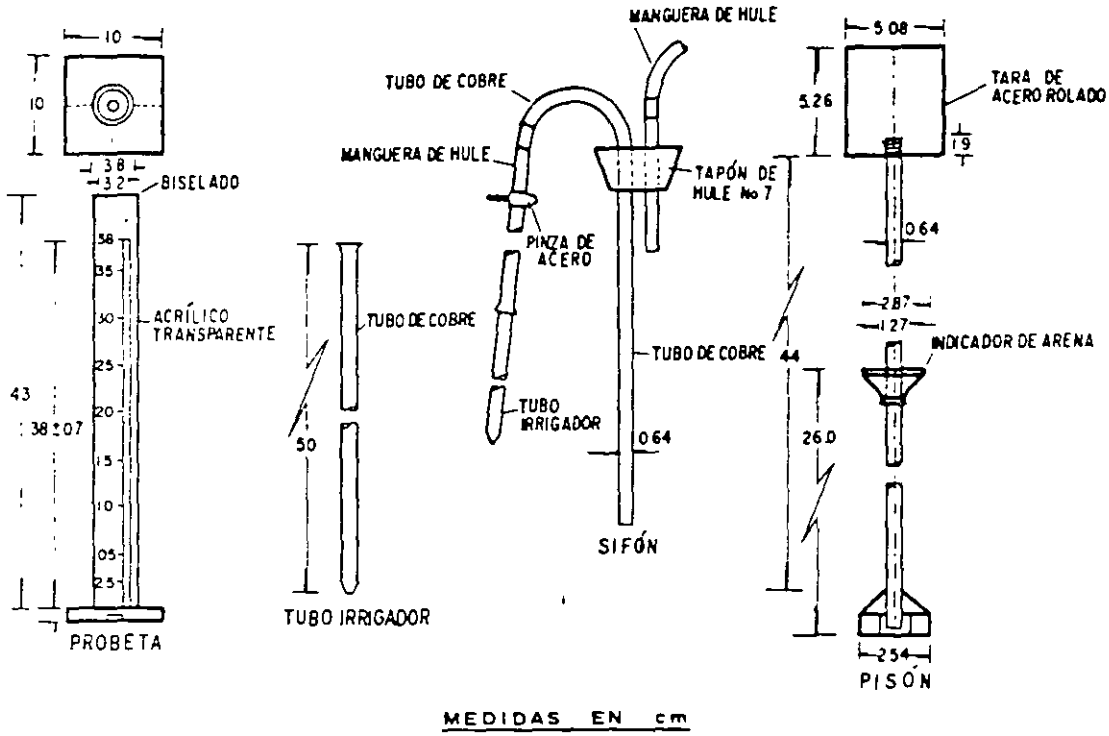


Figura XII-a.1. Equipo para la prueba de equivalente de arena.

interior. Este pie estará provisto de tres pequeños tornillos para centrarlo holgadamente dentro del cilindro. Una tapa que ajuste a la parte superior del cilindro y permita pasar por el centro holgadamente a la varilla, sirve para centrar la parte superior de la varilla respecto al cilindro. En el extremo superior de la varilla llevará adaptado un lastre para obtener un peso total del dispositivo igual a 1 kg.

f) Una cápsula, con capacidad de 88 ml (3 onzas).

g) Un embudo de boca ancha para depositar la muestra dentro del cilindro.

h) Reserva de solución consistente de:

Cloruro de calcio anhidro	454 g
Glicerina USP	2,050 g
Formaldehído (solución volumétrica a 40)	47 g

Disuélvase el cloruro de calcio en 1.89 lt (medio galón) de agua.

Disuélvase el cloruro de calcio en medio galón de agua.

Fúndanse y fíltrese la solución a través de papel filtro Whatman Nº 12 o su equivalente. A la solución filtrada, agréguese la glicerina y el formaldehído, mezclese bien el total y dilúyase hasta un galón. El agua puede ser destilada o potable.

i) Solución de trabajo.

Dilúyase en 3.8 lt (1 galón) de agua potable, 88 ml de la solución de reserva. La marca de 11.2 cm (4.4 plg), en el cilindro graduado, corresponde a los 88 ml requeridos. Cuando se dude respecto a la calidad de una determinada agua, ésta puede probarse comparando los resultados del valor equivalente de arena, obtenidos de muestras idénticas, usando soluciones hechas con el agua dudosa y por otra parte con agua destilada.

XII-a.3 PROCEDIMIENTO DE PRUEBA

La prueba se realizará siguiendo los siguientes pasos:

a) El material para la prueba deberá ser la porción de la muestra que pase la malla Nº 4. Por lo tanto, si la muestra contiene partículas gruesas de roca, debe tamizarse por la malla Nº 4, disgregando los terrones de material más fino. Si la muestra original no está húmeda, deberá humedecerse con agua antes de tamizarse. Si el agregado grueso lleva un recubrimiento que no se desprende en la operación de tamizado, séquese el agregado grueso y frótese entre las manos, añadiendo al material fino el polvo resultante.

b) Iníciese el funcionamiento del sifón soplando dentro de la botella por la parte superior a través de un pequeño tubo, estando abierta la pinza. Hecho esto, el aparato quedará listo para usarse.

c) Por medio del sifón introdúzcase la solución de trabajo dentro del cilindro hasta una altura de 10 cm (4 plg).

d) Vacíese dentro del cilindro el contenido de una cápsula llena de la muestra preparada del suelo. La cápsula llena contiene aproximadamente 110 grs de material suelto (como promedio). Golpéese firmemente varias veces el fondo del cilindro contra la palma de la mano, para hacer que salga cualquier

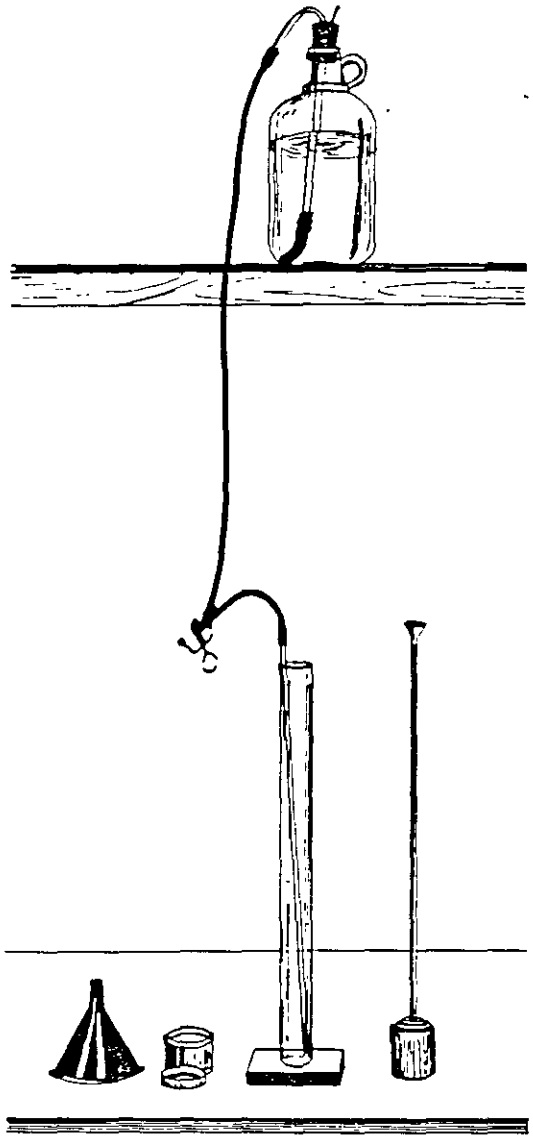


Figura XII-a.2. Vista de conjunto

burbuja de aire, así como para acelerar la saturación de la muestra. Déjese reposar la mezcla por espacio de 10 minutos.

e) Transcurridos los diez minutos, tápese con un tapón cilindro y agítese vigorosamente, longitudinalmente, de un lado a otro, manteniéndolo en posición horizontal. Háganse 90 ciclos en aproximadamente 30 segundos, con una carrera aproximada de 20.5 cm (8 plg). Un ciclo consiste en un movimiento completo de oscilación. Para agitar satisfactoriamente la muestra a esta frecuencia será necesario que el operador agite solamente con los antebrazos, relajando el cuerpo y los hombros.

f) Quítese el tapón e insértese el tubo del irrigador. Enjuáguense los lados hacia abajo y después insértese el tubo hasta el fondo del cilindro. Sepárese el material arcilloso del arenoso, suspendiéndolo en la solución mediante un movimiento suave de picado con el tubo irrigador y simultáneamente girando lentamente el cilindro. Cuando el nivel del líquido llegue a 38.1 cm (15 plg), subase lentamente el tubo irrigador sin cortar el chorro, de manera que el nivel del líquido se mantenga aproximadamente en 38.1 cm (15 plg) mientras esté sacándose el tubo. Regúlese el chorro precisamente antes de que el tubo este completamente fuera y ajústese el nivel final a 38.1 cm (15 plg). Déjese el cilindro en reposo absoluto durante exactamente 20 minutos. Cualquier vibracion o movimiento del cilindro durante este tiempo, alterará el asentamiento normal de la arcilla en suspensión, provocando resultados erroneos.

g) Transcurrido el periodo de 20 minutos, anótese el nivel superior de la arcilla en suspensión. Hágase la lectura con aproximación de 0.2 cm (0.1 plg).

h) Introdúzcase lentamente el pisón tarado dentro del cilindro, hasta que éste descanse sobre la arena. Gírese la varilla ligeramente, sin empujarla hacia abajo, hasta que pueda verse uno de los tornillos empleados para centrar. Anótese el nivel correspondiente al centro del tornillo (Fig. C, a la derecha).

XII-a.4 CALCULOS

Calcúlese el equivalente de arena usando la siguiente fórmula:

$$\text{Equivalente de arena} = \frac{\text{Lectura en el nivel superior de la arena}}{\text{Lectura en el nivel superior de la arcilla}} \times 100 \qquad (12\text{-}1)$$

Si el valor del equivalente de arena es menor que el valor especificado, ejecútense dos pruebas adicionales con el mismo material y tómese el promedio de las tres, como el valor del equivalente de arena.

XII-a.5 PROCEDIMIENTO PARA DESMONTAR EL APARATO

Para vaciar el cilindro, tápese y agítese hacia arriba y hacia abajo, en posición invertida, hasta desintegrar el tapón de arena; vacíese inmediatamente. Lávese dos veces con agua. No se expongan los cilindros de plástico, a la luz directa del sol, más tiempo del necesario.

REFERENCIAS

1. Sowers, G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones.* (Trad. por J. Menéndez M.). Capítulo 5. Edit. Limusa, S. A. México, D. F., 1972.
2. Juárez Badillo, E. y Rico, A. *Mecánica de Suelos.* Tomo I. Fundamentos de la Mecánica de Suelos. Apéndice. Edit. Limusa, S. A. México, D. F., 1972.
3. Hvorslev, M. J. *Subsurface Exploration and Sampling of*

Soil for Civil Engineering Purposes. Waterway Experiment Station Vicksburg Miss., 1949

2. California Division of Highways *Materials Manual*. Vol. I. Sand Equivalent Test 217-E. Sacramento, Calif., 1963
3. AASHO *Standard Method for Sand Equivalent Test Designation T-176-65* Washington, D. C. 1965
6. Hveem F. N *Sand Equivalent Test*. Materials and Research Department California Division of Highways. Sacramento Calif., 1952
7. Hveem F. N *Degradation of Aggregates*. 44th Annual Meeting of the American Association of State Highway Officials San Francisco, Calif., 1958
8. Hveem F. N *Sand Equivalent Test for Control of Materials During Construction*. Proc. 32 Annual Meeting of the HRB Washington D. C., 1953.
9. Comision Federal de Electricidad. *Manual de Diseño de Obras Civiles* Tomo I. Seccion C. Mexico, D. F., 1969.
10. Sowers G. B. y Sowers, G. F. *Introducción a la Mecánica de Suelos y Cimentaciones*. (Trad.: J. Menendez). Capitulo 2 Edit. Limusa S. A. Mexico, D. F., 1972.
11. Krynine, D. P. y Judd W. R. *Principles of Engineering Geology and Geotechnics*. Capitulo 3 McGraw Hill Book Co., Inc. 1957.
12. Nichols, H. L. *Moving the Earth*. Cap. 13 D. Van Nostrand Co., Inc. 1955.
13. Langefors, U. y Kihlstrom, B *The Modern Techniques of Rock Blasting* Almqvist y Wiksell, Gebers Forlag AB. Estocolmo, 1963. (Existe traduccion por J. J. Huidobro, J. Tornos y J. Arrospide. Edic. Urmo Bilbao, 1971.)
14. Nascimento, U. *O Problema da Alterabilidade das Rochas em Engenharia Civil* Laboratorio Nacional de Ingenieria Civil. Publicacion Nº 363 Lisboa, 1970
15. Nascimento, U., Branco, F. y Castro E. *Identification of Petrification in Soils*. VI Congreso Internacional de Mecanica de Suelos e Ingenieria de Cimentaciones. Montreal, 1965.
16. Knight, R. G. *Road Aggregates*. Edward Arnold Co. Londres, 1918.
17. Woods, K. B. *Highway Engineering Handbook*. The McGraw Hill Book Co. 1960
18. Ferran, J. y Thenoz, B. *L'alterabilité des Roches, ses Facteurs, sa Prévision* Annales de L'Institute Tech. et des Trav. Pub. Nº 215. Serie 78. Toulouse, 1965

TITULO 2.01.04

ELEMENTOS DE LA SECCION TRANSVERSAL

CAPITULO 2.01.04.001

PAVIMENTOS

001-A TIPO DE PAVIMENTOS

001-A.01 La selección del tipo de pavimento entendido aquí como carpeta y superficie de rodamiento, a utilizar en una carretera depende del volumen y composición del tránsito, de las características del suelo, de los factores ambientales, del comportamiento de diferentes tipos de pavimentos en el área, de la disponibilidad de materiales, del consumo de energéticos y del costo inicial de mantenimiento y del de operación de la carretera durante su vida de servicio. Los pavimentos se diseñan estructuralmente de acuerdo con alguno de los métodos que han probado ser adecuados (Referencias 4-1 y 4-2).

001-A.02 Una alta intensidad de tránsito justifica la utilización de un pavimento de buenas propiedades, con una respuesta adecuada al derrapamiento ante cualquier condición climática. Un pavimento de estas características, debe ser capaz de soportar el volumen de tránsito y los pesos vehiculares esperados sin experimentar fatiga, de tal forma que se minimicen el mantenimiento preventivo y correctivo y las molestias al tránsito. Dentro de los pavimentos clasificados como de propiedades regulares se incluyen los tratamientos superficiales. Dentro de los pavimentos de malas propiedades se incluyen las terracerías tratadas, los materiales estabilizados y las capas superficiales granulares de grava o piedra triturada (revestimientos).

001-A.03 En la selección del tipo de pavimento se considerará también la velocidad de proyecto elegida para el camino.

001-B PENDIENTE TRANSVERSAL O BOMBEO

001-B.01 El bombeo de un camino es la forma de la sección transversal, que tiene como fin principal el drenar hacia los lados el agua que caiga en el camino mismo.

001-B.02 Las carreteras de dos carriles, uno por sentido, ubicadas en tangente o en curvas suaves tienen un punto medio más elevado y una pendiente descendente hacia ambos lados de tal punto. Estas pendientes pueden corresponder a una sección

plana, curva o a una combinación de ambas. Las secciones curvas son usualmente parabólicas, con una superficie ligeramente redondeada en el punto medio. Estas últimas tienen la ventaja de facilitar el drenaje y la desventaja de que son más difíciles de construir que las secciones planas.

001-B.03 En carreteras divididas, cada cuerpo puede tener su propio punto medio más elevado y pendientes descendentes hacia ambos lados como se muestra en las Figuras 4-1.A a 4-1.C o tener una sola pendiente a todo lo ancho del cuerpo como se indica en las Figuras 4-1.D a 4-1.G , descendente preferentemente en la dirección del carril externo.

El primer esquema tiene la ventaja de que el agua drena más fácilmente; sin embargo, tiene la desventaja que requiere un mayor número de lavaderos y obras de drenaje. Por lo tanto, sólo deben utilizarse en zonas de alta precipitación pluvial.

El segundo esquema es más confortable para los conductores ya que no experimentan el cambio de pendiente al pasar de un carril a otro. El drenaje en este caso, puede ser hacia el centro, Figura 4-1.F ; o hacia los carriles externos de la sección compuesta por los dos cuerpos, Figuras 4-1.D, 4-1.E y 4-1.F . El primer caso tiene la ventaja de que minimiza la cantidad de agua en los carriles extremos de la sección compuesta, que son los más transitados. El segundo caso, requiere menos obras de drenaje y se minimiza la cantidad de agua en los carriles internos de la sección compuesta, que son los de mayor velocidad.

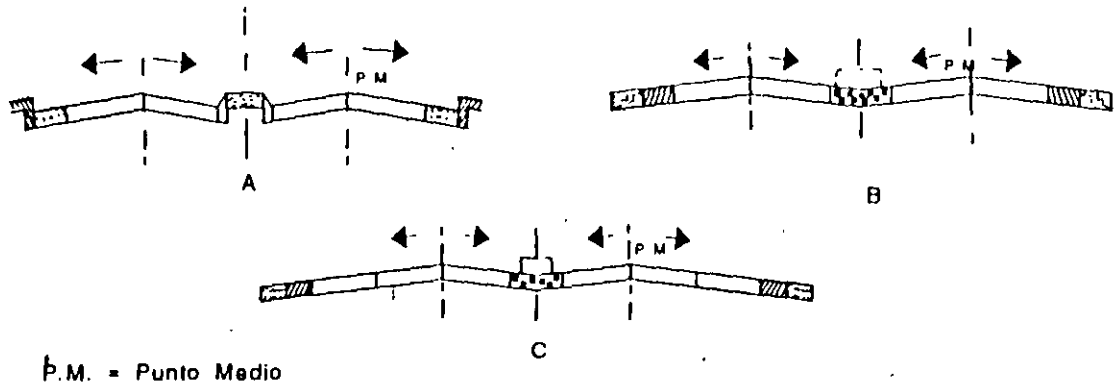
001-B.04 La Tabla 4-1 resume el rango de pendientes transversales recomendadas para caminos con diferentes tipos de pavimentos.

Tipo de Carretera	Rango de la Pendiente Transversal (%)
Autopistas y Troncales	1.5 - 2
Colectoras	1.5 - 3
Alimentadoras	2.0 - 6

Tabla 4-1 Pendientes transversales para diferentes tipos de carreteras.

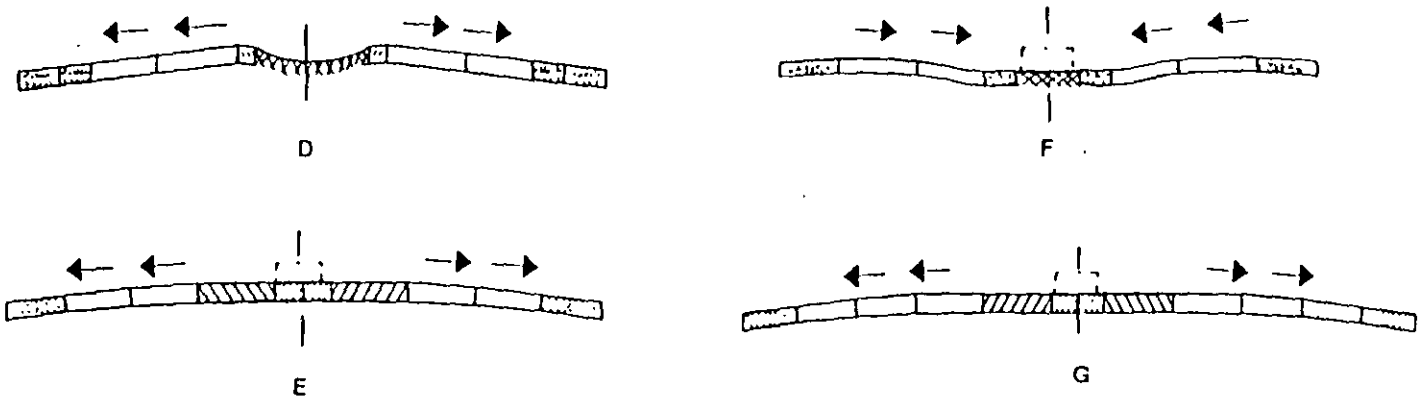
001-C RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO

001-C.01 La carretera tendrá la suficiente resistencia al derrapamiento en condiciones de pavimento mojado, que permita realizar con toda seguridad, las maniobras de frenado y



P.M. = Punto Medio

CADA CUERPO DE LA CARRETERA CON PENDIENTE HACIA AMBOS LADOS



CADA CUERPO DE LA CARRETERA CON PENDIENTE HACIA UN SOLO LADO

Figura 4-1 Secciones transversales para carreteras divididas (Arreglos básicos de pendiente transversal).

cambio de dirección de los vehículos. Las causas principales de escasa resistencia al derrapamiento en pavimentos húmedos son: el desarrollo de roderas, la pérdida de textura en el pavimento por pulido del agregado superficial o por sangrado del asfalto y la contaminación de la superficie con aceite, hidrocarburos, polvo o material orgánico. Para mayores detalles sobre aspectos relacionados con la resistencia de los pavimentos al derrapamiento, puede consultarse la Referencia 4-3.

CAPITULO 2.01.04.002

ANCHURAS DE CARRIL

002-A GENERALIDADES

002-A.01 La anchura de carril es un factor que afecta, preponderantemente, la capacidad de la carretera, la seguridad y el confort al conducir. Se recomienda utilizar anchuras de carril de entre 3 y 4 m, con un valor predominante de 3.65 m. Este último valor es adecuado para carreteras principales. La Referencia 4-4 cuantifica el efecto en la capacidad de una vía, con diferentes anchuras de carril y distancias a obstrucciones laterales.

CAPITULO 2.01.04.003

ACOTAMIENTOS

003-A CARACTERISTICAS GENERALES

003-A.01 Los acotamientos son porciones de la sección transversal, contiguas a los carriles de circulación, que sirven para alojar vehículos detenidos, proporcionar espacio para emergencias y brindar protección lateral a la base, la subbase y la capa superficial de la sección estructural. La anchura de los acotamientos varía desde 60 cm en caminos rurales de poca importancia, en los cuales los acotamientos no se pavimentan o sólo se aplica una capa superficial sobre el terreno natural , hasta 3.65 m de anchura en carreteras principales con acotamientos pavimentados o construidos con materiales estabilizados.

003-A.02 Los acotamientos se construyen generalmente de grava, roca triturada, aditivos químicos o minerales, tratamientos superficiales y diversas formas de pavimentos de concreto hidráulico y asfáltico.

003-A.03 En carreteras con volúmenes de tránsito importantes como es el caso de autopistas, es indispensable proyectar y mantener adecuadamente los acotamientos. Las ventajas más importantes de éstos son:

a) Proporcionan espacio para estacionamiento en caso de problemas mecánicos, ponchaduras de llantas y otros tipos de emergencia.

b) Proporcionan espacio para evitar accidentes potenciales o reducir su severidad.

c) En secciones en corte, mejoran la distancia de visibilidad, incrementando la seguridad.

d) Algunos tipos de acotamientos contribuyen a mejorar la estética de la carretera.

e) Incrementan la capacidad del camino.

f) Proporcionan espacio para la realización de las actividades de mantenimiento del camino.

g) Contribuyen a drenar el agua que caiga, hacia fuera de la sección estructural y a reducir la filtración adyacente a la sección estructural.

h) Proporcionan soporte estructural al pavimento.

i) Proporcionan espacio para las paradas de autobuses.

003-B ANCHURA DE LOS ACOTAMIENTOS

003-B.01 La anchura ideal de los acotamientos será tal que exista una distancia libre de cuando menos 30 cm y preferentemente 60 cm entre cualquier vehículo que se estacione y la orilla de la calzada. Con base en este criterio, son recomendables los acotamientos de 3.65 m en carreteras importantes. En carreteras de menor importancia, el acotamiento mínimo puede ser de 60 cm y de preferencia entre 1.80 y 2.45 m.

003-B.02 Los acotamientos se construirán con la misma anchura, a todo lo largo del camino y a través de las estructuras, como son los puentes . El angostamiento o eliminación total de los acotamientos, especialmente en el paso por estructuras, puede ocasionar serios problemas operativos y de seguridad.

003-C SECCION TRANSVERSAL DE LOS ACOTAMIENTOS

003-C.01 Los acotamientos son elementos importantes del sistema de drenaje transversal del camino. Tendrán una inclinación que favorezca el drenaje del agua de los carriles de circulación. En carreteras divididas con barrera o franja separadora central angosta, los acotamientos interiores deben tener la misma pendiente transversal que los carriles de circulación.

003-C.02 Todos los acotamientos tendrán pendiente suficiente para drenar rápidamente el agua superficial, sin que se exceda cierto valor arriba del cual se ponga en riesgo la seguridad de los usuarios.

003-C.03 Por razones de drenaje, la pendiente transversal de los acotamientos se determina tomando en cuenta principalmente, la capa de rodamiento y su tratamiento superficial; para acotamientos de concreto hidráulico o asfáltico, se recomienda una inclinación de 1.5 a 3 %; para acotamientos revestidos de 4 a 6 %.

003-C.04 Por razones de seguridad, el quiebre o diferencia entre la pendiente del acotamiento y la pendiente en tangentes o curvas horizontales de gran radio , o sobreelevación en curvas horizontales cerradas del camino, no será mayor de 8 %.

003-D CALIDAD DE LOS ACOTAMIENTOS

003-D.01 Los acotamientos serán suficientemente estables para soportar las cargas vehiculares sin que se produzcan roderas o se pierdan sus propiedades de resistencia al derrapamiento,

evitando también que los vehículos se atasquen en cualquier condición climática.

003-D.02 Todos los acotamientos serán construidos y mantenidos conservando el mismo nivel a partir de la orilla de la superficie de rodamiento. Los acotamientos sin estabilizar, generalmente experimentan consolidaciones con el paso del tiempo, pudiendo generarse escalones de varios centímetros entre el acotamiento y el borde del pavimento. El mantenimiento regular elimina estos escalones que pueden generar situaciones de peligrosidad, reducir la capacidad del camino e inhibir el uso de los acotamientos.

003-D.03 En carreteras importantes se recomienda el uso de acotamientos pavimentados o estabilizados, ya que: a) proporcionan un área para la operación vehicular en situaciones de emergencia b) facilitan el drenaje, c) se minimiza la posibilidad de que se formen roderas en los acotamientos y escalones en el borde de la sección de circulación, d) se reducen los costos de mantenimiento y e) se proporciona una protección lateral óptima para la base y la capa superficial de la sección estructural.

003-E CONTRASTE DE LOS ACOTAMIENTOS

002-E.01 Es deseable que el color y la textura de los acotamientos sean diferentes con el fin de que los carriles normales de circulación puedan ser claramente percibidos durante la noche, particularmente en condiciones climáticas desfavorables. Cuando el pavimento de la calzada es de concreto hidráulico, los acotamientos de concreto asfáltico o revestidos proporcionan un excelente contraste. En pavimentos de concreto asfáltico es más difícil obtener un efecto satisfactorio a menos que se usen materiales contrastantes, como el tezontle. El uso de rayas separadoras entre carriles y acotamientos reduce la necesidad de contraste.

CAPITULO 2.01.04.004

DISTANCIA LIBRE A OBSTRUCCIONES LATERALES

004-A DEFINICION

002-A.01 Se usa "distancia libre" para designar la distancia al área libre de obstrucciones y relativamente plana que se proporciona después de la orilla de la calzada para que los vehículos fuera de control puedan retornar a los carriles de circulación.

002-A.02 La distancia libre se determinará considerando el volumen de tránsito, la velocidad y la pendiente de los terraplenes. La Referencia 4-5 puede utilizarse para definir este espacio en autopistas, carreteras troncales y colectoras de alta velocidad. En caminos alimentadores de baja velocidad, es conveniente una zona libre de obstrucciones de alrededor de 3 m.

CAPITULO 2.01.04.005

GUARNICIONES

005-A GENERALIDADES

005-A.01 Las guarniciones se utilizan principalmente con los siguientes propósitos: mejorar el drenaje, mejorar la estética del camino, delinear el borde del pavimento, delimitar los espacios destinados a los peatones, reducir las operaciones de mantenimiento y controlar el desarrollo en las inmediaciones de la carretera.

005-A.02 La Figura 4-2 muestra varias guarniciones típicas. La de la Figura 4-2.a es una guarnición denominada "barrera"; su forma tiene como propósito inhibir o cuando menos dificultar que los vehículos se salgan del camino. El uso de este tipo de guarniciones puede ser conveniente a lo largo de túneles, particularmente, si no se proporcionan acotamientos completos. Por otra parte, las guarniciones mostradas en las Figuras 4-2.b a 4-2.g se denominan "montables", ya que su forma está diseñada para que los vehículos puedan cruzarlas fácilmente. Las secciones montables pueden usarse como parte del sistema longitudinal de drenaje del camino, combinándolas con cunetas laterales. En casos particulares, pueden colocarse en la orilla exterior de los acotamientos para controlar el drenaje, delinear el borde del pavimento y reducir la erosión. En general, no deben colocarse guarniciones adyacentes a los carriles de alta velocidad. Las guarniciones en general están tratadas en el Capítulo VI.02.004 del Manual VI, Obras Diversas, de las Normas SCT.

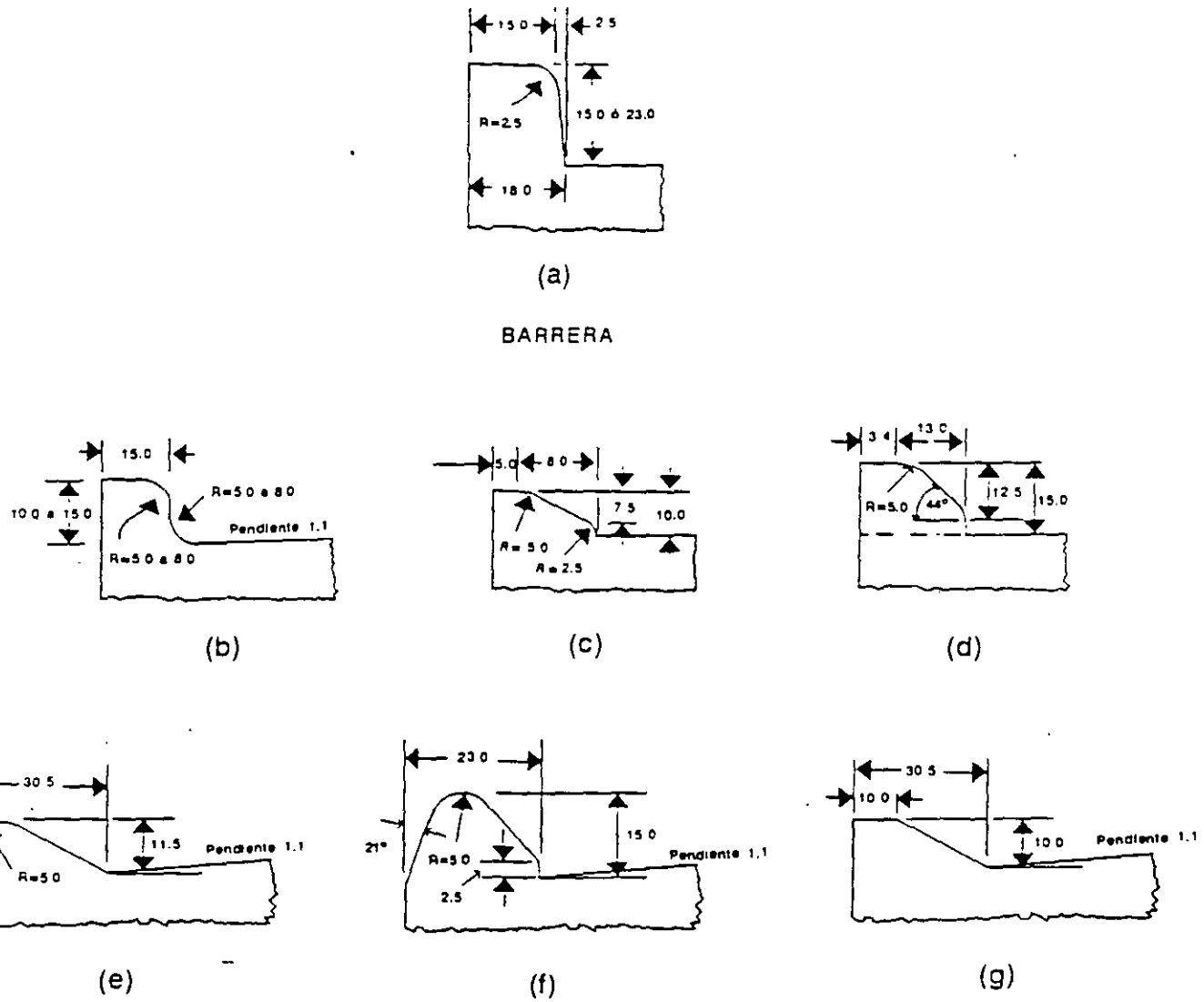


Figura 4-2 Guarniciones típicas para carretera.

CAPITULO 2.01.04.006

ACERAS O ANDADORES

006-A DESCRIPCION

006-A.01 En carreteras interurbanas o suburbanas, pueden justificarse, cuando existan desarrollos adyacentes importantes como escuelas, plantas industriales y zonas comerciales, que impliquen concentraciones considerables de peatones a lo largo del camino.

006-A.02 Los acotamientos pueden eliminar la necesidad de instalar aceras o andadores, si son del tipo que induzcan a los peatones a utilizarlos ante cualquier situación climática. Sin embargo, si las aceras o andadores son imprescindibles, éstos deberán construirse junto a los acotamientos. Las aceras o andadores se diseñan de forma tal que puedan ser utilizados también por los minusválidos. Estas mismas consideraciones son aplicables a aceras o andadores que se instalen en puentes.

La mezcla se proyectara por el procedimiento Marshall para que cumpla con los requisit de diseño que se indican en la columna de intensidad de transito de mas de 2000 vehiculos diari del cuadro del inciso 011-D 03 del Libro 4, Parte 01, Titulo 03

La construccion de la carpeta se debera apegar a los lineamientos indicados en la clausu 081-F del Libro 3, Parte 01, Titulo 03

B. REHABILITACIÓN DEL CUERPO EXISTENTE

Terminados los trabajos de terracerias y la construccion de la base hidráulica, bas estabilizada y carpeta de concreto asfáltico en la ampliación del cuerpo actual, se redireccionara a transito por ésta ampliación para posteriormente continuar con el reacondicionamiento d pavimento existente mediante la ejecucion de los siguientes trabajos

1. Bacheo

En los sitios del cuerpo actual indicados por la Secretaria se deberan realizar los trabajo de bacheo superficial y bacheo de caja a una profundidad de 0 30 m como minimo en toda el are afectada La excavacion debera ser de forma regular, con sus lados alineados longitudinal y transversalmente a la carretera, con paredes verticales y cuidando no afectar el material mas allá d los limites de la excavacion El material producto de la excavacion debera desperdiciarse en los sitios indicados por la Secretaria o en su caso cuando tenga la calidad requerida se podrá compensar en tramos subsecuentes para la formación de terracerias.

La superficie descubierta por la excavación deberá compactarse al 100 % del PVSM en una profundidad minima de 0 20 m para rellenar posteriormente la caja excavada con material de caracteristicas de base hidráulica procedente del banco indicado en la TABLA DE BANCOS de este proyecto debiendose compactar dicha capa al 100 % de su PVSM la cual quedará terminada al mismo nivel de la superficie de rodamiento actual

Una vez concluidos los trabajos de bacheo se impregnaran estas zonas con emulsion asfáltica cationica de acuerdo con lo indicado en el inciso A 3 anterior

2. Fresado

Con la finalidad de conformar la rasante de proyecto y en todo lo ancho y largo de las zonas inestables de la superficie del pavimento actual que acusen deformaciones asi como en los sitios que expresamente señale la Secretaria, se efectuara corte mediante fresado en frio con equipo ROTOMILL del tipo PR-500 o similar con el espesor y respetando los niveles indicados por la Secretaria,la cual señalara también el lugar de almacenamiento o desperdicio del material producto del fresado

3. Rallado y Sobrecarpeta de Renivelación

En las zonas donde se requiera construir la sobrecarpeta de renivelación se realizara previamente un rallado energico de la superficie de rodamiento mediante el empleo de un equipo adecuado (rejilla), con el cual se rallara la superficie con rallas de 2 cm de ancho y 1 cm de profundidad a cada 10 cm de separacion

del tránsito, producen agrietamientos transversales adicionales, así como el agrietamiento longitudinal, en coincidencia con el eje de una franja con dos carriles de circulación.

Debido a lo anterior, el espaciamiento entre las juntas debe ser seleccionado de tal manera que aseguren un nivel de confianza alto, esto es, que sea mínima la probabilidad de que ocurran grietas adicionales, y el proyectista debe tener en cuenta que el espaciamiento entre juntas está sujeto a las condiciones predominantes de cada caso.

Efectividad de las juntas.

Las juntas constituyen propiamente una discontinuidad estructural en el pavimento rígido, por lo que se pueden desarrollar condiciones críticas de trabajo en las losas de no procurar que las juntas estén capacitadas para transferir una porción de la carga de uno a otro lado de la junta. La capacidad o efectividad de una junta para transferir la carga se determina en la práctica midiendo las deflexiones en cada lado de la junta, bajo la presencia de una carga aplicada en uno de sus lados, calificándose la efectividad de la junta mediante la siguiente ecuación.

$$E = \frac{2\,d_U}{d_L + d_U}\,100$$

en donde: E efectividad de la junta, en porciento
d_U deflexión de la losa en el lado sin carga
d_L deflexión de la losa en el lado cargado

Para que se obtenga una transferencia de carga satisfactoria, esto es, una efectividad mínima de 75% para condiciones de tránsito medio a pesado, y que el pavimento se comporte satisfactoriamente, es necesario recurrir a los siguientes mecanismos:

- Trabazón mecánica de los agregados en las caras de la junta
- Dispositivos de transferencia mecánica o pasajuntas de varillas lisas
- Subbases estabilizadas rígidas, que reduzcan el nivel de deflexión.

- Trabazón mecánica. Se desarrolla en las grietas inducidas por debilitamiento de la sección de la losa al efectuar un corte con sierra. Al formarse la grieta, las partículas de los agregados expuestos en las caras de las grietas generan

importantes fuerzas de cortante capaces de transferir las cargas de uno a otro lado de la grieta. Este efecto es muy efectivo en losas cortas, con la presencia de subbases no erosionables o permeables y tránsito con volúmenes reducidos de camiones, de 80 a 120 al día como máximo.

Los factores que favorecen este efecto son los siguientes:

- Losas gruesas, con mayores superficies de contacto.
- Espaciamientos menores de 4.5 m entre juntas transversales, con lo cual se reduce la abertura de la grieta, manteniéndose el contacto entre sus caras.
- Subbases rígidas o permeables
- Soporte lateral mediante acotamientos integrados de concreto.
- Sistemas eficientes de drenaje y subdrenaje.
- Tamaño, dureza y forma de los agregados, recomendándose que sean mayores de una pulgada y triturados, con superficies ásperas.

- Transferencia mecánica. Cuando el volumen de camiones pesados es importante, el efecto de trabazón mecánica no es suficiente para garantizar una aceptable transferencia de cargas y el buen comportamiento del pavimento. Se recomienda que cuando el tránsito de camiones pesados exceda de 120 vehículos por día, o el ESAL sea superior a cuatro o cinco millones, las juntas deben considerar pasajuntas lisos. Para estas condiciones se requerirán además losas de concreto de 8 pulgadas de espesor como mínimo, por lo que se recomienda que para losas con dicho espesor o mayor en general se proceda a la utilización de pasajuntas lisos.

Los pasajuntas mencionados consisten de varillas lisas, engrasadas y protegidas contra la oxidación, colocadas transversalmente a las juntas para transferir las cargas mediante una acción de puente aún cuando al contraerse las losas, aumente la abertura de las juntas, reduciendo de esta manera la magnitud de los esfuerzos y deflexiones en ambos lados de la junta y disminuyendo la posibilidad de escalonamiento, bombeo y fracturas en las esquinas. Debe tenerse en cuenta que aún con la presencia de pasajuntas, el efecto de trabazón mecánica es considerable, por lo que adicionalmente deben tomarse en cuenta las recomendaciones respecto al desarrollo de este efecto.

Subbases estabilizadas.

Las subbases estabilizadas reducen la magnitud de las deflexiones, mejorando y manteniendo las condiciones de efectividad de la transferencia de las cargas en las juntas, independientemente de que incrementan la capacidad del soporte e

incrementan la resistencia a la fatiga, efectos muy importantes cuando se manejan grandes volúmenes de tránsito pesado. Adicionalmente deben diseñarse eficientes sistemas de subdrenaje.

Capa subrasante y subbases.

a) La capa subrasante constituye el elemento de apoyo del pavimento, por lo que debe ser capaz de resistir los esfuerzos que le son transmitidos por el pavimento, aún en condiciones severas de humedad, proporcionando condiciones de apoyo uniformes y permanentes. Puede estar constituida por el propio terreno natural, o bien por materiales seleccionados provenientes de banco, e inclusive, en condiciones especiales puede estar constituida por materiales estabilizados con cemento, cal, productos asfálticos o algún otro producto que modifiquen favorablemente alguna característica no deseable. Es muy recomendable vigilar la calidad de los materiales utilizados para constituir la capa subrasante, teniendo como referencia lo propuesto por el Instituto Mexicano del Transporte para pavimentos flexibles, en la siguiente tabla:

Características del material de la capa subrasante.

Caracteristicas	Calidad		
	Deseable (óptima)	Adecuada (intermedia)	Tolerable (minima aconsejable)
Tamaño maximo, mm	76	76	76
Contenido de finos, % maximo	25	35	40
Limite liquido, % max	30	40	50
Indice plástico: 5% max	10	20	25
CBR, % minimo	30	20	15

Como referencia se presenta la recomendación de la normativa española en la tabla siguiente:

Caracteristica	Tolerables	Adecuado	Seleccionados
Tamaño máximo, cm	≤ 15 (1)	< 10	< 8
Contenido de finos, % máximo	40	35	25
Límite líquido, % maximo	40	40	30
Indice plástico, % máximo	-	-	10
CBR, % mínimo	3	5	10
Expansión, % max		2	0
Materia organica, % maximo	2	1	0
Peso volumétrico kg/m3, mínimo	1450	1750	–

(1) Se acepta que el 25% de las partículas sea mayor

Por lo que respecta al espesor de esta capa, generalmente se recomienda entre 30 y 50 cm, dependiendo del material del terraplén o terreno natural, importancia

de la carretera, etc. Se hace hincapié en resolver adecuadamente los problemas de subdrenaje, dotando al pavimento de elementos que impidan la presencia de agua.

b) La subbase como se ha mencionado, debe ser un elemento que a la vez que de un apoyo uniforme y permanente al pavimento, proporcione además un elemento permeable, no sujeto al fenómeno de bombeo y que sirva como plataforma de trabajo y superficie de rodamiento para las máquinas pavimentadoras. En los casos en que el tránsito es ligero, principalmente en vehículos pesados, puede prescindirse de esta capa y apoyar las losas directamente sobre la capa subrasante.

En general se recomiendan materiales que contengan materiales finos en una proporción no mayor de 15%, no plástico (LL ≤ 25%, IP ≤ 6%) y con un CBR de 20% como mínimo, si bien, como se ha mencionado, en casos de pavimentos sujetos a tránsito pesado e intenso, se recomiendan subbases estabilizadas, e inclusive de concreto pobre.

Acotamientos

Los acotamientos tienen una gran importancia en el comportamiento de los pavimentos rígidos, puesto que además de su trascendencia como elementos de estacionamiento temporal para casos de emergencia, tienen la ventaja de incrementar la capacidad estructural del pavimento cuando ambos se construyen de concreto hidráulico y se diseñan para soportar el tránsito de vehículos pesados. En el caso de tránsito mediano o ligero, los acotamientos suelen consistir de un pavimento flexible, de menor capacidad estructural que el pavimento de la calzada. Los acotamientos además sirven para proteger a los pavimentos de las variaciones de humedad, evitan la contaminación de los materiales del pavimento con los del terreno natural, pueden contener elementos drenantes y reducen el efecto de las cargas en la orilla de los pavimentos.

En el caso de existir elementos drenantes bajo el pavimento, deberán extenderse también bajo los acotamientos y conectarse adecuadamente al sistema general de drenaje para la eliminación del agua.

Drenaje y subdrenaje

a) El agua es uno de los factores que más contribuyen en el deterioro de los pavimentos, debido a lo cual deberá concederse importancia al rápido desalojo del agua, evitando su concentración tanto en la superficie como en alguna de las capas que constituyen el pavimento, incluyendo la capa subrasante.
b) Para obtener un mejor comportamiento del pavimento, se debe reconocer que existen varias formas en que el agua puede entrar a la estructura del

pavimento y a la capa subrasante, debiendo por lo tanto tomar las medidas pertinentes para disponer sistemas de drenaje y subdrenaje que actúen con efectividad.

c) Con relación al drenaje superficial, se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La pendiente transversal del pavimento deberá ser por lo menos del 1%.
- No se deberán admitir depresiones en la superficie que pudieran provocar estancamientos de agua.
- El texturizado debe facilitar la expulsión rápida del agua transversalmente.
- No deberán existir obstáculos que faciliten el encharcamiento del agua en los acotamientos.
- Las juntas en el pavimento deberán sellarse adecuadamente. De igual manera no deberán permitirse agrietamientos en el pavimento que facilitaran la filtración de agua a las capas inferiores.

d) Por lo que respecta al subdrenaje, deberán tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Cuando sea necesario y sobre todo en el caso de pavimentos con tránsito pesado intenso, en donde podría presentarse el fenómeno de bombeo, será necesario considerar la presencia de capas de materiales permeables, incluyendo la subbase, que permitan el flujo del agua hacia subdrenes longitudinales. Los tubos perforados deberán conectarse al exterior adecuadamente.
- Podrá hacerse uso de materiales como geotextiles, geodrenes, geocompuestos, etc., siendo recomendable el asesoramiento del proveedor para obtener mejores resultados.

Texturizado

La textura superficial determina la rapidez con que el agua puede escapar de entre la llanta y el pavimento y también la rapidez con que escurre por la superficie durante la lluvia. El agua en el pavimento puede ocasionar una pérdida de contacto entre la llanta y su superficie, dando origen a la pérdida del control de la dirección del vehículo y a su deslizamiento, fenómeno que se le conoce como hidroplaneo o acuaplaneo y generalmente ocurre cuando se conduce un vehículo bajo la lluvia a gran velocidad y se forma una lámina de agua sobre la superficie de rodamiento que alcanza un nivel crítico en función de la velocidad del vehículo.

Con el fin de minimizar o evitar la ocurrencia de este fenómeno, a los pavimentos de concreto se les proporciona una textura superficial, que debe ser compatible

Rugosidad.

Es el parámetro fundamental para calificar la calidad de rodamiento de un pavimento, tanto inicial como a lo largo del tiempo definiendo el comportamiento del pavimento, concepto muy importante sobre todo cuando se involucra en un sistema de administración de pavimentos. Se asocia tanto a los aspectos de comodidad como de seguridad para el usuario. Se considera que se alcanzará la rugosidad o regularidad superficial deseada si se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

a) Las irregularidades del pavimento, controladas con una regla móvil con una longitud de 3 metros para carreteras, provistas de registrador gráfico, no deben ser superiores a 3 mm en la dirección longitudinal y de 6 mm en la dirección transversal.
b) La uniformidad superficial de un lote, medida por el índice de perfil, determinado con un perfilógrafo tipo California, no debe ser superior al límite indicado en la tabla 14 de acuerdo con el tipo de vialidad.

TABLA 14. VALORES RECOMENDADOS PARA EL INDICE DE PERFIL

Tipo de vialidad	Indice de perfil aceptable para una velocidad de operación	
	≤ 75 kph	> 75 kph
Autopistas y carreteras de primer orden en tangentes y curvas de radio mayor que 675 m	–	10
Autopistas y carreteras de primer orden en curvas con radio mayor que 385 m pero menor que 675 m	–	12
Rampas y lazos	30	30
Carreteras secundarias	30	12

Cuando las irregularidades se excedan de 3 mm, pero sean menores que 13 mm, la superficie del pavimento puede corregirse por rebajado o fresado, cuidando solamente que no se produzca una superficie lisa. Si se excede este último valor, podrá corregirse la superficie con el procedimiento anterior si se encuentra dentro de las tolerancias relativas al espesor de la losa, o bien deberá ser demolido y reemplazado el tramo considerado.

Por lo que respecta al parámetro Indice de Perfil, en diversas investigaciones se ha comprobado que existe una correlación con el Indice de Servicio Actual (ISA), que se presenta en la tabla 15.

TABLA 15. CORRELACION ENTRE EL INDICE DE PERFIL Y EL INDICE DE SERVICIO ACTUAL.

Indice de Perfil, pulg/milla	Indice de Servicio Actual (ISA)
3	4.8
7	4.5
12	4.3

Se ha encontrado por otra parte que es muy importante alcanzar el mayor valor de Indice de Perfil inicial, no solamente desde el punto de vista de la comodidad del usuario, sino porque con ello se incrementa la vida útil del pavimento. Por ejemplo la diferencia entre 4.8 y 4.3 de Indice de Perfil inicial, puede significar aproximadamente un 20% más de ejes acumulados de 8.2 ton.

Es conveniente señalar que los factores que concurren para obtener la calidad de rodamiento deseada en el proyecto, son los siguientes:

- Subrasante adecuada, bien construida y con características drenantes.
- Superficies firmes e indeformables para el movimiento de la máquina pavimentadora.
- Extremo cuidado en la instalación de las marcas de referencia
- Concreto uniforme y trabajable
- Proceso constructivo uniforme, sin interrupciones
- Control de la superficie terminada con perfilógrafo
- Aplicación de incentivos al Contratista para promover la obtención de calidad a nivel de excelencia.
- Equipo humano bien entrenado y consciente de su labor como grupo
- Proyecto adecuado

Resistencia al derrapamiento

Es un importante concepto relacionado con la seguridad del usuario y que depende de la textura alcanzada en el concreto fresco.

Se determinará la resistencia al derrapamiento con un dispositivo de medición continua y en condiciones de superficie mojada, del tipo Mu-meter o similar, debiendo cumplir con los valores indicados en la tabla 16.

TABLA 16.- VALORES RECOMENDADOS DE RESISTENCIA AL DERRAPAMIENTO
EN CONDICIONES DE SUPERFICIE MOJADA

Tipo de vialidad	Velocidad de prueba, kph	Resistencia mínima al derrapamiento
Autopistas y carreteras de primer orden	95 65	0.60 0 70

La resistencia al derrapamiento depende del estado del equipo, de la experiencia del personal, de la buena ejecución de los trabajos de acabado y texturizado, así como de la calidad de los agregados y dosificación de la mezcla. En caso de no cumplir con los valores antes recomendados, deberá procederse a aplicar una técnica de rebajado o fresado en el tramo considerado.

8. ALCANCES DEL PROYECTO.

Además del diseño de la estructura del pavimento, el proyecto deberá contener además otros aspectos, que lo individualicen. Los aspectos antes citados son los siguientes, a manera enunciativa, pero no limitativa.

8.1 Especificaciones de calidad, características y tipo de los materiales y productos utilizados. Las especificaciones deberán tener en cuenta los conceptos fundamentales y permitan cumplir con los atributos propios de los pavimentos. deberán tener un carácter dinámico, pudiendo adecuarse a los cambios tecnológicos y a las necesidades prácticas detectadas mediante la evaluación periódica de los pavimentos y el seguimiento de su comportamiento.

8.2 Bancos de materiales, estableciéndose el tratamiento adecuado para la utilización de los materiales, incluyendo el caso de materiales reciclados. Deberá vigilarse que los Bancos propuestos dispongan de materiales con la calidad y volumen necesarios.

8.3 Principales lineamientos constructivos, estableciendo los aspectos que como mínimo deban cumplirse, sin que ello limite al Contratista de usar o proponer procedimientos que igualen o mejoren el nivel de calidad que se desea obtener, y sin liberarlo de su participación en la obra como el principal responsable de la calidad. Se indicará el tratamiento, manejo y utilización de los materiales de terracerías y de la superficie de apoyo del pavimento, espesores de las capas y grado de compactación, acabados, tolerancias,

aspectos relevantes del control de calidad durante la ejecución de la obra, condiciones para la apertura al tránsito, sanciones y bonificaciones al Contratista, etc. En casos especiales se indicará la conveniencia o necesidad de efectuar tramos de prueba.

8.4 El proyecto contendrá además los planos y gráficas necesarias para su mejor comprensión mostrando los detalles que presenten las relaciones de los pavimentos con los diferentes elementos urbanísticos.

8.5 Un aspecto importante que debe formar parte del proyecto, es el relativo a las características superficiales que debe presentar el pavimento al usuario, puesto que de éllas dependen factores tales como:

- resistencia al derrapamiento
- drenaje superficial (independiente de la pendiente transversal de la sección del pavimento).
- rugosidad
- desgaste de las llantas
- nivel del ruido
- cualidades ópticas
- apariencia.

Las características superficiales se clasifican según las longitudes de onda y amplitudes de las irregularidades, como se indica en la tabla 17, señalándose además la forma en que afectan la interacción del vehículo y el pavimento.

TABLA 17. IRREGULARIDADES SUPERFICIALES Y SU INTERACCION VEHICULO – PAVIMENTO.

Concepto	Longitud de onda, mm	Aspecto en que influye
Microtextura	$10^{-3} - 5x10^{-1}$	Adherencia y resistencia al deslizamiento, desgaste de llantas
Macrotextura	$5x10^{-1} - 5x10^{1}$	Drenaje, resistencia al deslizamiento, propiedades ópticas, proyecciones de agua, ruido
Megatextura	$5x10^{1} - 5x10^{2}$	Resistencia al rodamiento, comodidad, ruido, desgaste del vehículo.
Defecto de planicidad	$> 5x10^{2}$	Resistencia al rodamiento, comodidad, estabilidad, cargas dinámicas, desgaste del vehículo

Conviene mencionar que este aspecto debe ser considerado en el proyecto, ya que en buena medida, define el nivel de calidad del producto terminado que se ofrecerá al usuario.

8.6 Debe incluir también el proyecto las recomendaciones para el control de calidad durante la construcción, las limitaciones para la ejecución de los trabajos y finalmente la estrategia de mantenimiento para que el pavimento cumpla con sus funciones en el ciclo de vida previsto.

9. EVALUACION

Se describe como el conjunto de actividades que se realizan para determinar las condiciones estructurales y funcionales en que se encuentra un pavimento. Constituye un aspecto que ha adquirido una gran importancia en la tecnología de los pavimentos, que empieza desde la misma ejecución de obra, su puesta en operación y durante su ciclo de vida mediante mediciones periódicas del comportamiento del pavimento, investigando la evolución, en el tiempo y en el espacio, de los deterioros, capacidad estructural, calidad de rodamiento, seguridad y costos asociados a la conservación y operación del pavimento, por lo que tiene un importante papel dentro de la aplicación de los Sistemas de Administración de Pavimentos.

La información adquirida en el proceso de evaluación tiene aplicaciones en la verificación de la eficiencia con que el pavimento cumple con sus funciones desde el inicio del ciclo de vida, efectuar la planeación y programación racional de las obras de mantenimiento y rehabilitación a futuro, así como la introducción de mejoras tecnológicas en los aspectos de diseño, construcción, control de calidad, mantenimiento y operación, con énfasis en los aspectos económicos y de relaciones con el usuario, generando así mismo los aspectos relevantes que constituyan temas específicos de investigación.

En el campo de la evaluación se ha desarrollado una importante tecnología para la auscultación de los pavimentos, mediante la aplicación de dispositivos clasificados dentro de la ejecución de pruebas no destructivas (NDT), como los presentados en la tabla 18, en la cual aparecen dispositivos de categoría convencional así como los que utilizan los más recientes conceptos tecnológicos, electrónica, rayos laser, radar, etc., gracias a lo cual es posible obtener información con alta densidad de medidas, registro continuo y en algunos de éllos captada a las velocidades de operación del pavimento. La selección de los dispositivos por emplear depende de la política establecida por el Organismo, tomando en cuenta su propia organización, manejo de datos, costo de los equipos y de su operación, etc.

Las características que se evalúan generalmente son las deformaciones en coincidencia con las rodadas (roderas), agrietamientos, rugosidad, resistencia al derrapamiento, así como las características físicas y mecánicas de los materiales, incluyendo su respuesta bajo la acción de cargas.

Tabla 18. ALGUNOS DISPOSITIVOS PARA EVALUACION DE PAVIMENTOS MEDIANTE PRUEBAS NO DESTRUCTIVAS (NDT)

Aspecto por investigar	Dispositivo
Control de compactación, contenido de agua o asfalto	Densímetro nuclear
Resistencia de las capas subrasante, subbase y base, respuesta a la aplicación de cargas estáticas	CBR in situ Prueba de placa Viga Benkelman
Módulos elásticos obtenidos mediante las deformaciones producidas por cargas dinámicas	Dynaflect (FWD) deflectómetro de impacto
Espesor de las capas de la estructura del pavimento	Radar de penetración terrestre (RPT)
Estado superficial, determinación de deterioros	Gerpho
Características superficiales:	
Microtextura	Péndulo de fricción
Macrotextura	Prueba de la mancha de arena
Resistencia al derrapamiento	Mumeter
Rugosidad	Perfilógrafo de California
	Mays Ride Meter
	Road surface Tester (RST)
Perfil transversal	Perfilógrafo LCPC
	Perfilógrafo Laser

10. ESTADO ACTUAL Y FUTURO.

El estado actual y futuro de la tecnología de pavimentos se enfrenta a grandes retos debido a que se están presentando nuevas condiciones y necesidades, derivadas de las características impuestas por los escenarios sociales, económicos y tecnológicos en que se desarrolla la vida moderna.

Un aspecto muy interesante es el originado por los importantes incrementos en el número y en el peso de los vehículos de mayor carga, así como en los avances de la industria automotriz. Esto ha generado la necesidad de introducir nuevos materiales, más resistentes y durables, así como nuevas

estructuras o tipos de pavimentos, lo que además necesita de mejores modelos matemáticos para poder considerar la presencia de tales materiales en el diseño de los pavimentos. Entre estos nuevos materiales pueden considerarse los modificadores asfálticos, geotextiles, agentes estabilizadores, etc., y en las nuevas tecnologías los conceptos reológicos de los materiales, módulos elásticos, etc., así como la utilización de programas de computación más avanzados y los sistemas expertos.

Con respecto a la interacción del pavimento con el usuario, debe mencionarse que éste se vuelve más exigente, deseando umbrales de aceptación más altos, lo cual modificará los estándares de calidad actuales, de manera que lo que ahora parecen con niveles de excelencia, en poco tiempo serán considerados como de nivel medio. Se deberá dar más importancia a las características superficiales del pavimento que controlan la comodidad, la resistencia al derrapamiento, al desgaste de las llantas y del vehículo, así como al ruido tanto en el interior como en el exterior del vehículo. En este último aspecto, se deberán controlar los niveles de ruido y contaminación ambiental en el entorno, con disposiciones y medidas de mayor cobertura.

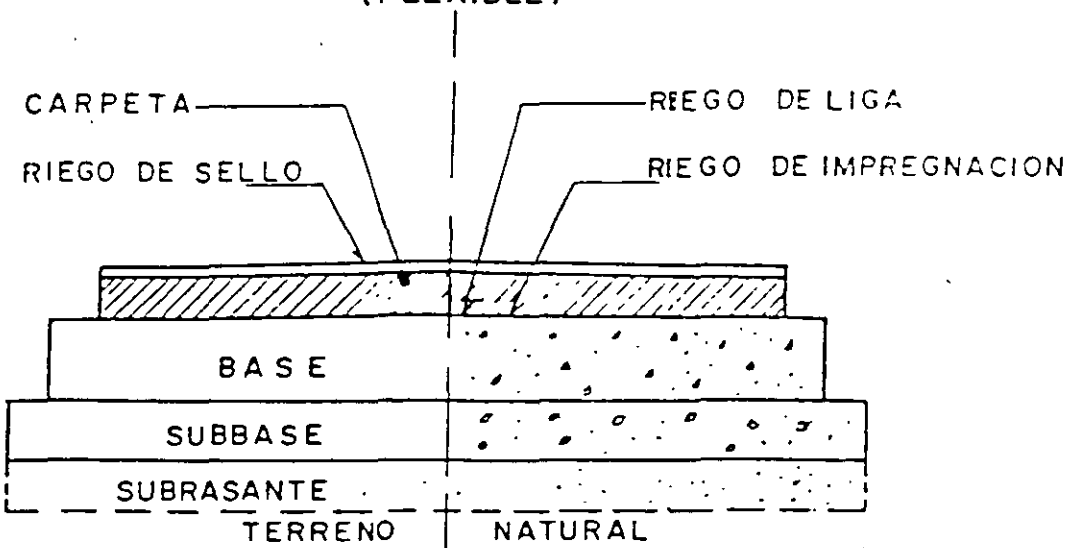
En cuanto a los materiales, deberán también quedar sujetos a mejores controles y estándares de calidad, requiriéndose de la aplicación de los conceptos de calidad total y aseguramiento de la calidad. Un aspecto que preocupa actualmente es el consumo de energía para la producción de los materiales y de su puesta en obra, efectuándose análisis tanto de su costo, como de la energía gastada en obtenerlos. De igual manera se investigan las condiciones de comportamiento de los materiales a largo plazo, lo que da lugar a la elaboración de especificaciones que toman en cuenta esta propiedad. Ante la carencia de buenos materiales, se investiga también sobre la utilización de materiales fuera de especificaciones, materiales alternativos y técnicas de reciclado. Este aspecto se encuentra muy ligado al problema de refuerzo de los pavimentos antiguos, ante el incremento de las cargas y sus repeticiones, debiendo desarrollar las técnicas de evaluación, análisis y diagnóstico, así como las técnicas de diseño del refuerzo necesario para adicionales ciclos de vida.

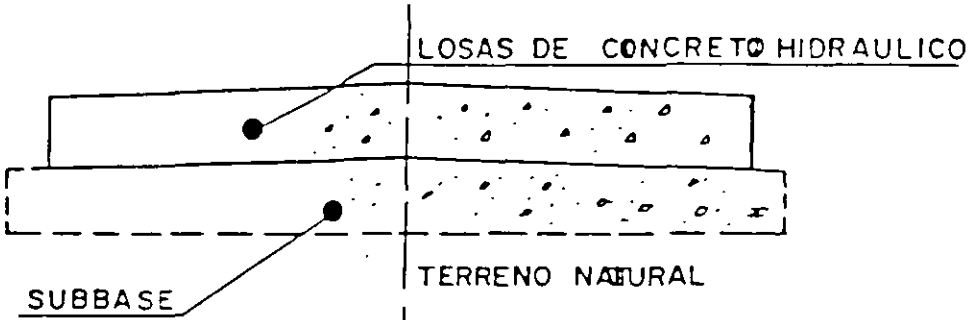
En el campo de la construcción también ha habido y habrá cambios importantes. Los equipos y maquinaria son más potentes y versátiles, se ha desarrollado el concepto de máquinas inteligentes, con cada vez mayor participación de la electrónica y la robotización, así como de dispositivos más sensibles que permiten obtener mejores condiciones de acabado superficial, como sensores eléctricos, rayos laser, radar, etc. Es importante también en el aspecto constructivo, definir adecuadamente la logística de la obra, con el objetivo de evitar interrupciones en la secuencia de construcción, por su efecto sobre las condiciones superficiales del pavimento y en su calidad general.

Finalmente debe hacerse mención a la utilización de los sistemas de administración de pavimentos, capacitados para considerar la presencia de nuevos materiales y estructuras del pavimento, los costos principalmente los de operación, así como diferentes ciclos de vida. Están capacitados para efectuar análisis de sensibilidad para diferentes escenarios de economía, de políticas de mantenimiento y de variabilidad en los materiales, en el tránsito y en la construcción, permitiendo así presentar la mejor información posible que permita tomar las soluciones adecuadas con la máxima eficiencia de los recursos disponibles.

ESTRUCTURAS

PAVIMENTO ASFALTICO
(FLEXIBLE)





PAVIMENTO DE CONCRETO
(RIGIDO)

Una vez efectuados los trabajos enunciados anteriormente se procedera a la construccion de una sobrecarpeta de renivelación para dar el bombeo del 2% hacia el acotamiento exterior y dar el nivel necesario para desplantar la losa de concreto hidraulico siguiendo los mismos lineamientos indicados en el inciso A 4 correspondiente a la construccion de la carpeta de concreto asfáltico en la zona de ampliacion

4. Aditivos

Con el objeto de mejorar la adherencia de los materiales petreos con los productos asfalticos se debera prever el uso de aditivos cuyo tipo y dosificacion seran proporcionados por el laboratorio de control de la Secretaria cuando el agregado petreo haya sido debidamente tratado

Los aditivos que se utilizan mas frecuentemente en las mezclas en caliente, en general son los tipos "ADIFLEX RC-35 y RC-40" para cemento asfáltico No 6 en una proporcion aproximada del 1% en peso que se ajustará de acuerdo con las pruebas realizadas por el laboratorio de control de la Secretaria.

5. Emulsiones

El fabricante debera indicar el tipo de emulsion asfáltica a emplear para efectos de control de calidad y recepción de la obra, se requiere además obtener la dosificación adecuada en cada caso conforme a las pruebas de laboratorio necesarias segun el trabajo a realizar

C. *LOSA DE CONCRETO HIDRÁULICO SOBRE EL PAVIMENTO EXISTENTE*

Esta especificacion particular comprende los trabajos a realizar sobre la superficie de la carpeta de concreto asfáltico, para construir el pavimento de concreto con cemento Portland, en las áreas y con la forma, dimensiones, resistencias, procedimientos, calidad, tolerancias y acabados indicados en este proyecto y/o ordenados por la S C T

Inicialmente se deberá construir la losa de concreto hidráulico en la seccion correspondiente al acotamiento interior y dos carriles de 3 50 m comprendiendo una seccion de 8 50 m sobre el pavimento existente. Posteriormente y una vez que el concreto adquiera la resistencia suficiente se desviará el transito sobre esta seccion y se procedera a construir la losa de concreto hidráulico de 6 50 m de ancho correspondiente al carril y acotamiento exterior sobre la ampliación

Una vez terminados los trabajos de rehabilitacion del cuerpo existente se procedera a la construccion de la losa de concreto de 0 30 m de espesor, cuya mezcla se hará en planta de mezclado de acuerdo con los lineamientos y especificaciones de la S C T y particulares de este proyecto

La mezcla del concreto hidráulico para elaborar la losa tendrá un modulo de ruptura a la flexion de 48 kg/cm^2, medido a los 28 dias, el tendido de dicha mezcla se hara mediante el uso de extendedora tipo SLIPFORM-PAVER 450 (CMI-SF-450) o similar de cimbra deslizante, colocandose el concreto hidraulico con el espesor de proyecto El equipo deberá contar con sensores de nivel y la orilla deberá formar un angulo de 90° respecto a la superficie construida, ademas este equipo deberá tener capacidad de insertar las barras de amarre en las juntas longitudinales de acuerdo con el espaciamiento requerido

En este seccion se colocaran barras de amarre perpendicularmente a las jun longitudinales con varillas corrugadas del #5 x 110 cm a cada 64.3 cm c a c en la jun longitudinal de construccion y con varillas corrugadas del #4 x 90 cm a cada 64.3 cm c a c en la junta entre carriles de acuerdo al Croquis de Distribucion de Tableros del presente proyecto

El espaciamiento entre juntas transversales de contraccion sera de 4.50 m. En las juntas transversales de contraccion se colocaran barras lisas (pasajuntas) de acero para transmision de cargas de fy=4,200 kg/cm², dichas pasajuntas seran de 38.1 mm (1 1/2") de diametro con una longitud de 46 cm a cada 30 cm c a c y deberan estar apoyadas sobre monturas y silletas de alambron de 8 mm (5/16") de diametro las cuales deberan anclarse a la capa de apoyo de la losa a fin de evitar desplazamientos durante el proceso de colado. Las barras se engrasaran en forma uniforme en por lo menos la mitad de la longitud con aceite mineral con objeto de evitar la adherencia con el concreto, asegurando con ello el movimiento libre de las mismas

Una vez terminados los trabajos de tendido del concreto se procedera a un texturizado de la superficie de la losa con una tela de yute en el sentido longitudinal, posteriormente con un equipo de texturizado del tipo CMI-T-250 o similar se procedera a realizar un texturizado transversal con un ancho de surco de 3 mm a una profundidad cuando menos de 3 mm y no mayor de 6 mm

Posteriormente se procedera al curado de la losa con un equipo del tipo CMI-C-250 o similar con el que se aplicara un componente cuya base será agua y parafina de pigmentacion blanca. Esta operacion se efectuara aplicando en la superficie una membrana de curado a razon de 1.0 lt/m2 (un litro por metro cuadrado) para obtener un espesor uniforme de 1 mm (un milimetro), que deje una membrana impermeable y consistente de color claro y que impida la evaporacion del agua que contiene la mezcla del concreto fresco

Despues del curado de la losa se procedera al corte de las juntas transversales y longitudinales. Para este proposito se emplearan cortadoras del tipo MAGNUM o similar con discos abrasivos en caso de que se realicen los cortes en seco, y con discos de diamante en caso de que el corte se realice con agua. Se debera comenzar por el corte de las juntas transversales de contraccion, e inmediatamente despues continuar con las longitudinales. Se debera tener cuidado que el corte se realice cuando el concreto presente las condiciones propicias para su ejecucion, sin embargo, todas las operaciones para el primer corte deberan llevarse a cabo dentro de las siguientes 18 horas despues del colado. El cortar demasiado pronto conllevara a problemas de desportillamiento y perdida de agregado en las juntas. Cortar demasiado tarde resultara en probables agrietamientos no controlados siguiendo patrones tanto transversales como longitudinales, dependiendo del caso

Inmediatamente despues de concluido el corte de las juntas se debera proceder al curado de las nuevas superficies expuestas

En el caso de que se requiera de cortes de juntas en dos etapas (escalonados), el segundo corte no debera realizarse antes de 72 horas despues del colado

Posteriormente al trabajo de corte se procedera al sellado de las juntas previa limpieza de las mismas mediante agua a presion, sand blast y aire a presion los cuales deberan ser aplicados siempre en una misma direccion. El uso de este procedimiento debera garantizar la limpieza total de la junta y la eliminacion de todos los residuos del corte y de la membrana de curado. Una vez

que la junta esté limpia y seca, se colocara la tirilla de respaldo (Backer Rod) a la profundidad especificada y después el material sellante en el espesor indicado por el proyecto

Para la aceptación de la superficie terminada de la losa se requerirá realizar una evaluacion del perfil longitudinal del camino con un perfilometro del tipo California o Texas Esta evaluacion se debera realizar segun las especificaciones adjuntas

Los cambios en las especificaciones o procedimientos constructivos deberan estar avalados por el diseñador bajo la aprobacion de la SCT

La apertura al tránsito vehicular del pavimento no podrá realizarse antes de catorce (14) dias contados a partir de la terminacion del pavimento, o hasta que el concreto haya alcanzado una resistencia a la tension por flexión del ochenta por ciento (80%) de la de proyecto como minimo

D. LOSA DE CONCRETO HIDRÁULICO SOBRE LA AMPLIACIÓN

Una vez que la losa de concreto hidráulico adquiera la resistencia suficiente se desviará el tránsito sobre esta sección y se procedera a construir la losa de concreto hidráulico en el carril y acotamiento exterior sobre la ampliacion.

A partir de la junta de construccion longitudinal de la primer franja de concreto hidráulico y con las barras de amarre colocadas durante su construcción se procederá a construir la seccion restante de 6 50 m sobre la ampliacion al cuerpo existente

Previo a la construccion de la losa de concreto hidraulico se deberan detectar y reparar los deterioros que se hayan originado en el pavimento de la ampliacion por la desviación del transito sobre ésta.

Para la construccion de la losa de concreto hidráulico en esta sección se deberan seguir los lineamientos indicados en el inciso C de este procedimiento correspondientes a la construcción de la losa de concreto sobre el pavimento existente

En esta seccion las barras de amarre en la junta longitudinal entre el carril exterior y el acotamiento seran varillas corrugadas del #4 x 90 cm a cada 112.5 cm c. a c de acuerdo al Croquis de Distribucion de Tableros del presente proyecto.

E. ZONAS DE CORTE O RELLENO DEL PAVIMENTO EXISTENTE.

Dadas las depresiones y asentamientos que ha sufrido el pavimento existente se prevé que la linea de desplante de la losa de concreto hidraulico en algunas ocasiones no coincida con la linea de rasante del camino actual como se considera en el Caso 1 descrito en los titulos III.A, III.B y III.C, III D enunciados anteriormente Lo anterior implica que en algunas zonas no sea suficiente el fresar o renivelar el pavimento existente, por lo que cuando se requiera cortar o rellenar un espesor en promedio mayor a 15 cm, se debera proceder a los siguientes trabajos

1. Caso 2: Linea de desplante de la losa de concreto hidráulico por arriba de la linea de rasante del camino actual:

Previa rehabilitacion de la superficie actual de rodamiento de acuerdo con lo indicado en el inciso B 1 correspondiente a bacheo se procederá de la siguiente manera

a) Rallado

Se realizara un rallado energico de la superficie de rodamiento mediante el empleo de un equipo adecuado (rejilla), con el cual se rallara la superficie con rallas de 2 cm de ancho y 1 cm de profundidad a cada 10 cm de separacion

b) Construcción del pavimento

Una vez efectuado el rallado se procederá a construir las capas de base hidráulica/ base estabilizada y carpeta de concreto asfáltico con los espesores indicados en la seccion estructural tipo y siguiendo los mismos lineamientos indicados en el inciso A 1, A.2, A 3 y A 4 de este procedimiento constructivo relativos a la construccion del pavimento en la zona de ampliación

2. Caso 3: Línea de desplante de la losa de concreto hidráulico por debajo de la línea de rasante del camino actual:

a) Escarificación y Recompactación

Se procederá a escarificar el pavimento existente hasta 35 cm por debajo del nivel de desplante de la losa de concreto hidraulico y se recompactara la superficie descubierta al 100% de su PVSM.

b) Construcción del pavimento

Una vez recompactada la superficie se procederá a construir las capas de base hidráulica, base estabilizada y carpeta de concreto asfáltico con los espesores y siguiendo los mismos lineamientos indicados en el inciso A 1, A 2, A 3 y A 4 de este procedimiento constructivo relativos a la construcción del pavimento en la zona de ampliacion

F. CASO 4. ZONAS DE RECTIFICACIÓN DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

En las zonas de rectificacion donde la linea de proyecto no coincida con el trazo del camino actual se debera construir un cuerpo nuevo

El pavimento para estas zonas de rectificacion estará constituido por

- Base Hidraulica de 20 cm de espesor,
- Base Estabilizada de 15 cm de espesor y
- Losa de Concreto Hidraulico de 30 cm de espesor

El procedimiento para la construcción de esta sección de pavimento deberá apegarse a los lineamientos indicados en los incisos A 1, A 2 e inciso A 3 de este procedimiento constructivo para la capa de base hidráulica, base estabilizada y riego de impregnacion respectivamente.

La losa de concreto hidraulico se debera construir en dos franjas de 8 50 y 6 50 m de ancho de acuerdo a lo indicado en el inciso C de este procedimiento

DETALLES DE DISEÑO

A. *Junta de Construcción*

Se recomienda que de ser posible se haga coincidir la junta de construcción con la localización de una junta transversal de contracción. Para este propósito se deberá suspender el colado cuando se haya sobrepasado la localización de la junta transversal.

La junta de construcción se formará hincando en el concreto fresco una frontera lo suficientemente rigida para mantener el plano de la junta perpendicular al plano de la superficie de la losa Dicha frontera deberá ser metálica y tener orificios por los cuales se instalen las pasajuntas en el alineamiento y espaciamiento indicado en los documentos de construcción A continuación se procederá a remover el concreto fresco excedente a partir de la junta recién formada. Se deberán colocar pasajuntas en los acotamientos, independientemente de que no se especifiquen en dichos documentos con la finalidad de prevenir pérdida de transferencia de carga en la junta transversal a lo largo de la vida util del pavimento

La junta transversal de construccion deberá ser perpendicular al sentido de pavimentacion y debera vibrarse con vibradores de inmersión para garantizar la consolidacion del concreto en las esquinas de esta junta

En caso de emergencia, la junta de construcción será localizada de acuerdo a lo que ya se tenga colado. En el caso de que el tramo colado sea menor a un tercio de la longitud de la losa, se removera el concreto fresco hasta hacer coincidir la junta de construcción con la localización de la junta transversal de contracción Cuando la emergencia ocurra en el tercio medio de la longitud de la losa, se deberá formar la junta de construcción cuidando que la distancia entre ésta y cualquiera de las dos juntas transversales de contraccion adyacentes no sea menor de 1.5 metros. Si la emergencia ocurre en el último tercio de la longitud de la losa, se deberá remover el concreto fresco para localizar la junta en el tercio medio El procedimiento constructivo de estas juntas de emergencia será igual al indicado anteriormente para la junta de construcción.

B. *Losas de aproximación*

La losa de aproximación se construirá en las áreas próximas a los puentes y otras estructuras fijas Esta losa se propone armada debido a que presenta un anclaje a la cara vertical del puente y su elevacion es fija Debido a que los asentamientos diferenciales son esperados debajo de ésta, se propone que la losa de aproximación sea lo suficientemente rigida para puentear dichos asentamientos

Además de la losa de aproximacion es recomendable construir una losa subyacente a 5 metros de la estructura del puente Esta losa subyacente proveera de suficiente transferencia de

carga por lo que las pasajuntas no seran necesarias La losa de aproximacion podra colocarse 2 horas despues de haber excavado y colocado la losa subyacente

Para la junta de expansion termica se recomienda, se deje un espacio de 4 cm para permitir un libre movimiento por expansión termica del pavimento de concreto Este espacio debera sellarse con neopreno preformado. De la misma manera, la junta entre la losa de aproximacion y el puente debera sellarse con neopreno preformado

C. Junta pavimento/cuneta

La junta entre el pavimento de concreto y la cuneta no es considerada como parte de la estructura del pavimento, por lo que no se requiere de algun refuerzo de amarre Sin embargo, es probable que se produzca cierta separacion con los años Para evitar esta separacion, se debera colocar una varilla de amarre del #4 de 90 cm de longitud a cada 120 cm y se debera sellar esta junta con el mismo material empleado en las juntas del pavimento Las varillas de acero de amarre deberan ser de grado 40 (fy=3250 kg/cm^2) pudiendose doblar a 90°, para permitir la excavacion de las cunetas Una vez realizada la excavación y colocadas las varillas se procedera a desdoblar cuando la cuneta este lista para su colado

ESPECIFICACIONES PARA PAVIMENTOS DE CONCRETO HIDRÁULICO

I. Definición

Esta especificación particular comprende los trabajos a realizar, para construir los pavimentos de concreto con cemento Portland en las áreas y con la forma, dimensiones, resistencias, procedimientos, calidad, tolerancias y acabados indicados en el proyecto y/o ordenados por la Secretaria de Comunicaciones y Transportes (S C.T)

II. Materiales

En la elaboración de la mezcla y en la construcción de las losas de concreto hidráulico del pavimento, se emplearan materiales que en lo general cumplan con lo establecido en los Capitulos 4 01 02 004 y 4 01 02.005 de las Normas de Calidad de los Materiales editadas por la S C.T., debiendo cumplir con los requisitos de calidad que a continuación se señalan

III. Materiales pétreos

Estos materiales se sujetarán al tratamiento o tratamientos necesarios para cumplir con los requisitos de calidad que se indican en cada caso, debiendo el contratista prever las caracteristicas en el almacén y los tratamientos necesarios para su ulterior utilización El manejo y/o almacenamiento subsecuente de los agregados, deberá hacerse de tal manera que se eviten segregaciones o contaminaciones con substancias u otros materiales perjudiciales y de que se mantenga una condicion de humedad uniforme, antes de ser utilizados en la mezcla.

El agregado grueso será grava triturada totalmente con tamaño maximo de treinta y ocho (38) milimetros, resistencia superior a la resistencia del concreto señalada en el proyecto, y con la secuencia granulometrica que se indica a continuacion.

GRAVA

DENOMINACION DE LA MALLA	ABERTURA (mm)	% QUE PASA
2"	50 00	100
1 1/2"	37 50	95-100
3/4"	19.00	35-70
3/8"	9.50	10-30
Num 4	4 75	0-5

El contenido de substancias perjudiciales en el agregado grueso no debera exceder los porcentajes maximos que se indican en la siguiente tabla:

SUBSTANCIAS PERJUDICIALES	% MÁXIMO
Particulas Deleznables	0 25
Particulas Suaves	5 0
Pedernal como impureza	1.0
Carbón mineral v/o lignito	1 0

El agregado grueso ademas, debera cumplir con los siguientes requisitos de calidad

- Desgaste "Los Ángeles" 40% maximo
- Intemperismo Acelerado 12% maximo (Utilizando sulfato de Sodio)

Cuando la muestra este constituida por material heterogeneo y se tengan dudas de su calidad, la Secretaria podrá ordenar se efectuen pruebas de desgaste de Los Ángeles, separando el material sano del material alterado o de diferente origen, así como pruebas en la muestra constituida por ambos materiales, en la que esten representados en la misma proporción en que se encuentren en los almacenamientos de agregados ya tratados o en donde vayan a ser utilizados. En ninguno de los casos mencionados se deberan obtener desgastes mayores que cuarenta por ciento (40%).

En el caso de que se tengan dudas acerca de la calidad del agregado grueso, a juicio de la Secretaria se llevara a cabo la determinacion de la pérdida por intemperismo acelerado, la cual no debera ser mayor de doce por ciento (12%), en el entendido que el cumplimiento de esta caracteristica no excluye las mencionadas anteriormente

El agregado fino o arena debera tener un tamaño maximo de nueve punto cincuenta y un milimetros (9.51 mm) con la secuencia granulometrica que se indica a continuacion

ARENA

DENOMINACION DE LA MALLA	ABERTURA (mm)	% QUE PASA
3/8"	9 50	100
Num 4	4 75	95-100
Num. 8	2.36	80-100
Num. 16	1 18	50-85
Num 30	600µm	25-60
Num 50	300µm	10-30
Núm 100	150µm	2-10
Num 200	75 µm	4 maximo

La arena no deberá tener un retenido mayor de cuarenta y cinco por ciento (45%), entre dos (2) mallas consecutivas, además, deberá cumplir con los siguientes requisitos de calidad:

- Equivalente de arena 80% minimo
- Módulo de finura 2.30 minimo y 3 10 maximo
- Intemperismo Acelerado 10% maximo (Empleando sulfato de sodio)

El contenido de substancias perjudiciales en la arena, no deberá exceder los porcentajes maximos siguientes:

SUBSTANCIAS PERJUDICIALES	% MAXIMO
Particulas deleznables	1 0
Carbón mineral y/o lignito	1 0

En el caso de que se tengan dudas acerca de la calidad del agregado fino, a juicio de la Secretaria se llevará a cabo la determinacion de la perdida por intemperismo acelerado, la cual no debera ser mayor de 10%, en el entendido de que esta condicion no excluye las mencionadas anteriormente.

IV. Cemento

Se empleará cemento Portland tipo I, II, o bien cemento puzolánico del tipo IP, que cumplan respectivamente con los requisitos fisicos y quimicos que se señalan en las cláusulas 4.01 02 004-B y 4 01 02 004-C de las Normas de Calidad de los Materiales de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes

VIII. Membrana de curado

Para el curado de la superficie del concreto recien colada debera emplearse un liquido de color claro, el que deberá cumplir con los requisitos de calidad que se describen en la Clausula 4 01 02 004-L de las Normas de Calidad de los Materiales de la S C.T. La membrana de curado a emplear será de un componente cuya base sea agua y parafina de pigmentacion blanca

IX. Barras de amarre

En las juntas que muestra el proyecto y/o en los sitios que indique la Secretaria, se colocaran barras de amarre con el proposito de evitar el corrimiento o desplazamiento de las losas Las barras serán corrugadas, de acero estructural, con limite de fluencia (fy) de cuatro mil doscientos (4,200) kilogramos por centimetro cuadrado, debiendo quedar ahogadas en las losas, con las dimensiones y en la posicion indicada en el proyecto

X. Pasajuntas

En las juntas transversales de contraccion, de construccion, de emergencia y/o en los sitios que indique la Secretaria, se colocaran pasajuntas como mecanismos para garantizar la transferencia efectiva de carga entre las losas adyacentes. Las barras seran de acero redondo liso y deberan quedar ahogadas en las losas en la posicion y con las dimensiones indicadas por el proyecto Ambos extremos de las pasajuntas deberán ser lisos y estar libres de rebabas cortantes El acero debera cumplir con la norma ASTM A 615 Grado 60 (fy=4,200 kg/cm^2), y deberá ser recubierta con asfalto, parafina, grasa o cualquier otro medio que impida efectivamente la adherencia del acero con el concreto y que sea aprobado por la Secretaria

Las pasajuntas podrán ser instaladas en la posicion indicada en el proyecto por medios mecánicos, o bien por medio de la instalacion de canastas metalicas de sujecion Las canastas de sujecion deberan asegurar las pasajuntas en la posicion correcta como se indica en el proyecto durante el colado y acabado del concreto, mas no deberan impedir el movimiento longitudinal de la misma

XI. Material sellante para las juntas

El material sellante para las juntas transversales y longitudinales debera ser elastico, resistente a los efectos de combustibles y aceites automotrices, con propiedades adherentes con el concreto y permitir las dilataciones y contracciones que se presenten en las losas sin agrietarse, debiéndose emplear productos a base de silicon, los cuales deberán solidificarse a temperatura ambiente

A menos de que se especifique lo contrario, el material para el sellado de juntas deberá de cumplir con los requerimientos aqui indicados El material se deberá adherir a los lados de la junta o grieta en el concreto y debera formar un sello efectivo contra la filtracion de agua o incrustacion de materiales incompresibles En ningun caso se podra emplear algun material sellador no autorizado por la Secretaria

Para todas las juntas de la losa de concreto se debera emplear un sellador de silicón de bajo modulo autonivelable Este sellador debera ser un compuesto de un solo componente sin requerir

V. Agua

El agua que se emplee en la fabricacion del concreto debera ser potable, y por lo tanto, estar libre de materiales perjudiciales tales como aceites, grasas, materia organica, etc Asi mismo, no debera contener cantidades mayores de las substancias quimicas que las que se indican en la siguiente tabla, en partes por millón

SUBSTANCIAS PERJUDICIALES	ppm, Máximo
Sulfatos (convertidos a Na_2SO_4)	1,000
Cloruros (convertidos a NaCl)	1,000
Materia Organica (oxido consumido en medio ácido)	50
Turbiedad s/o lignito	1,500

VI. Aditivos

Podra emplearse un aditivo del tipo D, reductor de agua y retardante, con la dosificacion requerida para que el fraguado inicial de la mezcla a la temperatura estandar de veintitrés grados centigrados (23° C) no se produzca antes de dos (2) ni despues de cuatro (4) horas a partir de la finalización del mezclado Sus caracteristicas deberan estar en conformidad con los requisitos de calidad indicados en la Cláusula 4 01 02 004-H de las Normas de Calidad de los Materiales de la S C T

Para asegurar la trabajabilidad de la mezcla, también podrá utilizarse un agente inclusor de aire, con los requisitos que señala la Cláusula 4.01 02.004-I, de las Normas de Calidad de los Materiales de la S.C T.

VII. Mezcla de Concreto Hidráulico

El diseño de la mezcla, utilizando los agregados provenientes de los bancos y ya tratados, quedara a cargo del contratista y sera propuesto a la Secretaria, cuya aprobacion no liberara al contratista de la obligación de obtener en la obra la resistencia y todas las demas caracteristicas para el concreto fresco y endurecido, asi como los acabados de la obra Durante la construccion, la dosificacion de la mezcla de concreto hidraulico se hara en peso y su control durante la elaboracion se hará bajo la responsabilidad exclusiva del Contratista

La mezcla debera tener un modulo de resistencia a la tension por flexion (S'r) minimo de 48 kilogramos por centimetro cuadrado a los veintiocho (28) dias La resistencia a la tensión por flexion (S'r) se verificará en especimenes moldeados durante el colado del concreto, correspondientes a vigas estándar de quince por quince por cincuenta (15 x 15 x 50) centimetros, compactando el concreto por vibro compresion y una vez curados adecuadamente, se ensayarán aplicando las cargas en los tercios del claro (ASTM C 78)

El revenimiento promedio de la mezcla de concreto debera ser cuatro (4) centimetros al momento de su colocacion, nunca debera ser menor de dos punto cinco (2 5), ni mayor de seis (6) centimetros Las mezclas que no cumplan con este requisito deberán ser destinadas a otras obras de concreto como cunetas y drenajes, y no se permitira su colocacion para la losa de concreto.

la adicion de un catalizador para su curado El sellador debera presentar fluidez suficiente pa autonivelarse y no requerir de formado adicional

El sellador de silicon de bajo modulo debera cumplir con los siguientes requisitos y especificaciones de calidad

ESPECIFICACIÓN	MÉTODO DE ENSAYE	REQUISITO
Esfuerzo de tension a 150% de elongacion (7 dias de curado a 25° C ± 5° C, y 45% a 55% de humedad relativa)	ASTM D 412	3 2 kg/cm² max
Flujo a 25°C ± 5° C	ASTM C 639 (15% Canal A)	No deberá fluir del canal.
Tasa de extrusión a 25°C ± 5° C	ASTM C 603 (1/8" @ 50 psi)	75-250 gms/min
Gravedad Especifica	ASTM D 792 (metodo A)	1 01 a 1 51
Dureza a -18°C (7 dias de curado a 25°C ± 5° C)	ASTM C 661	10 a 25
Resistencia al intemperismo despues de 5,000 horas de exposición continua.	ASTM C 793	No agrietamiento, perdida de adherencia o superficies polvosas por desintegracion
Superficie seca a 25°C ± 5° C, y 45% a 55% de humedad relativa	ASTM C 679	Menor de 75 minutos
Elongación después de 21 dias de curado a 25°C ± 5° C, y 45% a 55% de humedad relativa	ASTM D 412	1,200 %
Fraguado al tacto a 25°C ± 5° C, y 45% a 55% de humedad relativa	ASTM C 1640	Menos de 75 minutos
Vida en el contenedor a partir del dia de embarque	--	6 meses minimo
Adhesion a bloques de mortero	AASHTO T 132	3 5 kg/cm²
Capacidad de movimiento y adhesion Extensión de 100% a -18°C después de 7 días de curado al aire a 25°C ± 5° C, seguido por 7 dias en agua a 25°C ± 5° C	ASTM C 719	Ninguna falla por adhesion o cohesion despues de 5 ciclos

La tirilla de respaldo a emplear deberá impedir efectivamente la adhesión del sellador a la superficie inferior de la junta La tirilla de respaldo debera ser de espuma de polietileno y de las dimensiones indicadas en los documentos de construccion La tirilla de respaldo debera ser compatible con el sellador de silicón a emplear y no se debera presentar adhesion alguna entre el silicon y la tirilla de respaldo

XII. Neopreno en tiras para las juntas de las losas sepultadas

Las tiras de neopreno para las juntas de las losas sepultadas deberan colocarse precisamente bajo las juntas de expansion en las losas correspondientes a las zonas de transicion del pavimento de concreto hidraulico a estructuras de puentes o fijas Estas tiras de neopreno deberán ser de una sola pieza con una dimensión de diez (10) centimetros de ancho y cinco (5) milimetros de espesor Previamente a su colocacion, debera aplicarseles algun pegamento compatible con el concreto y el neopreno

XIII. Elaboración de la mezcla

El control del proporcionamiento de todos los materiales para elaborar la mezcla de concreto fresco, incluyendo el agua, debera realizarse en peso, utilizando básculas previamente calibradas y aprobadas por la Secretaria El área donde se realicen las operaciones de pesado del cemento, deberá estar sellada y contar con un sistema de filtracion para evitar fugas del material hacia el medio ambiente.

El manejo de los agregados debera garantizar que no se produzcan segregaciones o contaminaciones con materiales ajenos al concreto y/o substancias perjudiciales Antes de ser mezclados, los agregados deberan ser separados por lo menos en dos tamaños, para ser pesados

La elaboracion de la mezcla debera realizarse en una planta central En todo caso, el tiempo de mezclado, que termina en el momento de la descarga de la mezcla, no deberá ser menor a cuarenta (40) ni mayor a cien (100) segundos

XIV. Transporte

El transporte de los agregados y/o la mezcla se efectuara de preferencia en camiones, sean mezcladores o no, pero previendo cualquier perdida de humedad o material, asi mismo, se procederá a su lavado con agua a presion cuando se tengan residuos que puedan afectar el buen comportamiento del concreto La Secretaria fijara de acuerdo con el contratista los intervalos de esta operacion

En el caso de emplear camiones no mezcladores, estos deberan contar con caja revestida de lámina, cubierta que evite la evaporacion de la mezcla y mecanismos que depositen la mezcla en forma satisfactoria, sin segregaciones. La caja debera estar perfectamente limpia antes de ser utilizada con nuevas mezclas

Cuando el concreto fresco se deposite en el lugar del colado con canales o tubos, se dispondrán estos de tal manera que se prevenga cualquier segregacion de los materiales El ángulo de caida deberá ser lo suficientemente pronunciado para lograr el fácil movimiento de las revolturas, pero sin que se clasifiquen los agregados

XV. Colado

Inicialmente se debera construir la losa de concreto hidraulico en el acotamiento interior y dos carriles de 3 50 m comprendiendo una sección de 8 50 m sobre el pavimento existente Posteriormente y una vez que el concreto adquiera la resistencia suficiente se desviara el transito sobre esta seccion y se procedera a construir la losa de concreto hidráulico en el carril y

acotamiento exterior sobre la ampliacion para completar la seccion de proyecto de 15.0 m de ancho

La superficie sobre la que se colocará el concreto fresco debera estar perfectamente limpia ligeramente humedecida y libre de substancias ajenas al concreto, terminada dentro de los niveles y tolerancias que mas adelante se indican

La colocación y compactacion del concreto se hará dentro de los treinta (30) minutos siguientes a su elaboracion

El concreto se colara por los medios apropiados para evitar la segregacion de los materiales, esparciéndolo con extendedoras o pavimentadoras autopropulsadas, con cimbra deslizante del tipo SLIP FORM PAVER (CMI-SF-450) o similar Este equipo deberá contar con sensores de nivel y la orilla de la losa debera formar un angulo de 90 grados con respecto a la superficie Este equipo debera tener también la capacidad de insertar las barras de amarre para las juntas longitudinales en forma automática. En ningun caso se aceptara que la insercion de las barras de amarre se haga manualmente

La compactación del concreto se llevara a cabo adecuadamente con vibradores de inmersión desde la superficie

XVI. Acabado Superficial

El acabado superficial longitudinal del concreto recién colado podrá proporcionarse mediante llanas mecanicas, y a continuacion, mediante el arrastre de tela de yute o bandas de cuero Posteriormente con un equipo de texturizado del tipo CMI-TC-250 o similar, se procederá a realizar el texturizado transversal mediante una rastra de alambre en forma de peine, con una separacion entre dientes de 20 milimetros, ancho de dientes de 3 milimetros y con una profundidad de penetración máxima de 6 milimetros y minima de 3 milimetros a todo lo ancho de la superficie pavimentada Esta operación se realizara cuando el concreto esté lo suficientemente plástico para permitir el texturizado, pero lo suficientemente seco para evitar que el concreto fluya hacia los surcos formados por esta operacion.

El acabado final deberá proporcionar una superficie de rodamiento con las caracteristicas minimas de seguridad (coeficiente de friccion) y de comodidad (indice de perfil) que se indican en seguida.

Una vez terminados los trabajos de construccion de las losas correspondientes a un dia, y durante las siguientes cuarenta y ocho (48) horas, el contratista se obligara a realizar los estudios necesarios para garantizar el acabado final de la superficie de rodamiento. Dichos estudios consistiran en la determinacion del indice de perfil de acuerdo con la especificacion complementaria correspondiente a la determinacion de la calidad de la superficie terminada (rugosidad) El Contratista debera garantizar que el indice de perfil del pavimento construido cumpla con la especificación complementaria correspondiente y con las tolerancias incluidas en esta especificacion.

Para efectos de frenado, el Contratista debera garantizar mediante estudios que realice, que la superficie terminada presenta una resistencia al derrapamiento que, al medirse con un dispositivo de medición continua, arroje un valor igual o mayor de siete décimas (0.7) en condiciones de pavimento mojado y a velocidad de setenta y cinco kilómetros por hora (75 kph).

la medicion se realizara por lo menos sobre la huella de la rodera externa de cada carril (ASTM E 670)

XVII. Curado

El curado debera hacerse inmediatamente después del acabado final, cuando el concreto empiece a perder su brillo superficial Esta operacion se efectuara aplicando en la superficie una membrana de curado a razón de un litro por metro cuadrado (1 lt/m^2), para obtener un espesor uniforme de un milimetro (1 mm), que deje una membrana impermeable y consistente de color claro y que impida la evaporacion del agua que contiene la mezcla del concreto fresco Su aplicacion debe realizarse preferentemente con irrigadores mecanicos a presion, con equipo del tipo CMI-TC-250 o similar

Las caras expuestas de las juntas aserradas deberan ser recubiertas con membrana de curado inmediatamente despues de que se concluya el corte.

El espesor de la membrana podrá reducirse si de acuerdò con las caracteristicas del producto que se use se puede garantizar su integridad, cubrimiento de la losa y duración de acuerdo con las especificaciones del fabricante de la membrana de curado

Durante el tiempo de endurecimiento del concreto, debera protegerse la superficie de las losas contra acciones accidentales de origen climatico, de herramientas o del paso de equipo o seres vivos El contratista sera responsable unico del costo y trabajos correspondientes para la reparacion de desperfectos causados en la losa de concreto o por cualquiera de las causas arriba mencionadas. El procedimiento para la reparacion debera ser previamente autorizado por la Secretaria Los trabajos de reparacion quedarán cubiertos por la misma garantia que aplica a los trabajos de pavimentación

XVIII. Juntas

Las juntas deberan ajustarse al alineamiento, dimensiones y caracteristicas consignadas en el proyecto

Despues del curado de las losas se procederá al corte de las juntas transversales y longitudinales con discos abrasivos si se realizan los cortes en seco, o con discos de diamante en caso que se realicen con agua El corte de las juntas debera comenzar por las transversales de contracción, e inmediatamente después continuar con las longitudinales Este corte debera realizarse cuando el concreto presente las condiciones de endurecimiento propicias para su ejecución y antes de que se produzcan agrietamientos no controlados El contratista sera el responsable de elegir el momento propicio para efectuar esta actividad sin que se presente perdida de agregado en la junta o desportillamientos de la losa, sin embargo, una vez comenzado el corte debera continuarse hasta finalizar todas las juntas, esto dentro de las siguientes 18 horas después del colado Las losas que se agrieten por aserrado inoportuno deberán ser demolidas y/o reparadas de acuerdo y a satisfaccion de la Secretaria.

Cuando el corte de las juntas correspondiente a un dia de colado no pueda ser finalizado dentro de las 18 horas establecidas, el colado del siguiente dia sera limitado a un tramo equivalente al que si pudo ser cortado a tiempo el dia anterior

En el caso de que se requiera de cortes de juntas en dos etapas (escalonados), el segundo corte no debera realizarse antes de 72 horas despues del colado

En la construccion de las juntas debera considerarse la siguiente clasificacion

- Longitudinales de contraccion aserradas con barras de amarre (Tipo A)
- Transversales de contraccion aserradas con pasajuntas (Tipo B)
- Longitudinales de construccion con barras de amarre y machihembrado (Tipo C)
- Transversales de construcción cimbradas con pasajuntas (Tipo D)

Las juntas longitudinales de contraccion aserradas y con barras de amarre (Tipo A) se construiran en los sitios que indique la sección tipica del proyecto de acuerdo con lo indicado en el Croquis No 1

Las juntas transversales de contracción aserradas (Tipo B) se construirán en los sitios que indique la sección tipica del proyecto de acuerdo con lo indicado en el Croquis No. 2

La junta longitudinal de construccion con barras de amarre y machihembrado (Tipo C) quedará formada en la union de la junta fria entre las dos franjas de pavimentación como se indica en el Croquis No. 3.

Las juntas transversales de construccion con pasajuntas (Tipo D) se construirán en los lugares predeterminados para finalizar el colado del dia, coincidiendo siempre con una junta transversal de contraccion y alineada perpendicularmente al eje del camino, estas juntas se construiran a tope, de acuerdo con lo indicado en el Croquis No 4 y se colocarán pasajuntas a todo lo ancho de la sección transversal.

Cuando por causas de fuerza mayor sea suspendido el colado por mas de 30 minutos, se procedera a construir una junta transversal de emergencia con la que se suspendera el colado hasta que sea posible reiniciarlo La configuracion de las juntas transversales de emergencia será exactamente igual que la de las juntas transversales de construccion (Tipo D)

La localización de la junta transversal de emergencia se establecerá en función del tramo que se haya colado a partir de la ultima junta transversal de contraccion trazada Si el tramo colado es menor que un tercio de la longitud de la losa, se debera remover el concreto fresco para hacer coincidir la localizacion de la junta de emergencia con la transversal de contraccion inmediata anterior En caso de que la emergencia ocurra en el tercio medio de la losa, se debera establecer la localizacion de la junta de emergencia cuidando que la distancia de ésta a cualquiera de las dos juntas transversales de contraccion adyacentes no sea menor que 1 5 metros. Si la emergencia ocurre en el ultimo tercio de la longitud de la losa, se debera remover el concreto fresco para que la localización de la junta transversal de emergencia sea en el tercio medio de la losa.

Las juntas transversales de construccion y las juntas transversales de emergencia deberán formarse hincando en el concreto fresco una frontera metalica que garantice la perpendicularidad del plano de la junta con el plano de la superficie de la losa Esta frontera o cimbra deberá de contar con orificios que permitan la instalacion de pasajuntas en todo lo ancho de la losa con el alineamiento y espaciamiento correctos, independientemente de que los documentos de construcción no indiquen pasajuntas en los acotamientos Estas juntas serán vibradas con vibradores de inmersión para garantizar la consolidacion correcta del concreto en las esquinas y bordes de la junta

Las ranuras aserradas deberan inspeccionarse para asegurar que el corte se haya efectuado hasta la profundidad especificada Toda materia extraña que se encuentre dentro de todos los tipos de juntas debera extraerse mediante agua a presion, sand blast y aire a presion los cuales deberan ser aplicados siempre en una misma direccion El uso de este procedimiento debera garantizar la limpieza total de la junta y la eliminacion de todos los residuos del corte A continuacion se procederá al curado de sus superficies laterales, inmediatamente después de que se hayan resanado, si esto hubiere sido necesario

La longitud de las losas en el sentido longitudinal será de acuerdo a lo indicado en el proyecto con una tolerancia de 5 centimetros en más o en menos y coincidiendo siempre el aserrado de las juntas transversales con el centro de la longitud de las pasajuntas. El alineamiento de las juntas longitudinales sera el indicado en el proyecto, con una tolerancia de 5 centimetros en mas o en menos

Deberán tomarse las precauciones necesarias para evitar que se dañen los bordes de las juntas por impactos del equipo o de la herramienta que se esten utilizando en la obra En el caso de que se produzcan daños en las juntas, el contratista debera corregirlos sin cargo alguno formando una caja minima de 50 centimetros de ancho por 50 centimetros de largo por un medio del espesor de la losa de profundidad por medio de la utilizacion de cortadoras de disco. Se debera evitar el uso de equipos de impacto para el formado de la caja, con el fin de no producir daño estructural alguno en la losa El concreto a ser empleado en la reparación debera ser del tipo que no presente contracción ni cambio volumétrico alguno por las reacciones de hidratación del cemento

XIX. Tolerancias

Para dar por terminada la construccion de las losas de concreto hidraulico se verificarán el alineamiento, la sección en su forma, espesor, anchura y acabado, de acuerdo con lo fijado en el proyecto y/o lo ordenado por la Secretaria con las siguientes tolerancias

Pendiente transversal con respecto a la del proyecto	± 0 5%
Coeficiente de friccion inicial de la superficie de rodamiento	0 40 minimo

Tolerancias en el Espesor de la Losa	
Deficiencia en Espesor de Losa Determinada por Nucleos por cada sección de 500 m	*Factor de Ajuste Aplicable Sobre el Precio Unitario Contratado*
De 0 0 a 5 0 mm	1 00
De 5 1 a 7 5 mm	0 85
De 7 6 a 10 0 mm	0 75
De 10 1 a 12.5 mm	0 65
De 12 6 a 20 0 mm	0 50
De 20 1 a 25 0 mm	0
Mayor que 25 0 mm o 1/8 del espesor de proyecto	SUBSTITUIR

Para la determinación de la deficiencia en el espesor de la losa y el factor de ajuste aplicable para cada seccion de 500 metros, se deberá seguir el procedimiento indicado en la especificacion complementaria correspondiente, incluida en estas especificaciones

Tolerancias en la Calidad de Superficie Terminada del Pavimento	
Índice de Perfil en cm por km por cada sección de 200 m	*Factor de Ajuste Aplicable Sobre el Precio Unitario Contratado*
5 0 o menos	1.05
5 1 a 6 5	1 04
6 6 a 8 0	1 03
8 1 a 9 5	1.02
9 6 a 11 0	1 01
11 1 a 16 0	1 00
16 1 a 18 5	0 98
18 6 a 20 0	0 96
20 1 a 21 5	0 94
21.5 a 23 0	0 92
23.0 a 25 0	0 90
mas que 25 0	CORREGIR

Para la determinacion de la calidad de la superficie terminada del pavimento y el factor de ajuste aplicable para cada seccion de 200 metros, se debera seguir el procedimiento indicado en la especificacion complementaria correspondiente, incluida en estas especificaciones.

Se considera que un concreto hidraulico cumple con el requisito de resistencia fijada en el proyecto cuando se verifique el cumplimiento de la especificacion complementaria referente a la calidad del concreto, incluida en estas especificaciones

XX. Medición

Las losas de concreto hidraulico, por unidad de obra terminada, se mediran tomando como unidad el metro cubico de concreto, con el modulo de resistencia a la tension por flexion fijado en el proyecto, las tolerancias de acabado, de espesor de losa, y de alineamiento Los volumenes construidos se cubicarán en las mismas losas por medio de seccionamiento a cada 10 metros siguiendo el método de promedio de áreas extremas

XXI. Base de Pago

En las losas de concreto hidráulico que constituiran el pavimento, se considerara el volumen fijado por el proyecto y se pagará al precio fijado en el contrato para el metro cubico, sujeto a los ajustes de precio correspondientes al cumplimiento de las tolerancias indicadas en estas especificaciones en cuanto a espesores de losa e indice de perfil.

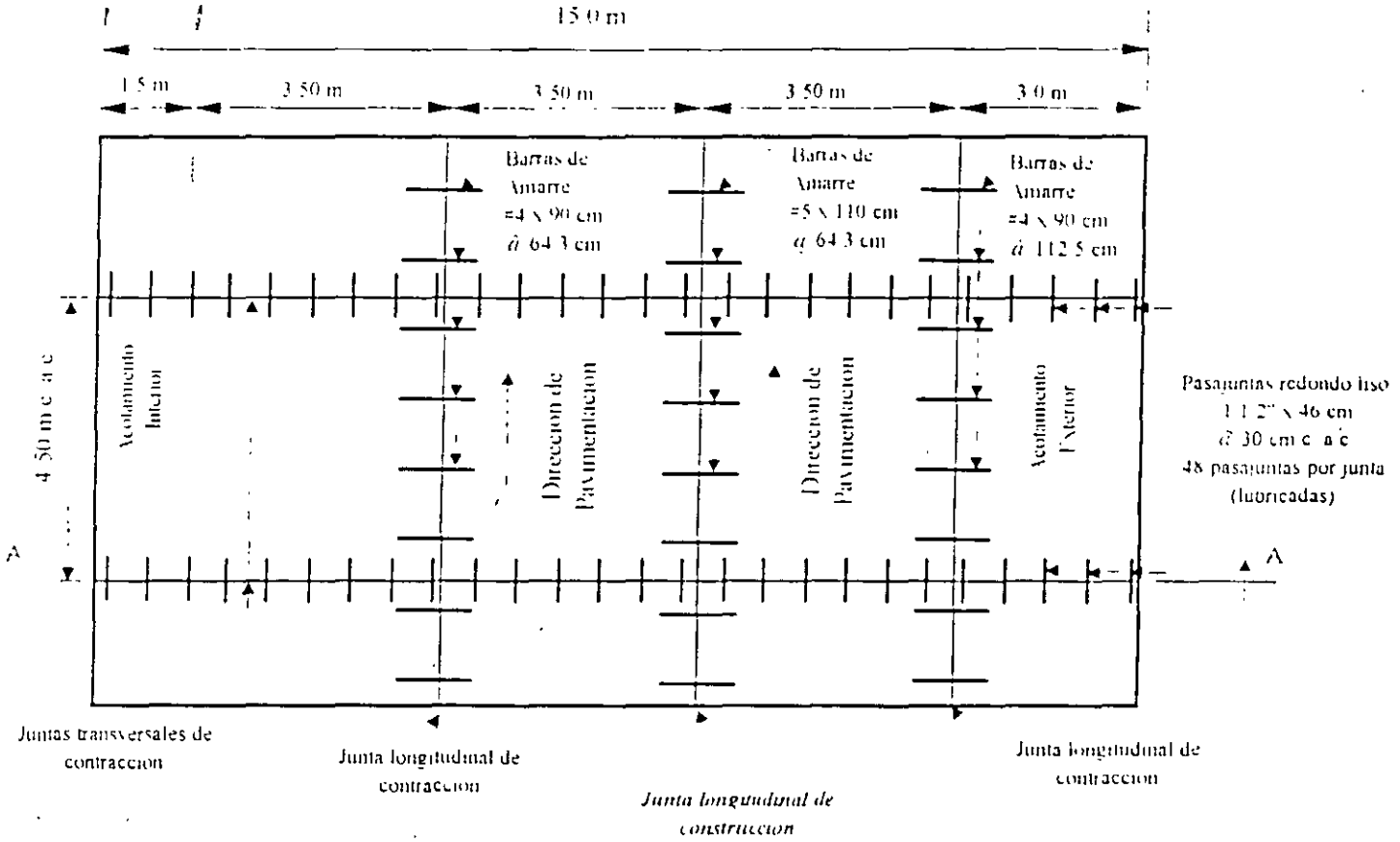
El precio unitario incluye lo que corresponda por derechos y regalias para la extraccion o adquisicion del agua, extraccion del material aprovechable y del desperdicio de los almacenes temporales, cualquiera que sea la clasificacion; instalaciones y desmantelamiento de la planta, alimentación de la planta; cribados, desperdicios de los cribados, trituración total o parcial, lavado, cargas y descargas de los materiales, todos los acarreos y maniobras necesarios para los materiales y los desperdicios de ellos, adquisición del cemento Portland, del tipo fijado en el proyecto y sus acarreos y desperdicios y de los aditivos que se requieran en el lugar de la obra; carga, acarreos y descarga de los materiales, formacion de los almacenamientos en la obra, de todos los materiales, la amortización del valor de fabricacion o adquisicion de los moldes y su transporte, preparación, colocación, materiales necesarios y remocion de los moldes, elaboracion del concreto con el cemento y aditivos que se requieran, acarreo de la mezcla desde el sitio de su fabricación hasta el sitio de su colocacion; agua para el humedecimiento de la base de apoyo de las losas, humedecimiento de los moldes, acabado superficial y correccion de imperfecciones mediante llana o fresado, texturizado, curado de losas y de juntas aserradas, aserrado de juntas y corrección de sus bordes si es necesario; limpieza de las juntas y sellado, incluyendo la reposicion de sellos por defectos de colocacion o daño resultante de la construcción, el acero para las pasajuntas y barras de amarre, incluyendo sus transportes y colocacion, neoprenos y adhesivos necesarios, incluyendo su colocación, los tiempos de los vehiculos empleados en los transportes, durante las cargas y descargas; construccion del tramo de prueba previo a los trabajos de pavimentacion, proteccion a las estructuras o parte de ellas, precauciones para no mancharlas durante la construcción; verificación de los acabados y texturizado y en general de todo lo necesario para la correcta ejecución de los trabajos, a satisfaccion de la Secretaria, asi como todos los trabajos inherentes a la correccion de desperfectos en el pavimento segun lo indique la Secretaria

El contratista estará obligado a construir y conservar transitables todo el tiempo requerido, tanto las desviaciones como los caminos de acceso adecuados para comunicar los frentes de trabajo

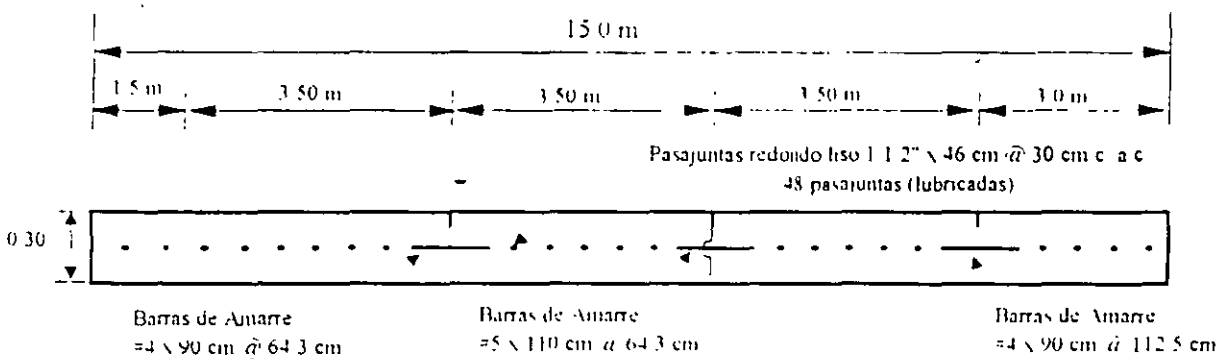
Todas las obras temporales como recargues o trabajos adicionales necesarios para dar apoyo al equipo de pavimentacion se deberan considerar en la elaboracion del precio unitario

DETALLE DE DISTRIBUCION DE TABLEROS
SECCION DE 15.0 m PARA TRES CARRILES
CUERPO IZQUIERDO Y CUERPO DERECHO

PLANTA

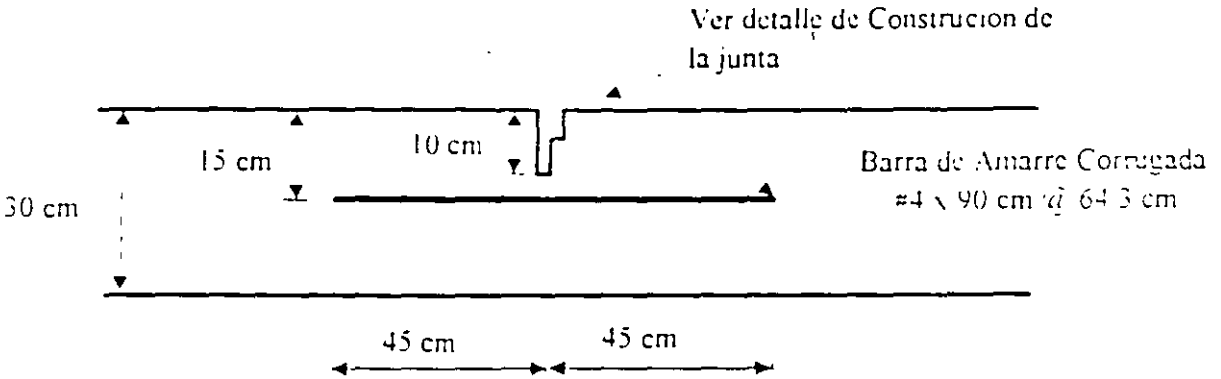


SECCION TRANSVERSAL (A - A)

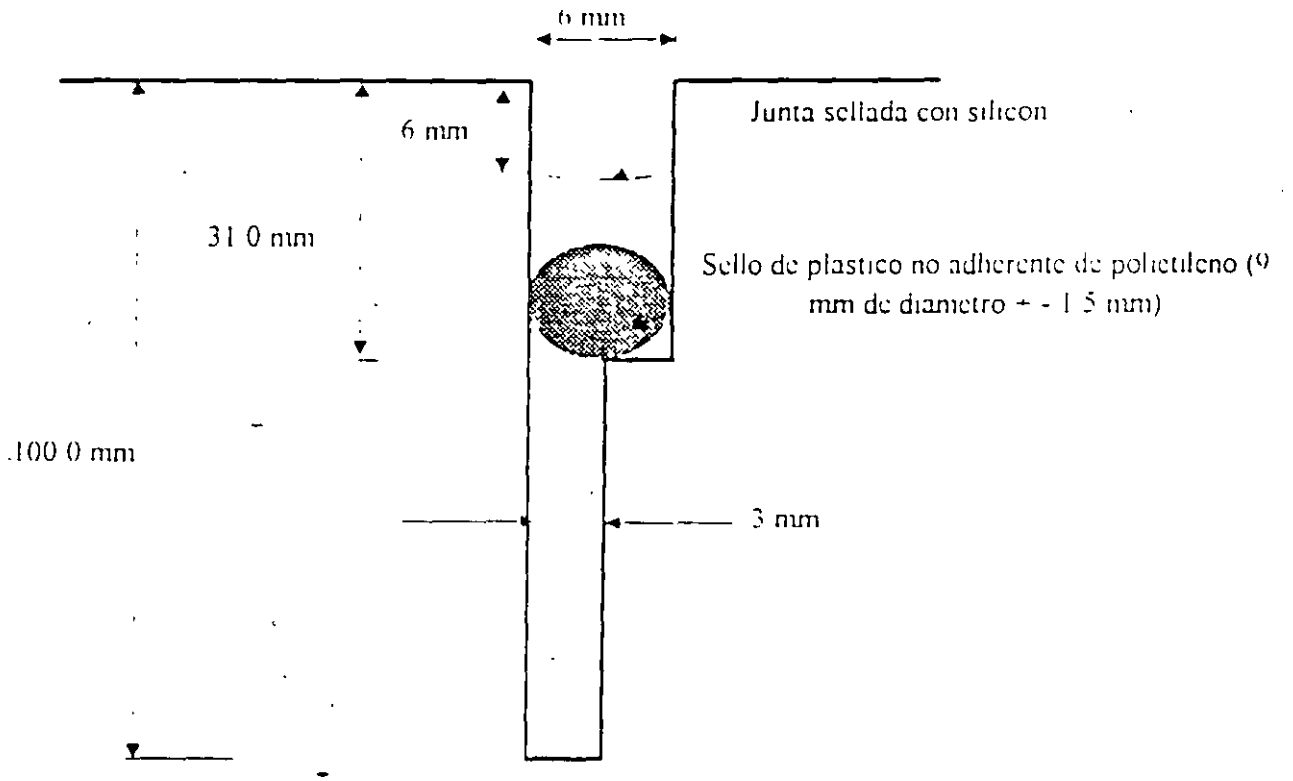


CROQUIS No. 1

CORTE Y SELLADO DE JUNTA DE CONTRACCIÓN LONGITUDINAL CON BARRA DE AMARRE (TIPO A)



Detalle de construcción de la junta

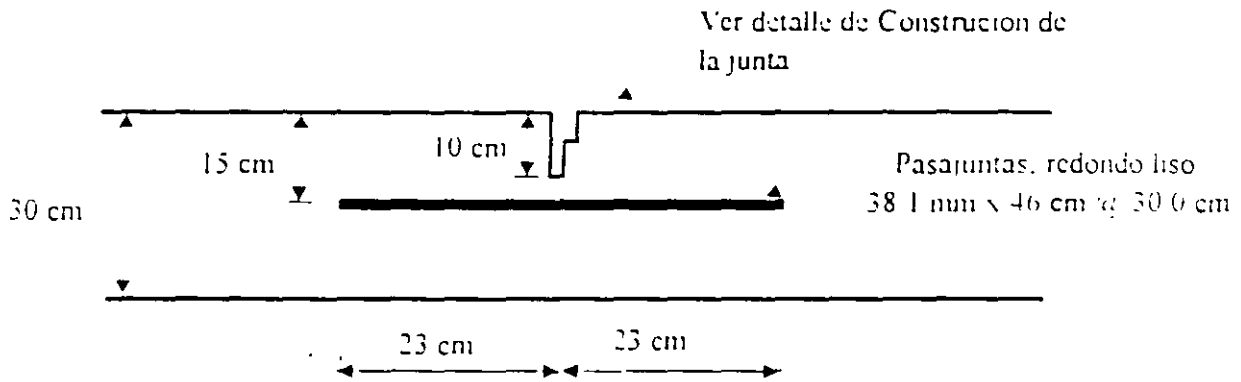


NOTA.

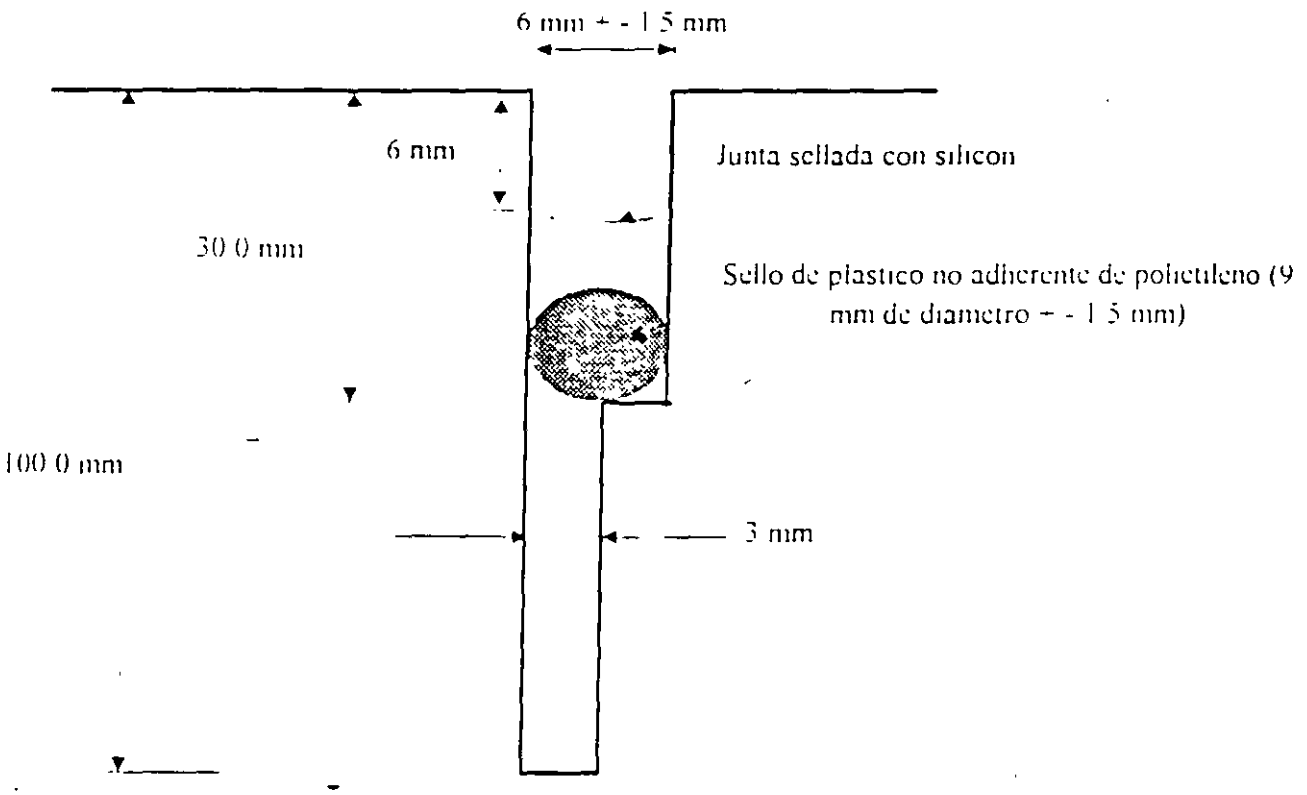
La relacion ancho/profundidad del sellador de silicon debera ser como minimo 1 1 y como maximo 2 1

La ranura inicial de 3 mm para debilitar la seccion debera ser hecha en el momento oportuno para evitar el agrietamiento de la losa, la perdida de agregados en la junta, o el desportillamiento El corte adicional para formar el deposito de la junta debera efectuarse cuando menos 72 horas despues del colado

CROQUIS No. 2
CORTE Y SELLADO DE JUNTA DE CONTRACCIÓN TRANSVERSAL
CON PASAJUNTAS (TIPO B)



Detalle de construcción de la junta

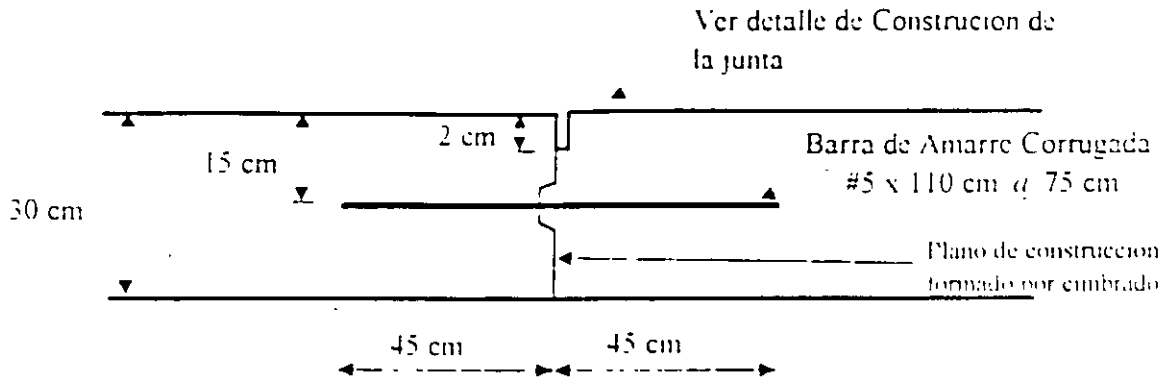


NOTA

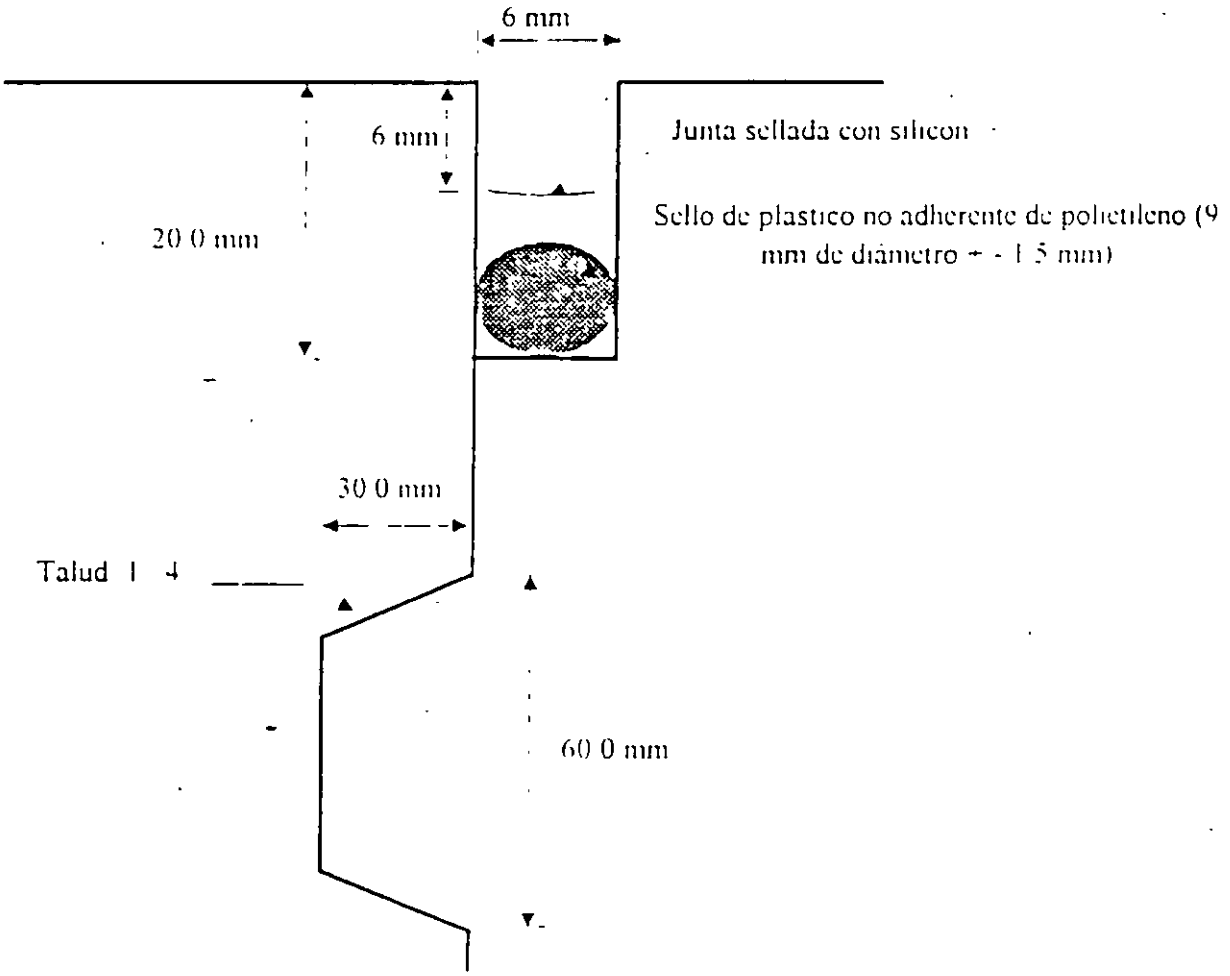
La relacion ancho/profundidad del sellador de silicon debera ser como minimo 1 1 y como maximo 2 1

La ranura inicial de 3 mm para debilitar la seccion debera ser hecha en el momento oportuno para evitar el agrietamiento de la losa, la perdida de agregados en la junta, o el desportillamiento El corte adicional para formar el deposito de la junta debera efectuarse cuando menos 72 horas despues del colado

CROQUIS No. 3
CORTE Y SELLADO DE JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION
CON PASAJUNTAS (TIPO C)

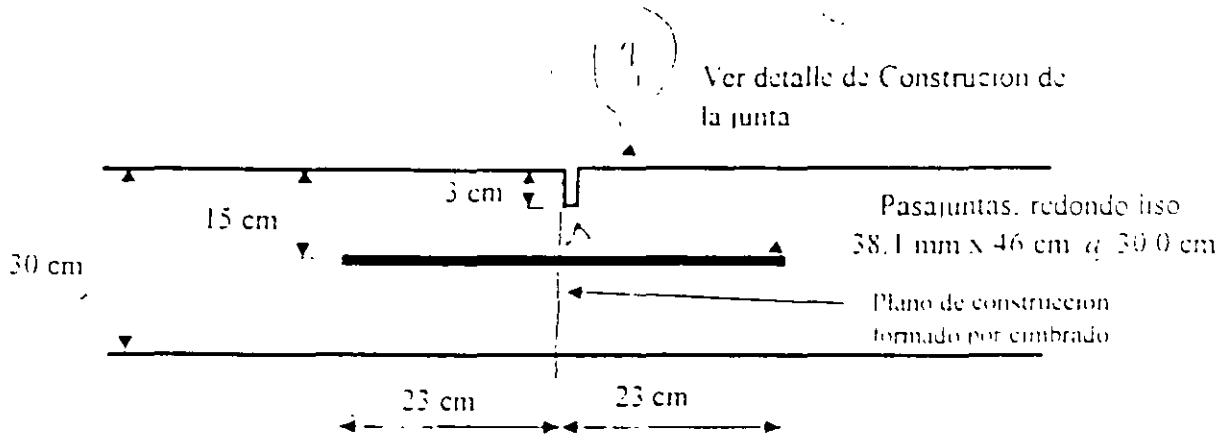


Detalle de construcción de la junta

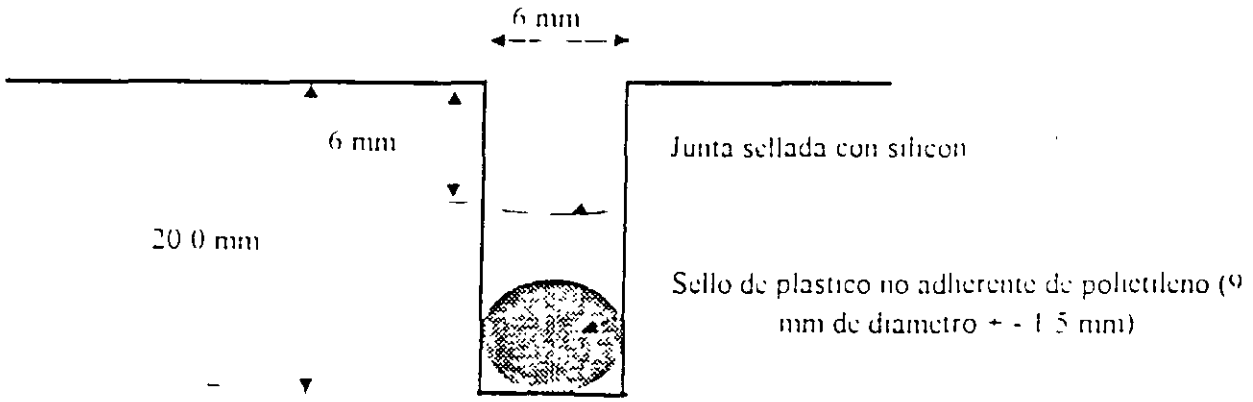


NOTA
La relación ancho/profundidad del sellador de silicon debera ser como mnimo 1 1 y como maximo 2 1

CROQUIS No. 4
CORTE Y SELLADO DE JUNTA TRANSVERSAL DE CONSTRUCCION
CON PASAJUNTAS (TIPO D)



Detalle de construcción de la junta



NOTA
La relacion ancho/profundidad del sellador de silicon debera ser como minimo 1:1 y como maximo 2:1

CALIDAD DEL CONCRETO

I. TRABAJABILIDAD DEL CONCRETO

El concreto deberá de ser uniformemente plastico, cohesivo y manejable El concreto trabajable es definido como aquel que puede ser colocado sin que se produzcan demasiados vacios en su interior y en la superficie del pavimento

Cuando aparezca agua en la superficie del concreto en cantidades excesivas despues del acabado se deberá efectuar inmediatamente una corrección por medio de una o mas de las siguientes medidas

a) Rediseño de la mezcla

b) Adición de relleno mineral o de agregados finos

c) Incremento del contenido de cemento

d) Uso de un aditivo inclusor de aire o equivalente, previamente aprobado

La mezcla de concreto debera de ser diseñada para producir un revenimiento de 4 centimetros, obtenido siguiendo los lineamientos de la prueba ASTM C 143. El revenimiento no deberá de ser menor que 2.5 centimetros ni mayor que 6 centimetros Las mezclas de concreto que no cumplan con este requisito en el momento de su colocación deberan ser rechazadas y utilizadas en alguna otra obra complementaria

II. DISEÑO DE LA MEZCLA

Será responsabilidad del contratista suministrar el diseño de la mezcla empleando un factor de agregado grueso aceptable, el cual no debera ser menor que 0 66 ni mayor que 0 85 El contratista deberá de llevar a cabo, a su cuenta, el trabajo requerido para establecer y verificar la mezcla, incluyendo las pruebas de resistencia de especimenes El desarrollo completo de la mezcla, incluyendo los resultados de las pruebas de resistencia, debera de ser sometido a revision para obtener la aprobacion de la Secretaria

Despues de que la relacion agua-cemento y las proporciones de la mezcla hayan sido establecidas para producir el concreto con la resistencia y trabajabilidad requerida, se podrá proceder a la colocación del mismo. La resistencia del concreto en e pavimento acabado deberá de ser determinada por medio de la prueba de la resistencia a la tension de los especimenes hechos, curados y ensayados por y en un laboratorio de pruebas siguiendo la especificacion ASTM C78 Si los especimenes no cumplen con la especificación de resistencia sera necesario realizar modificaciones al diseño de la mezcla

Los cambios en la relacion agua-cemento y el diseño de la mezcla en general, incluyendo un incremento en el factor de cemento, si es necesario, deberan hacerse cuando el promedio de las resistencias a la flexion (módulo de ruptura) a los 7 dias de edad de los especimenes de concreto, calculado con los 10 ultimos valores obtenidos de la prueba de vigas hechas de concreto con la misma relacion agua-cemento, se aleje del valor minimo deseado de resistencia a la flexion por más de 4 porciento

La Secretaria, a su eleccion, podra rechazar cualquier valor individual de resistencia a flexion por ser considerado como no representativo en cada grupo de 10, cuando valores 10 por ciento mayores o menores que el promedio de todo el grupo sean obtenidos, y podrá calcular el promedio con los valores restantes

Si las pruebas de resistencia de las muestras representando 3 dias continuos de produccion indican consistentemente una diferencia significativa con la resistencia minima especificada, a pesar de estar dentro de los limites aqui indicados previamente, deberan efectuarse los cambios correspondientes en la relacion agua-cemento y proporciones de la mezcla para producir un concreto adecuado

III. ESPECÍMENES DE PRUEBA

Se deberan tomar muestras de concreto para hacer especimenes de prueba para determinar la resistencia a la flexión durante el colado del concreto. Especimenes de prueba adicionales podrán ser necesarios para determinar adecuadamente la resistencia del concreto cuando la resistencia del mismo a temprana edad limite la apertura del pavimento al transito. El procedimiento seguido para el muestreo del concreto debera cumplir con la norma ASTM C 172.

La frecuencia de muestreo sera de 4 especimenes para prueba de modulo de ruptura, y seis especimenes en total para determinar el módulo elástico, resistencia a la compresion, y prueba brasileña por cada 150m3 de produccion de concreto En el caso de la determinacion del modulo de ruptura, se ensavarán dos especimenes a los 7 dias de colado, y los otros dos restantes a los 28 dias En el caso de la determinación del módulo de elasticidad, resistencia a la compresión y de la prueba brasileña, se ensayará un espécimen por cada prueba a los 7 dias de colado, y el restante a los 28 dias de transcurrido el colado

ESPESOR DE LA LOSA DE CONCRETO

I. EXTRACCIÓN DE NÚCLEOS

Se deberan extraer nucleos del pavimento de concreto en los lugares especificados por la Secretaria después de que se hayan llevado a cabo todas las correcciones requeridas y antes de que se efectue la aceptacion final del pavimento El espesor del pavimento se debera determinar siguiendo los lineamientos de la especificacion ASTM C 42 y ASTM C 174

Para el proposito de establecer un precio unitario ajustado del pavimento, se consideraran unidades de 500 metros de longitud en cada carril de circulacion comenzando por el extremo del pavimento con el cadenamiento menor La ultima unidad en cada carril de circulacion sera de 500 metros mas la fraccion restante para el final del pavimento

La Secretaria extraerá un nucleo del pavimento por cada unidad de 500 metros en cada carril de circulación en el lugar especificado o seleccionado aleatoriamente Cuando el espesor del pavimento medido segun los lineamientos de la especificacion ASTM C 174 no sea deficiente en mas de 5 milimetros con respecto al especificado en los documentos de construccion, se efectuara el pago completo de la unidad Cuando el espesor del pavimento sea deficiente en mas de 5 milimetros, pero en menos de 20 milimetros, se deberán obtener dos nucleos adicionales dentro de la unidad en estudio a costo del contratista Los dos nucleos adicionales para cualquier unidad de 500 metros deberan ser obtenidos a intervalos no menores que 150 metros Si el promedio del espesor de losa obtenido de los tres nucleos no es deficiente en más de 5 milimetros, se efectuara el pago completo de la unidad En el caso de que el promedio del espesor de losa obtenido a partir de los tres nucleos sea deficiente en más de 5 milimetros, pero no menos que 20 milimetros, se pagará un precio ajustado de la unidad segun se indica mas adelante, empleando para esto el espesor de losa promedio obtenido a partir de los tres nucleos de concreto

Para el calculo del espesor de losa promedio, aquellos espesores que sean mayores que el espesor indicado en los documentos de construccion por mas de 5 milimetros seran considerados como el espesor indicado mas 5 milimetros De la misma forma, aquellos espesores de losa que sean menores que el espesor indicado en los documentos de construccion en mas de 20 milimetros serán considerados como el espesor indicado menos 20 milimetros

Cuando el espesor de cualquier nucleo de concreto sea deficiente por más de 20 milimetros, el espesor del pavimento en esta área se determinará por medio de la extracción de nucleos a intervalos de 5 metros paralelos al eje del camino en ambas direcciones a partir del nucleo que se encontro deficiente hasta que se obtenga en cada una de las direcciones un núcleo que no sea deficiente por más de 20 milimetros Estos nucleos de exploracion no serán incluidos para el cálculo del espesor promedio de la losa con el fin de obtener un precio ajustado. Los nucleos de exploracion seran empleados solamente para determinar la longitud de pavimento dentro de la unidad en estudio que será removida sin que el contratista reciba pago alguno por esa área.

Cualquier area del pavimento que sea deficiente por más de 20 milimetros, pero no por más del valor mayor entre 25 milimetros o 1/8 del espesor indicado en los documentos de construcción no será sujeta de pago al contratista

Cualquier área de pavimento que se encuentre deficiente en mas de 25 milimetros o 1/8 del espesor indicado de la losa en los documentos de construcción, lo que sea mayor, debera ser removida y remplazada con concreto del espesor indicado en los documentos de construccion sin que el contratista reciba pago alguno por los trabajos adicionales.

II. AJUSTE DE PRECIO

El pago de la losa de concreto para cada unidad de analisis de 500 metros por carril se efectuara de acuerdo a la siguiente tabla de tolerancias. La deficiencia en espesor determinada por nucleos será el resultado de aplicar los procedimientos anteriormente descritos para cada unidad de analisis de 500 metros por carril de circulacion.

Tolerancias en el Espesor de la Losa	
Deficiencia en Espesor de Losa Determinada por cada sección de 500 m	**Factor de Ajuste Aplicable Sobre el Precio Unitario Contratado**
De 0.0 a 5.0 mm	1.00
De 5.1 a 7.5 mm	0.85
De 7.6 a 10.0 mm	0.75
De 10.1 a 12.5 mm	0.65
De 12.6 a 20.0 mm	0.50
De 20.1 a 25.0 mm	0
Mayor que 25.0 mm o 1/8 del espesor de proyecto	SUBSTITUIR

CALIDAD DE LA SUPERFICIE TERMINADA (RUGOSIDAD) DE LA LOSA DE CONCRETO

I. ANTECEDENTES

El contratista debera proveer y mantener durante el tiempo que dure la obra un perfilometro que cumpla con las especificaciones ASTM E 1274. La calibracion del equipo, siguiendo los lineamientos de la misma especificacion, debera ser verificada por la Secretaria antes de su uso en el proyecto. Los resultados del ensaye del perfilómetro seran evaluados por la Secretaria.

II. ALCANCE

El ensaye de la superficie de pavimento sera limitado a aquellos pavimentos con más de 200 metros de longitud de construccion.

Aquellos pavimentos con curvas horizontales que tengan un radio de curvatura al eje del camino menor que 300 metros no serán ensayados, al igual que las transiciones de la sobre-elevación correspondiente a dichas curvas. El pavimento comprendido dentro de los 5 metros subsecuentes a un pavimento existente no colocado dentro de este proyecto, o a una estructura o losa de aproximación, no será ensayado por medio del perfilómetro. Para estos casos debera emplearse una regla de 3 metros de longitud, y las irregularidades comprendidas en cualquier dirección (en el caso de que existan) no deberan exceder 5 milimetros. Para la corrección de irregularidades que no cumplan con la tolerancia aqui especificada se empleara aquel metodo aprobado previamente por la Secretaria con cargo al contratista.

III. PERFILES DEL PAVIMENTO

Cada carril de circulacion debera ser evaluado como a continuación se indica.

La medicion del perfil del pavimento comenzara a 5 metros dentro del concreto previamente colocado, y sera medido a lo largo de las lineas imaginarias que son paralelas a aquellas que delimitan cada carril de circulacion, y que estan ubicadas aproximadamente a 1 metro dentro del carril que está siendo evaluado. Las mediciones efectuadas a lo largo del pavimento siendo evaluado seran divididas en tramos consecutivos de 200 metros cada uno, con el fin de establecer secciones que podrán tener un premio o una deducción debido a la calidad de la superficie terminada. El indice de perfil a considerar para evaluar cada sección de 200 metros sera el promedio de las dos mediciones tomadas dentro del ancho de cada carril de circulación evaluado.

Alternativamente, cuando se lleve a cabo pavimentacion completa del ancho de corona en una sola pasada del tren de pavimentacion, y la seccion transversal del pavimento esté compuesta por al menos dos carriles de circulacion mas los acotamientos correspondientes, se podrá obtener solo un perfil del pavimento por carril de circulacion para efectos de esta evaluacion. El indice de perfil a considerar para evaluar cada seccion de 200 metros será el promedio de todas las mediciones tomadas en la seccion transversal que cumpla con lo aqui estipulado.

IV. ARRANQUE DE LAS OPERACIONES DE PAVIMENTACIÓN

Durante el comienzo de las operaciones de pavimentación, ya sea el arranque de la pavimentacion o despues de tiempos prolongados de inactividad, la superficie del pavimento sera ensayada con el perfilómetro tan pronto como sea posible sin que se dañe la superficie del pavimento El proposito de este ensaye es ayudar al contratista y al propietario a evaluar los metodos y equipos de pavimentacion La longitud de esta seccion de prueba inicial no debera exceder 400 metros Cuando los metodos de pavimentacion empleados y el equipo empleado produzcan un indice de perfil de 16 centimetros por kilómetro o menos, el contratista podra proceder con las operaciones de pavimentación En el caso de que este indice de perfil inicial exceda 16 centimetros por kilómetro, el contratista deberá efectuar correcciones en sus operaciones de pavimentacion, las cuales deberan ser aprobadas por la Secretaría, antes de que pueda proceder a pavimentar y evaluar otra sección de prueba de 400 metros

V. ÍNDICE DE PERFIL PROMEDIO DIARIO

Un dia de pavimentacion sera definido como un minimo de 200 metros de longitud de pavimento colocado durante un mismo dia Cuando la colocacion de concreto de un solo dia no exceda 200 metros de longitud, dicha pavimentacion debera ser agrupada con la del dia de pavimentación inmediato siguiente. Los perfiles del pavimento deberan medirse tan pronto como sea practico y posible, pero no mas tarde que el siguiente dia de trabajo

El indice de perfil promedio deberá ser determinado para cada dia de pavimentacion por medio del promedio aritmetico de todos los indices de perfil calculados por cada una de las secciones de 200 metros comprendidas dentro de la longitud de pavimentación del dia correspondiente Cuando el indice de perfil promedio diario exceda 25 centimetros por kilometro, las operaciones de pavimentacion, deberan ser suspendidas inmediatamente hasta que el contratista efectue las correcciones pertinentes que sean aprobadas por la Secretaria Para reanudar las operaciones de pavimentacion, el contratista debera cumplir con lo estipulado en el procedimiento correspondiente al arranque de las operaciones de pavimentacion, incluido en esta especificacion

VI. EVALUACIÓN DEL PAVIMENTO Y CORRECCIONES

Despues de que la superficie del pavimento sea ensayada, todas aquellas áreas que presenten una desviacion igual o mayor a 10 milimetros en 7 5 metros o menos deberán corregirse Después de su correccion deberan ensayarse de nuevo para verificar el cumplimiento de lo aqui estipulado

Después de la corrección individual de todas las desviaciones, cualquier sección de 200 metros de longitud que presente un indice de perfil mayor que 25 centimetros por kilómetro deberá ser corregida para reducir dicho indice a 16 centimetros por kilómetro o menor Estas secciones de pavimento donde se han requerido correcciones deberan ser ensayadas una vez que dichas correcciones estén incluidas para asegurar que efectivamente se ha reducido el indice de perfil de 16 centimetros por kilómetro o menos

Cuando el indice de perfil de cualquier seccion de 200 metros exceda 16 centimetros por kilómetro, pero no exceda 25 centimetros por kilometro, el contratista podrá elegir entre corregir la calidad de la superficie terminada o aceptar una penalización dentro de su precio unitario de pavimento debido a la calidad deficiente de dicha superficie terminada

Todos los trabajos de correccion que deberan efectuarse a la superficie terminada del pavimento serán con cargo al contratista Todo metodo de correccion de la superficie del pavimento deberá ser aprobado por la Secretaria No se le permitirá al contratista efectuar trabajos de correccion por medio del empleo de equipos de impacto que puedan dañar la estructura de pavimento ni mediante resanes superficiales adheridos

Una vez que se efectuen los trabajos de correccion de la superficie del pavimento donde asi se requiera, el contratista deberá restablecer a satisfacción de la Secretaria, la textura de dicha superficie

Todos los trabajos de corrección de calidad de superficie del pavimento deberan ser efectuados antes de que se determinen los espesores de losa para pago segun la especificacion complementaria correspondiente

VII. AJUSTE DE PRECIO

Los ajustes en el precio unitario de la losa de concreto por calidad de la superficie terminada del pavimento serán de acuerdo a la siguiente tabla

AJUSTE DEL PRECIO UNITARIO POR CALIDAD DE SUPERFICIE TERMINADA DEL PAVIMENTO

Índice de Perfil cm por km por cada sección de 200 m	Factor de Ajuste Aplicable Sobre el Precio Contratado
5 0 o menos	1.05
5 1 a 6 5	1 04
6 6 a 8 0	1.03
8 1 a 9 5	1.02
9 6 a 11 0	1.01
11 1 a 16 0	1.00
16 1 a 18 5	0 98
18 6 a 20 0	0 96
20 1 a 21.5	0 94
21 6 a 23 0	0 92
23 1 a 25 0	0 90
Mayor que 25 0	CORREGIR

El premio o deducción por calidad de superficie terminada del pavimento será calculado para cada seccion de 200 metros

No se pagara premio alguno por aquellas secciones que originalmente presentaron un indice de perfil mayor a 16 centimetros por kilómetro.

ESPECIFICACIONES PARA BASE ESTABILIZADA CON CEMENTO

I. MATERIALES

Los materiales petreos utilizados en esta capa seran procedentes de los bancos indicados para este fin en la tabla de bancos de este proyecto y que cumplan con los requisitos que se indican a continuacion

Tamaño maximo de particulas	38 1 mm (1 1/2")
Granulometria	Zonas I y II
Porcentaje de finos que pasan la malla No 200	del 5% al 10% maximo
Limite Liquido	25% maximo
Indice Plástico	6% maximo
Equivalente de Arena	50% minimo
Compactación Porter Estandar	100% de su PVSM
Desgaste los Ángeles	30% maximo
Valor Relativo de Soporte (VRS)	100% minimo

El material que forme esta capa se debera compactar al 100% de su PVSM de la Prueba Porter Estándar Los materiales pétreos utilizados deberan ser de los tipos indicados en la cláusula 073-D del Libro 3, Parte 01, Titulo 03 y cumplir con los requisitos marcados en las Normas de Calidad del Libro 4, Parte 01, Titulo 03 y para su ejecución se seguiran los lineamientos indicados en la clausula 077-F del Libro 3, Parte 01, Titulo 03

El cemento Portland que se emplee en la estabilizacion deberá cumplir con los requisitos enunciados en el Libro 4, Parte 01, Titulo 02, Capitulo 004

II. EJECUCIÓN

En lo relativo al procedimiento de construccion de la base estabilizada se deberan seguir los lineamientos indicados en el Libro 3, Parte 01, Titulo 03, clausula 077-F que en términos generales son los siguientes

El mezclado del material debera realizarse en planta estacionaria, y la secuencia en términos generales, sera la siguiente

1) Se mezclarán los materiales seleccionados y el cemento Portland utilizando tolvas para almacenar el material petreo, silos o tanques que permitan almacenar el cemento Portland, dispositivos para dosificar los materiales petreos por peso o por volumen; con aditamentos que permitan un fácil ajuste de la mezcla para la obtención de las curvas granulométricas de proyecto También contara con dispositivos para el control del

Cemento Portland asi como del agua, por peso o por volumen de acuerdo con la proporción marcada por el proyecto, la camara de mezclado estara provista de un rotor de aspas y espreas para realizar el mezclado y añadir al material petreo el agua necesaria además de contar con una compuerta de descarga hacia el equipo de transporte

2) Una vez efectuada la mezcla, ésta deberá transportarse en vehiculos con caja metálica, cubierta con lona para que la proteja del polvo y materias extrañas.

3) La mezcla deberá tenderse con una máquina especial para este trabajo, de propulsión propia y con dispositivos para ajustar el espesor y ancho de la mezcla tendida, esta estara dotada de un sistema que permita la reparticion uniforme de la mezcla sin que se presente segregación por tamaños de la misma. Finalmente se compactara al grado indicado en el proyecto.

4) Durante el tiempo que dure la compactacion, se daran riegos de agua superficiales con objeto únicamente de compensar la pérdida de humedad por evaporacion propiciando en general un mejor curado de dicha capa.

III. TOLERANCIAS

Para dar por terminada la construcción de la base estabilizada, se verificaran el alineamiento, perfil y sección, compactación, espesor y acabado de acuerdo con lo establecido en el proyecto y conforme a las siguientes tolerancias

PARÁMETRO	TOLERANCIA
Ancho de la sección del eje a la orilla	+- 10 cm
Nivel de la superficie	+- 1 cm
Profundidad de las depresiones observadas colocando una regla de 5 (cinco) m de longitud y normal al eje	1 5 cm
Equivalente de Arena, respecto al valor especificado	-2%
Grado de compactación, respecto al valor especificado	+-2%

IV. MEDICIÓN:

La medición de las base estabilizada con cemento Portland se efectuará de acuerdo con lo indicado en la clausula 3 01 03 077-G de las Normas para Construccion e Instalaciones de la Secretaria de Comunicaciones y Transportes

V. BASE DE PAGO:

Se pagará la base estabilizada con cemento Portland de acuerdo con lo indicado en la clausula 3 01 03 077-H de las Normas para Construccion e Instalaciones de la SCT

CEMENTO QUE DEBERÁ EMPLEARSE

De acuerdo con lo estipulado en el inciso 3 01 03 026-D 03 de las Normas para la Construccion e Instalaciones, el contratista estara obligado a usar cemento Portland tipo I en la elaboración de todo el concreto hidraulico de las diferentes resistencias especificadas que se utilicen en la ejecución de los trabajos objeto del concurso, a menos que el proyecto y/o la Secretaria directamente ordene el empleo de otro tipo de cemento, por lo tanto en el caso de que el contratista por convenir a sus intereses o por cualquier otra causa, llegase a utilizar otra clase de cemento diferente a lo antes indicado, estara obligado a absorber por su cuenta los incrementos que por ello resulten, sin que se reflejen en los precios unitarios consignados en su proposicion

SUBDRENES

Los subdrenes se construirán con las caracteristicas, materiales y calidad indicadas en la ciáusula 3 01.02 032-D Se ejecutaran de acuerdo con lo indicado en la clausula 3 01 02 032-F de las Normas para Construcción e Instalaciones S C T.

El pago se hará por metro lineal efectivo de subdren, considerando una profundidad minima de 1 50 m y pozos de visita a cada 50 m, con una capa de material formado por concreto f'c=100 kg/cm2 de 10 cm de espesor sobre el material del subdren sin considerar el recubrimiento de la cuneta

Por lo que respecta a los pozos de visita para subdrenes cuya profundidad sera de uno cincuenta (1 50) metros aproximadamente, deberan tener las dimensiones y caracteristicas señaladas en el proyecto y/o de acuerdo a lo ordenado por la Secretaria

El cargo al precio unitario de subdren por pozo de visita incluye lo que corresponda por valor de obtencion o adquisición de todos los materiales necesarios, tabique, grava, arena, cemento, agua, acero de refuerzo, etc ; acarreos, almacenamientos, transportes; cargas y descargas, excavaciones, andamios, obras auxiliares, mano de obra y todas las operaciones necesarias de las mamposterias, el concreto con las resistencias especificadas, morteros, aplanados, corte, doblado y colocacion de acero y construccion del brocal y de la tapa; acabados, los tiempos de los vehiculos empleados en los transportes durante las cargas y las descargas y en general todo lo necesario para la correcta ejecucion conforme al proyecto

DESVIACIONES, CAMINOS DE ACCESO Y DISPOSITIVOS DE PROTECCIÓN

Durante la ejecución de la obra objeto de concurso, el contratista estará obligado a construir y conservar transitables todo el tiempo requerido tanto las desviaciones como los caminos de acceso adecuados para comunicar los frentes de trabajo, los lugares fijados para la obtención de los materiales destinados a su construcción, y para permitir el movimiento del equipo, maquinaria y vehículos necesarios para su realización; así como a sujetarse a las disposiciones de seguridad contenidas en el Capítulo Sexto del Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras (edición 1986), en la inteligencia de que no se le autorizara la iniciación de ninguna clase de trabajos hasta que haya colocado a satisfacción de la Secretaría, las señales y dispositivos de protección en la forma y condiciones indicadas en dicho Capítulo

La construcción y conservación de las desviaciones y caminos de acceso, así como la elaboración, colocación y mantenimiento de las señales y dispositivos de protección hasta que los trabajos le sean recibidos, serán a cargo del Contratista y por lo tanto, su costo deberá considerarlo en los precios unitarios de los diversos conceptos de trabajo, conforme a lo estipulado en el inciso 1 01 01 005-G 03 del Libro 1 de Generalidades y Terminología

Además, el Contratista estará obligado a tomar las providencias que se requieran para mantener la continuidad y fluidez del tránsito, disponer los trabajos en tal forma que se reduzcan al mínimo las molestias que se ocasionen a los usuarios por la construcción de la obra, y a extremar las precauciones para prevenir y evitar al tránsito accidentes de cualquier naturaleza, ya sea por motivo de los trabajos o por los movimientos de su maquinaria, equipo o abastecimiento de materiales

LETREROS INFORMATIVOS DE LA OBRA

El Contratista queda obligado a colocar en cada uno de los dos (2) lugares que se le indiquen, un "Letrero Informativo de la Obra" de tres (3) por seis (6) metros con la leyenda que oportunamente se le proporcione Cada letrero se formara con un bastidor de madera de pino de cincuenta y un (51) milimetros (2") por ciento dos (102) milimetros (4"), reforzandolo en forma adecuada con madera de las mismas dimensiones La madera se aceitara para intemperisarla con Linaza o aceite quemado Sobre el bastidor, se colocara una lamina del numero dieciocho (18), doblandola hacia atrás y clavándola en todo el perimetro Para el fondo del letrero y la leyenda alusiva, se usara pintura de aceite de colores azul, negro y blanco

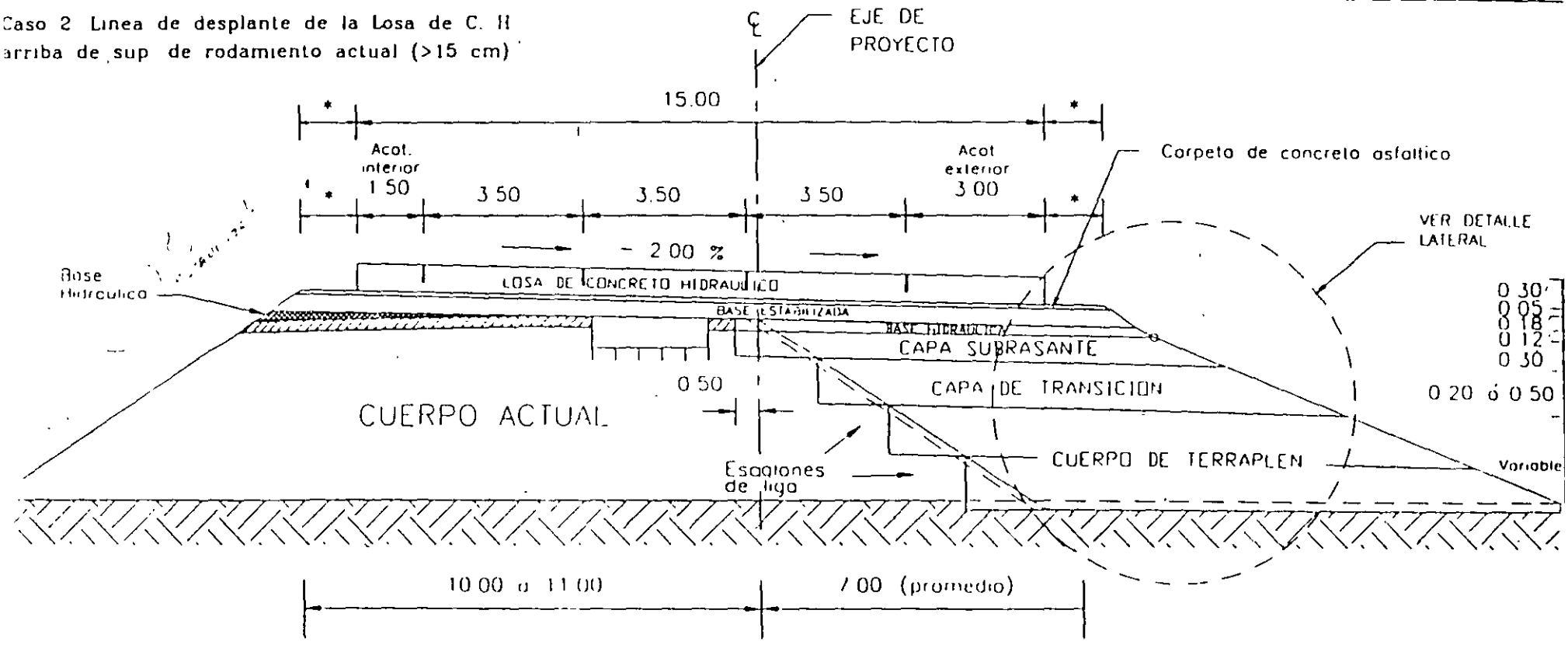
La elaboracion y colocacion de estos letreros sera por cuenta del Contratista y su costo debera considerarlo en los indirectos de la obra

BANCOS DE MATERIALES Y DE DEPÓSITO

Al formular la proposicion debera tomarse en cuenta que los bancos de materiales necesarios para la construccion de las terracerias y pavimentos, ya sea los señalados en el proyecto o los que en su caso proponga el contratista para sustituir o complementar los indicados por la Secretaria, asi como los bancos de deposito que le sean fijados para los materiales de desperdicio, correran por cuenta del contratista, y por lo tanto éste debera hacer todos los arreglos requeridos para su adquisición y cubrir las regalias, cargos, indemnizaciones y demas gravamenes necesarios para su explotacion o utilizacion; ninguna de las diferencias que pudieran resultar entre el costo real que le signifique al contratista el aprovechamiento de los bancos de materiales y de depósito y el considerado en los análisis, justificara reclamación alguna en relacion con los precios unitarios contenidos en la proposición

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS

Caso 2 Linea de desplante de la Losa de C. H arriba de sup de rodamiento actual (>15 cm)



SIMBOLOGIA

- RALLADO ENERGICO DE LA CARPETA EXISTENTE MEDIANTE REJILLA EN EL AREA DONDE SE CONSTRUIRA BASE HIDRAULICA Y/O BASE ESTABILIZADA
- EXCAVACION DE CAJA PARA BACHEO EN ZONAS DEFORMADAS Y CON AGRIETAMIENTO SEVERO EN UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0 30 m Y DESPERDICIO DEL MATERIAL EXTRAIDO, POSTERIORMENTE SE RELLENARA LA CAJA CON MATERIAL DE CARACTERISTICAS IGUAL A LA BASE HIDRAULICA CON TAMAÑO MAXIMO DE 1 1/2", COMPACTANDO DICHO MATERIAL AL 100% DE SU PVSM
- SOBREANCHO PARA PERMITIR EL USO DEL EQUIPO DE PAVIMENTACION DE ACUERDO CON EL PROYECTO DE TERRACERIAS.
- RECOMPACTACION DEL PISO DESCUBIERTO POR LA CAJA EN UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0 20 m AL 100% DE SU PVSM
- DESPALME DEL TALUD DEL CUERPO ACTUAL (0 15 m MINIMO) Y DEL AREA DE APOYO DE LA AMPLIACION DE ACUERDO CON EL PROYECTO DE TERRACERIAS
- CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE AL 95% DE SU PESO VOLUMETRICO MARSHALL
- MATERIAL CON CARACTERISTICAS DE BASE HIDRAULICA PARA RENIVELACION Y/O PERFILADO PARA RECIBIR BASE ESTABILIZADA

892

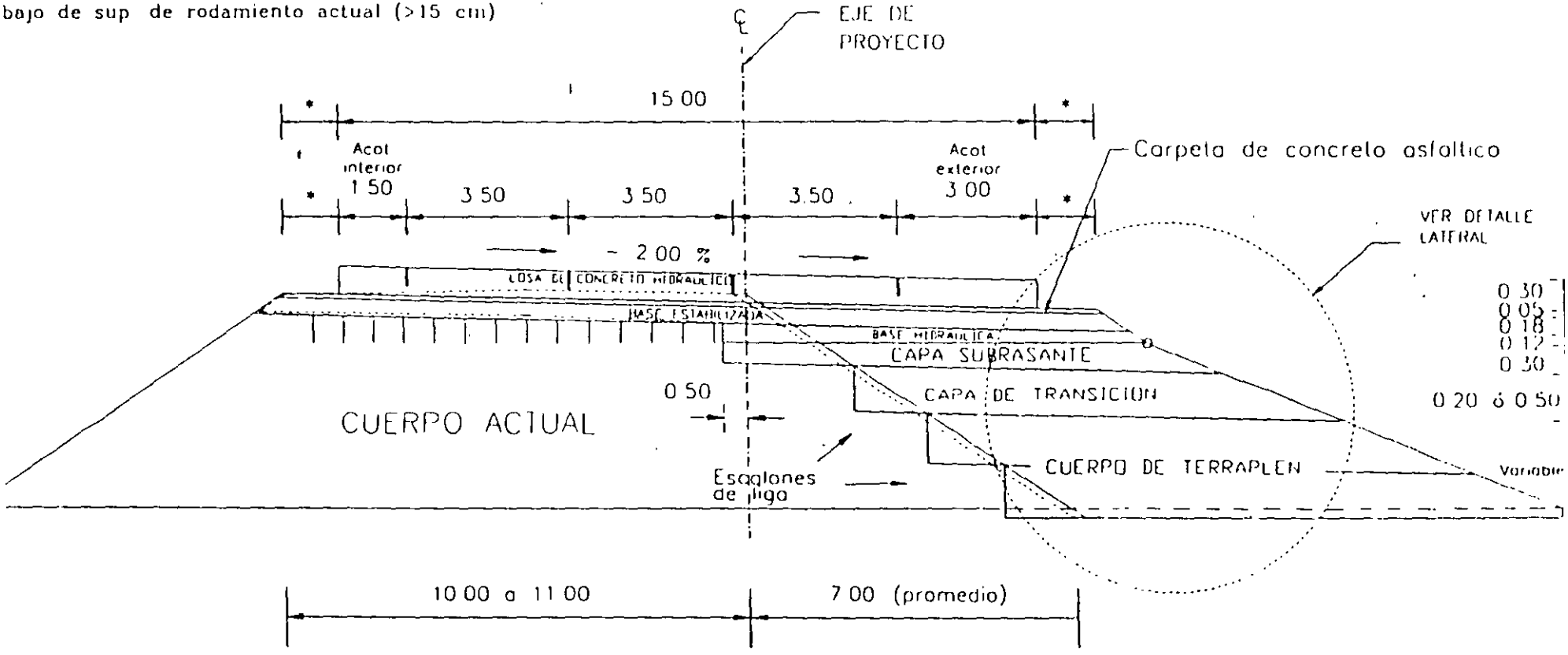
SECCION ESTRUCTURAL TIPO (CUERPO DER.)

KM 156+288.95 - KM 175+000.00

CARRETERA	MEXICO - QUERETARO
T R A M O	PALMILLAS - QUERETARO
SUBTRAMO	DE KM 156+288 95 A KM 17' 000 00
ORIGEN	M E X I C O D F

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS

Caso 3 Linea de desplante de la Losa de C H abajo de sup de rodamiento actual (>15 cm)



SIMBOLOGIA

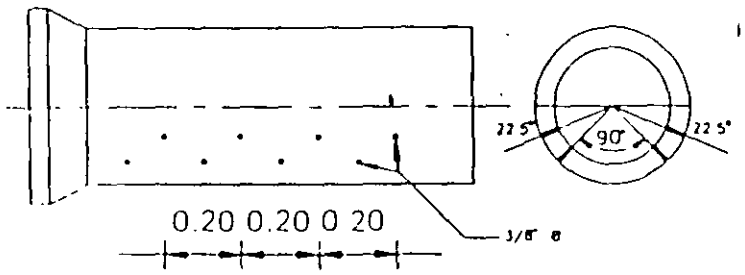
- ESCARIFICADO DEL PAVIMENTO ACTUAL EN LA PROFUNDIDAD MARCADA POR EL PROYECTO (EL MATERIAL PRODUCTO DEL RECORTE SE DEBERA UTILIZAR EN LA COMPENSACION DE TERRACERIAS EN TRAMOS SUB - SECUENTES Y/O EN CAPAS DE BASE HIDRAULICA, PREVIA TRITURACION AL TAMANO MAXIMO CORRESPONDIENTE. SU USO SE ACEPTA DE ACUERDO CON LAS PRUEBAS DE CALIDAD CORRESPONDIENTES)
- 393 CARPETA DE CONCRETO ASFALTICO EN CALIENTE AL 95% DE SU PESO VOLUMETRICO MARSHALL.
- RECOMPACTACION DE LA CAMA DEL AREA ESCARIFICADA AL 100% DE SU PVSM, EN UNA PROFUNDIDAD MINIMA DE 0 20 m EN CASO DE EXISTIR CONTAMINACION O SATURACION DE ALGUNA ZONA SE REQUIERE REALIZAR BACHEO DE CAJA
- DESPALME DEL TALUD DEL CUERPO ACTUAL (0 15 m MINIMO) Y DEL AREA DE APOYO DE LA AMPLIACION DE ACUERDO CON EL PROYECTO DE TERRACERIAS
- * SOBREANCHO PARA PERMITIR EL USO DEL EQUIPO DE PAVIMENTACION DE ACUERDO CON EL PROYECTO DE TERRACERIAS

CARRETERA	MEXICO - QUERETARO
T R A M O	PALMILLAS - QUERETARO
SUBTRAMO	DE KM 156+288.95 A KM 1
ORIGEN	M E X I C O D F

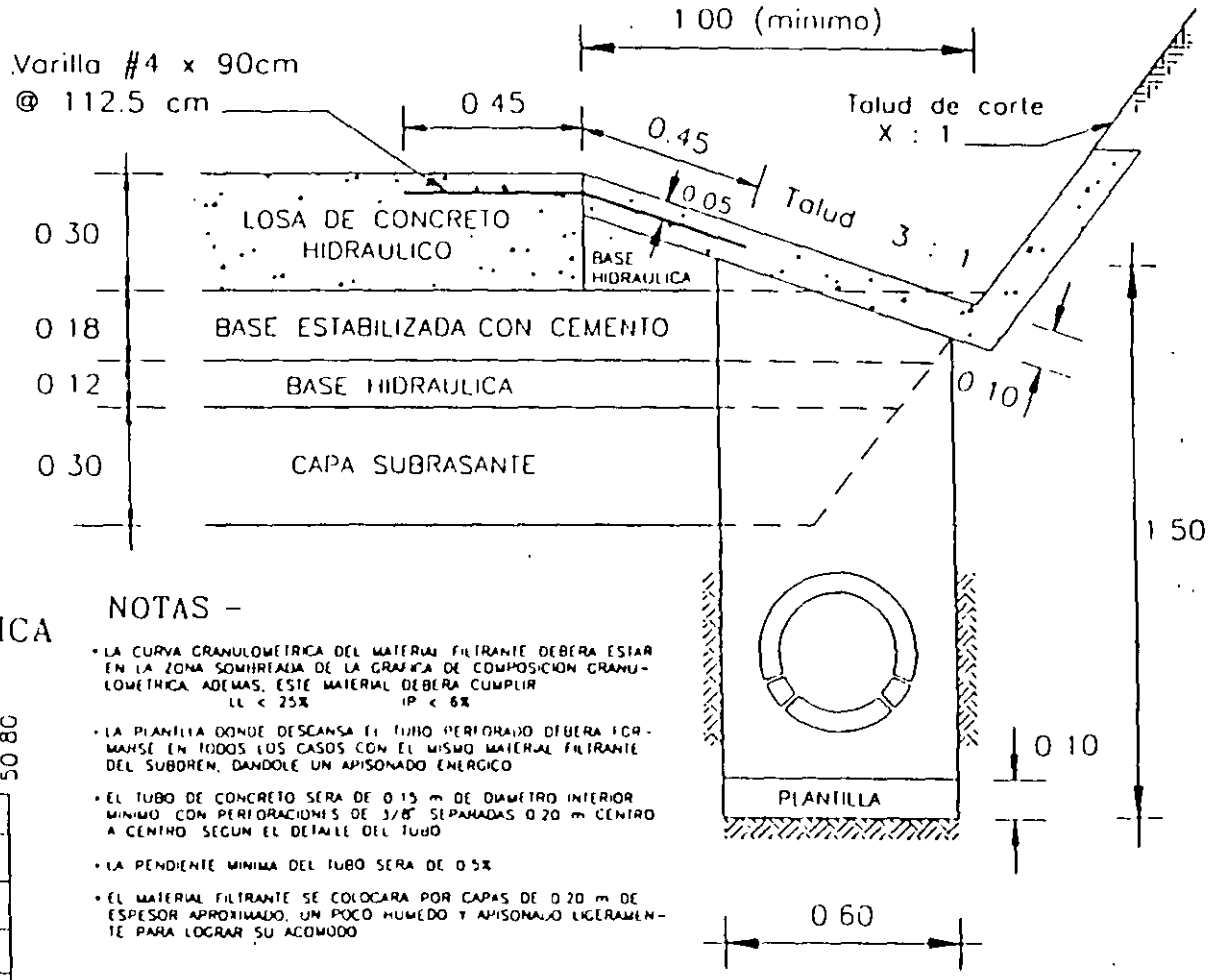
SECCION ESTRUCTURAL TIPO (CUERPO D[illegible])

KM 15[illegible]+288.95 - KM 175+000.00

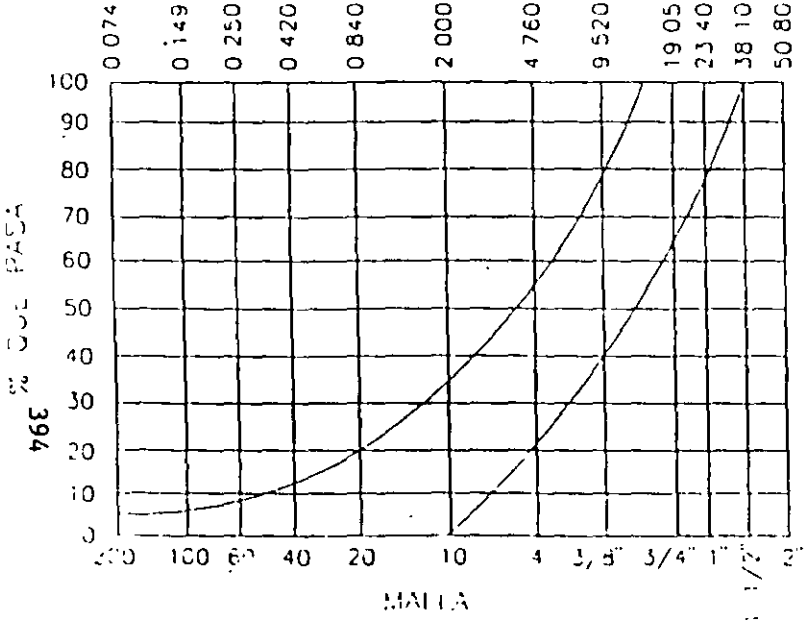
SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
SUBSECRETARIA DE INFRAESTRUCTURA
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS



DETALLE DEL TUBO DE CONCRETO



GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA
TAMAÑO DE LAS PARTICULAS EN MILIMETROS

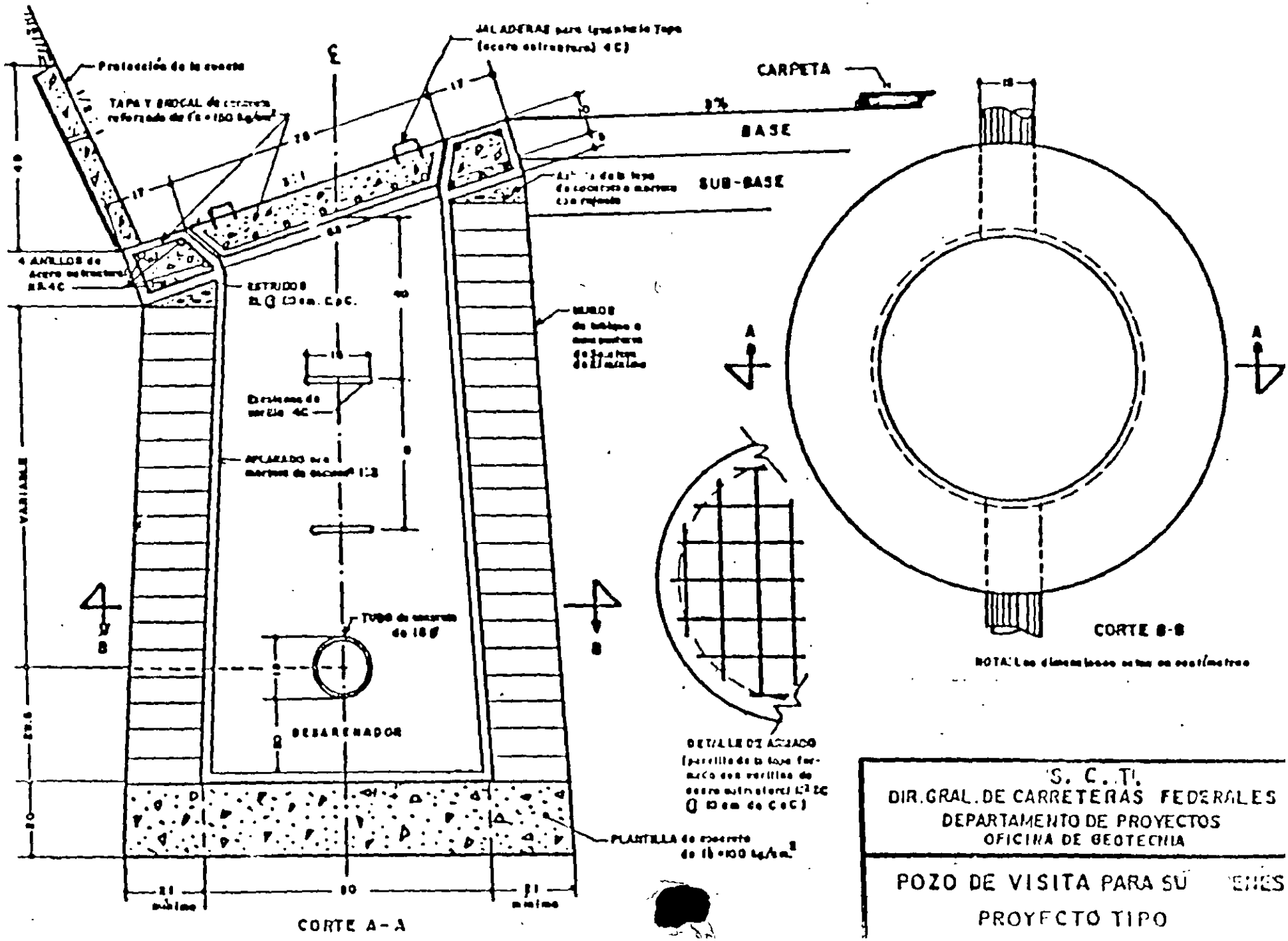


NOTAS -

- LA CURVA GRANULOMETRICA DEL MATERIAL FILTRANTE DEBERA ESTAR EN LA ZONA SOMBREADA DE LA GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA. ADEMAS, ESTE MATERIAL DEBERA CUMPLIR
  LL < 25% IP < 6%
- LA PLANTILLA DONDE DESCANSA EL TUBO PERFORADO DEBERA FORMARSE EN TODOS LOS CASOS CON EL MISMO MATERIAL FILTRANTE DEL SUBDREN, DANDOLE UN APISONADO ENERGICO
- EL TUBO DE CONCRETO SERA DE 0.15 m DE DIAMETRO INTERIOR MINIMO CON PERFORACIONES DE 3/8" SEPARADAS 0.20 m CENTRO A CENTRO SEGUN EL DETALLE DEL TUBO
- LA PENDIENTE MINIMA DEL TUBO SERA DE 0.5%
- EL MATERIAL FILTRANTE SE COLOCARA POR CAPAS DE 0.20 m DE ESPESOR APROXIMADO, UN POCO HUMEDO Y APISONADO LIGERAMENTE PARA LOGRAR SU ACOMODO

PROYECTO TIPO
SUB-DREN

CARRETERA	MEXICO - QUERETARO
T R A M O	PALMILLAS - QUERETARO
SUBTRAMO	DE KM 156+288.95 A KM 175+000.00
ORIGEN	M E X I C O, D F
ESCALA 1:20	



S. C. T.
DIR. GRAL. DE CARRETERAS FEDERALES
DEPARTAMENTO DE PROYECTOS
OFICINA DE GEOTECNIA

POZO DE VISITA PARA SU ENES

PROYECTO TIPO

3. PROGRAMA DE MANTENIMIENTO.

En el programa de mantenimiento de las obras durante el período de concesión deberán especificarse:

3.1 Obras Iniciales

Se incluirán todas aquellas obras a ejecutarse cuya terminación es condición necesaria aunque no suficiente (ver sección 1 del anexo 1 y anexo 2) para el inicio de la operación.

Los oferentes tendrán la opción de ofrecer obras que superen el mínimo exigido.

En todos los casos durante la ejecución de las obras se deberá mantener la transitabilidad del camino. Deberá presentarse un cronograma físico y financiero de las obras iniciales.

3.2 Obras Prioritarias

Son aquellas obras especificadas sección 3 del anexo 1 y anexo 2 y que deberán ser iniciadas en el plazo máximo de 3 meses y finalizado en un máximo de 6 meses. Los Oferentes tendrán la opción de ofrecer obras que superen el mínimo exigido.

En todos los casos de ejecución de las obras deberá mantener la transitabilidad del camino, deberá presentarse un cronograma físico y financiero de las obras prioritarias.

3.3 Obras de Mantenimiento Mayor

Son todas aquellas obras que deberán ejecutarse dentro del plazo de la concesión. Se definen las obras diferidas mínimas en el programa de inversion sugerido (ver anexo 4). Los oferentes tendran la opcion de ofrecer obras que superen el mínimo exigido.

El oferente deberá presentarse el cronograma físico y financiero respectivo. En todos los casos deberá mantener la transitabilidad del camino.

3.4 Obras Suplementarias

En este rubro deberán incluirse todas las obras que a juicio de EL CONCESIONARIO es necesario ejecutar a efectos de alcanzar el standard de transitabilidad fijado y que no hallen incluidas en los puntos anteriores y de mejora del servicio al usuario. EL CONCESIONARIO deberá

presentar un cronograma físico y financiero. En todos los casos deberá mantener la transitabilidad del camino.

3.5 Dentro de la operación de la ruta se debe contemplar el mantenimiento rutinario así como los servicios complementarios.

3.6 En todo caso el mantenimiento y las obras a realizar deben satisfacer en todo momento los estandares de calidad definidas en el anexo 1.

4. OBLIGACIONES DEL CONCESIONARIO.

Son obligaciones ineludibles de EL CONCESIONARIO las siguientes:

a. Proporcionar en el puesto de cobro la información que requieran los usuarios, en relación a las facilidades que existan en el tramo carretero.

b. Adoptar las medidas necesarias para la seguridad de personas y bienes en el tramo carretero, debiendo contar con servicio de seguridad, emergencia y primeros auxilios.

c. Debera cuidar y restaurar toda la señalización necesaria, así mismo deberá llevar a cabo todos los trabajos de mantenimiento y reparación del tramo carretero, incluyendo puentes, drenajes, cunetas, hombros, derecho de vía, etc., a fin de mantener toda la obra, objeto de la concesión, en perfectas condiciones de servicio durante el tiempo que dure la misma y adecuada conservación de todos los bienes y elementos qaue conforman la concesion.

d. Al pago de salarios y prestaciones de sus trabajadores, los cuales deben ser preferentemente guatemaltecos en la proporcion prescrita en el Código de Trabajo, y la responsabilidad del pasivo laboral corresponde exclusivamente al concesionario.

e. A la capacitación del personal guatemalteco que designe el Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas.

f. Debe cumplirse con lo nombrado en la Ley de Contrataciones del Estado y su Reglamento y las demás leyes de la República de Guatemala.

g. Ser directamente responsable de los accidentes o daños a personas o bienes que resulten por actos propios o de su personal, maquinaria o equipos, debido a deficiencias en la operacion o mantenimiento de la obra.

h. Entregar al Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas un informe mensual de los ingresos obtenidos por la aplicacion de las tarifas a los usuarios y los estados financieros auditados anualmente dentro de los 90 dias posteriores a su vencimiento.

i. A retribuir al Gobierno 1% de los ingresos por concepto de tarifas sin incluir el IVA que reciba mensualmente.

Dicho pago principiara a hacerse efectivo a partir del primer mes del 3er. año de inicio de la operacion. Para el control de dichos fondos el Gobierno podra efectuar auditorias al concesionario.

j. Proporcionar todo el equipo y materiales para una eficiente operación de la carretera.

k. Prestar todo el apoyo necesario a los funcionarios que designe el Gobierno en las inspecciones que sean necesarias efectuar al proyecto durante la concesion, proporcionandoles la informacion y el apoyo durante el tiempo que duren las mismas.

l. Velar porque el funcionamiento de la carretera sea eficiente.

m. Al vencimiento de la concesión, todas las construcciones e instalaciones pasaran a ser propiedad del Estado, sin que este tenga que reembolsar, compensar o pagar suma alguna de dinero.

n. Debera instalar basculas de pesaje para que no haya transito con sobrepeso, ademas instalara el mecanismo de cobro conveniente para lograr una mayor eficiencia en el mismo y evitar las molestias a los usuarios.

ñ. EL CONCESIONARIO tiene la obligacion de poner en operacion el tramo concesionado a partir del 1 de julio de 1997 e iniciar la construcción de los dos carriles nuevos en el tramo Escuintla - Puerto Quetzal.

o. La concesionaria no podra modificar su estatus legal durante el periodo de la concesion.

p. No obstante el concesionario puede subcontratar algunas actividades, sigue siendo el único responsable ante el MCTOP.

q. El concesionario debe solicitar autorización al MOPT para el inicio del cobro en la Autopista.

5. SERVVICIOS COMPLEMENTARIOS.

En la totalidad del tramo, EL CONCESIONARIO deberá disponer como mínimo de los siguientes servicios complementarios, debiéndose entender como gratuitos aquéllos que en cada caso expresamente se establezca:

a) Areas de Servicios Varios para el Usuario: El número mínimo de Areas de Servicios Varios para el Usuario deben ser una en cada lado de la autopista. En estas areas se deberá contar con:

1.- SERVICIOS SANITARIOS: Para el uso exclusivo de los usuarios del tramo se dispondrá de un servicio de sanitarios públicos acondicionados para tal fin y mantenidos por el personal del Concesionario perfectamente limpios y aprovechables permanentemente. Dichos servicios deberan ser gratuitos.

2.- SERVICIOS DE COMUNICACION: Se dispondrá de un servicio de teléfonos de uso público. Al igual que algún tipo de comunicación del usuario hacia personal de la concesionaria.

3.- SERVICIOS CONTRA INCENDIOS Y DE INTERVENCION DE EMERGENCIA: Se dispondrá de un equipo básico mínimo necesario e indispensable para combatir incendios colocar señales de prevención en las Zonas de Accidentes, prestar servicios de emergencia y prestar los primeros auxilios a los heridos en caso de accidentes en la ruta concesionada.

b) Servicios de primeros auxilios: Se dispondrá de servicios de ambulancia y asistencia médica para primeros auxilios ubicados en Palmares y sus proximidades las cuales atenderan a lo largo de la ruta concesionada que deberán estar disponibles las 24 horas del día. Por otra parte el Concesionario concluirá convenios con los hospitales existentes en la zona de influencia de la vía concesionada de tal modo que deberán estar preparados a atender sin demora a las víctimas de accidentes. Dichos servicios pueden subcontratarse según la localización de la necesidad. En principio estos servicios deben ser pagados por los usuarios. Las tarifas serán definidas por el Concesionario bajo aprobación previa del Ministerio y deberán ser similares a la oferta de servicios similares en la región.

c) Servicios de remolque y taller mecánico: Se dispondrá de igual manera de servicios de grúas disponibles aproximadamente cada 30 Km. para remolque fuera de la zona de tránsito. Además el Concesionario se encargará de concluir convenios con talleres mecánicos ubicados en el litoral de la carretera para que atiendan sin atraso y con cuidado a los vehículos averiados o accidentados. Las tarifas de remolque que pagará el usuario serán definidas por el Concesionario bajo aprobación previa del Ministerio. El Concesionario también vigilará que los costos de reparación correspondan a los del mercado. Dichos servicios pueden subcontratarse según la localización de la necesidad.

d) POSTES SOS: Debe colocar cada 5 kilómetros los postes SOS. Dichos postes tendrán intercomunicadores hacia los puestos de recaleo o personal de la concesionaria.

EL OFERENTE deberá describir detalladamente el esquema de las instalaciones de cada área y el funcionamiento propuesto para las mismas.

El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas autoriza ubicarlos dentro del derecho de vía.

El funcionamiento de las áreas de servicio deberá tener autorización previa.

e) Las Estaciones de Control de Pesos y Dimensiones y toda otra instalación quedará en propiedad del Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas al finalizar el plazo de la concesión.

f) El concesionario deberá tomar en cuenta la adecuación de paradas de buses para evitar que estos entorpezcan la fluidez del transito.

6. MANTENIMIENTO DEL TRANSITO.

6.1 EL CONCESIONARIO queda obligado a facilitar la circulación por EL PROYECTO en condiciones de absoluta normalidad, suprimiendo las causas que originen molestias, inconvenientes o peligrosidad para los usuarios de EL PROYECTO. EL CONCESIONARIO podrá restringir la circulación cuando por razones de seguridad o de urgente reparación así lo exijan.

6.2 La circulación debe facilitarse ininterrumpidamente durante las 24 horas del día los 365 días del año, salvo casos fortuitos o de fuerza mayor.

6.3 El Personal de EL CONCESIONARIO que éste asigne a tareas de control de tránsito tendrá carácter de autoridad en ejercicio de sus funciones. Todos los usuarios deberán acatar sus indicaciones. Siempre y cuando sea personal de policía privada autorizada.

6.4 EL CONCESIONARIO velará por la aplicación del Reglamento de Tránsito y el de Pesos y Dimensiones y de las demás disposiciones reglamentarias que se dicten al respecto.

7. SISTEMAS DE CONTROL.

EL CONCESIONARIO permitirá el control y vigilancia por el Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas. Incluso en materia de gestión de la deuda, ingresos, proyecciones financieras y servicio al usuario. Equipo de control, conteos y clasificación de vehículos.

8. ESTADISTICAS DE TRANSITO.

EL CONCESIONARIO deberá producir estadísticas de tránsito de los vehículos que circulen por EL PROYECTO.

EL CONCESIONARIO deberá producir la siguiente información: Censos volumétricos: Se realizarán en forma horaria durante todo el año con el objeto de determinar los patrones de flujo del tránsito (variaciones estacionales, diarias, horarias y serie histórica) para establecer la tendencia en el uso del camino, en el largo plazo de la concesión.

La información deberá ser enviada al Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas, en diskette, dentro de la primera semana del mes siguiente de cada trimestre. El primer mes deberá entregar el software que permita leerlo.

9. COMUNICACION AL MINISTERIO DE COMUNICACIONES, TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS DE OBRAS A EFECTUAR.

Cuando el cronograma presentado oportunamente por EL CONCESIONARIO prevea ejecutar tareas tales como tratamientos bituminosos superficiales, repavimentaciones y otras tareas sobre la calzada y hombros, exceptuando la conservación de rutina (bacheo no deberá necesitar permiso) deberán ser comunicadas con antelación mínima de seis (6) días de su iniciación ante EL Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas.

Cuando EL CONCESIONARIO necesite ejecutar obras por su cuenta que modifiquen sustancialmente lo existente como cambio de alineamiento o posición de los drenajes, ampliación de puentes, construcción de nuevos puentes, construcción de

accesos, modificaciones al diseño geometrico de EL PROYECTO, etc, deberá presentar a consideración de El Ministerio de Comunicaciones, Transportes y Obras Publicas el correspondiente proyecto con una antelación mínima de 30 días calendario. Si el Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Publicas no se pronuncia dentro de dicho tiempo EL CONCESIONARIO queda autorizado para ejecutar el proyecto.

Si El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas se pronuncia EL CONCESIONARIO deberá acatar las indicaciones que se le hagan.

10. CONTROL DE LAS OBRAS.

10.1 EL CONCESIONARIO ejercerá el control de las obras que realice en el tramo Palin-Escuintla durante el período de la concesion, por medios propios. Y sera unico responsable de que estas cumplan con las especificaciones.

10.2 Sin perjuicio de lo dispuesto en el párrafo anterior, EL Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Publicas hara las inspecciones que estime necesarias cuando lo crea conveniente.

10.3 EL Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Publicas se reserva el derecho de rechazar trabajos o materiales que no cumplan con lo indicado precedentemente, sin perjuicio de las multas que pudiesen corresponder.

10.4 En el caso de la construcción de los dos carriles nuevos en el sub-tramo Escuintla-Puerto Quetzal se estipula que sea terminado en un plazo maximo de 24 meses. Cualquier atraso sera penado con una multa de acuerdo a lo establecido en la Ley de Contrataciones del Estado.

10.5 Para el caso especifico de la construccion de los dos carriles adicionales del Tramo: Escuintla - Puerto Quetzal, el Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Publicas, tendra bajo su responsabilidad la supervision de dicha obra, rigiendose para el efecto por las especificaciones generales de carreteras y puentes, edición 1975.

11. CONTROL DE CARGAS.

11.1 Con sujecion a lo que establecen las normas correspondientes, EL CONCESIONARIO debera controlar en las areas asignadas a tal efecto, el peso de las unidades, combinaciones o trenes de vehiculos a propulsion mecanica o remolcados, verificando que no

exceder de los pesos admitidos por la legislación vigente en la materia [illegible] establecido en el Reglamento de Pesos y Dimensiones.

11.2 Para el efecto EL CONCESIONARIO deberá instalar como mínimo 4 básculas de control de carga antes de los ingresos a la carretera concesionada y en los principales entronques salidas/entradas.

11.3 EL CONCESIONARIO deberá efectuar controles de carga durante las veinticuatro horas del día y en ambas direcciones, por un período no menor de 365 días al año.

11.4 Las instalaciones, sistemas y equipamiento para desarrollar los controles de carga, quedarán en propiedad de El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas al final del período de concesión.

11.5 También puede utilizar básculas dinámicas en puntos donde la velocidad de los usuarios es constante sin embargo en cualquier caso será la policía quien hará efectivo el cobro de multas etc.

11.6 En caso de sobrecarga comprobada, además de las multas mencionadas se procederá de conformidad con la Legislación vigente.

12. PROHIBICIONES AL CONCESIONARIO.

No podrá directa o indirectamente ceder, contratar, hipotecar, ni de ninguna manera gravar o enajenar la concesión o los derechos derivados de ella.

No podrá Alterar las tarifas acordadas.

Si no se dispusiera del derecho de vía de LA CONCESION, ya sea en propiedad o calidad, El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas deberá proveer el terreno destinado a banquetas, relleno de depresiones y otro trabajo para la cual fuera necesario.

En los casos en que la extracción de suelo de derecho de vía interfiera los drenajes en EL PROYECTO, EL CONCESIONARIO queda obligado a efectuar todos los trabajos necesarios para su regularización.

13. COLOCACION DE LETREROS EN EL CORREDOR CONCESIONADO.

EL CONCESIONARIO está obligado a colocar, en cada uno de los extremos del proyecto, y en las áreas de descanso, letreros indicadores de LA CONCESION de que se trata con las siguientes leyendas básicas mínimas:

ANEXO 1

ESPECIFICACIONES TECNICAS

SECCION 1 TRABAJOS INICIALES

Una vez firmado EL CONTRATO y otorgada LA CONCESION por el Organismo Legislativo, EL CONCESIONARIO deberá realizar los siguientes trabajos:

a) las OBRAS INICIALES MINIMAS que le fije el anexo 2 mas las que hubiese presentado como necesarias para alcanzar los standares exigidos en las presentes Bases.

b) Trabajos de conservacion de rutina de acuerdo a lo establecido en la sección 2 del presente anexo, dejándose consignado que para la habilitación al cobro de tarifa se exigirá el corte de pastos y malezas en hombros y taludes.

c) Colocacion de Señales indicativas al inicio del Proyecto.

d) Instalacion de los Puestos de cobro aprobados por el MCTOP.

Solo se autorizará el inicio del cobro de la tarifa cuando se encuentren totalmente terminados estos trabajos.

SECCION 2 TRABAJOS DE MANTENIMIENTO DE RUTINA:

Desde el inicio de la Concesion y dado que a partir de esa fecha, El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas dejará de ejecutarlos, EL CONCESIONARIO deberá dar comienzo a todos los trabajos previstos para el mantenimiento de rutina de EL PROYECTO (bacheo, sello de grietas y fisuras, limpieza del derecho de vía, perfilado de hombros, taludes y zonas marginales, limpieza de drenajes, mantenimiento de alcantarillas y puentes, limpieza general de EL PROYECTO, mantenimiento de la señalización vertical y horizontal, de reparación de barandas de defensas y toda otra tarea necesaria para que EL PROYECTO tenga adecuadas condiciones de estetica, seguridad y confort para el USUARIO).

SECCION 3 OBRAS PRIORITARIAS Y OBRAS DIFERIDAS

a) Obras Prioritarias:

A partir del inicio de la Concesión, EL CONCESIONARIO deberá ejecutar las obras prioritarias minimas establecidas, más las que sean necesarias para alcanzar los standares exigidos conforme al cronograma y calidad de obras consideradas en su oferta, las que deberán estar totalmente terminadas en el plazo estipulado en la oferta pero no podrá exceder el plazo máximo establecido.

b) Obras Diferidas:

EL CONCESIONARIO deberá ejecutar las obras diferidas mínimas que él fije en el anexo 4 mas las que sean necesarias para alcanzar los standares exigidos en el presente documento, conforme al cronograma y calidad de obras consideradas en su oferta, las que deberán estar totalmente terminadas en los tiempos estipulados en la misma.

Obras de rehabilitacion, de conservacion, servicios y obras complementarias:

Todas estas obras deberán ser ejecutadas por EL CONCESIONARIO, conforme a la calidad exigida y de acuerdo con el cronograma presentado en su oferta.

EL CONCESIONARIO no podrá alegar otras causales que la de caso fortuito o fuerza mayor, debidamente probado, para no complementar el cronograma de plan de obras presentado con su oferta, y en ningún caso podrá disminuir el valor estructural de las obras previstas en el mismo.

SECCION 4 CONDICIONES EXIGIBLES PARA LA CALZADA DE RODADURA:

a. IRI (Indice de rugosidad)

a.1 Tramo Escuintla - Puerto Quetzal (Tramo por hacer)

Este tramo deberá ser construido con un IRI menor o igual a 2.5

a.2 Para el tramo Palin-Escuintla (Autopista) y desde el inicio de la concesión hasta el inicio de los últimos 5 años de Concesion el IRI de la Calzada deberá ser igual o inferior a cuatro (4.00) de los últimos 5 años al final de la Concesion el IRI de la Calzada deberá ser igual o inferior a tres (3.00).

Cuando a la fecha del inventario inicial los valores del IRI sean superiores a los exigidos en el párrafo anterior, EL CONCESIONARIO dispondrá de 1 año para realizar las obras y/o tareas necesarias que aseguren alcanzar los mínimos exigidos.

En caso de no cumplir con los parámetros de IRI al momento de las respectivas inspecciones se dará un plazo de 3 meses como máximo para iniciar los trabajos luego se establecerá un programa de trabajo, el cual deberá ser aprobado por el Ministerio, el incumplimiento de dicho programa se cobrarán las respectivas multas.

b. Restricciones

Bajo ningun concepto se permitirá que al finalizar la concesión (independientemente de las causas que motiven dicha finalización) el espesor de la capa de concreto asfáltico existente sea inferior al que tenía EL PROYECTO a la fecha del inventario inicial.

Por ninguna circunstancia se permitirá la ejecucion de tratamientos bituminosos sobre pavimentos de concreto asfáltico, excepto que la solución propuesta responda a una tecnologia de comprobada aceptabilidad y la mismo haya sido previamente aprobada por El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas.

En caso de no cumplir con los parámetros de IRI al momento de las respectivas inspecciones se dará un plazo de 3 meses como máximo para iniciar los trabajos luego se establecerá un programa de trabajo el cual deberá ser aprobado por el Ministerio, el incumplimiento de dicho programa se cobrarán las respectivas multas.

c. Otros parámetros

Otros parámetros a ser cumplidos obligatoriamente son los siguientes:

Baches abiertos: 0. Plazo de reparación: 24 horas

- Pavimento de concreto asfáltico:

  Desprendimientos: 0

  Hundimiento y ahuellamiento 12 mm (maxima flecha en Regla de 1,20 mts). Plazo de reparación: 7 días

  Agrietamiento: Fisuras de menos de 3mm de ancho en un área menor de 15% del área evaluada, las fisuras de más de 3mm de ancho: selladas. Plazo de reparacion en área de falla: 7 días.

  Forma de medición: dentro del primer kilómetro del proyecto se escogerán en forma aleatoria 50 mt. de longitud por el ancho total de la calzada, para hacer las mediciones respectivas. De ahí en adelante, la siguiente área de muestreo de 50 mt. se ubicará a 1 km. de inicio de la primera y así sucesivamente hasta completar la longitud del proyecto.

  En el caso de grietas aisladas se toma como área de influencia 25 cm. de cada lado de la grieta y en los extremos y se cuantifica el área de grieta luego se

suman las áreas de influencia y se determina que % del área a analizarse está afectada . El promedio de estos resultados dará el área afectada en la totalidad del proyecto.

En caso de grietas entrecruzadas, el área se determina como un polígono que rodea a las grietas, dejando al menos 25 cm. de la grieta más cercana.

- Pavimentos de hormigón:
  Juntas y grietas: selladas. Se aceptará un 20% de longitud sin sellar

SECCION 5 CONDICIONES COMPLEMENTARIAS EXIGIBLES PARA LAS CALZADAS:

a) Estado de bordes del pavimento: Los bordes del pavimento deberán estar bien conformados, no presentar hundimientos y estar exentos de fisuras a lo largo de todo el corredor.

b) Capacidad exigida a las calzadas de pavimento asfáltico: En forma inmediata al inicio de la concesión, y luego, a partir del segundo (2do.) año de la misma, se evaluará en forma bianual la capacidad estructural del pavimento en servicio, a fin de verificar si ella cubre las necesidades estructurales demandadas por el transito que circula. EL CONCESIONARIO deberá determinar el refuerzo necesario al año 22 de la concesion para absorber el tránsito que circula hasta los dos (2) años posteriores a la finalización de la concesion y realizar las obras necesarias mediante mejoras progresivas de forma tal que al cabo del doceavo (12°) año de la concesión no existan secciones de camino donde la capacidad estructural sea inferior a la indicada.

A los efectos consignados se realizará sobre el pavimento y/o los materiales que lo componen, todos los ensayos y determinaciones que siendo de uso generalizado y corriente en ese momento, El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas estime conveniente, para obtener información y datos que procesados según metodos o normas vigentes y de uso tambien generalizado y corriente permitan determinar con adecuado grado de certeza que se cumple la condición exigida en el parrafo b) anterior.

El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas podrá, a su criterio, disponer que se someta la calzada a un control deflectométrico periodico a efectos de determinar si los valores de la deflexión y radios de curvaturas se encuentran dentro de los admisibles.

La evaluación de la capacidad estructural y los controles deflectometricos mencionados se efectuarán bajo la dirección de El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas debiendo EL CONCESIONARIO aportar todos los estudios y trabajos de Ingeniería

Especializada, a satisfacción de El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Publicas, con los Profesionales, Técnicos, Operadores y la totalidad de los Equipos Especiales que fuesen necesarios para realizar el estudio completo y con la precisión requerida por El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas.

En el momento, y a los efectos del control de LA CONCESION, EL Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas, podrá tambien, por sí mismo o por intermedio de un Servicio Profesional contratado, efectuar los estudios y determinaciones que con aquella finalidad y/o complementariamente considere conveniente realizar, sin que tal actitud pueda interpretarse como liberatoria de las obligaciones antedichas para EL CONCESIONARIO.

Las mediciones de deflexiones y rugosidad, a que se ha hecho referencia son las efectuadas con deflectógrafos tipo LACROIX. Con rugosimetros o los que oportunamente se utilicen para las evaluaciones periódicas, en cuyo caso se harán las correlaciones correspondientes a los efectos de mantener constantes los valores prefijados.

SECCION 6 CONDICIONES EXIGIBLES PARA LOS HOMBROS PAVIMENTADOS:

Serán consideradas como tales los asi consignados en los inventarios viales debiendo diferenciar las que poseen capacidad estructural para absorber esfuerzos del tránsito y detención de vehículos de las estabilizadas con riego, tratamientos superficiales o carpetas de escaso espesor.

SECCION 7 HOMBROS CON CAPACIDAD ESTRUCTURAL:

Deberán responder a un estado que resulta de una evaluación cuantitativa de los siguientes parámetros, indicándose para cada uno de ellos los valores maximos admisibles por kilómetro.

- Hundimiento: 30 mm. (flecha máxima en regla de 1.20 m.) plazo de reacción: 7 dias
- Agrietamiento: menor de 3 mm. de ancho en menos del 30% de la superficie evaluada. Plazo de reaccion: 7 días.
- Desprendimientos y baches abiertos: 0 (Cero). Plazo de reacción: 24 horas.

SECCION 8 TAREAS DE INVENTARIO Y EVALUACION INICIAL:

A los efectos de la ejecución de los trabajos, EL CONCESIONARIO se compromete a realizar, las tareas de campo y gabinete conducentes a la formulación de un inventario de todos los hechos existentes en el proyecto concesionado y la evaluación inicial destacándose los siguientes rubros:

a) Inventario físico de señales, mojones, etc.

b) Estado de la superficie de rodadura y hombros, y medición de los parámetros de evaluacion inicial.

c) Componentes del sistema de Drenaje mayor y menor, y sus respectivos estados.

d) Levantamiento deflectométrico.

e) Evaluacion Inicial de la Capacidad Estructural del Pavimento.

Estas tareas de inventario y evaluación inicial deberán comenzar dentro de diez (10) días posteriores a la autorización del Contrato de otorgamiento de la Concesion, debiendo finalizarse en un plazo que no exceda los noventa (90) días.

SUBSECCION 8.1 CONDICIONES A CUMPLIR EN EL MANTENIMIENTO DE RUTINA:

a) Mantenimiento de alcantarillas y Puentes:

EL CONCESIONARIO deberá mantener la limpieza y la no obstrucción de las secciones de escurrimiento de la totalidad de las alcantarillas transversales y longitudinales, como también las de los puentes y pasos a desnivel existentes dentro de la zona de EL PROYECTO.

En lo que respecta a los puentes, efectuada la evaluacion inicial en lo que es aplicable a los rubros: Superficie de Rodadura, Superestructura y Subestructura, y dado que recibirá a los mismos en las condiciones en que se encuentran al momento del inicio de la Concesion, EL CONCESIONARIO deberá efectuar en un plazo no mayor de doce (12) meses todas aquellas reparaciones cuyos elementos hayan sido calificados como prioritarios.

Los sistemas y metodologías a aplicar para las reparaciones a que se hacen mención en el párrafo anterior se hará del conocimiento del Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas pero será de la exclusiva responsabilidad de EL CONCESIONARIO. Las soluciones que se adopten deberán producir la menor molestia a los usuarios.

Dentro de los treinta y seis (36) meses del inicio de la Concesión, EL CONCESIONARIO deberá efectuar todos los trabajos de conservación necesarios que aseguren la permanencia de la estructura en una situacion de mantenimiento normal (cambio de juntas, reposición o cambio de apoyos, reparacion de socavaciones tanto en el cauce como en los taludes, etc). Independientemente de lo ya mencionado deberá efectuar periodicamente el mantenimiento de rutina (limpieza de juntas, pintado de barandas, reparacion de barandas deterioradas por choques, reposicion de gaviones para la protección de Taludes si los hubiese, reparación de banquetas peatonales, etc.)

b) **Mantenimiento de alcantarillas**

EL CONCESIONARIO deberá efectuar el mantenimiento de los drenajes y alcantarillas.

Deberá efectuar limpiezas periódicas, de forma tal de evitar estancamientos de agua, sedimentaciones, crecimiento de maleza y en los casos de cunetas revestidas realizar la reparación permanente y/o reposición del material con que están construidos.

En lo que respecta a las alcantarillas, deberá mantenerlas limpias y en buen estado a efecto de garantizar un drenaje adecuado.

c) **Corte de pastos y malezas:**

Se deberá mantener limitado el pasto y la maleza en toda la superficie de derecho de vía incluyendo taludes, contrataludes, drenajes, defensas, alrededor de mojones y señales camineras, cunetas, puentes, etc.

El alto de la maleza en ningún momento del año deberá superar los 5 cm. en hombros y 15 cm. sobre el nivel del suelo, en taludes del terraplén hasta su pie. En el restante derecho de vía se realizarán los cortes, necesarios para que la altura no supere dicha medida.

Queda absolutamente prohibida toda quema de pastos y malezas, como así también depositar el producto de sus cortes, dentro de derecho de vía o terrenos de EL ESTADO, debiendo recolectarse el mismo.

EL CONCESIONARIO deberá adoptar las medidas necesarias para evitar la propagación de incendios accidentales que ocasionen perjuicios a EL PROYECTO, los usuarios o los vecinos.

d) **Limpieza general del tramo:**

Toda la superficie de la zona de EL PROYECTO deberá estar permanentemente libre de escombros, recipientes en desuso, basura en general (trapos, papeles, bolsas, etc.), carrocerías y todo tipo de residuos.

e) **Jardinización:**

Es muy importante que se hagan y mantengan áreas destinadas a la Jardinización a lo largo de El Proyecto especialmente en las áreas de descanso, de servicio y arriates centrales.

f) **Protección del Medio Ambiente:**

El concesionario deberá adoptar medidas que ayuden a preservar el medio ambiente protegiendo la flora y la fauna dentro del área del Proyecto.

g) **Basura**

La superficie de rodadura, hombros, cunetas y el derecho de vía, deberán permanecer libres de basura y desechos, los cuales se removerán y trasladarán a lugares adecuado.

h) **Derrumbes Menores**

Se entiende por derrumbes menores los que obstruyan cunetas, contracunetas, canales de desalojo (salidas de agua), canales de entrada y salida de alcantarillas y hombros, estos deberán removerse tan pronto como ocurran, y el material removido deberá trasladarse y acondicionarse en lugares donde no constituyan obstáculo a canales o pueda ocasionar deslizamientos o nuevos derrumbes.

i) **Procedimiento de Ejecución**

Tanto para la corte de la vegetación, limpieza de la superficie, cunetas, alcantarillas, derrumbes. De observará el siguiente procedimiento:

1. Colocar señales y elementos de seguridad.

2. Proceder a efectuar el trabajo que corresponda.

3. Trasladar y descargar los materiales de desecho a los lugares adecuados el mismo día de su remoción.

4. Retirar señales y elementos de seguridad.

SUBSECCION 8.2 EVALUACION

a) **Período de Gracia**

- El contratista tendra un plazo de noventa (90) días para normalizar el estado general del proyecto para llevarlo a los límites admisibles que se indican; al final de los primeros treinta (30) días el supervisor evaluará el primer tercio de la longitud del proyecto, a los sesenta (60) días, evaluará ademas del primer tercio, el segundo tercio de la longitud del tramo y a los noventa (90) días la totalidad del tramo.

b) **Evaluaciones de rutina**

El supervisor o el delegado residente que designe el MCTOP evaluará personalmente (actividad no delegable) el cumplimiento de los límites admisibles, establecidos, anteriormente en caso de incumplimiento de cualquier aspecto lo anotará en el libro de novedades del proyecto (bitácora), teniendo el contratista, los siguientes plazos para corregir los defectos señalados así:

Para superficie de rodadura y hombro, un días; para drenajes transversales y longitudinales tres días; para corte de maleza y basura siete días, y para derrumbes tres días, dos días para reincorporar el camión cuando este deje de trabajar, en caso de incumplimiento de parte del contratista, se aplicaran las respectivas multas a definirse en el contrato.

c) Evaluación periódica

El supervisor o el delegado residente deberá evaluar personalmente (actividad no delegable), periodicamente, en la misma fecha de cada mes la totalidad de la longitud del proyecto, para lo cual aplicará un sistema de muestreo así: para la maleza, limpieza de la superficie, drenajes, longitudinales, al azar se elegirán cincuenta (50) metros de longitud en cada kilómetro del proyecto, esparcicos en un kilómetro entre sí. Para drenajes transversales se inspeccionará cada décima de las alcantarillas, siendo la primera elegida al azar, dentro de las primeras diez existentes en el proyecto, las deficiencias encontradas en la evaluacion darán origen a las multas , que se estipulen en el contrato.

SECCION 9 EJECUCION DE OBRA Y/O TRABAJOS NO CONTEMPLADOS EN LAS BASES DE LICITACION

La realización de trabajos que sean necesarios o útiles y que no hayan sido contemplados en las bases, o que sean propuestas nuevas de EL CONCESIONARIO, tales como: obras que impliquen alteración del perfil longitudinal o transversal de derecho de vía, etc., deberán contar con un proyecto básico y con la aprobación escrita de El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas.

SECCION 10 SEÑALIZACION Y SEGURIDAD:

Señalizacion vertical lateral: Consistente en todos los rótulos colocados a los costados de EL PROYECTO. Al recibir el Proyecto en CONCESION, EL CONCESIONARIO, deberá completar y reparar la señalización existente de conformidad con lo establecido en las normas de seguridad, incluyendo los mojones kilometricos y toda aquella señal que sea necesaria. Toda vez que se produzcan modificaciones que den lugar al cambio de la señalización (nuevos accesos, cruces, etc) deberá efectuarse la indicación pertinente y retirar aquellas señales que hayan perdido su vigencia. Si se retiran señales debido a la realización de obras en el hombro, deberán reinstalarse en perfectas condiciones y a la mayor brevedad. En todo momento la señalización debe mantenerse completa, es decir con todas las señales correspondientes, incluyendo los mojones kilométricos. Deberan conservar su visibilidad diurna y su reflectancia en horas de la noche. Las señales deberán estar siempre limpias, libres de tierra, polvo, grasa, etc., para lo cual se efectuará su limpieza una vez al año, como mínimo, en forma muy

cuidadosa, a fin de que no se produzcan deterioros en la superficie de la lámina reflectiva. EL CONCESIONARIO deberá proteger la superficie de la lámina reflectiva y mantener parte de la reflectancia y/o reemplazarlas si fuere necesario.

Las señales que sean robadas, deterioradas o inutilizadas por cualquier motivo, deberán ser repuestas o reemplazadas de inmediato.

El dorso de las placas y los postes que los sostienen, deberán estar perfectamente pintados, por lo que se repintará bianualmente y toda vez que sea necesario.

Todas las señales, deberán responder a las normas de El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas, en lo que al diseño, medidas, formas, colores y materiales se refiere. El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas, se reserva el derecho de rechazar y disponer el retiro de aquellas señales que no cumplan con las citadas normas.

Dado que con el transcurso del tiempo pueden surgir nuevos elementos en lo que a materiales y/o diseños se refiere, EL CONCESIONARIO podrá proponer mejoras o modificaciones.

Señalización Aérea: Consiste en las estructuras de sosten y las placas de señalización sobre la calzada. Pueden ser de columnas de un (1) brazo, de dos (2) brazos y pórticos de distinta luz, acorde a las medidas de la vía.

Al recibir el tramo EL CONCESIONARIO deberá completar y reparar la señalización aerea existente hasta dejarla íntegra, según lo establecido en las normas de seguridad.

Las estructuras deberán mantenerse siempre en perfectas condiciones. Estarán libres de óxido, para lo cual se aplicarán los tratamientos necesarios, y correctamente pintadas, efectuándose su repintado, como mínimo cada dos (2) años. Esta tarea incluirá la eliminación de óxido y el uso de los citados tratamientos.

Las señales deberán en todo momento estar perfectamente sujetas a las estructuras mediante los dispositivos utilizados a tal efecto. Cualquier rotura o desprendimiento de tales dispositivos, por cualquier causa, deberá ser reparada de inmediato.

Cuando por destrucción total o parcial de una estructura, ésta deba ser reemplazada, la nueva deberá ser de forma y diseño similar a las restantes con el objeto de guardar el criterio estético de la vía.

Toda propuesta de mejoras o modificaciones, deberá ser sometida a la aprobación de El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas, condición sin la cual no podrán implementarse dichos cambios. Identico procedimiento deberá seguirse ante los requerimientos efectuados por terceros.

Señalizacion horizontal: Consiste en todas las líneas y simbolos que se marcan sobre la calzada.

La señalizacion horizontal en todos los casos se efectuará con material termoplástico reflectante, incluido el sembrado de esferillas y aplicado por pulverización o extrusión.

EL CONCESIONARIO deberá mantener la demarcacion en todo el corredor, efectuándose el repintado periódicamente, en periodos no mayores de tres (3) años durante la vigencia de la CONCESION. Se interpreta como buenas condiciones el mantenimiento tanto de la integridad superficial, como de su reflectancia, condicion indispensable para una correcta visibilidad nocturna. Toda vez que se produzcan modificaciones que den lugar al cambio de la señalizacion horizontal o bien se ejecuten tareas sobre la calzada que afecten la señalización horizontal, las zonas comprendidas por tales trabajos, deberán ser demarcadas de inmediato.

Cuando sea necesario, previo a la aplicación de la nueva demarcacion, se realizara el despintado de los remanentes de la señalizacion anterior. Los materiales a emplear y la metodologia de aplicación, deberan responder a las normas de El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Publicas.

Para la medición de la retroreflectancia se procederá a determinar la misma en líneas de bordes y de eje, en secciones no mayores de un (1) Km, efectuándose cinco (5) mediciones en cada línea (borde derecho, eje y borde izquierdo) y por cada sección.

En caso de verificarse que las secciones controladas no cumplan con el valor especificado, se deberá proceder al inmediato repintado, a los efectos de alcanzar los valores exigidos.

Si con el transcurso del tiempo surgieran nuevos materiales y/o tecnologia, EL CONCESIONARIO podrá presentar mejoras o modificaciones, las que estaran sujetas a la aprobación de El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas.

SECCION 11 BARANDAS DE DEFENSA:

Consisten en los dispositivos destinados a encarrilar y contener a los vehiculos.

EL CONCESIONARIO deberá completar y reparar las barandas de defensa faltantes o deterioradas, y colocar nuevas en todos aquellos lugares que por razones de seguridad así lo requieran, en un plazo máximo de seis (6) meses.

Toda vez que se produzcan modificaciones, se ejecuten obras, o surjan circunstancias imprevistas que hagan necesario el uso de barandas, las mismas deberán colocarse en forma inmediata. En todo momento, las barandas deberán estar completas y en perfectas

condiciones. Cuando las barandas sean dañadas por choques, deberá ser reemplazadas de inmediato. Todo tramo de barandas que se reemplace deberá ser nuevo. Los tramos ya existentes, siempre y cuando se encuentren en buena condición previo tratamiento anteriormente, deberán ser pintados con productos adecuados a tal efecto. El recambio de los tramos dañados y la limpieza y pintado de los tramos existentes, deberán hacerse en el momento que se produzca el daño o cuando el estado de las barandas así lo requieran.

Todas las barandas, tanto las colocadas como las que hay que reponer, deberán estar permanentemente provistas de elementos reflectivos para que indiquen su presencia en horas de la noche. Para ello pueden emplearse elementos catadioptricos (ojos de gato), que irán incrustados a las barandas.

Dado que con el transcurso del tiempo pueden surgir nuevos elementos que sirvan a idénticos propositos, El CONCESIONARIO podrá proponer mejoras ó modificaciones al Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Publicas.

SECCION 12 CUMPLIMIENTO DE NORMAS:

EL CONCESIONARIO, su personal y las empresas con las que contrate, serán responsables de cumplir cuidadosamente las disposiciones y reglamentos vigentes en los lugares de construccion y explotación de las obras. El Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas queda liberado de toda obligación y/o responsabilidad emergente del eventual incumplimiento por EL CONCESIONARIO, su personal y las empresas con las que contrate, de disposiciones, o reglamentos que fueran de aplicación.

SECCION 13 DAÑOS A PERSONAS Y COSAS:

EL CONCESIONARIO se compromete a tomar todas las medidas necesarias para evitar daños a las obras que se ejecuten, a las personas que trabajen en ellas y a terceros, así como también a bienes públicos o privados.

SECCION 14 SEÑALIZACION PREVENTIVA:

EL CONCESIONARIO será responsable por la colocacion de señales indicadoras de los lugares peligrosos y tomará todas las medidas de precaucion que fuesen necesarias para evitar accidentes en las zonas de trabajos.

EL CONCESIONARIO queda obligado asimismo, a tomar idénticas previsiones que los mencionados en el párrafo anterior, cuando por accidente, existan obstáculos que limiten la normal circulación en el proyecto.

SECCION 15 MANTENIMIENTO DEL TRANSITO:

1.- EL CONCESIONARIO no podrá en ningún caso interrumpir el libre tránsito público de vehículos y toda vez que para la ejecución de los trabajos tuviera que ocupar el proyecto, deberá desviar la circulación por caminos auxiliares o dirigir el tránsito por media calzada. Tanto aquellas como estas deberán ser mantenidas por EL CONCESIONARIO en buenas condiciones de transitabilidad.

EL CONCESIONARIO realizará los trabajos de modo de ocasionar la menor molestia al tránsito público, adoptando medidas adecuadas para la comodidad de los usuarios y de los vecinos, siendo responsable por perjuicios y deterioros que el tránsito origine en los desvíos.

2.- Es obligación de EL CONCESIONARIO señalar todo el recorrido de los desvíos y caminos auxiliares, asegurando su eficacia con todas las advertencias necesarias, para orientar y guiar al tránsito, tanto de día como de noche, para lo cual en este último caso, serán obligatorias señales luminosas cuyas características permitan visualizarlas con facilidad.

3.- En el derecho de vía, EL CONCESIONARIO deberá impedir que el público pueda transitar por tramos que presenten cortes, obstáculos peligrosos o etapas constructivas no terminadas, que puedan ser motivo de accidentes, a cuyo efecto colocará letreros de advertencia y/o barreras u otros medios eficaces.

4.- EL CONCESIONARIO expresamente releva al Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas de toda responsabilidad y reclamaciones en la operación y administración de los servicios del tramo bajo CONCESION.

SECCION 16 CUMPLIMIENTO DE OBLIGACIONES CON EL PERSONAL DEPENDIENTE:

1.- EL CONCESIONARIO deberá pagar puntualmente los sueldos y salarios de su personal dependiente, dando fiel cumplimiento a las disposiciones de la legislación laboral vigente en el País. No podrá hacer deducciones a los salarios de su personal que no estuviesen autorizadas por ley o por resolución judicial. Iguales obligaciones deberá introducir EL CONCESIONARIO en los contratos que celebre con sus contratistas, comprometiéndose a efectuar un efectivo control del cumplimiento de tales obligaciones por dichas empresas.

EL CONCESIONARIO deberá facilitar la información y el acceso a la obra CONCESIONADA de los funcionarios acreditados por el Ministerio de Comunicaciones, Transporte y Obras Públicas.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

MODELOS DE JUSTIFICACIÓN ECONOMICA. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

EXPOSITOR: ING RICARDO ERAZO GARCIA CANO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

PLANEACIÓN

INDICE

Introducción

1. Modelos de justificación económica
2. Alternativas de solución
3. Estudios de gran visión
4. Definición de criterios básicos
5. Conclusiones y recomendaciones

Introducción

La planeación es una metodología útil en la construcción y reconstrucción de sistemas de ingeniería civil, por contribuir de manera importante en un proceso sistemático de racionalización de decisiones.

En el caso de carreteras, este proceso de toma de decisiones se organiza conforme a un plan de actividades para materializar con la infraestructura física, algún aspecto del desarrollo económico nacional, regional o estatal.

Se alcanza el concepto de proyecto cuando este proceso de planeación se individualiza en su más pequeña expresión para implementarse.

Esta actividad de planear implica la recolección de antecedentes para diagnosticar, generar alternativas y evaluarlas, esto es, identificar y desarrollar un proceso continuo de toma de decisiones.

Lo anterior lleva a la necesidad de que el ingeniero civil realmente domine una serie de técnicas que le permitan mejorar su proceso de toma de decisiones en problemas de selección de alternativas, tanto en escenarios determinísticos como en probabilísticos, incluyendo situaciones donde no sea suficiente observar solamente el comportamiento de las consecuencias económicas.

El objetivo básico de este apartado es tratar de ubicar en forma breve el conjunto de técnicas de la evaluación de proyectos en el contexto de la planeación.

Si adoptamos la definición de que proyecto es un plan prospectado de una unidad de acción, capaz de materializar algún aspecto del desarrollo económico o social, podemos destacar que se está implicando la elaboración de un conjunto de antecedentes, encaminados a describir la forma o formas de asignar

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOHIDRAULICOS, HIDROLÓGICOS E HIDRAULICOS

EXPOSITOR: ING. MANUEL JARA LOPEZ
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA REALIZACION DE ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS E HIDROLOGICOS

LINEAMIENTOS GENERALES PARA LA REALIZACION DE ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS E HIDROLOGICOS

Resumen

Las presentes lineamientos tiene por objeto describir detalladamente los elementos que integran un estudio Topohidráulico, indicando para cada uno la información de campo que se deberá recabar y que estará contenida en los planos e informes del estudio. Se indican también las escalas convenientes para el dibujo de planos y sus dimensiones que permitan un manejo adecuado. Para los estudios Hidrológicos se indican los métodos de más común aplicación y de mayor aceptación por su confiabilidad.

1.- Introducción

Un estudio topohidráulico es el Estudio de Campo que se requiere realizar en el sitio de cruce de una vía terrestre con una corriente de agua, el cual sirve de apoyo para proyectar la estructura necesaria de drenaje, así como las obras auxiliares que aseguren el buen funcionamiento hidráulico de la obra. El término topohidráulico, que al parecer fue ideado por ingenieros mexicanos, obedece a que los trabajos comprenden tanto detalles topográficos de la zona de cruce como características hidráulicas de la corriente en cuestión. Un estudio topohidráulico debe contener la siguiente información.

Planta General, Planta Detallada, Perfil de Construcción, Perfil Detallado, Plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas, Croquis de localización, Croquis de puentes cercanos e Informes

2.- Descripción de cada elemento

A continuación se indica la función de cada uno de los elementos anteriores que constituyen el estudio topohidráulico .

2.1.- Planta General

El plano de la planta general debe contener la topografía de una superficie lo suficientemente amplia para definir el funcionamiento hidráulico de la corriente, por lo que su extensión en el sentido del escurrimiento será muy diferente para cada caso particular, principalmente en el lado de aguas arriba del cruce, que es el que más interesa, en general, desde el punto de vista hidráulico. Por ejemplo, cuando existen curvas del cauce en la zona de aguas arriba del sitio de cruce, la planta general nos debe permitir definir trayectorias de las líneas de corriente para tomar en cuenta posibles ataques a alguno de los apoyos extremos de la estrucrura o a los terraplenes de acceso, que puedan afectar la estabilidad de la obra. En el lago de aguas abajo suelen levantarse por lo menos 120 m. La topografía general debe permitir también la definición de la ubicación y la longitud de la estructura de drenaje y de sus obras auxiliares, la orientación de los apoyos, etc . Suele abarcarse en el sentido transversal al flujo, por lo menos 20 m fuera del nivel de aguas máximas de diseño, si se tiene un cauce definido. Si se trata de un viaducto, entendiendo como tal una estructura en cuyo proyecto el NAME carece de importancia, la planta general deberá cubrir hasta la intersección del terreno natural con el nivel de la subrasante de proyecto. En el caso de un cauce insuficiente hidráulicamente que forme llanuras de inundación, el levantamiento topográfico deberá abarcar por lo menos la zona que a juicio del ingeniero sea necesaria para alojar las obras de drenaje principales y auxiliares.

En el plano de la planta general debe estar contenida la siguiente información : Eje de trazo, nivel de aguas máximas de diseño, ubicación de los monumentos de concreto, sentido de la corriente longitudinal de tangentes, rumbos, datos de curvas del trazo, construcciones aledañas, líneas telegráficas, de energía eléctrica, telefónicas, construcciones, cercas o bardas, ubicación de las secciones hidráulicas cuando se posible, ductos, etc.

Conviene que la planta general se dibuje a escala 1 :500 si la mayor dimensión levantada es de menos de 500 m ; para mayores extensiones se podrá dibujar a escala 1 :1,000 ó 1 :2,000 ó mayor en casos en que se tengan ríos muy anchos que requieran topografía extensa. Deben evitarse planos, por manejabilidad, cuya longitud sea mayor de 1.2 m. Las curvas de nivel deberán ser a cada metro.

Si aguas arriba del sitio de cruce el cauce presenta un alineamiento más o menos rectilíneo y no tiene desbordamientos importantes que hagan necesarias la construcción de obras auxiliares o de protección, quizá puede prescindirse de la planta general.

2.2.- Planta Detallada

El plano de la planta detallada, que debe dibujarse con curvas de nivel a cada 50 cm, se utiliza para el proyecto estructural de la obra de drenaje correspondiente y abarca una franja de terreno adyacente al eje de proyecto, con una longitud en el sentido del escurrimiento del orden de 60 m, tanto aguas arriba como aguas abajo del eje ; esta dimensión debe considerarse mínima y queda a criterio del ingeniero proyectista prolongarla, dependiendo principalmente del tipo y dimensiones de la estructura en proyecto. En el sentido transversal a la corriente, la topografía debe levantarse por lo

menos a 20 m fuera del nivel de aguas máximas de diseño en el caso de que se tenga un cauce definido. Si se trata de un viaducto, la planta detallada deberá cubrir hasta la intersección del terreno natural con el nivel de la subrasante de proyecto. En el caso de un cauce insuficiente hidráulicamente que forme llanuras de inundación amplias, el levantamiento topográfico deberá abarcar la zona que a juicio del Ingeniero sea necesario para alojar las obras de drenaje.

Conviene dibujar la planta detallada a escala 1 :200 si su mayor dimensión es del orden de los 200 m ; para extensiones mayores la escala podría ser 1 :500 ó mayor, dependiendo de la zona cubierta, de manera que el plano resulte manejable. Deberán aparecer todos los conceptos indicados en el plano de la planta general.

2.3.- Perfil de Construcción

En este plano se dibuja el perfil del terreno natural sobre el eje de proyecto de la vía terrestre, cubriendo tramos de 250 m por lo menos, en cada margen a partir de la intersección del NAME y el terreno natural. Su finalidad principal radica en la utilización que de él hace el proyectista de la obra para definir la subrasante de proyecto. Si con tal extensión no es posible definir dicha subrasante, será necesario prolongar aún más la cobertura del perfil. La subrasante propuesta en el proyecto preliminar puede ser modificada en la zona de cruce, debido a que en el desarrollo del proyecto pudiera no tenerse una idea precisa de la elevación del NAME de diseño. El perfil de construcción es también útil para definir la localización de las obras auxiliares cuando se tienen llanuras de inundaciones amplias, así como los posibles cortes o terraplenes que se requieren para los accesos de la obra.

En el plano del perfil de construcción debe indicarse la existencia de curvas y sus características, la longitud de tangentes, el nivel de subrasante, los bancos de nivel, la orientación del trazo, la ubicación de los monumentos de concreto y el NAME de diseño, estaciones y cotas del terreno, así como el nivel de aguas máximas ordinarias (NAMO) y el de aguas mínimas (NAMin). Conviene recalcar la importancia que tiene la inclusión, siempre que sea posible, del nivel de subrasante de proyecto en el plano del perfil de construcción.

Se acostumbra dibujar el perfil de construcción a escala distorsionada con el fin de resaltar las irregularidades del terreno. Es muy usual utilizar una escala 1 :200 en el sentido horizontal y 1 :200 en el vertical.

El perfil de construcción deberá ser levantado con todo detalle en la zona donde quedará la estructura de drenaje y el resto de su longitud podrá completarse con los datos de trazo de la brigada de localización.

2.4.- Perfil Detallado

Este plano representa el perfil del terreno natural sobre el eje de proyecto; su longitud deberá cubrir la obra u obras de drenaje que vayan a proyectarse, ya que este plano se utiliza posteriormente en el estudio de cimentación para ubicar los sondeos geológicos efectuados en campo y dibujar su perfil estratigráfico, además de que permite definir con detalle las dimensiones y ubicación de la estructura o estructuras de drenaje.

El perfil detallado deberá dibujarse a la misma escala horizontal y vertical, siendo muy usual la escala 1 :100 ó 1 :200, dependiendo de la longitud cubierta, de manera que

resulte manejable. Por supuesto, en ríos muy anchos podrá usarse una escala más grande. En este plano también deberán indicarse el NAME, NAMO y NAMin.

2.5.- Plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas

En este plano se dibujan el perfil del fondo del cauce de la corriente en estudio y las secciones hidráulicas. La extensión del perfil que deberá levantarse dependerá de la ubicación de las secciones hidráulicas y en ningún caso dicha extensión deberá ser menor de 500 m tanto aguas arriba de la primera sección hidráulica, según el sentido del escurrimiento, como aguas abajo de la última. Las secciones deberán ubicarse en un tramo lo más recto posible y con pendiente de preferencia uniforme.

El estudio hidráulico, salvo raras excepciones, se fundamenta en la fórmula de Manning (método conocido como de Sección y Pendiente), que es aplicable a flujo uniforme. Su importancia es fundamental, ya que permite calcular la velocidad y el gasto para condiciones de diseño.

Debe levantarse una sección hidráulica en el sitio de cruce, siempre y cuando sea confiable la información de niveles máximos del agua. Si la información de niveles máximos del agua es fidedigna y el cauce es relativamente encajonado de manera que el método de Sección y Pendiente sea aplicable, podrá ser suficiente levantar una sola sección, ya sea en el sitio de cruce o en otro cercano a él. Cuando la información es incierta puede ser conveniente levantar 2 ó 3 secciones , a fin de comparar los gastos obtenidos con ellas y determinar el gasto de diseño mediante el promedio de estos .

El plano de pendiente y secciones hidráulicas debe contener la siguiente información : el perfil del fondo del cauce (de sus puntos más bajos)

y la línea recta que represente su pendiente geométrica, los puntos que representen el NAME en cada sitio donde éste haya sido investigado u observado, la línea recta que pase entre ellos y que representará la pendiente hidráulica de la superficie libre del agua (esta línea debe trazarse paralela a la línea que representa la pendiente geométrica del fondo del cauce, aunque rigurosamente no tengan porqué ser paralelas ambas líneas), las secciones hidráulicas y los cálculos hidráulicos.

Uno de los datos más importantes contenidos en el plano de pendiente y secciones hidráulicas es el NAME, ya que de éste, así como de la velocidad y de la geometría del cauce, dependen fundamentalmente las dimensiones de la estructura de cruce de la corriente en cuestión, además de que influye directamente en el valor del gasto máximo y de la velocidad del flujo correspondiente. Por ello, la investigación del NAME en la zona de cruce y la frecuencia asociada del mismo debe ser exhaustiva y muy cuidadosa.

Otro parámetro muy importante es el coeficiente de rugosidad de Manning, ya que la fórmula es muy sensible a sus variaciones ; la elección de dicho coeficiente es muy subjetiva, a pesar de que existen en la literatura técnica tablas muy completas para seleccionar su valor en función, principalmente, del material de que está constituido el cauce. Es una practica común, cuando se cuenta con más de una sección hidráulica, modificar arbitrariamente los niveles de aguas máximos y de ajustar los coeficientes de rugosidad para que los gasto obtenidos en diferentes secciones sean prácticamente iguales. Dicha tendencia debe evitarse y los gastos deben reportarse tal como fueron obtenidos en un primer cálculo realizado, así sean sensiblemente diferentes. De otra manera, no serán genuinos los resultados obtenidos con el estudio hidráulico.

La escala usual para el perfil del fondo del cauce es de 1 :1000 en el sentido horizontal y 1 :100 en el vertical. Las secciones hidráulicas se deben dibujar a escalas iguales, generalmente 1 :100 ó 1 :200.

2.6.- Croquis de localización

El croquis de localización proporciona la ubicación geográfica del sitio de cruce ; debe incluir poblaciones cercanas, vías de comunicación, ríos o arroyos, caminos de acceso al cruce, etc. Este croquis puede elaborarse por observación directa o con el auxilio de cartas topográficas o fotografías aéreas ; por supuesto, puede dibujarse fuera de escala.

2.7.- Croquis de puentes cercanos

Cuando existen puentes cercanos al cruce, construidos sobre la corriente en estudio, es conveniente averiguar su comportamiento hidráulico y su antigüedad, a fin de contar con más elementos de juicio para definir las dimensiones de la estructura que se va proyectar; ya que dichos puentes constituyen verdaderos modelos hidráulicos a escala natural. Cuando se trata de ampliar un puente existente o construir otro en un trazo paralelo cercano, conviene efectuar un levantamiento de la estructura que incluya corte transversal, longitudinal y una planta, con dimensiones claramente definidas y acotadas ; puede utilizarse una escala 1 :50, 1 :100, o aún mayor, dependiendo de la longitud del puente, de modo que el plano resulte manejable. En el corte longitudinal deberá indicarse el nivel máximo que haya alcanzado el agua debajo de la estructura.

Si el puente existente se ubica lejos del cruce en estudio, de modo que el área de la cuenca que drene sea significativamente diferente a la de la cuenca hasta el cruce, será suficiente un croquis en que se indique la longitud de la estructura, su distribución de claros y el perfil del terreno en el sitio. En este caso también convendrá reportar el funcionamiento hidráulico de la obra y su antigüedad.

2.8.- Informes

Además de los planos y croquis ya mencionados que componen un estudio topohidráulico, deben agregarse los siguientes informes :

a) Informe general. En este informe se proporcionan todos los datos importantes que son útiles al proyectista, principalmente los que no se indican en los planos, así como las conclusiones y recomendaciones para el buen funcionamiento hidráulico de la obra que será proyectada para resolver el cruce. Debe incluir los datos de localización, nombre del camino, tramo, origen de cadenamiento, kilometraje del cruce y su esviajamiento si es el caso ; datos fisiográficos e hidráulicos de la zona en estudio, tales como orografía general de la cuenca, el área de ésta, dónde nace y desemboca la corriente, si el cruce presenta influencia hidráulica a considerar en el diseño, afluentes, isletas, lagunas, esteros, cascadas, zonas de inundación, influencia de mareas o de otras corrientes, si el escurrimiento en estudio es perenne, torrencial o intermitente, etc. Existencia de puentes cercanos mencionando su tipo, dimensiones, estado físico, funcionamiento hidráulico, antigüedad, etc. Estructuras de control, del caudal, describiendo sus características más importantes, su funcionamiento y la afluencia hidráulica que puedan ejercer en el cruce. Fuente de información de los niveles máximos alcanzados por el agua y su confiabilidad. Descripción de los materiales que forman el lecho del cauce y sus márgenes, materiales de arrastre y cuerpos flotantes, tipo de vegetación y uso del suelo.

b) Informe fotográfico. Este informe muestra directamente el sitio de cruce con sus detalles, tales como la geometría del cauce, su vegetación, la

geología superficial, estructuras hidráulicas cercanas al cruce ubicadas sobre la corriente en estudio, cuando existan. La utilidad de este informe se ve acentuada cuando es utilizado por el proyectista que no ha tenido posibilidad de visitar la zona de estudio.

3.- Estudio Hidrológico.

Es muy común encontrar que un estudio Topohidráulico siempre vaya acompañado de otro Hidrológico, esto con el objeto de tener una idea de la confiabilidad del estudio hidráulico que se realizó, ya que cuando en la cuenca de aportación hasta el cruce en estudio no existe regularización, los gastos obtenidos mediante ambos estudios deberán ser similares. También es de gran utilidad cuando no se cuenta con información confiable de la creciente máxima con la que se realizó el estudio hidráulico

Los métodos hidrológicos para determinar la avenida máxima se clasifican de la siguiente manera :

3.1 Empíricos.

Se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien cuando no se conocen las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio. Los métodos más comunes son Creager y Lowry

3.2 Semiempíricos

Estos métodos son similares a los anteriores, pero hacen intervenir la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren de otros en el mayor o menor detalle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo. Los métodos mas comunes son el Racional y Ven Te Chow, entre otros.

3.3 Estadísticos

Son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gasto ocurridos. Se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son muestra aleatoria de una población de gastos máximos. Difieren entre ellos en la forma de la función de distribución de probabilidades que suponen tiene la población.

La literatura correspondiente a los métodos hidrológicos mencionados podrá consultarse en la publicación "Métodos Hidrológicos para Previsión de Escurrimientos".

4.- Conclusiones

- Como se mencionó en el inciso 2.5, es muy importante la veracidad en cuanto a la información de niveles máximos del agua y a la elección del coeficiente de rugosidad para la obtención del caudal y de la velocidad, ya que cuando se trata del caso de varias secciones hidráulicas levantadas y las magnitudes de dichos parámetros resultan sustancialmente diferentes, se tiende a hacer modificaciones arbitrarias tanto de los niveles de agua como de los coeficientes de rugosidad, a fin de obtener resultados

prácticamente iguales. Con tal ajuste, los resultados pierden confiabilidad por alterarse los parámetros fundamentales

- Conviene insistir en la gran importancia que tiene la determinación del nivel de aguas máximas en el sitio de cruce, ya que dicho nivel es, junto con la velocidad máxima correspondiente y la geometría del cauce, de utilidad fundamental en la elección de las dimensiones de proyecto de la estructura de drenaje; esto, independientemente de la igual importancia que tiene la determinación de los niveles de aguas máximas a lo largo del tramo elegido para realizar el levantamiento de la pendiente y secciones hidráulicas.

- No está por demás hacer hincapié en que, siempre que existan puentes cercanos al cruce, sobre la misma corriente en estudio, deberá averiguarse con todo cuidado su comportamiento hidráulico y su antigüedad, ya que dichas estructuras constituyen verdaderos modelos hidráulicos a escala natural que permiten contar con inmejorables elementos de juicio para definir las dimensiones de la estructura que se vaya a proyectar.

- Finalmente, cabe señalar que la información más confiable acerca de los niveles máximos alcanzados por el agua durante crecientes extraordinarias, será siempre aquélla obtenida directamente de la gente que ha habitado en las cercanías del cruce durante muchos años. Las huellas que dejan las crecientes (erosiones en márgenes, basuras flotantes que quedan atoradas en la vegetación, manchas en apoyos de puentes o en paredones rocosos, etc) también son útiles, aunque se requiere de experiencia para su interpretación ; además, no es posible conocer la frecuencia a que están asociadas dichas huellas, que en general, corresponden a avenidas muy recientes. Así, siempre que sea posible, se deberá recurrir a los lugareños para obtener información relativa a crecientes extraordinarias, la que deberá corroborarse recurriendo a otras personas del lugar, en forma independiente.

Bibliografía :

Apuntes de la Ponencia " Recomendaciones Generales para la Realización de Estudios Topohidráulicos". Ing. Arturo M. Monforte Ocampo. Abril 29 de 1988.

Seminario de Drenaje. "Métodos Hidrológicos para Previsión de Escurrimientos". Ing. Osain Dabián Rojas. México, 1992. Publicación SCT

Marzo de 1998.

ANEXOS

FORMATOS Y TABLAS PARA LOS CALCULOS HIDRÁULICOS E HIDROLOGICOS, DE SOCAVACION Y DIQUES DE ENCAUZAMIENTO

EJEMPLO DE DISEÑO DE TERRAPLEN FUSIBLE

C A L C U L O S H I D R A U L I C O S

METODO DE SECCION Y PENDIENTE

OBRA VIAL _____ CRUCE _____ ESTACION _____
TRAMO _____ DE Km _____ A Km _____
SUB TRAMO _____ ORIGEN _____

TRAMO	AREA HIDRAULICA A (m^2)	PERIMETRO MOJADO P (m)	RADIO HIDRAULICO r (m)	$r^{2/3}$	COEFICIENTE RUGOSIDAD n	VELOCIDAD V m/s	GASTO PARCIAL Q (m^3/s)	
								SECCION HIDRAULICA N A M E _____ PENDIENTE S = _____ $S^{1/2}$ = _____ VEL MEDIA Q / A _____ m / s SECCION HIDRAULICA N A M E. ELEV= _____ PENDIENTE S = _____ $S^{1/2}$ = _____ VEL MEDIA Q / A _____ m / s

C A L C U L O S H I D R A U L I C O S

AREAS Y PERIMETROS MOJADOS

OBRA VIAL _____ ESTACION _____
CRUCE _____ de Km _____ a Km _____
TRAMO _____ ORIGEN _____
SUBTRAMO _____ N.A.M E. _____
SECCION HIDRAULICA _____

TRAMO	CADENA-MIENTO	DISTANCIA (m)	TIRANTE (m)	SUMA DE TIRANTES (m)	TIRANTE MEDIO (m)	A R E A S PARCIAL (m^2)	A R E A S TOTAL (m^2)	PERIMETRO MOJADO (m)

SOCAVACION GENERAL

MÉTODO DE LISCHTVAN - LEBEDIEV

DATOS

Q = _____ m3/s
A = _____ m2
B = _____ m
Be = _____ m
dm=A/Be= _____ m
V =Q/A= _____ m/s
μ = _____
do = _____ m
Tr = _____ años
β = _____
K = _____
Dm = _____ mm
ó
γ_d = _____ ton/m3
L = _____ m

$$\alpha = \frac{Q}{dm^{\frac{5}{3}} Be\, \mu}$$

α = _____

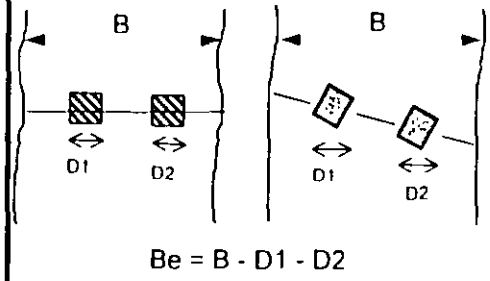
$$d_s = \left(\frac{\alpha \; d_o^{\frac{5}{3}}}{0.60\, \gamma_d^{1.18}\, \beta} \right)^{\frac{5}{8}}$$

SUELO COHESIVO

$$d_s = \left(\frac{\alpha \; d_o^{\frac{5}{3}}}{0.68\, Dm^{0.28}\, \beta} \right)^{\frac{5}{8}}$$

SUELO NO COHESIVO

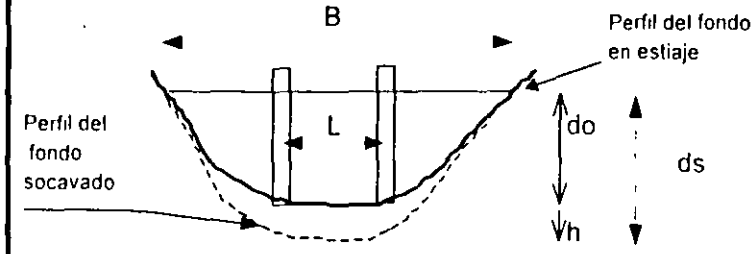
d_s = _____ m



Be = B - D1 - D2

Fig. A Definición del ancho efectivo Be

TABLA No 4 - RESULTADOS		
do (mm)	d (m)	h (m)



CRUCE=
CARR.=
TRAMO=
KM =
ORIGEN =

TABLA N° 1 VALORES DE μ

	LONGITUD ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN m (L)												
V(m/s)	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
<1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
1,5	0,94	0,96	0,97	0,97	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	1,00	1,00
2	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00
2,5	0,90	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99	1,00
3	0,89	0,91	0,93	0,94	0,95	0,96	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
3,5	0,87	0,90	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,98	0,99	0,99	0,99
< 4	0,85	0,89	0,91	0,92	0,93	0,94	0,95	0,96	0,97	0,98	0,99	0,99	0,99

TABLA N° 2
VALORES DE β

TR años	β
1	0,77
2	0,82
5	0,86
10	0,9
20	0,94
50	0,97
100	1,0
500	1,05
1000	1,07

TABLA N° 3
VALORES DE k

SUELOS COHESIVOS		SUELOS NO COHESIVOS	
γ_d (ton/m3)	k	Dm (mm)	k
0 8	0,66	0,05	0,7
0,83	0,66	0,15	0,7
0 86	0,67	0,5	0,71
0 88	0,67	1	0,71
0,90	0,67	1,5	0,72
0 93	0,68	2,5	0,72
0 96	0,68	4	0,73
0 98	0,69	6	0,74
1	0,69	8	0,74
1 04	0,7	10	0,75
1.08	0,7	15	0,75
1 12	0,71	20	0,76
1,16	0,71	25	0,76
1,2	0,72	40	0,77
1,24	0,72	60	0,78
1,28	0,73	90	0,78
1,34	0,74	140	0,79
1,4	0,74	190	0,79
1,46	0,75	250	0,8
1,52	0,75	310	0,81
1,58	0,76	370	0,81
1,64	0,76	450	0,83
1,71	0,77	570	0,83
1,8	0,78	750	0,83
1,89	0,78	1000	0,84
2	0,79		

DEFINICION DE VARIABLES

Q Gasto de diseño
A Área hidráulica de la sección
B Ancho de la superficie libre del agua en la sección
Be Ancho efectivo de la sup. libre del agua en la secc. = B-D1-D2 "-D1, dondeDj es el ancho del obstaculo i proyectado normal a la direccion del flujo (Ver. Fig A)
μ Coeficiente de contracción, que toma el efecto del estrechamiento producido por pilas (tabla 1)
dm Tirante medio de la seccion
V Velocidad media en la sección
Tr Período de retrono de la Avenida
β coeficiente, función de Tr (Tabla 2)
Dm Diametro medio del material=

$$= \frac{1}{100} \sum \Delta P_j \, D_j$$

ΔPj Valor en porcentaje de cada intervalo en que se divide la curva granulometrica puede ser variable o constante
Dj Diametro medio correspondiente a cada intervalo en que se dividió la curva granulometrica
γ_d Peso volumetrico del material seco
k Coef que depende de γ_d si el suelo es cohesivo, ó de Dm si no lo es. (Tabla 3)
L Longitud entre pilas (claro)

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES
DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
DIRECCION DE ESTUDIOS
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA
DEPARTAMENTO DE DRENAJE

ESTUDIO TOPOHIDRAULICO E HIDROLOGICO

CRUCE :
CAMINO :
TRAMO :
KM :
ORIGEN :

INFORME GENERAL

I.- GENERALIDADES

La corriente nace a _____km del sitio de cruce y desemboca a _____km, en _____ _____ Sí _____ No _____ provoca influencia hidráulica en el cruce. El área de la cuenca drenada hasta el cruce es de _____km² y pertenece a la Región Hidrológica No._____ , según clasificación de la SARH. En la zona de cruce, la vegetación se puede clasificar como _____ y la topografía es _____

Elevación y descripción del banco de nivel _____

_____

El cauce en la zona de cruce es:

sinuoso _____ estable _____ encajonado _____

sensiblemente recto _____ divagante _____ con llanuras de inundación _____

COMENTARIOS _____

_____

El escurrimiento es de carácter torrencial _____ perenne _____ intermitente _____

Tipo y longitud máxima de los cuerpos flotantes _____

El período de lluvias en la región comprende los meses de _____ a _____
La precipitación media anual es de _____ mm.

Información adicional (erosión marginal, caídas, ubicación del cruce en una curva del cauce, curvas cercanas, etc.). _____

_____

_____

Geología superficial en el fondo _____
en la margen izquierda _____
en la margen derecha _____

El eje del trazo cruza en dirección normal _____ esviajado _____ a la corriente.
Angulo de esviajamiento _____

El paso actual de vehículos en la zona de cruce _____

_____

Si existen puentes cercanos al cruce sobre la misma corriente, proporcionar los datos siguientes:

a) Ubicación _____
b) Número y longitud de los claros _____
c) Altura media hasta la parte inferior de la superestructura _____
d) ¿Ha funcionado el puente a su máxima capacidad? _____
e) Area hidráulica del puente hasta el NAME _____
f) Area total bajo el puente _____
g) Antigüedad de la obra _____
h) Otros datos útiles a juicio del observador _____

_____

_____

II.- ESTUDIO HIDROLOGICO

Método aplicado _____

Información utilizada _____

_____

Se obtuvo un caudal máximo de _____ m^3/s, asociado a un período de retorno de _____ años.

Observaciones (fuente de información, confiabilidad, etc.). _____

_____

_____

III.- ESTUDIO HIDRAULICO

Nivel de aguas mínimas_____. Nivel de aguas máximas ordinarias _____
_____. Nivel de aguas máximas extraordinarias_____

Método aplicado_____

Secciones levantadas_____
_____
_____

Fecha de la creciente máxima que se consideró: _____

Gasto obtenido_____m^3/s; velocidad media máxima en el cruce_____ m/s; frecuencia del evento_____años; duración de la creciente_____

Observaciones (fuente de información, confiabilidad, etc.)._____
_____
_____

IV.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Se recomienda adoptar como. gasto de diseño_____m^3/s.

La longitud de la estructura podrá ser de_____m, con claros horizontales no menores de_____m. Se propone ubicarla del km _____ al km _____. Nota_____
_____
_____

Se recomienda un espacio libre vertical entre el NAME y el lecho inferior de la superestructura, de _____m mínimo. La velocidad máxima bajo la obra se estima será de_____ m/s y la sobreelevación de la superficie del agua será _____

Obras auxiliares, de protección, de encauzamiento, etc._____
_____
_____

Los materiales necesarios para la construcción del puente pueden ser adquiridos en _____que se ubica a_____km del sitio del cruce.

OBSERVACIONES_____
_____
_____
_____

México, D. F., de 1998.

CRUCE _____

CAMINO _____

TRAMO _____

Km _____

ORIGEN _____

ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA _____

MÉTODO DE VEN TE CHOW

Constantes de cálculo	Nomenclatura	Datos
Área de la cuenca (Km^2)	A	
Longitud del cauce principal (m)	L	
Pendiente media del cauce (%)	S	
Número de escurrimiento de Chow (adimensional)	N	
Precipitación media anual en la estación base (cm)	Pb	
Precipitación media anual en la cuenca (cm)	P	
Factor climatico Y = 2.78 P/ Pb	Y	
Tiempo de retraso (hr) $tp = 0.00505 (L/ S^{1/2})^{0.64}$	tp	

Tr = _____ años

d(min)	d(hr)	Y	Pb*	Peb*	X	d/tp	Z	Q
Tr = ____ años								

d= Duración de lluvia (hr)

I= Intensidad de lluvia (cm/hr)

$Pb^* = I\,d$ (cm)

$Peb^* = \frac{(Pb^* - 508/N + 508)^2}{(Pb^* - 2032/N - 20.32)}$ (cm)

X= Peb*/d Factor de escurrimiento

Z= Factor de reducción pico

Si d/tp $\geq$ 2, Z=1

Si d/tp $\geq$ 0.6; $Z = 0.6315(d/tp)^{0.6632}$

Si d/tp < 0.6 $Z = 0.7401(d/tp)^{0.9740}$

$Q = A\ X\ Y\ Z\ (m^3/s)$

CRUCE :_____

CAMINO :_____

TRAMO :_____

Km :_____

ORIGEN :_____

ESTACIÓN PLUVIOGRÁFICA _____

MÉTODO RACIONAL

Constantes de cálculo	Nomenclatura	Datos
Área de la cuenca (km^2)	A	
Longitud del cauce principal (km)	L	
Pendiente del cauce (decimales)	S	
Coeficiente de escurrimiento (adimensional)	C	
Tiempo de concentración (hrs)	tc	

$$tc = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}}$$

para

Tr =_____años

I =_____mm/ hr

$$Q = 0.278\ C\ I\ A = \ =_____ m^3/s$$

para

Tr =_____años

I =_____mm/ hr

$$Q = 0.278\ C\ I\ A = \ =_____ m^3/s$$

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

SISTEMAS DE CARGAS VIVAS PARA DISEÑO DE PUENTES

EXPOSITOR: DR. OCTAVIO A. RASCON CHAVEZ
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

DESARROLLO DE DOS MODELOS DE CARGAS VEHICULARES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES

Dr. Octavio A. Rascón Chávez *

1. Introducción

En este trabajo se desarrollan, utilizando criterios y métodos probabilísticos, **dos modelos de cargas vivas** que representen a los pesos muy grandes de los vehículos de carga que transitan en las carreteras de México, con el fin de proponerlos para realizar el diseño estructural de los puentes en México. Uno de ellos será aplicable a puentes que se ubiquen en **carreteras tipos A, B y C**, según la clasificación del reglamento mexicano sobre pesos y dimensiones, RPD (referencia 1); el otro servirá para puentes en **caminos alimentadores, o tipo D**.

Como se demuestra en el siguiente capítulo, la necesidad de contar con estos dos modelos radica en que el reglamento para diseño de puentes carreteros de la AASHTO (referencia 2), que se utiliza ampliamente en México, especifica un modelo de cargas vehiculares que, para los puentes en carreteras A, B y C, **subestima mucho** a los efectos mecánicos que producen los pesos reales más grandes de los vehículos articulados de carga que transitan en ellas (referencias 3 y 4), en tanto que los **sobrestiman ampliamente** en las tipo D (referencia 5), para los camiones de carga no articulados de mayor peso que circulan en ellas (los vehículos articulados no están autorizados por el RPD para circular en estas carreteras). Esto mismo ocurre al validar la aplicabilidad del modelo que establece el reglamento OHBDC, de Ontario, Canadá (referencia 6).

Por otra parte, en las referencias 3, 4 y 5 se demostró que los pesos máximos permitidos por el RPD para los ejes de los vehículos T3-S3, T3-S2-R4 y C3, también son insuficientes para realizar el análisis estructural de los puentes, ya que producen elementos mecánicos para diseño que son muy inferiores a los que ocasionan los vehículos homólogos muy pesados que transitan en las carreteras mexicanas (el RPD no fue formulado para este propósito).

2. Validación para el caso de México, de los reglamentos de la AASHTO y de Ontario

Con el fin de validar la aplicabilidad en México de los modelos de cargas vivas vehiculares, que especifican los reglamentos AASHTO y OHBDC, para realizar el análisis estructural de los puentes carreteros, se utilizó la información estadística sobre pesos y dimensiones vehiculares que captó la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT, durante 1993, 1994 y 1996, en 26 estaciones de aforo, acumulando 103 días de muestreo.

---

* *Coordinador de Desarrollo Tecnológico, Instituto Mexicano del Transporte, y Profesor en la División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*

Los datos básicos que se utilizaron corresponden a las **variables aleatorias peso bruto, pesos de cada eje y separaciones entre ejes**. Para el caso de las carreteras tipos A, B y C, se emplearon los datos correspondientes a los 20,258 vehículos articulados tipos T3-S3 y T3-S2-R4 muestreados, en tanto que para las carreteras alimentadoras se aprovecharon los datos de 18,779 camiones C3 (los C4 ya no serán autorizados en el próximo RPD, según se prevé).

Con el propósito de contar con elementos para verificar si los modelos de los dos reglamentos mencionados son aplicables a los casos de las carreteras mexicanas, se calcularon los momentos flexionantes máximos, M, y las fuerzas cortantes máximas, V, que cada vehículo de cada muestra le ocasiona a puentes, de diversas longitudes (15m, 30m, 45m y 60m de claro), idealizados como simplemente apoyados. Para realizar la enorme cantidad de cálculos, se desarrolló un programa de cómputo.

De esta manera, para cada longitud de puente se conformaron cuatro nuevas muestras que corresponden a las dos nuevas variables aleatorias **momento flexionante máximo y fuerza cortante máxima**: dos para los vehículos articulados y dos para los C3.

En la figura 1 se presentan los valores **más grandes** de los momentos flexionantes máximos que se obtuvieron, para cada longitud de puente, con los vehículos articulados, por una parte, y con los C3, por otra; asimismo, los que se calcularon al aplicar los sistemas de cargas concentradas de los modelos de cargas vivas, multiplicados por los respectivos factores de carga viva, de los reglamentos AASHTO y OHBDC. En la figura 2 se muestran los resultados correspondientes a las fuerzas cortantes máximas. En ningún caso se incluyen factores de efecto dinámico o impacto.

En ambas figuras se aprecia que, en efecto, para los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4, los valores reales más grandes de ambos tipos de elemento mecánico superan ampliamente a los de ambos modelos reglamentados de cargas vivas, por lo cual estos últimos no garantizan niveles de seguridad adecuados.

En el caso de los **momentos flexionantes**, los valores reales exceden a los reglamentarios de la AASHTO, entre un 31%, en claros de 15m, y un 71%, en claros de 45m, y a los del OHBDC del 23% al 29%. En el caso de las **fuerzas cortantes**, los excedentes son del 50% y 69%, respectivamente, con relación al AASHTO, y del 42% al 29% en relación al OHBDC.

Estas conclusiones justifican plenamente la necesidad de desarrollar un modelo de cargas vivas que ocasione, con un buen nivel de seguridad, elementos mecánicos máximos **para el diseño de los puentes en carreteras mexicanas, tipos A, B y C.**

Asimismo, en ambas figuras también se observa que, en efecto, los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos (elementos mecánicos) , que se obtienen al aplicar los sistemas de cargas concentradas de los modelos de cargas vivas de los dos reglamentos, son **bastante mayores** que los más grandes que se obtuvieron de las respectivas muestras de elementos mecánicos que producen los camiones C3, por lo cual su aplicación conduce a sobrediseñar los puentes en carreteras alimentadoras y a costos excesivos de construcción.

En el caso de los momentos, el modelo AASHTO sobrestima en 21% y 39% en claros de 15m y 45m, respectivamente, en tanto que el OHBOC lo hace en 29% y 83%. En el caso de las fuerzas cortantes, los respectivos niveles de sobrestimación del modelo AASHTO son 31% y 42%, en tanto que los del OHBDC son 39% y 86%.

Estas conclusiones confirman la necesidad de que se desarrolle también un modelo de cargas vivas que, al aplicarse a puentes, ocasione elementos mecánicos máximos para diseño que no sobrestimen exageradamente a los reales más grandes, sino que los excedan con un razonable nivel de seguridad, para no sobrediseñar las estructuras de los puentes que se localicen en las **carreteras alimentadoras de México.**

La formulación de los dos modelos de cargas vivas, uno para carreteras tipos A, B y C, y otro para las tipo D, con sus correspondientes factores de carga viva y de presencia múltiple, es la meta de este trabajo.

3. Metodología para diseñar los modelos de cargas vivas

Para llevar a cabo el diseño de los dos modelos de cargas vivas, se estableció la siguiente metodología.

1. Realizar el **diseño conceptual de cada modelo de cargas vivas.**
2. Calcular los **valores máximos** de los elementos mecánicos que son ocasionados por cada vehículo de la muestra en puentes de distintas longitudes idealizados como simplemente apoyados, para utilizarlos en los pasos 3 y 4 siguientes.
3. Realizar estudios estadísticos de las **correlaciones y regresiones** de los elementos mecánicos máximos con los pesos de los ejes y con las separaciones entre ellos, para identificar relaciones causa-efecto, en particular, cargas-elementos mecánicos, con el fin de justificar los diseños conceptuales y para validar la eficacia de los modelos que se desarrollen.
4. **Calcular, mediante métodos de carácter probabilístico, a cada modelo de cargas vivas vehiculares**, de manera que garanticen niveles de confiabilidad adecuados durante la vida útil de diseño. Posteriormente, **validar la eficacia de cada uno,** para garantizar que

pueden proponerse como recomendación o norma para el análisis estructural de puentes en México. Las metodologías particulares para integrar cuantitativamente cada modelo, se describen en los capítulos 4 y 5.

5. Para cada modelo, calcular o adoptar algunos elementos normativos complementarios que se relacionan con las cargas vehiculares, principalmente los **factores de carga viva** que se deben utilizar en cada una de las combinaciones de cargas que se establecen en el reglamento de la AASHTO, tanto para diseño como para revisar por estados límite de servicio y fatiga. Con esto se logra, por una parte, que dicho código pueda seguir siendo aplicable en México, pero cambiando su modelo de cargas vivas por los que se obtienen en este trabajo y, por otra, que los **sistemas de cargas nominales concentradas de los nuevos modelos sean congruentes** con los pesos brutos máximos que permite el RPD.

Para realizar el diseño conceptual de cada modelo de cargas vivas, se toma como punto de partida que todos los modelos que se incluyen en los reglamentos de otros países consideran **dos sistemas de cargas: uno de concentradas y otro de uniformemente repartida** (referencias 2, 6 y 8). El de **cargas concentradas** produce momentos flexionantes y fuerzas cortantes máximos en los puentes, que son equivalentes a los que ocasiona un vehículo muy pesado **que tiene una probabilidad muy baja de presentarse.** El de **carga uniforme** produce efectos que, sumados a los que ocasiona el sistema de cargas concentradas, son equivalentes a los que produce una secuencia de vehículos pesados, al circular en un carril, uno tras otro.

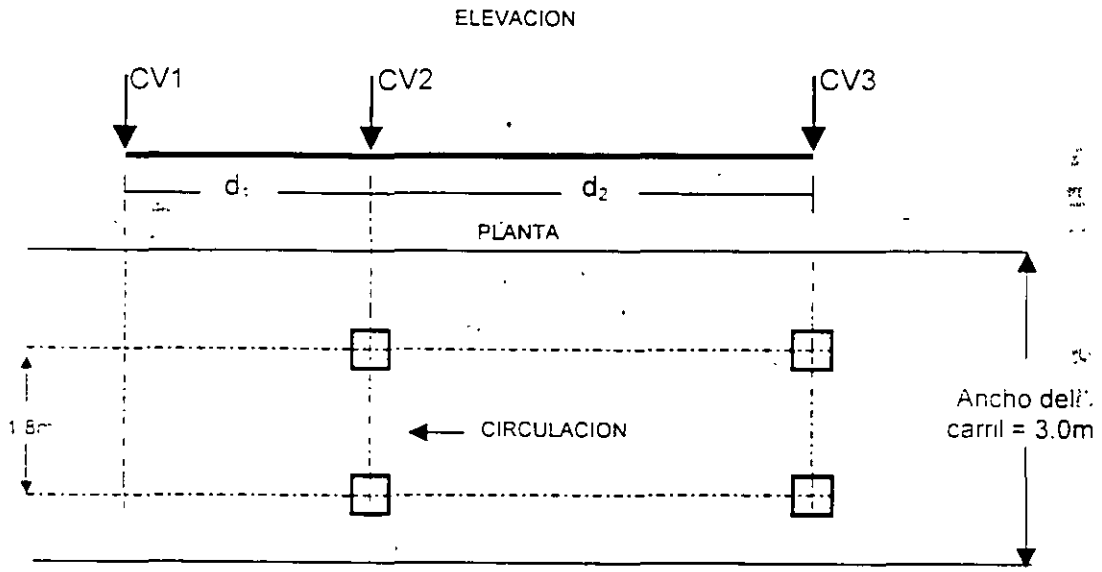
4. Diseño del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipos A, B y C

Para diseñar cuantitativamente el modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipos A, B y C, se consideró que en la referencias 3 y 4 se comprobó que los elementos mecánicos más grandes en estos puentes son ocasionados por los vehículos tipos T3-S3 y T3-S2-R4, por lo cual **sólo éstos se toman en cuenta.** Asimismo, se consideró que las cargas más grandes que estos vehículos transmiten a la estructura de un puente, se agrupan en los ejes de rodamiento que conforman tándems, tridems y dobles tándems.

Por lo tanto, como punto de partida para formular y calcular el sistema de cargas concentradas del modelo, **se planteó la hipótesis** de que el momento flexionante y la fuerza cortante máximos que cada vehículo le ocasiona a un puente simplemente apoyado, dependen fundamentalmente de las cargas totales (resultantes) de cada grupo de ejes y de la ubicación de sus líneas de

acción. En la sección 4.1 **se comprueba estadísticamente que esta hipótesis es correcta.**

Por otra parte, se toma en cuenta la conclusión de la referencia 3, en el sentido de que los elementos mecánicos más grandes calculados que producen a los puentes los vehículos T3-S3, muestreados en 1993, son muy parecidos a los que ocasionan los T3-S2-R4. Por esto, el diseño conceptual del **sistema de cargas concentradas** de este modelo se establece con una topología simple de sólo tres ejes de aplicación, creando así un **"vehículo virtual"** (no existe) que tiene un eje delantero, un intermedio y un trasero, según se muestra en la siguiente figura; el delantero corresponde al de igual posición en el tractor, el intermedio representa la carga total que se transmite por el tándem del tractor, y el trasero representa el peso total que baja por el tridem de los T3-S3 y por el doble tándem de los T3-S2-R4.



En esta figura los simbolos CV1, CV2 y CV3 representan a las **"cargas virtuales"** del **"vehículo virtual"**, y d_1 y d_2 son las distancias entre ellas; el cálculo de los valores que deben asumir estos componentes, de manera que se logren niveles de seguridad estructural adecuados a las condiciones reales del tránsito vehicular en México, es parte fundamental de este trabajo. Las dimensiones de las áreas de contacto (vista en planta) se determinan en función de las magnitudes de las cargas virtuales, de acuerdo con el reglamento de la AASHTO.

4.1 Estudios estadísticos de correlación y regresión. Justificación del modelo conceptual

Con el fin de verificar si la topología propuesta es adecuada y, posteriormente, calcular los valores que se les deben asignar a CV1, CV2 y CV3, se formularon

las siguientes **variables aleatorias**, en función de las variables aleatorias **pesos de los ejes**. PEi, donde i es el número del eje:

PE1 = peso del eje 1 (delantero)
PT1 = peso del tándem 1 (del tractor) = PE2 + PE3
PT2 = peso del "tándem" 2 (del trídem en los T3-S3 y del doble tándem en los T3-S2-R4) = PE4 + PE5 + PE6 + (PE7)

El nombre de PT2 se asigna arbitrariamente, para dar secuencia a la nomenclatura. Las cargas virtuales CV1, CV2 y CV3 se relacionan, respectivamente, con PE1, PT1 y PT2.

Para realizar los análisis estadísticos, es necesario calcular primero los valores que asumen PE1, PT1 y PT2 en cada vehículo de la muestra, conjuntando así muestras de dichas variables aleatorias.

Un propósito importante que se tuvo al calcular los elementos mecánicos máximos, adicional al que se indicó en el capítulo 2, fue realizar estudios de **regresión y correlación estadísticas** de éstos con los pesos de los tándems 1 y 2, para verificar si estos últimos pueden sustituir a las cargas de los grupos de ejes individuales que los conforman y, por tanto, **justificar** que el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas tenga sólo tres ejes de aplicación. En este proceso de análisis estadístico, se incluyó también a la separación DE3 entre las cargas PT1 y PT2 de cada vehículo, DE3.

De esta forma, se estableció un estudio de regresión y correlación lineal múltiples, en que el modelo matemático fue

$$M \text{ (o } V) = A + B\,PT2 + C\,PT1 + E\,DE3$$

en el cual A, B, C y E son coeficientes cuyos valores se determinan al calcular la regresión estadística para cada claro de puente; es decir, se obtiene una ecuación para cada una de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45 (el número a la derecha de M y V denota la longitud del puente). Asimismo, para cada uno de estos seis casos, se obtiene el coeficiente de correlación correspondiente.

Este estudio se realizó con las muestras de los tres años de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 conjuntando una sola

Las conclusiones fueron:

1. En todos los casos se obtuvo una **magnífica relación lineal**; como ilustración, basta señalar que los respectivos valores del coeficiente de correlación fueron 98.5, 99.1, 98.3, 98.1, 98.2 y 87.9 por ciento. Las ecuaciones que se obtuvieron al hacer los ajustes por mínimos

cuadrados, utilizando los valores de cada variable asociados a cada uno de los 20,258 vehículos de la muestra son:

$$M45 = 58.6 + 13.00\,PT2 + 4.09\,PT1 - 3.04\,DE3 \quad (1)$$
$$V45 = 6.61 + 1.12\,PT2 + 0.53\,PT1 - 0.29\,DE3 \quad (2)$$
$$M30 = 83.8 + 7.55\,PT2 + 2.73\,PT1 - 8.43\,DE3 \quad (3)$$
$$V30 = 12.9 + 0.97\,PT2 + 0.60\,PT1 - 1.14\,DE3 \quad (4)$$
$$M15 = 59.0 + 2.78\,PT2 + 0.53\,PT1 - 6.64\,DE3 \quad (5)$$
$$V15 = 22.9 + 0.66\,PT2 + 0.44\,PT1 - 1.97\,DE3 \quad (6)$$

2. Mediante diversos análisis de variancia, se determinó que PT2 es, con mucho, la variable aleatoria que más influye en cada uno de los elementos mecánicos; enseguida PT1 y DE3 (referencia 4). En la figura 3 se presenta, como ejemplo, la regresión lineal marginal de M45 con PT2, en la que se aprecia la magnífica relación que existe entre ellas; el coeficiente de correlación, R, en este caso, es 98%.

3. Los efectos de las cargas por eje de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 pueden modelarse muy bien utilizando las correspondientes resultantes PT1 y PT2, con lo cual **se comprueba que la topología que se propone para el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas es adecuada,** ya que estas dos variables y DE3 **son suficientes** para reproducir con suficiente precisión los elementos mecánicos máximos que producen ambos tipos de vehículos.

4. Por lo anterior, las magnitudes de las cargas virtuales CV2 y CV3 del modelo de cargas vivas, se pueden calcular mediante análisis probabilísticos de las variables aleatorias PT1 y PT2, respectivamente.

4.2 Desarrollo cuantitativo del modelo de cargas vivas

Como se indicó anteriormente, el modelo de cargas vivas vehiculares que se pretende desarrollar tiene dos sistemas de cargas:

> **El primero se conforma con tres cargas concentradas con diferentes magnitudes y separaciones entre sí; el segundo tiene una carga uniformemente distribuida que se aplica a lo largo del carril de circulación, el cual se asume de 3.0m de ancho. Ambas se aplican simultáneamente en las posiciones que ocasionen los efectos más desfavorables.**

Las magnitudes de todas las cargas virtuales se calculan aquí realizando diversos análisis probabilísticos de confiabilidad, en los que se establece un riesgo (probabilidad) muy pequeño de que sean excedidas en el lapso esperado de vida útil del puente, de manera que al aplicar las cargas que resultan, para diseño o revisión, se logre un nivel de seguridad estructural

razonablemente alto. Las separaciones entre las cargas concentradas se proponen mediante ajustes estadísticos.

El primer sistema se formula con sólo tres cargas para lograr un modelo simple de aplicar. y porque **se demostró** en el capítulo anterior que éstas son suficientes toda vez que los pesos de los grupos de ejes que transfieren las cargas más altas a los puentes se pueden representar por sus resultantes, que se denominaron PT1 y PT2, ya que los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que producen los vehículos reales T3-S3 y T3-S2-R4 están fuertemente correlacionados con las magnitudes que asumen PT1 y PT2. La tercer carga representa al peso del eje delantero del vehículo virtual, PED.

4.2.1 Metodología para integrar cuantitativamente el modelo

Con el fin de determinar qué valores asignarles a cada una de las variables aleatorias que participan en el modelo de cargas vivas y quede definido éste en términos cuantitativos, como parte de esta investigación se ideó la siguiente metodología.

1. Con base en los datos correspondientes a las variables PT1, PT2 y PED que intervienen en el modelo,. determinar y calcular las leyes de probabilidades que pueden representar adecuadamente el carácter aleatorio de cada una, con el fin de utilizarlas para realizar los respectivos análisis probabilísticos de riesgos de excedencia.

2. Con base en las leyes de probabilidades que se asignen, calcular los valores que corresponden a PED, PT1 y PT2, de manera que éstos sólo sean rebasados en un lapso de vida útil de diseño del puente de 50 años (escogido como razonable) con una **probabilidad muy baja**, es decir, que el riesgo sea muy pequeño. Los resultados que así se obtengan serán los valores de las **cargas virtuales** que integren el sistema de cargas concentradas garantizando un nivel de confiabilidad adecuado, las cuales se denotan como CV1. CV2 y CV3, respectivamente.

3. Asignar, con base en los resultados de los análisis estadísticos de las separaciones entre los ejes, los dos valores de las separaciones, d_1 y d_2 que se propongan entre las cargas.

4. Con el fin de **valorar la eficacia del sistema de cargas concentradas**, determinar y calcular con los datos de las respectivas muestras, las leyes de probabilidades que pueden representar razonablemente a las variables aleatorias **momentos flexionantes** (M15. M30 y M45) y **fuerzas cortantes** (V15, V30 y V45) **máximos.**

5. Con base en las leyes de probabilidades que se establezcan en el paso 4, calcular los valores de dichas variables que corresponden a una probabilidad pequeña de que **sean excedidos en un periodo de 50 años.** Esta probabilidad es igual a la que se utilice en el paso 2 para estimar a CV1, CV2 y CV3.

6 Calcular los valores esperados de los elementos mecánicos máximos, usando las ecuaciones de las respectivas regresiones múltiples (ecuaciones 1 a 6), haciendo PT1=CV2, PT2=CV3 y DE3=D.

7. Aplicar a los mismos puentes el sistema de cargas concentradas del modelo, con el fin de validarlo al comparar los resultados con los determinados en los puntos 5 y 6. En caso necesario, hacer ajustes.

8. Calcular el **factor de carga viva vehicular básico** y generar el **sistema de cargas concentradas nominales** del modelo. Asimismo, generar los factores de carga viva para las diferentes combinaciones de carga que conforman los diversos estados límite para diseño y servicio.

9 Calcular, mediante un procedimiento de simulación estocástica, la **magnitud de la carga virtual uniformemente repartida**, que constituye el segundo sistema de cargas del modelo.

10 Validar el modelo completo de cargas vivas vehiculares.

Vale la pena señalar que esta metodología puede ser aplicada en otros países que cuenten con la información estadística del tránsito de los vehículos pesados; asimismo, dado que el patrón de las flotas vehiculares puede cambiar con el tiempo, sobre todo si los controles de pesos y dimensiones se hacen intensiva y eficazmente, la metodología propuesta se puede aplicar periódicamente para evaluar el modelo con nuevos datos estadísticos y, en su caso, modificarlo para actualizarlo

4.2.2 Cálculo del sistema de cargas concentradas

Mediante diversos análisis de bondad de ajuste de algunos modelos teóricos probabilísticos, a las distribuciones empíricas de frecuencias relativas acumuladas que se calcularon con todos los datos de las variables aleatorias PT1 y PT2, se determinó que la **distribución de Weibull** (referencia 7) resultó la más razonable en ambos casos (referencias 4 y 9). Todos los cálculos se realizaron con el paquete de cómputo MINITAB.

En la figura 4 se muestran ambos casos trazados en escalas de Weibull; el cálculo de las rectas que representan a las distribuciones de probabilidades acumuladas de Weibull, se realizó con el método de mínimos cuadrados. En ella se observa que en valores pequeños de PT1 y PT2 el ajuste no es bueno, pero en el rango de valores medianos a grandes (de 18t y 20t en adelante, respectivamente), se tienen muy buenos ajustes de dicha ley de probabilidades (los valores muy grandes son los de interés para diseño).

Para calcular el valor de cada carga virtual, CV2 y CV3, mediante los análisis probabilísticos de riesgo, se tomó la decisión de que el **periodo de no excedencia** de las cargas para diseño de los puentes sea de **50 años**, con lo cual se logra un nivel de seguridad razonablemente alto. Si se deseara otro, sería fácil recalcular ambas cargas.

Tomando en cuenta la cantidad de vehículos y los lapsos de muestreo, se estimó frecuencialmente la probabilidad de excedencia correspondiente. Al considerar que la muestra tiene 20,258 vehículos registrados en 103 días, el número de vehículos y la probabilidad de excedencia en 50 años son, respectivamente, 3,589,403 y 2.78×10^{-7}, y el valor correspondiente de PT1 es CV2 = 44 4t.

Para calcular el valor de la carga virtual CV3, se realizó un análisis semejante al anterior, con la distribución de probabilidades acumuladas de Weibull que se ajustó a PT2, habiéndose obtenido CV3 = 71.2t. Vale la pena señalar que si se hubiese tomado una probabilidad de excedencia de 10^{-7} (casi el triple de vehículos) los valores de PT1 y PT2 cambiarían muy poco (1.8%), siendo iguales a 45.2t y 72.5t, respectivamente.

Para calcular el valor de la carga virtual CV1, se hicieron análisis probabilísticos de riesgo con la variable aleatoria PED, utilizando las distribuciones de Weibull, normal y log-normal, resultando los ajustes poco satisfactorios en el rango de valores grandes, para la probabilidad de excedencia de 2.78×10^{-7}, con estas dos últimas se obtienen los percentiles 8.1t y 10.9t, respectivamente. Para el modelo se tomó CV1 = 9t.

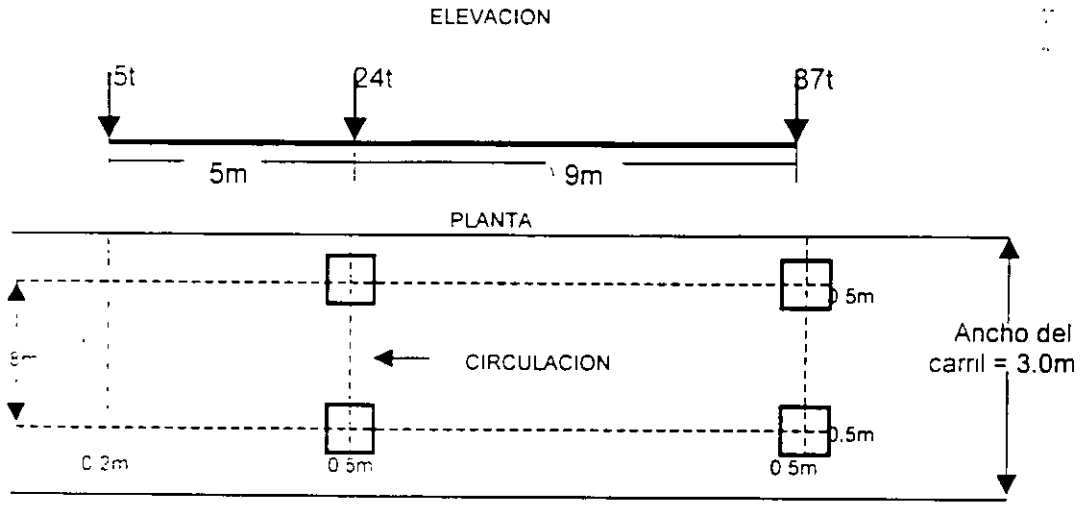
Para establecer las distancias d_1 y d_2 del sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas, se utilizaron los promedios que se calcularon con las muestras de las separaciones de los ejes vehiculares involucrados en cada caso; con ellos se determinó que d_1 = 5m y d_2 = 9m.

4.2.3 Determinación del sistema de cargas concentradas nominales y de los factores de carga viva

Los valores de las cargas virtuales antes calculados son los que se utilizarían para el análisis estructural; sin embargo, para que el modelo sea congruente con los criterios de diseño por **estados límite**, que prevalecen en los reglamentos para diseño de puentes, en los que intervienen factores de carga y de resistencia, es necesario reducirlos dividiéndolos entre el **factor de carga viva básico** que se determinará a continuación, y generar así el **sistema de cargas concentradas nominales** del modelo de cargas vivas.

Tomando como valor nominal el peso bruto vehicular máximo que permite el RPD, redondeado a las unidades, de 66t, y considerando que la suma de las cargas virtuales es 124.6t, se obtiene que el **factor de carga viva básico** es el cociente del segundo entre el primero, o sea 1.88, el cual, redondeado a una decimal, es 1.9.

Dividiendo entre 1.88 a las cargas virtuales, redondeando a las unidades y ajustando a que la suma sea 66t, se obtiene que las cargas nominales son P_1 = 5t, P_2 = 24t y P_3 = 37t. Con las mitades de estos valores se calcularon las áreas de aplicación en cada lado de los ejes virtuales, utilizando la fórmula que propone la AASHTO. Por tanto, el **sistema de cargas concentradas nominales del modelo de cargas vivas** queda con la siguiente topología:



Este sistema de cargas debe multiplicarse por el **factor de carga viva que le corresponda a cada estado límite** que se utilice en el proceso de diseño de la estructura de cada puente, siendo el valor básico de 1.9 el aplicable a la combinación de cargas denominada en el reglamento de la AASHTO como "**Resistencia I**"; a partir de éste se calcularon (referencia 4) los **factores de carga viva para las demás combinaciones de cargas que se involucran en los otros estados límite**, mismos que aparecen en la columna sombreada de la tabla 1.

TABLA 1 – FACTORES DE CARGA

Tipos de carga → / Estados límite	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use éstas, una a la vez EQ	IC	CT	CV
Resistencia - I	γ_p	1.9	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia – II	γ_p	1.5	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia – III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia – IV EH, EV, ES, DW Sólo DC	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
Resistencia – V	γ_p	1.5	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Evento extremo – I	γ_p	0.55	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
Evento extremo – II	γ_p	0.55	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
Servicio – I	1.00	1.2	1.00	0.30	0.30	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio – II	1.00	1.6	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20			-	-	-	-
Servicio – III	1.00	1.0	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Fatiga, LL, IM y CE solamente	-	0.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Los estados límite y la notación utilizados en la tabla 1 son los del reglamento AASHTO: en particular, LL = carga viva vehicular, IM = efecto dinámico de la carga viva, CE = fuerza centrífuga vehicular, BR = fuerza de frenado, PL = carga viva peatonal, LS = sobrecarga de la carga viva.

4.2.4 Presencia múltiple de cargas vivas

En los diversos reglamentos que existen para el diseño estructural de puentes, es aceptable multiplicar por factores iguales o menores que uno a los sistemas de carga viva, cuando éstos se aplican a más de un carril simultáneamente; en el actual reglamento de la AASHTO se especifica un factor de 1.2 al aplicarse a un solo carril

En virtud de que las magnitudes de las cargas que se calcularon aquí para el modelo de cargas vivas, corresponden a una probabilidad de excedencia adoptada como aceptable en una sola línea de tránsito, no se requiere incrementar la carga viva cuando se utiliza un solo carril. Por consiguiente, se propone utilizar los factores de presencia múltiple señalados en la tabla 2, los cuales se adoptaron del reglamento OHBDC, por corresponder a probabilidades de excedencia razonablemente pequeñas, según se demostró en la referencia 4.

Tabla 2. Factores de presencia múltiple

Número de líneas cargadas	Factor de presencia múltiple, "m"
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6 o más	0.55

4.2.5 Validación del sistema de cargas concentradas

Para validar la eficacia de este sistema de cargas concentradas, utilizando el factor de carga viva básico de 1.9, se compararon los resultados de su aplicación en puentes con claros de 15m a 45m, con los elementos mecánicos de los tres casos siguientes.

1. Con los valores reales más grandes que se obtuvieron con la muestra.
2. Con los valores máximos esperados en 50 años, que resultan de diversos análisis probabilísticos de confiabilidad (referencia 4).
3. Con los valores que se predicen con las ecuaciones 1 a 6 de regresión múltiple antes calculadas.

Para la validación 2, se ajustaron leyes de probabilidades de Weibull a las distribuciones de frecuencias acumuladas que se calcularon con las muestras de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45, como las que se presentan en la figura 5. Con ellas se calcularon los valores máximos esperados correspondientes a la probabilidad de excedencia de 2.78×10^{-7}, los cuales aparecen en la tabla 3, junto con los demás elementos mecánicos del proceso de validación

En la tabla 3 se aprecia que los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas **son mayores**, entre 0.4% y 7.2%, que los valores reales más altos y que los que se predicen con los análisis probabilísticos y de regresión múltiple (que aparecen sombreados), excepto en el caso de M45 en que dicho sistema subestima ligeramente, en 1.9%, al máximo real, por lo que se concluye que este sistema de cargas es **satisfactorio** (este pequeño déficit se compensa luego con la carga uniforme).

Tabla 3. Validación del modelo. Caso 3

Elemento mecánico	Máximos Reales	Predicción con regresión múltiple	Predicción con modelo probabilístico	Sistema de cargas concentradas	Diferencia máxima
M45, t-m	1174	1132	1122	1152	-1.9%
M30, t-m	685	663	673	688	0.4%
M15, t-m	232	219	245	264	7.8%
V45,t	108	107	105	113	4.6%
V30,t	96	98	97	107	7.0%
V15,t	83	72	80	89	7.2%

4.2.6 Cálculo de la carga uniformemente distribuida

Con el fin de calcular el valor de la carga virtual uniformemente repartida, qu conforma la segunda parte del modelo de cargas vivas, se diseñó y realizó u proceso de simulación **estocástica de la ocurrencia secuencial de vehículo pesados** sobre un solo carril de un puente, tomando tres vehículos, uno tra otro, muy cercanos entre sí, de acuerdo con el procedimiento señalado en referencia 4 El total de tercias generadas fue de 132.

Al calcular los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que cad tercia de vehículos le ocasiona a cada puente, tomando claros de 15, 30, 45 y 6 metros, se obtuvieron gráficas, ecuaciones de regresión e intervalos d predicción del 95% de nivel de confianza como la que se muestra en la figura (en la que aparecen los elementos mecánicos máximos de cada caso, versus logaritmo de la probabilidad de que los tres vehículos de cada tercia excedan valor del peso del tándem 2 que cada uno tiene. En todos los casos se logra regresiones con coeficientes de correlación lineal de 59 a 70% (referencia 4).

Para calcular el valor de la carga virtual uniformemente distribuida, ω', se emple la probabilidad de excedencia de 2.74×10^{-7}, que es la misma que se utilizó par el sistema de cargas virtuales concentradas; asimismo, para incrementar l confiabilidad al valor de cada elemento mecánico calculado con las ecuacione de regresión, se le agregó la semiamplitud del intervalo de predicción del 95% d nivel de confianza Con cada uno de los momentos flexionantes y fuerza cortantes se calculó el valor de ω' y se adoptó el mayor. Al dividir éste entr el factor de carga viva básico de 1.9, se llegó a que la carga uniforme nomina ω, vale 0.5t/m para puentes con claros inferiores a 60m.

Para extender la aplicación del modelo para **claros de 60 a 90 metros**, s realizaron ajustes de curvas de segundo grado a cada uno de los elemento

mecánicos máximos de las secuencias de vehículos, en el intervalo de claros de 15 a 60m. y se extrapolaron hasta 90m.

Con los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que resultaron, se calcularon los valores de ω para distintas longitudes, y se determinó la siguiente ecuación:

$$\omega = 0.5 + (L - 60)/60, \quad \text{si} \quad 60m < L \leq 90m \qquad (7)$$

donde L es la longitud del claro (referencia 4).

En las figuras 7 y 8 se muestran los elementos mecánicos que resultan al aplicar el modelo completo de cargas vivas. En los cálculos se utilizó el factor de carga de 1.9 para ambos sistemas de carga y los factores de impacto de 1.33 y 1.0 para los de cargas concentradas y uniforme, respectivamente.

4.2.7 Efecto dinámico de la carga viva vehicular; fuerzas centrífuga y de frenado

Con el fin de tomar en cuenta la amplificación dinámica que ocurre en el puente cuando los vehículos ruedan sobre superficies rugosas, con ondulaciones o baches, o con discontinuidades entre la carpeta de la carretera y la losa del puente o entre diversos tramos de puente, lo cual ocasiona impactos sobre la estructura y vibraciones de ésta, es necesario que las cargas vehiculares (o sus efectos) se multipliquen por un factor que se denomina **factor de impacto**.

En este trabajo se propone utilizar, para los dos modelos de cargas vivas, los mismos valores, criterios y excepciones que se especifican en el reglamento vigente de la AASHTO, en su sección 3.6.2, para incorporar el efecto dinámico.

En tal caso, las cargas estáticas establecidas en los dos sistemas de cargas concentradas aquí desarrollados, deben multiplicarse por el **factor de impacto**, FI:

$$FI = (1 + IM/100) \qquad (8)$$

en donde IM representa el **efecto dinámico**, el cual asume los valores señalados en la siguiente tabla.

Tabla 4 – Efecto dinámico

Componente	IM, %
Losas con juntas, en todos los estados límite	75
Otros componentes: - Fatiga y estado límite de fractura - Todos los otros estados límite	 15 33

Para componentes enterrados y puentes de madera se especifican otros valores. En el caso del subsistema de **carga uniforme**, se considera que IM = 0, o sea, FI = 1.

En adición a lo anterior, es recomendable que se revise si la estructura del puente, al vibrar por el paso de los vehículos, sufre desplazamientos verticales que sobrepasen a los que son confortables o preocupantes para los conductores y los peatones. En el reglamento canadiense OHBCD se establecen las gráficas que se muestran en la figura 9; la **deflexión estática, d,** se calcula utilizando sólo el sistema de cargas concentradas del modelo correspondiente, situado en el centro del claro, donde su efecto sea mayor, sobre una sola línea de tránsito. Los valores aceptables son los que coinciden con la curva correspondiente a cada caso o están por debajo de ella.

4.2.8 Validación final del modelo.

Para realizar la validación final del modelo aquí desarrollado, se tomaron como **casos extremos** los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes que se predicen con las distribuciones de Weibull que se calcularon para los 2,603 vehículos T3-S2-R4 únicamente, muestreados durante 103 días (figuras 10 y 11), asociados a la probabilidad de excedencia de 2.15×10^{-6}, que corresponde a un periodo de 50 años y al número esperado de este tipo de vehículos en ese lapso, de acuerdo con la muestra completa (referencia 4). Estos son los casos extremos porque los valores que se obtienen son mayores que los que se predicen al conjuntar la muestra de estos vehículos con la de los T3-S3.

En la figura 12 se muestran los momentos flexionantes que se obtienen al aplicar el modelo, con **factor de carga** de 1.9, con ambos sistemas de carga y **factores de impacto** de 1.33 y 1.0 para las cargas concentradas y uniforme, respectivamente; asimismo, se presentan los valores extremos afectados por el factor de impacto de 1.33, identificados como "*máximo maximorum*", notándose una gran coincidencia entre las respectivas poligonales; por lo que **el modelo cubre satisfactoriamente esta situación.**

En dicha figura se comparan también ambos resultados con los que resultan de aplicar los modelos de cargas vivas que establecen los reglamentos europeo (referencia 8), americano (AASHTO-94) y canadiense (OHBOC); en ellas se aprecia que estos dos últimos quedan muy por debajo, por lo que son inadecuados para aplicarse en México, y que el primero queda por arriba, salvo en L = 30m

En la figura 13 se presentan los valores relativos de los momentos flexionantes de los mismos casos anteriores, con respecto a los que arroja el modelo aquí propuesto. En ella se confirma que el **modelo propuesto cubre muy bien los casos extremos** (máximo maximorum), con diferencias que van de +12, –3, –1 y +2 por ciento para longitudes de 15, 30, 45 y 60 metros, respectivamente.

Por otra parte, en la misma figura se nota que los momentos flexionantes que se obtienen al aplicar el reglamento AASHTO-94, tienen **déficits** superiores al 20%, en tanto que con el OHBCD éstos son mayores, del 30% al 40%. En contraste, los resultados del Eurocódigo son parecidos a los del modelo propuesto en longitudes de 15 y 30m, y un poco mayores, hasta del 10%, en 45 y 60m.

En lo que se refiere a las fuerzas cortantes, en la figura 14 se muestran los resultados. En ella se aprecia que los valores del modelo propuesto superan un poco a los máximos maximorum, **por lo que son muy satisfactorios**; asimismo, se aprecia que los resultados de aplicar los modelos de carga viva de los reglamentos americano y canadiense **están muy por debajo** de éstos, lo cual confirma que **no son adecuados** para aplicarse en México, en tanto que el Eurocódigo da valores inferiores en 15, 30 y 45 metros, y superiores en 60m

Asimismo, en la figura 15 se muestran las fuerzas cortantes relativas con respecto a las que resultan del modelo aquí propuesto, en la que se aprecia que este modelo da resultados por arriba de los máximos maximorum entre 3 y 5 por ciento, por lo que son muy razonables.

Por su parte, el Eurocódigo subestima en 12% y 9% a los máximos maximorum asociados a 15 y 30m, da casi exacto en 45m y sobrestima en 7% en 60m. En contraste el AASHTO proporciona valores por debajo de los máximos maximorum, entre 21% y 30%, y el OHBDC arroja resultados deficitarios entre 32% y 42%.

Como conclusión, las evaluaciones realizadas al modelo de cargas vivas vehiculares aquí desarrollado,arrojaron resultados muy satisfactorios, por brindar un nivel de seguridad suficientemente alto, y lo acreditan como adecuado para ser usado en la práctica profesional para el análisis estructural de los puentes que se ubiquen en carreteras tipos A, B y C de México.

Por tanto se recomienda que para el diseño de las estructuras de los puentes, en carreteras tipos A, B y C, se utilice el reglamento de la AASHTO, **pero cambiando el modelo de cargas vivas vehiculares, los factores de carga viva y los factores de carriles múltiples por los que se generaron en este trabajo.**

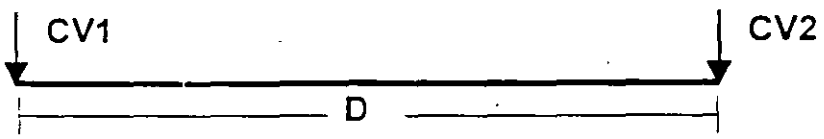
5. Diseño del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras alimentadoras

Como punto de partida para diseñar el subsistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipo D, **se planteó la hipótesis** de que el momento flexionante y la fuerza cortante máximos que cada vehículo le ocasiona a un puente, dependen fundamentalmente de la carga total

(resultante) que baja por los dos ejes traseros del tándem; **estadísticamente se comprobó que esta hipótesis es correcta.**

Por esto se decide que el sistema de cargas concentradas tenga una topología simple, de dos ejes de aplicación únicamente, creando así un **"vehículo virtual"** (no existe, pero modela a uno real), que tiene un eje delantero y sólo un trasero; el delantero corresponde al de igual posición en el camión, en tanto que el trasero representa el peso total que baja por el tándem (referencias 5 y 10).

Por tanto, se propone que el **sistema de cargas concentradas** tenga la siguiente topología:



En esta figura los símbolos **CV1** y **CV2** representan a las **"cargas virtuales"** del **"vehículo virtual"**, y **D** es la distancia entre ellas; el cálculo de los valores que deben asumir estos componentes, de manera que se logren niveles de seguridad estructural adecuados, considerando las condiciones reales del tránsito de vehículos C3 muy pesados en las carreteras alimentadoras de México, es parte fundamental de este trabajo. Las dimensiones de las áreas de contacto (vistas en planta) de las cargas virtuales, se determinan en función de sus magnitudes, de acuerdo con el reglamento e la AASHTO.

5.1 Estudios estadísticos de correlación y regresión múltiples. Justificación del modelo conceptual

Con el fin de verificar si la topología que se propone para el sistema de cargas concentradas es adecuada y, posteriormente, calcular los valores que se les deben asignar a CV1 y CV2, para cumplir con la meta de obtener niveles de seguridad adecuados, se formularon las siguientes variables aleatorias, en función de los **pesos de los ejes**, PEi, donde i es el número del eje:

PE1 = peso del eje 1 (delantero)
PT = peso del tandem = PE2 + PE3

Las cargas virtuales CV1 y CV2 se relacionan, respectivamente, con PE1 y PT, y se calculan en la sección 5.2.1

Para realizar los análisis estadísticos, es necesario calcular primero los valores que asumen PE1 y PT en cada vehículo C3 de la muestra, conjuntando así muestras de dichas variables aleatorias.

Como siguiente paso, se calcularon los momentos flexionantes y fuerzas cortantes Máximos que cada vehículo de la muestra le ocasiona a puentes de 15, 30 y 45m de claro, idealizados como vigas simplemente apoyadas, los cuales se denotan como M15, M30, M45, V15, V30 y V45, respectivamente. Para sistematizar los cálculos de estos elementos mecánicos, se diseñó una base de datos y se elaboró un programa de cómputo.

Asimismo, con el propósito inicial de verificar si el peso del tándem puede representar adecuadamente a las dos cargas que lo conforman, con el fin de calcular los elementos mecánicos para diseño, y para luego validar la eficacia del sistema de cargas concentradas, se formularon las variables aleatorias **"momento flexionante máximo, M" y "fuerza cortante máxima, V"**, y se calcularon los valores que éstas asumen al cargar un puente con cada vehículo C3 de la muestra, utilizando los pesos de sus tres ejes. Esto se hizo para puentes simplemente apoyados de 15m 30m y 45m de claro, generándose muestras que corresponden a estas nuevas variables.

Con estas nuevas muestras se realizaron los estudios de regresión y correlación lineal múltiples, en los que el modelo matemático fue

$$M \text{ (o } V) = A + B\,PT + CPE1 + E\,DE1$$

en el cual A, B, C y E son coeficientes cuyos valores se determinan al calcular las regresiones estadísticas para cada claro de puente; es decir, se obtiene una ecuación para cada una de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45. Asimismo, para cada uno de estos seis casos, se calcula el coeficiente de correlación lineal correspondiente. Las ecuaciones que se obtuvieron al hacer los ajustes por mínimos cuadrados, utilizando los datos de cada variable, asociados a cada uno de los 18,779 vehículos C3 de la muestra, son:

$$M45 = 14.6 + 10.9PT + 8.02PE1 - 2.29DE1 \quad (9)$$
$$M30 = 13.6 + 7.16PT + 4.61PE1 - 2.32DE1 \quad (10)$$
$$M15 = 12.5 + 3.39PT + 1.22PE1 - 2.32DE1 \quad (11)$$
$$V45 = 0.8 + 0.99PT + 0.78PE1 - 0.10DE1 \quad (12)$$
$$V30 = 1.1 + 0.98PT + 0.73PE1 - 0.16DE1 \quad (13)$$
$$V15 = 1.8 + 0.96PT + 0.54PE1 - 0.33DE1 \quad (14)$$

Las conclusiones fueron las siguientes:

1. En todos los casos se obtuvo una magnífica relación lineal; como ilustración basta señalar que los diferentes valores del coeficiente de correlación fueron superiores a 99.80%. Por lo mismo, con estas seis ecuaciones se pueden predecir los valores que se espera asuman los elementos mecánicos máximos que corresponden a la terna de valores PT=CV2, PE1=CV1 y DE1=D; por lo tanto, serán utilizadas en la sección 5.2.4, para realizar una de las evaluaciones del sistema de cargas concentradas.

2. Mediante diversos análisis de variancia (referencia 5), se determinó que, en efecto, PT es la variable aleatoria que **más influye** en cada uno de los elementos mecánicos. Por lo tanto, el peso del tándem puede representar en el modelo a las cargas de los dos ejes que lo conforman. En las figuras 16 y 17 se presentan, como ejemplos, las regresiones lineales marginales de M45 y V45 con PT, en las que se aprecia la magnífica relación que existe entre ellas: el coeficiente de correlación, en estos casos, es 99%.

Con estas conclusiones se comprueba que el diseño conceptual del sistema con sólo dos cargas concentradas es adecuado; por lo tanto, las magnitudes de las cargas virtuales CV1 y CV2 se pueden calcular **mediante análisis probabilísticos** de las variables aleatorias PE1 y PT, respectivamente.

5.2 Cálculo y validación del subsistema de cargas concentradas

Con el fin de calcular los valores que deben asignarse a cada una de las tres variables aleatorias que participan en el sistema de cargas vivas, para que quede definido éste en términos cuantitativos, se adaptó a este caso la metodología que se describe en el capítulo 4, quedando de la siguiente manera:

1. Utilizando los datos de las variables peso del tándem, PT, y peso bruto, PB, determinar las leyes de probabilidades que pueden representar adecuadamente el carácter aleatorio de cada una

2. Con base en las leyes de probabilidades que se asignen, calcular los valores CV2 y PBV que corresponden a PT y PB, respectivamente, de manera que éstos sólo puedan ser rebasados en un lapso de vida útil del puente con una probabilidad muy baja que se establezca; es decir, que el riesgo de excedencia sea muy pequeño y la confiabilidad muy alta. Con éstos se obtiene luego a CV1, mediante la ecuación: CV1 = PBV – CV2.

3. Asignar con base en análisis estadísticos de las separaciones entre los ejes el valor de la separación, D, que se proponga entre las dos cargas

4. Escalar las cargas virtuales, multiplicándolas por un factor reductivo igual a 0.788, que resulta de dividir el valor máximo del peso bruto que permite el RPD para camiones C3 en carreteras alimentadoras (20.5t) entre el que autoriza para carreteras principales (26.0t), ya que los datos vehiculares fueron captados en estas últimas y el subsistema de cargas se utilizará en las primeras. Con esto se obtienen nuevos valores de CV1 y CV2.

5. Calcular el **factor de carga viva vehicular básico** y generar el **sistema de cargas concentradas virtuales nominales** del sistema, en congruencia con el peso bruto máximo establecido en el RPD para vehículos C3 en carreteras alimentadoras (20.5t). Con esto se obtienen los valores nominales de CV1 y CV2.

6. Con el fin de valorar la eficacia del subsistema, determinar las leyes de probabilidades que pueden representar razonablemente el carácter aleatorio de las variables **momentos flexionantes** (M45, M30 y M15) y **fuerzas cortantes** (V45, V30 y V15) **máximos** que producen las cargas de los vehículos C3 de la muestra en los puentes simplemente apoyados de 45, 30 y 15m de claro.

7. Determinar los valores de cada una de dichas variables que corresponden a una probabilidad muy pequeña de que **sean excedidos en el lapso previsto de vida útil del puente**. Esta probabilidad es igual a la que se utilice para calcular a CV1, CV2 y PBV, en el punto 2

8 Calcular los valores de los mismos elementos mecánicos, empleando las ecuaciones de las respectivas regresiones múltiples, haciendo PT = CV2, PE1 = CV1 y DE1 = D (valores de las cargas virtuales nominales) y multiplicando los resultados por el factor de carga viva básico.

9 Aplicar a los mismos puentes, referidos en el punto 4, el sistema de cargas virtuales nominales concentradas, calcular los elementos mecánicos máximos y multiplicarlos por el factor de carga viva básico; aplicar los resultados comparándolos con los determinados en los puntos 7 y 8 En caso necesario, hacer ajustes al sistema.

10 Calcular la magnitud de la **carga virtual uniformemente repartida,** que constituye el segundo sistema de cargas del modelo, mediante un proceso de simulación estocástica.

11. Comparar los resultados de aplicar el modelo de cargas vivas vehiculares que aquí se desarrolla, con los que se obtienen al utilizar los que se especifican en los reglamentos de la AASHTO-94 y CHBDC incorporando en cada caso los factores de carga viva y de impacto respectivos

5.2.1 Cálculo de los componentes CV1, CV2 y D, del sistema de cargas concentradas

Mediante diversos análisis de bondad de ajuste de algunos modelos teóricos probabilísticos, a las distribuciones empíricas de frecuencias relativas acumuladas de los datos de las variables aleatorias PB y PT, se determinó que la **distribución de Weibull** resultó la más razonable en ambos casos (referencia 5)

Como ilustración, en las figuras 18 y 19 se muestran en escalas de Weibull, los casos de las variables PT y PB, respectivamente, para la muestra total. En ellas se aprecia que las respectivas distribuciones de probabilidades acumuladas de Weibull, representadas por las líneas rectas que se calcularon por mínimos cuadrados, se ajustan muy bien en el rango de valores grandes de ambas variables (del percentil 50 en adelante), que es el de interés para calcular las cargas virtuales.

Con el propósito de que el diseñador pueda seleccionar una de varias opciones de cantidades, N, de vehículos C3 que se espera transiten sobre un puente dado, **durante la vida útil del mismo**, se tomaron cuatro casos: 10,000, 100,000, 1,000,000 y 10,000,000. Mediante asignación frecuencial, a los valores más grandes de PT en cada caso les corresponden, respectivamente, probabilidades de excedencia (de que sean iguales o mayores), P = Prob(PT ≥ CV2) = 1/N de 10^{-4}, 10^{-5}, 10^{-6} y 10^{-7} (el valor de N es un parámetro de proyecto). En la siguiente tabla se presentan los valores de CV2 y PBV, que se calculan con las respectivas distribuciones de Weibull, para estas probabilidades (riesgos); los valores de CV1 se obtienen mediante la resta PBV - CV2.

N	P	CV2, t	PBV, t	CV1=PBV-CV2, t
10^{4}	10^{-4}	42.9	49.3	6.4
10^{5}	10^{-5}	46.0	52.8	6.8
10^{6}	10^{-6}	48.6	55.8	7.2
10^{7}	10^{-7}	51.0	58.5	7.5

A la separación D se le asignó el valor de 6m, con base en el promedio que se calculó de las distancias del eje 1 al punto medio entre los ejes 2 y 3, de todos los camiones C3 de la muestra, que resultó de 6.3m.

Debido a que la mayor parte de la información estadística utilizada corresponde a vehículos C3 que circulaban por carreteras principales (tipos A y B), en las cuales el peso bruto máximo permitido en el RPD es de 26t, es necesario

convertir los valores de las cargas virtuales que se obtuvieron en las secciones anteriores, en otros que tengan congruencia con el peso bruto máximo que se autoriza en las carreteras alimentadoras, de 20.5t; para hacer esto, se decidió escalar a los ya obtenidos, multiplicándolos por la relación 20.5/26 = 0.7885, con lo cual se obtienen los siguientes nuevos valores de PBV, CV1 y CV2:

p	PBV, t	CV1, t	CV2, t
10^{-4}	38.87	5.05	33.82
10^{-5}	41.63	5.36	36.27
10^{-6}	44.00	5.68	38.32
10^{-7}	46 12	5.91	40.21

5.2.2 Determinación del sistema de cargas concentradas nominales y de los factores de carga viva básicos

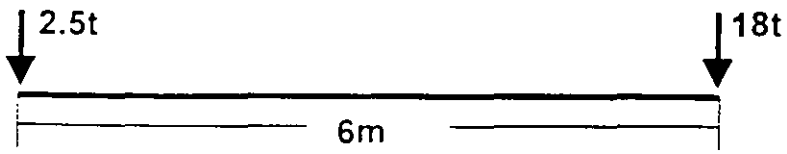
Debido a que los factores de carga se aplican multiplicándolos por las **cargas nominales**, con el fin de tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene sobre las magnitudes máximas que eventualmente asumirán las cargas reales, debido a su aleatoriedad, es necesario calcular los valores que les corresponden a los **factores de carga viva básicos** que se utilizarán con el sistema de cargas concentradas aquí propuesto para darle congruencia con el proceso de diseño de puentes mediante métodos que se basen en los estados límite de resistencia y servicio

Precisamente, los valores antes calculados para las cargas virtuales **tienen ya incorporado el efecto de la incertidumbre** antes mencionada, toda vez que se asocian a probabilidades de excedencia que se consideraron razonablemente pequeñas Por otra parte como ya se dijo, el valor nominal del peso bruto vehicular máximo establecido en el RPD es de 20.5t, para carreteras alimentadoras

Por tanto ,al dividir los pesos brutos de la tabla anterior entre 20.5t, se obtienen los **factores de carga viva básicos**, FCV, que corresponden a cada probabilidad de excedencia, y a cada N, que se muestran en la tabla siguiente junto con las **nuevas cargas virtuales (nominales),** que resultan de dividir a las últimas que se calcularon en la sección 5.2.1 entre cada factor de carga.

N	P	FCV	CV1, t	CV2, t
10^{4}	10^{-4}	1.90	2.66	17.84
10^{5}	10^{-5}	2.03	2.64	17.86
10^{6}	10^{-6}	2.15	2.64	17.82
10^{7}	10^{-7}	2.25	2.63	17.87

Al comparar los distintos valores de CV1, se aprecia que son muy similares entre sí, al igual que los de CV2. Por tanto, para conformar el **subsistema de cargas concentradas nominales**, es suficiente con un solo valor de cada carga virtual. Por conveniencia nemotécnica y por la precisión que se justifica en los cálculos de los elementos mecánicos, se decidió redondear el valor de CV2 a 18t y el de CV1 a 2.5t, por lo cual dicho sistema queda establecido como se muestra en la siguiente figura.



Con el fin de tener una fórmula para calcular el factor de carga viva básico FCV, en función del número esperado N, de vehículos C3 que se espera transiten sobre un puente en el lapso de vida útil que se establezca, se ajustó la ecuación de una línea recta que aporta valores de FCV cercanos o iguales a los de la tabla anterior, la cual es:

$$FCV=1.55+0.1 \log N \qquad (15)$$

o, en términos de P:

$$FCV=1.55-0.1 \log P \qquad (16)$$

Con esto, los dos primeros valores de FCV cambian ligeramente a 1.95 y 2.05, respectivamente

Cada una de estas cargas corresponde a un eje del vehículo virtual, por lo que, para los fines procedentes según el reglamento AASHTO, se dividen en dos partes iguales que corresponden a llantas separadas 1.8m, dentro de un carril de 3.0m de ancho. Las áreas de aplicación de las cargas de cada llanta se calculan con la fórmula que para tal efecto da el reglamento antes señalado.

Este sistema de cargas o sus efectos, deben multiplicarse por el **factor de carga viva que le corresponda** a cada **estado límite** que se utilice en el proceso de diseño de la estructura de cada puente, siendo los valores básicos antes calculados, los aplicables a la combinación de cargas denominada en el

reglamento de la AASHTO como **"Resistencia I".** A partir de éstos se calcularon, en la referencia 5. los factores de carga viva para las otras combinaciones de cargas establecidas en dicho código, mismos que aparecen en la tabla 5, para los distintos estados límite.

Tabla 5 – Factores de carga viva

Estado Límite	Factores de carga viva			
	Si $N=10^4$	Si $N=10^5$	Si $N=10^6$	Si $N=10^7$
Resistencia – I	1 95	2.05	2.15	2.25
Resistencia – II	1.50	1.58	1.66	1.73
Resistencia – V	1 50	1.58	1.66	1.73
Evento extremo – I	0.57	0.60	0.62	0.65
Evento extremo – II	0.57	0.60	0.62	0.65
Servicio – I	0.92	1.15	1.31	1 43
Servicio – II	1.20	1.50	1.70	1.86
Servicio – III	0 74	0.93	1.05	1.15
Fatiga	0 84	0.88	0.92	0.97

5.2.3 Presencia múltiple de cargas vivas

En la Tabla 6 se presentan los factores de presencia múltiple que se proponen para este modelo de cargas vivas

Tabla 6 - Efecto de carriles múltiples

Número de lineas cargadas	**Factor de presencia múltiple, "m"**
1	1.00
2	0.80

La propuesta del factor para dos lineas cargadas, de 0.80, se respalda aquí por el hecho de que es suficientemente baja la probabilidad de que en los dos vehículos que circulan en cada uno de los carriles **se exceda, simultáneamente,** la carga viva que se usa para un solo carril multiplicada por 0.8. En efecto de acuerdo con la distribución de probabilidades de Weibull para PT, y considerando que la excedencia en cada vehículo es estadísticamente independiente de la excedencia en el otro, la probabilidad de que esto suceda es el producto de las probabilidades de excedencia de cada uno, o sea, el cuadrado de una de ellas, por ser iguales entre sí.

En tal caso, se tiene que la carga viva reducida CV2', asociada al factor de carga de 2.25, sería 18 X 2.25 X 0.8 = 32.4t, para el vehículo virtual de cada carril; por lo tanto, utilizando la distribución de Weibull de PT, se obtiene que la probabilidad de excedencia de este valor es de 3.28×10^{-4}, cuyo cuadrado es 1.07×10^{-7}, que es casi igual a la de excedencia de CV2 = 18 X 2.25 = 40.5t en un solo carril que, como se recuerda, es de 10^{-7}.

5.2.4 Validación del subsistema de cargas concentradas

Con el fin de validar la eficacia del sistema de cargas concentradas, de acuerdo con las etapas 6 a 9 de la metodología propuesta en este capítulo, se realizaron las tres comparaciones siguientes de los **elementos mecánicos máximos** que se obtienen al aplicarlo, semejantes a las tres efectuadas para validar el modelo anterior (sección 4.2.5)

En las figuras 20 y 21 se presentan las comparaciones del caso 1. En ambas se aprecia que los resultados del sistema de cargas concentradas superan a los más grandes reales, por lo cual se califican como **satisfactorios**.

Para realizar la segunda validación, se llevaron a cabo análisis probabilísticos de riesgo de excedencia de los momentos flexionantes máximos, M15, M30 y M45, y de las fuerzas cortantes máximas, V15, V30 y V45. Como primer paso para ello, se ajustaron leyes de probabilidades de Weibull a las distribuciones de frecuencias relativas acumuladas que se calcularon con los datos asociados a estas variables aleatorias. Como ejemplo, en la figura 22 se presentan las gráficas de los casos de M15, M30 y M45 y, en la figura 23, la de V45.

Con estas distribuciones de probabilidades, se calcularon los valores de cada variable correspondientes a las probabilidades de excedencia de 10^{-4}, 10^{-5}, 10^{-6} y 10^{-7}, a los cuales, en el sistema de cargas concentradas, corresponden los factores de carga viva básicos de 1.95, 2.05, 2.15 y 2.25, respectivamente. Los resultados son los **valores máximos esperados** que se asocian a cada probabilidad de excedencia

En las figuras 24 y 25 se comparan algunos de los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas del modelo, con los valores **máximos esperados**; en ellas se observa que, en todos los casos, los valores del sistema son ligeramente mayores que los esperados, por lo cual éste es **satisfactorio**.

Por otra parte algunos resultados del proceso de validación correspondiente al caso 3 se presentan en las figuras 26 y 27 En ellas se aprecia, para cada factor de carga viva básico, que los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas son mayores entre 1.5 y 11.5 por ciento, que los que se predicen con las ecuaciones 9 a 14 que se obtuvieron con el análisis de regresión

múltiple, por lo que también se concluye que este sistema de cargas es **satisfactorio.**

En conclusión, las tres validaciones realizadas al sistema de cargas concentradas aquí desarrollado, conducen a establecer que **éste es adecuado** para el análisis estructural de puentes en las carreteras alimentadoras de México

5.2.5 Cálculo del sistema de carga uniformemente distribuida

Con el fin de incorporar en el sistema de cargas vivas, las acciones que corresponden al caso de que en una línea de circulación de un puente transiten, muy cercanos entre sí, uno tras otro, varios vehículos C3 pesados, se realizó un proceso de **simulación estocástica, tipo Monte Carlo,** en el cual se consideró la ocurrencia de dos vehículos consecutivos en una línea del tránsito (referencia 5) Con los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que se obtienen con la simulación, se calcula el valor que le corresponde a la **carga virtual uniformemente repartida que los produce**.

Para llevar a cabo el proceso de selección aleatoria de cada par de vehículos, se efectuó un muestreo sobre una colección parcial de camiones C3, de las muestras de los años 1993-94 y 1996 por separado; los vehículos a muestrear fueron los 300 más pesados de cada una. El muestreo se realizó utilizando una tabla de números aleatorios para seleccionar a cada vehículo que sería incorporado a cada secuencia de dos

Para realizar la simulación y calcular a la carga uniforme, se generó el procedimiento que se describe en la referencia 5.

Al calcular los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que cada pareja de vehículos le ocasiona a cada puente, tomando claros de 15, 30, 45 y 60 metros, y seleccionar el valor más grande de cada elemento mecánico, se calcularon las gráficas, ecuaciones de regresión, errores de predicción, S, y coeficientes de correlación R semejantes a la que se muestra en la figura 28. En ella aparecen los **valores mas grandes de cada caso**, versus el **logaritmo base** 10 **de** la **probabilidad**, P, **de que los dos** vehículos de cada pareja excedan simultáneamente el valor del peso del tándem que cada uno tiene. En todos los casos se logran regresiones con coeficientes de correlación lineal de 84.1 a 92.7% (referencia 5)

Para calcular el valor de la carga virtual uniformemente distribuida, se emplearon las mismas probabilidades de excedencia que se utilizaron para cuantificar el sistema de cargas virtuales concentradas; asimismo, para incrementar la confiabilidad, al valor de cada elemento mecanico calculado con las ecuaciones

de regresión, se le agregó la semiamplitud del intervalo de predicción del 95% de nivel de confianza.

Con el propósito de que al aplicar el modelo de cargas vivas, los elementos mecánicos que producen los sistemas de cargas concentradas y uniformemente distribuida, se amplifiquen multiplicando su suma por el mismo factor de carga viva, según corresponda a cada combinación de cargas, el valor que se calcula se divide entre dicho factor, dando como resultado a la **carga uniforme nominal**, ω.

En la figura 29 se muestran los momentos flexionantes máximos que se calcularon, para cada probabilidad de excedencia utilizada, P, y cada longitud de puente, con las ecuaciones de las rectas ajustadas, más la mitad del intervalo de predicción del 95% de nivel de confianza.

En dicha figura se observa que para claros de 15, 30 y 45m, el sistema de cargas concentradas da momentos más grandes que los de la simulación, por lo cual **no se requiere** agregar carga uniforme. Por su parte, para L = 60m sí se tienen valores mayores en la simulación; los valores de la carga uniforme nominal, ω, calculada para cada probabilidad de excedencia, se presentan en una tabla más adelante, siendo el mayor de 0.06 t/m.

Asimismo, en la figura 30 se muestran las fuerzas cortantes máximas que se calcularon para cada probabilidad de excedencia, junto con las correspondientes al sistema de cargas concentradas. En ella se aprecia que las secuencias de vehículos producen efectos mayores que los del sistema de cargas concentradas sólo en longitudes de 45 y 60m.

En la siguiente tabla se presentan los valores calculados de la carga uniforme nominal que se requeriría aplicar junto con el sistema de cargas concentradas, para lograr, entre ambos, las fuerzas cortantes máximas que producen las secuencias de vehículos, siendo el mayor de 0.13 t/m.

N	P	FCV	Con V45 ω, t/m	Con V60 ω, t/m	Con M60 ω, t/m
10^{-4}	10^{-}	1.95	0.05	0.08	0.02
10^{-5}	10^{-}	2.05	0.07	0.10	0.04
10^{-6}	10^{-}	2.15	0.10	0.12	0.05
10^{-7}	10^{-}	2.25	0.11	0.13	0.06

Con base en estos resultados, se decidió tomar ω = 0.06 t/m para calcular los momentos flexionantes en puentes con claros mayores a 45m, y ω = 0.13 t/m para obtener las fuerzas cortantes en claros de más de 30m.

6. Comparaciones con otros modelos de cargas vivas

En las figuras 31 y 32 se presentan los valores relativos de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes totales que se obtienen al aplicar el modelo de cargas vehiculares, y se comparan con los que resultan con otros modelos de cargas vivas. En ellas se observa que tanto los de AASHTO 94 y OHBDC, como el desarrollado en el capítulo 4, para aplicarse en carreteras primarias y troncales, **sobrestiman** mucho los valores requeridos para diseño de puentes en carreteras alimentadoras.

En la figura 31 se observa que el canadiense sobrestima entre 13% en claros de 15m hasta 90% en claros de 60m; el de la AASHTO, entre 39% y 124%, y el de la referencia 3, entre 81% y 169%.

Asimismo, en la figura 32 en que se comparan las gráficas de las fuerzas cortantes relativas se aprecia que el modelo de OHBDC sobrestima entre 25% y 78%; el de la AASHTO, entre 50% y 181%; y el del capítulo 4, entre 115% y 163%.

Como ayudas de diseño para aplicar este modelo de cargas vivas, se pueden usar las curvas de resultados que se presentan en las figuras 33, para momentos flexionantes, y 34, para fuerzas cortantes, totales máximos, para el nivel de confiabilidad (o factor de carga viva básico) que se escoja. En ellas se utiliza un factor de impacto de 1.33 para el sistema de cargas concentradas y de 1.0 para la carga uniformemente distribuida.

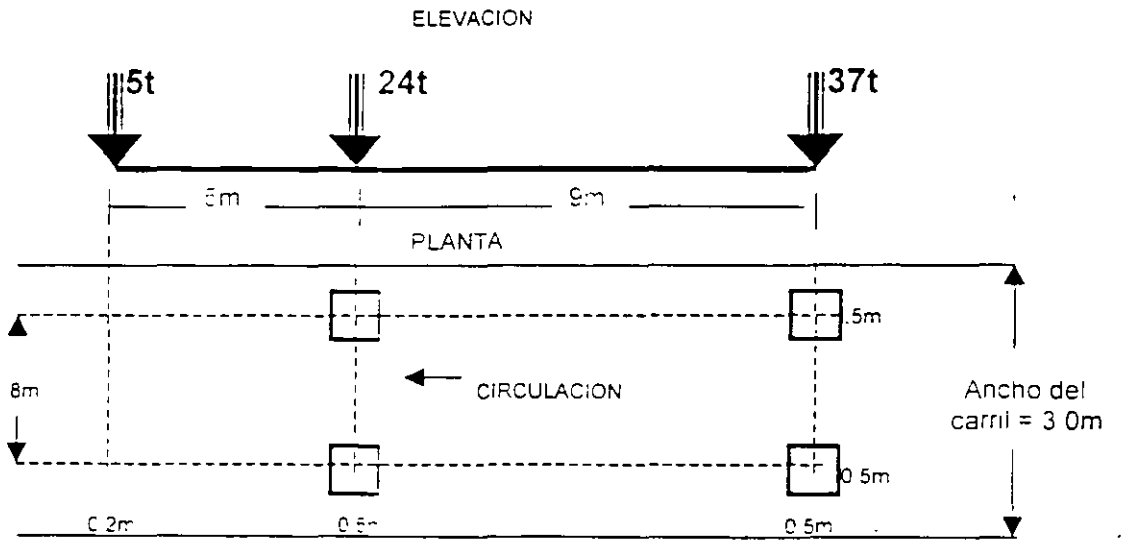
7. Sistemas de cargas vivas vehiculares: conclusión y recomendación

7.1 Conclusión

Los modelos de cargas vivas vehiculares que fueron desarrollados en este trabajo, se proponen para el análisis estructural de puentes que se ubiquen en las carreteras de México, utilizando métodos de diseño que consideran estados límite de resistencia, servicio y fatiga. Fueron validados satisfactoriamente y cada uno queda conformado con dos sistemas de cargas, que se aplican en un solo carril de tres metros de ancho, en las posiciones más desfavorables, y cuyos efectos son aditivos. Ellos son:

A) Para puentes en carreteras tipos A, B y C:

1) **Sistema de cargas concentradas nominales** aplicadas en tres ejes virtuales:



2) **Carga nominal uniformemente distribuida** ω con los siguientes valores.

$\omega = 0.5$ t/m si $L \leq 60$m

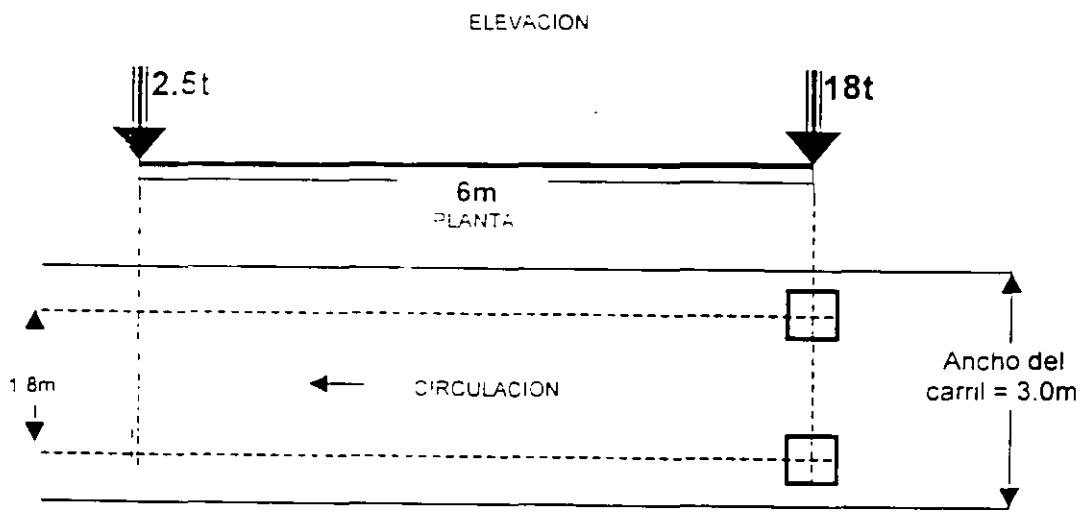
$\omega = 0.5 + (L - 60)/60$ si $60 < L \leq 90$m

Factor de impacto = 1

Los valores del factor de carga viva se obtienen de la tabla 1, los de carriles múltiples de la tabla 2 y los del **factor de impacto** se calculan con la ecuación 8 y la tabla 4.

B) Para puentes en carreteras tipo D:

1) **Sistema de cargas concentradas nominales**, aplicadas en dos ejes virtuales



2) **Carga nominal uniformemente distribuida**, ω, con los siguientes valores:

Para momentos flexionantes: $\omega = 0$, si $L \leq 45m$
$\omega = 0.06$ t/m, si $L > 45m$

Para fuerzas cortantes: $\omega = 0$, si $L \leq 30m$
$\omega = 0.13$, si $L > 30m$

Factor de impacto = 1

Los valores del factor de carga viva se obtiene de la tabla 5, los de carriles múltiples de la tabla 6 y los del **factor de impacto** se calculan con la ecuación 8 y la tabla 4.

7.2. Recomendación

Por todo lo señalado en esta publicación, se recomienda seguir utilizando en México el reglamento vigente de la AASHTO para el diseño estructural de puentes en carreteras mexicanas, **pero cambiando su sistema de cargas vivas vehiculares por los modelos desarrollados en este trabajo, según sea el tipo de carretera, con sus respectivos factores de carga viva, impacto y presencia múltiple.**

8. Referencias

1. **Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdiccion Federal.** Diario Oficial, 4 de septiembre de 1995.

2 **LRFD Bridge Design Specifications**. AASHTO, EUA, 1ª Ed., 1994.

3 Rascón, O A.; Barousse, M. y Ventura, G., **Análisis Normativo y Estadistico de Cargas Vivas en Puentes en México**. Publicación Técnica No. 97, Instituto Mexicano del Transporte (IMT), 1997.

4. Rascón, O. A. **Modelo de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes en México**, Publicación Técnica No. 118, Instituto Mexicano del Transporte. 1999.

5. Rascón, O A.. **Sistema de cargas vivas Vehiculares para Diseño de Puentes en Carreteras Alimentadoras**, Publicación Técnica No. 130, Instituto Mexicano del Transporte. 1999.

6. **Ontario Highway Bridge Design Code**. Ministry of Transportation. Ontario, Canadá. 3ª Ed., 1991.

7. Miller, I. y Freund, J.E., **Probability and Statistics for Engineers**. Ed. Prentice Hall.

8. **Eurocode 1, Basis of Design and Actions on Structures, Part 3. Traffic Loads on Bridges**. European Committee for Standarization, Bélgica, 1995.

9. Rascón, O A., **Desarrollo de un Modelo de Cargas Vivas para Diseño de Puentes en México** Revista Ingeniería Civil, No. 366, octubre 1999.

10. Rascón, O.A., **Sistema de Cargas Vehiculares. Diseño de Puentes**, Revista Ingeniería Civil, No. 369, enero 2000.

Martes 20 de Junio de 2000

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ESTRUCTURAS ESTUDIOS DETALLADOS: ESTRUCTURALES

EXPOSITOR: ING. AMILCAR GALINDO SOLORZANO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

ELECCION DEL CRUCE

La determinación del lugar en que la carretera cruzará el río es una parte muy importante de un proyecto carretero, ya que de su adecuada elección dependerá el buen funcionamiento del conjunto carretera-puente, tanto en lo relativo al servicio que presta, como al aspecto ingeniería (técnico) del mismo. Para lograr esto se deberá tomar en cuenta la economía general del camino y un balance adecuado de los problemas de alineamiento, movimiento de tierras, operación de la ruta, funcionamiento hidráulico y geología de la zona.

La ubicación del cruce depende principalmente de los siguientes factores:

a) Alineamiento general del camino.
b) Aspecto hidráulico.
c) Aspecto topográfico.
d) Aspecto geológico.

a) Alineamiento general del camino. El lugar del cruce está determinado fundamentalmente por el alineamiento general del camino ya que el alejarnos de éste ocasionará mayores gastos de construcción y mayores tiempos de recorrido. Así pues, se seleccionará entre aquellas secciones que sean adecuadas para el cruce desde los puntos de vista hidráulico, topográfico, geológico, etc., que se ajusten lo más posible al alineamiento general del camino. El rango de ajuste al alineamiento no es un dato determinado sino que está en función del balance entre el costo del puente y de los tramos de acceso necesarios. Debe considerarse también el tipo de camino, ya que de su importancia depende que pueda o no alejarse del alineamiento general, puesto que para volúmenes bajos de tránsito como los que se presentan en caminos de tipo social o de penetración económica, tal vez no sea muy importante el aumento en el tiempo de recorrido como en el caso de un camino con altos volúmenes de tránsito.

b) Aspecto hidráulico El puente como obra de drenaje deberá permitir salvar el río en todo tiempo sin ocasionar problemas en el funcionamiento hidráulico del mismo, por lo que es recomendable elegir para el cruce un tramo del río que nos proporcione cierta certeza de que no se afectará notablemente dicho funcionamiento.

Para esto es necesario tomar en cuenta los siguientes factores al elegir el cruce:

b.1) Tramo del río con cauce recto en las inmediaciones del cruce, ubicado éste lo más alejado posible de curvas aguas arriba o abajo, pero principalmente de las aguas arriba. Esto es con el fin de que la estructura no quede en zonas que puedan ser erosionadas por el cambio de dirección del agua. (Fig. 1).

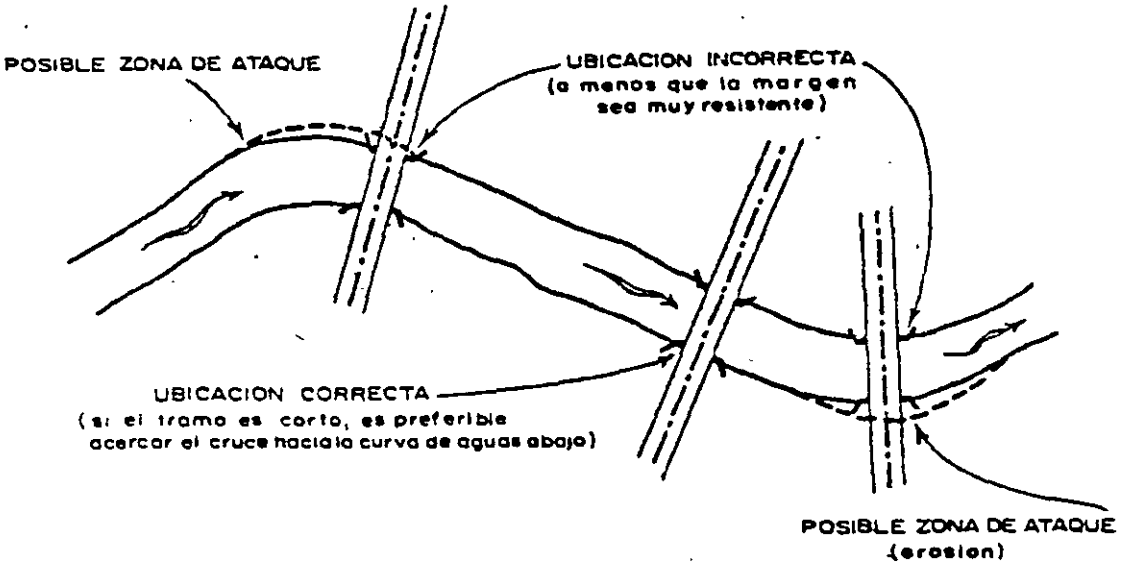


Figura 1

b2) Sección de cruce estable, es decir que no sea propensa a sufrir erosiones laterales que hagan que el cauce cambie de ubicación. (Fig. 2).

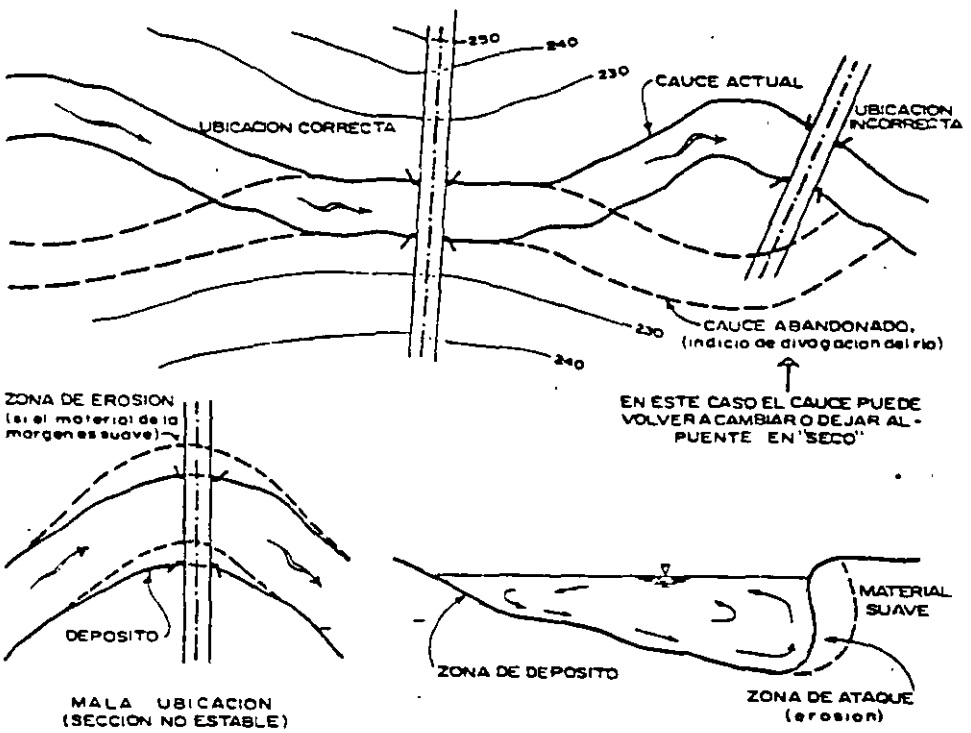


FIGURA 2

b.3) Tramo del río que no tenga desbordamiento o llanuras de inundación. (Fig. 3).

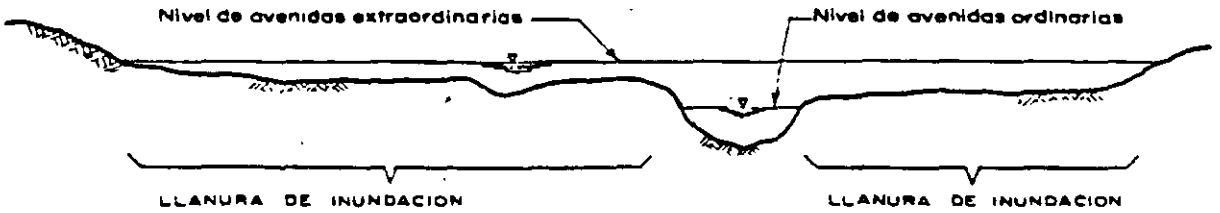


FIGURA 3

b.4) Tramo con pendiente longitudinal uniforme, es decir, sin rápida ni remanso para que no se presenten erosiones o depósitos bajo de la estructura. (Fig. 4).

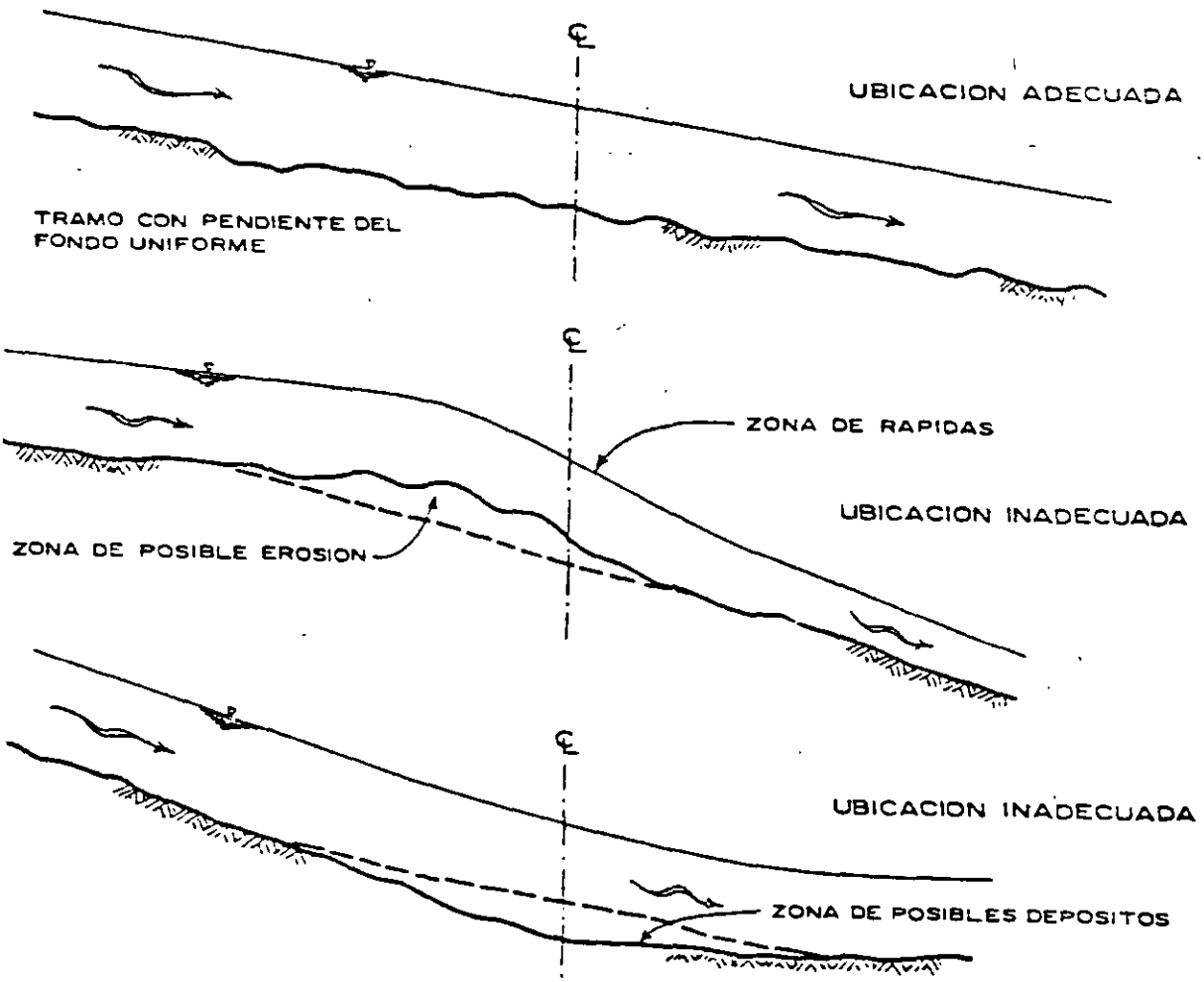


FIGURA 4

En la medida en que estas condiciones no se cumplan los problemas del cruce aumentarán y podrá requerir de obras complementarias (de defensa o encauzamiento) que harán que los costos de la estructura aumenten.

c) *Aspecto topográfico* Con relación al aspecto topográfico, la ubicación del puente debe ser tal que el volumen de cortes y terraplenes sea el mínimo posible, con lo cual se busca lograr un menor costo de construcción y conservación; así mismo convendrá observar que las caracteristicas geométricas sean las adecuadas para asegurar el buen funcionamiento de la carretera.

Cuando se cruza una corriente pequeña será necesaria una obra menor y el cruce comúnmente estará definido por el trazo general del camino requiriéndose a veces sólo pequeñas modificaciones locales para mejorar algunos cruces en particular. Esto es diferente cuando se trata de cruzar una corriente importante ya que el costo de la estructura probablemente será elevado en comparación con el costo del camino por lo que se deberá buscar el sitio de la corriente en donde la obra resulte más económica haciendo necesario, para lograr esto, un análisis de costos de construcción y conservación entre las alternativas que puedan plantearse para el cruce.

Los factores a tomar en cuenta son los siguientes:

c.1) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas horizontales de entrada y salida que sean muy forzadas (Fig. 5).

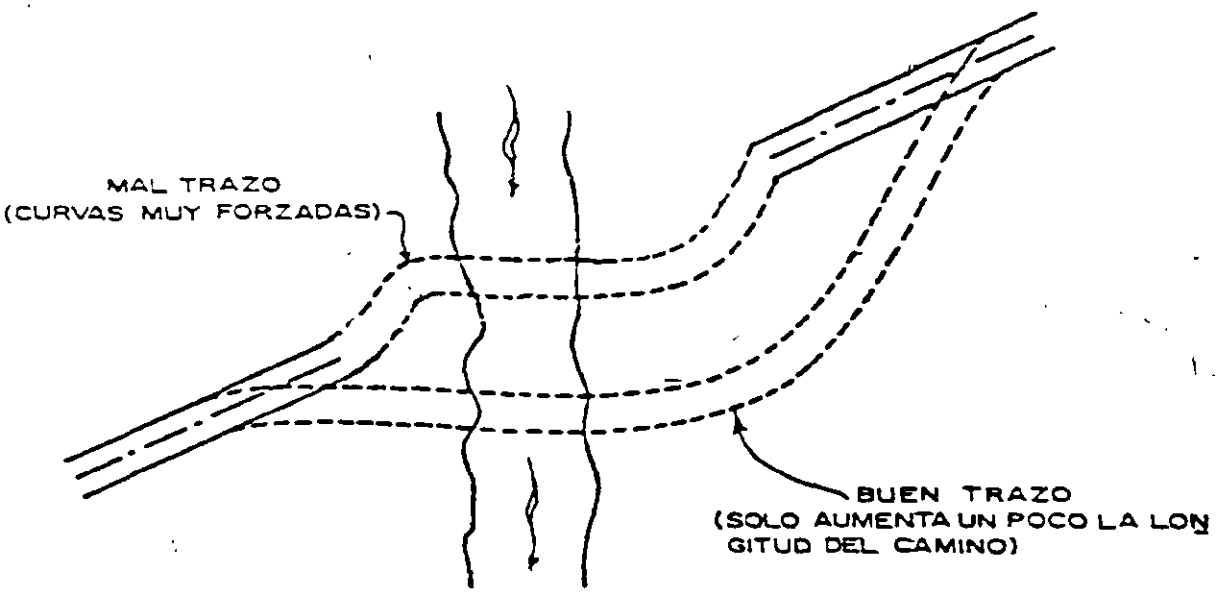


FIGURA 5

El mejorar el alineamiento puede requerir mayores longitudes de camino y por tanto mayores costos. Sin embargo, si estos costos no son excesivamente mayores que los del trazo original deberá preferirse el que mejora el alineamiento.

Es recomendable que la carretera cruce en forma perpendicular al río ya que esto reduce la longitud del puente cuyo costo es más elevado. sin embargo no se debe descartar el análisis de obras esviajadas con las que se puede lograr mejores trazos y menores longitudes de camino (FIG. 6)

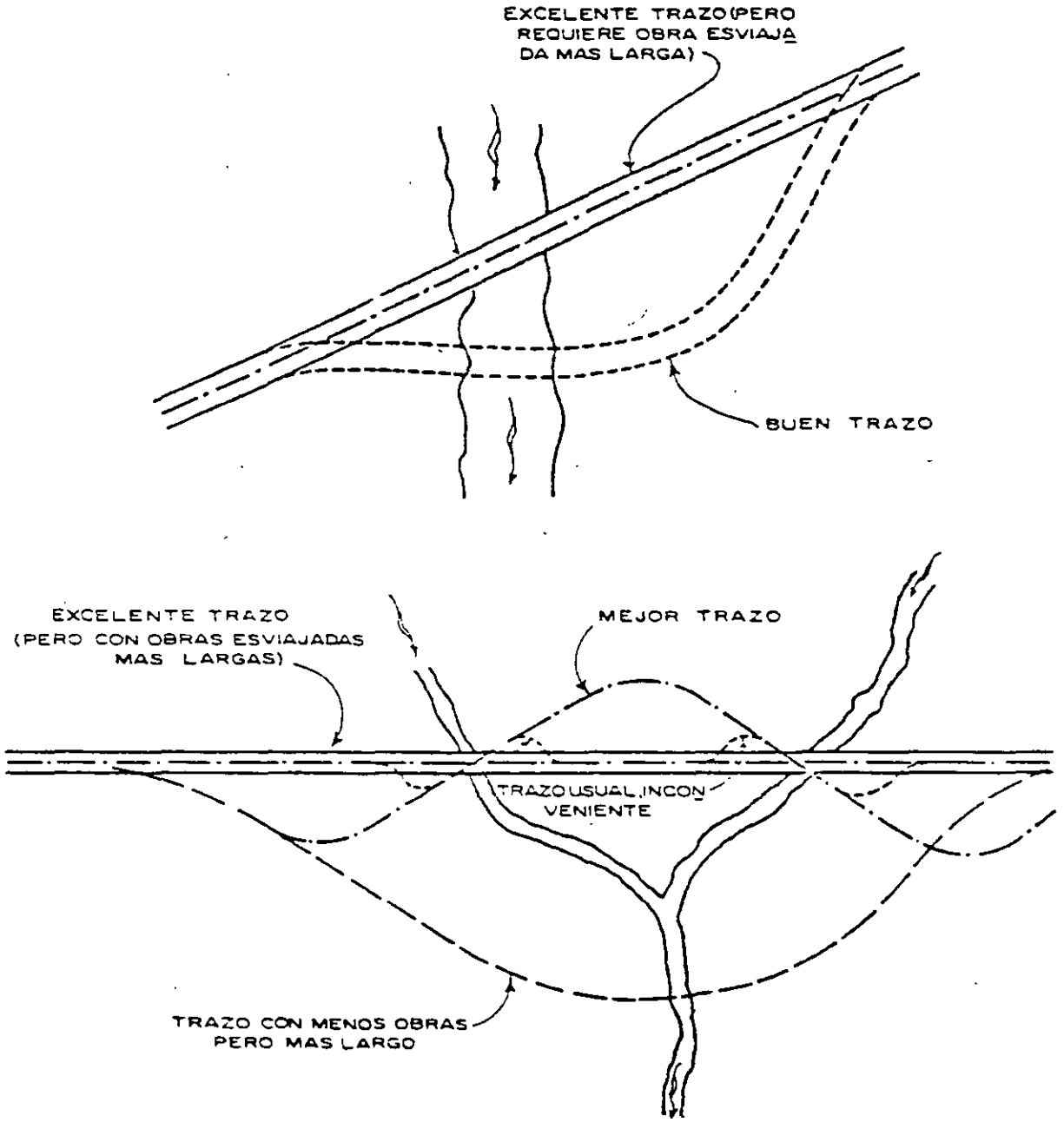
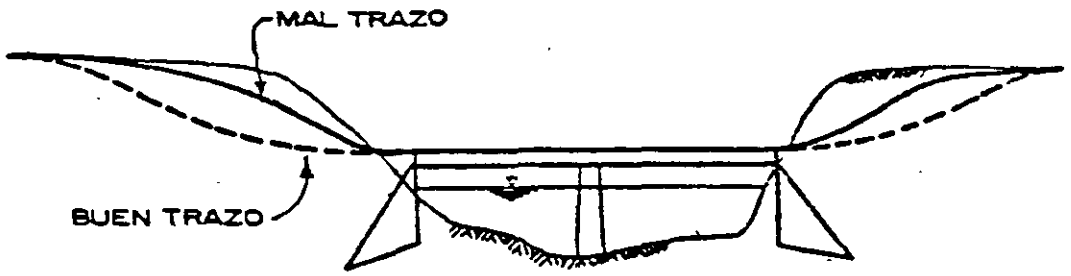
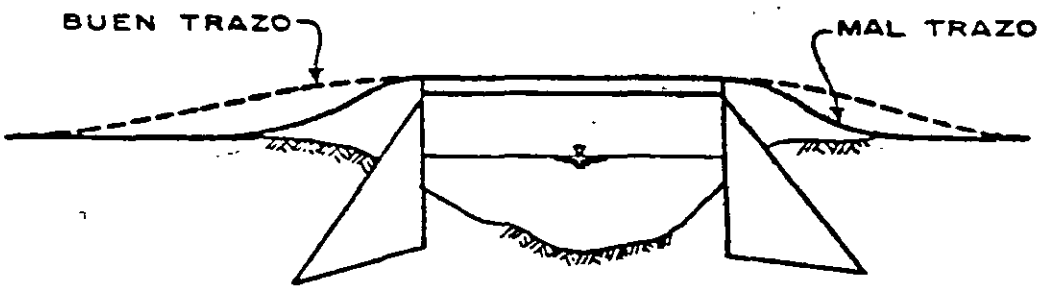


FIGURA 6

c.2) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas verticales de entrada y salida que sea muy forzadas (Fig. 7).



ALINEAMIENTO VERTICAL



ESTRUCTURA ALTA PARA PERMITIR
EL PASO DE CUERPOS FLOTANTES.

FIGURA 7

c.3) El cruce debe ubicarse en forma tal que permita al camino conservar en lo posible el alineamiento tanto horizontal como vertical que predomine en los tramos de acceso a la obra.

c.4) Sección transversal del río angosta. tratando de que la longitud de la obra sea la menor posible (Fig. 8).

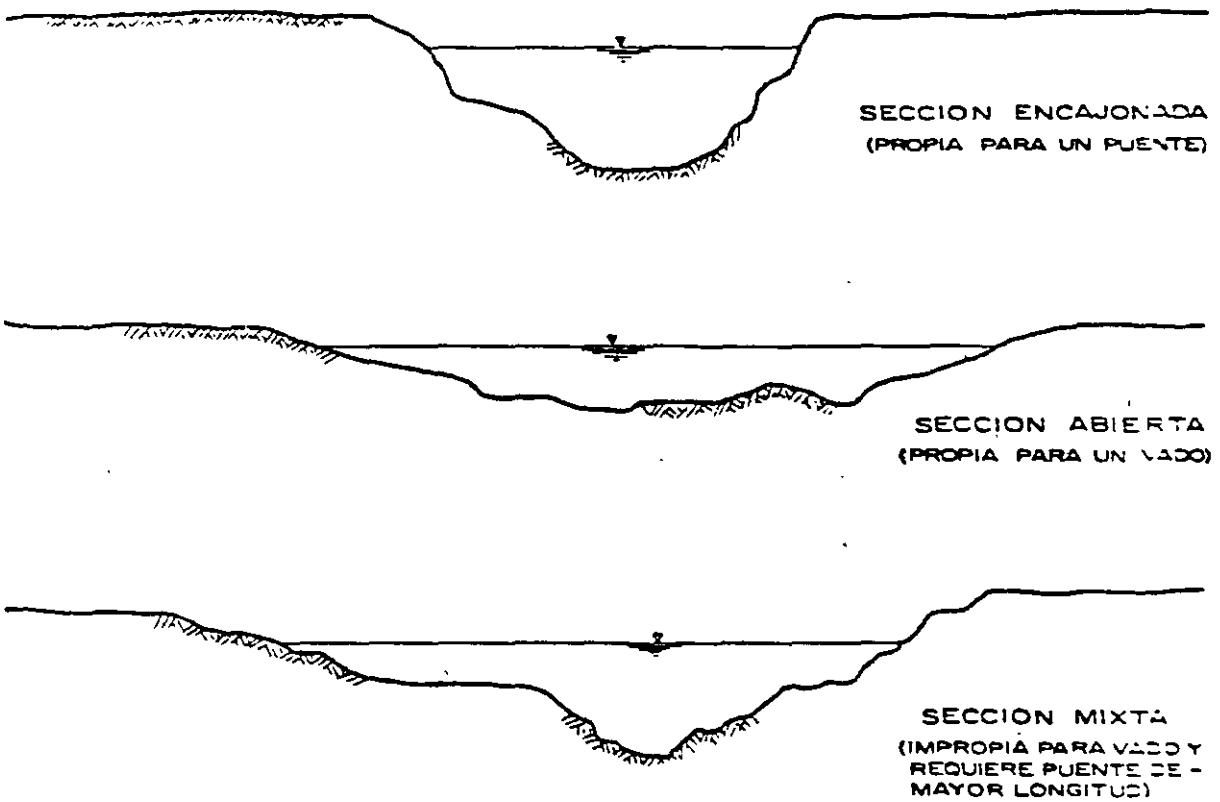


FIGURA 8

c.5) Sección transversal tal que la obra no sea demasiado alta. para así disminuir el costo de los apoyos.

c-6) Ubicación tal que no requiera de terraplenes o cortes excesivamente grandes en los accesos a la obra.

d) Aspecto geológico. El conocimiento de la geología de la zona del cruce es muy importante. ya que nos proporciona algunas características fundamentales a considerar en el proyecto de un puente como son: el nivel de socavación probable en el río, la erosión en las márgenes. la capacidad de carga del suelo. la estabilidad de las márgenes del río, la deformabilidad del suelo. etc. mediante los estudios de Mecánica de Suelos correspondientes.

Estas características determinarán algunas aspectos del puente tales como:

1. El sistema de cimentación: superficial, pilotes, cilindros, etc..
2. La longitud de los claros parciales del puente: a medida de que las pilas son más costosas por su cimentación, conviene emplear claros más grandes.
3. El tipo de superestructura, puesto que para diferentes claros conviene, en general, emplear diferentes superestructuras: trabes de concreto armado, de concreto preesforzado, de acero, armaduras metálicas, arcos de concreto, etc..

Por otra parte, las condiciones de cimentación pueden prestarse para usar superestructuras continuas o hacer recomendable el empleo de trabes o arcos isostáticos.

La principal causa de fracaso de un puente es la socavación. En un puente, si el desplante de la subestructura (pilas, estribos, caballetes) no queda a salvo de la socavación, se producirá la falla de la estructura por esto mismo, y la pérdida total o parcial de la inversión. Si por desconocer la profundidad de la socavación, y temiendo sus efectos se profundiza exageradamente la cimentación, se hace una inversión innecesariamente grande.

Los aspectos geológicos que deben tomarse en consideración para la elección delcruce son:

d.1) Sección no socavable o que presente un mínimo de problemas de este tipo. Como guía tenemos:

MATERIAL DEL FONDO	MATERIAL DEL FONDO
Arena	Muy socavable
Arcilla	Socavable
Roca	No socavable

d.2) Sección no erosionable lateralmente.

d.3) Sección formada en materiales con capacidad de carga relativamente alta, para tratar de que la cimentación del puente sea superficial.

d.4) Sección con afloramientos rocosos que permitan desplantar en ellos los apoyos En el caso de presentarse afloramientos rocosos en los cuales no puedan desplantarse todos los apoyos, es conveniente no hacer cimentaciones mixtas para evitar asentamientos diferenciales considerables (Fig. 8).

Cabe mencionar que el objeto de la presentación de estos factores es dar al ingeniero localizador un esquema general de los elementos a considerar para llegar a elegir el cruce que mejor equilibre estos factores.

ESTUDIOS PREVIOS

Todo proyecto de Ingeniería requiere de la realización de ciertos estudios que darán los elementos necesarios para obtener un diseño racional del mismo Para un proyecto dado no existirán soluciones únicas, sino razonables, que cumplan con los diferentes parámetros Por satisfacer, pensando siempre en permanecer dentro de los límites de economía y seguridad que el proyecto requiera; estas soluciones se desprenden de los resultados de dichos estudios

Para contar con resultados reales debemos considerar en forma correcta los estudios y datos necesarios para aplicar posteriormente los criterios que nos llevarán a la obtención de un proyecto razonable.

Para el proyecto de un puente se deben realizar LOS siguientes estudios:

a) Estudios topográficos.
b) Estudios hidrológicos.
c) Estudios hidráulicos.
d) Estudios de mecánica de suelos.
e) Estudios de ingeniería de tránsito

Estos estudios nos permitirán conocer los factores topográficos, hidráulicos y geológicos de la zona del cruce para poder decidir respecto a los tipos más convenientes de subestructuras y superestructuras a utilizar en nuestro proyecto.

ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

Los estudios topográficos son una serie de trabajos que podemos dividir en trabajos de campo y trabajos de gabinete. Se realizan con el objeto de conocer la sección transversal, longitudinal y la planta general de la zona del cruce, elementos que nos serán útiles principalmente para el estudio del funcionamiento hidráulico del río y para el proyecto del puente. Paralelamente a los estudios topográficos se realizan algunas observaciones de tipo general que servirán para el mismo proyecto y que se incluirán en los informes complementarios.

TRABAJOS DE CAMPO

a) *Retraso o trazo del eje de camino.*

Consiste en identificar o localizar las referencias del trazo original del camino y establecer unas señales que permitan localizar el eje del camino en la zona del cruce sin ninguna dificultad.

b) Nivelación.

Una vez localizado el trazo del camino se procede a la nivelación de este en la zona del cruce, lo que nos permitirá conocer el perfil de construcción. La distancia por nivelar hacia adelante y hacia atrás del centro del cruce sobre el eje del camino, dependerá de la magnitud del puente y de las características topográficas a ambos lados del mismo, la nivelación se hace a partir de algún banco de nivel que fue establecido anteriormente por la brigada de localización, también se establecen en la zona del cruce los bancos de nivel que sean necesarios para los trabajos topográficos siguientes.

c) Poligonal de apoyo, trazo y nivelación.

Para obtener la configuración topográfica en la zona del cruce se requiere de una poligonal de apoyo, que generalmente es abierta y se ubica de preferencia normal al cruce. Sobre la poligonal de apoyo se trazan líneas auxiliares que abarquen toda la zona requerida y se nivelan.

Cuando se requiere de más detalle por causas especiales se utiliza una poligonal cerrada, con lo que se realiza un levantamiento más confiable y con posibilidad de detectar errores

d) Trazo y nivelación de la pendiente del fondo

El conocimiento de la forma y pendiente del fondo del cauce en la zona del cruce tiene aplicación en los estudios hidráulicos correspondientes. Cuando se tienen ríos o arroyos muy caudalosos no es posible levantar la pendiente geométrico directamente en el cauce, por lo que se procede a levantar la en las márgenes del río o del arroyo. Junto con el levantamiento de la pendiente geométrica se recopila información que nos pueda conducir a determinar la pendiente hidráulica tal como huellas de arrastre, información oral respecto a niveles, perfil del agua en avenidas, etc..

e) Obtención de secciones hidráulicas auxiliares.

Con el objeto de conocer de la forma más real posible el funcionamiento hidráulico del río o arroyo en estudio, se procede a localizar además de la sección hidráulica en el cruce, las secciones hidráulicas auxiliares. Dichas secciones se ubican aguas arriba y abajo de la zona del cruce, donde se considere necesario; generalmente conviene tomarlas en tramos del río que tengan alineamiento sensiblemente recto, sección constante, y que el fondo no tenga rápidos o resaltos en dicho tramo.

TRABAJOS DE GABINETE

a) Cálculo en las libretas.

Consiste en calcular a partir de los datos anotados en campo. las cotas del perfil del eje del camino. del eje de la poligonal de apoyo. de la pendiente del cauce. de las secciones hidráulicas y de los monumentos de concreto. refiriendo éstos al banco de arranque.

b) Dibujo de la sección transversal en el eje del camino.

Es la representación del terreno sobre el trazo del eje del camino. En este dibujo se indican datos de curvas horizontales y verticales. puntos claves del trazo. rumbo astronómico calculado. longitud de tangentes. bancos auxiliares. monumentos de concreto. datos de estaciones cerradas. así como también la elevación de los niveles del agua en el cauce (nivel de agua mínimo. nivel de aguas ordinario y nivel máximo extraordinario asociado a un período de retorno).

Con el objeto de conocer con mayor exactitud la sección del cruce. se realiza un perfil detallado que se construye. a diferencia del anterior. a una escala mayor y sin deformar. es decir. con la misma escala horizontal y vertical. En este plano se ubica la localización de los sondeos y sirve de base para el proyecto del puente.

c) Dibujo de la planta general y detallada.

Planta General. Es el resultado del levantamiento elaborado en el campo con ayuda de la poligonal de apoyo. En la planta general se dibujan las curvas de nivel a cada metro identificando claramente el trazo con cadena miento a cada 20 m y con los puntos principales de éste: también se anotan las referencias necesarias como son los monumentos de concreto. etc. así. mismo se indica el rumbo astronómico y su relación con el rumbo magnético (ángulo que forman). la dirección del flujo y destinos del camino en estudio.

En el caso de que el puente quede en curva se anotan todos los datos necesarios para el proyecto referentes a ésta. Cuando el puente queda esviajado se incluye el ángulo y las condiciones correspondientes.

Generalmente la escala que se utiliza en esta planta es de 1:500.
Planta Detallada. Se realiza con el objeto de conocer con mayor exactitud la zona del cruce. las curvas de nivel se localizan a cada medio metro utilizando generalmente una escala de 1.200 con lo que se aprecia con mayor detalle la zona del cruce y el trazo en dicho lugar; al igual que en la planta general se incluyen datos de curvas y tangentes. así como bancos de nivel.

Estos planos tienen por objeto. entre otras cosas. juzgar ciertos aspectos del funcionamiento hidráulico del río en avenidas como son: parte más efectiva del cauce. dirección general de la corriente. zonas de simple inundación (por las que escurre sólo una parte mínima del gasto); si alguna márgen está expuesta más o menos a ser erosionada. etc.

d) Dibujo de pendientes y secciones hidráulicas.

Se dibuja un perfil del fondo del arroyo en el cual aparecen cadenamientos a partir del cruce (estación 0+000) hacia aguas arriba y aguas abajo; indicándose con ejes las secciones auxiliares.

En el mismo dibujo del perfil se incluye el perfil medio de la superficie del agua en crecientes máximas extraordinarias (pendiente hidráulica) asociada a un cierto período de retorno. así como el perfil medio del fondo del río (pendiente geométrico).a
Con los datos obtenidos del campo se dibujan secciones hidráulicas divididas en tramos (generalmente separados en cauce principal y tramos de diferente rugosidad) y se incluye también el NAME asociado a un cierto período de retorno para cada sección.

e) Realización de informes complementarios

Los informes complementarios son aquellos que servirán de ayuda para elaborar el anteproyecto del puente. Estos informes son:

e.1) Informe General.
e.2) Informe para Proyecto de Puentes.
e.3) Informe Fotográfico.

e 1) Informe General.

En el informe general se hace una descripción del río o arroyo en estudio, indicando el recorrido del mismo a partir de donde nace, cuales arroyos se le unen, si son de importancia, etc. Se mencionan también en este informe la existencia de obras hidráulicas que puedan regular la corriente, algunos datos de escurrimiento y precipitación, períodos ciclónicos, duración y temporadas de estiaje y una descripción del cauce.

e.2) Informe para Proyecto del Puente

Este informe está formado por los siguientes datos:

- De localización.
- Hidráulicos.
- Hidrológicos.
- De cimentación.
- De construcción.
- De tránsito.

Datos de localización. Se incluyen tramo, camino, kilometraje, origen, esviajamiento, descripción y elevación del banco de nivel y observaciones del que realiza el informe.

Datos hidráulicos. Se mencionan las elevaciones de los niveles de agua máximos, ordinarios y mínimos, así como las pendientes medias del fondo y de la superficie del agua, velocidad del agua, materiales de arrastre, frecuencia y duración de crecientes, cauce estable o divagante,

existencia de socavación o depósito, posibles canalizaciones y posible afectación de propiedades vecinas; también se incluye la longitud del claro y espacio vertical libre necesario para permitir el paso de cuerpos flotantes, y si existen puentes cercanos, su funcionamiento general y fecha de construcción.

Datos hidrológicos. Se dan características de la cuenca tales como área, pendiente, geología, permeabilidad media, etc. Se incluye también información respecto a la pendiente media del cauce, distribución de la vegetación, región hidrológica a la que pertenece la cuenca e información respecto a la existencia de estaciones hidrométricas cercanas.

Datos de cimentación. Se mencionan las características generales de los materiales que forman el fondo y las márgenes del cauce, así como la cantidad de agua en excavaciones y métodos empleados en sondeos.

Datos de construcción. Estos datos nos dan a conocer el precio, calidad, lugar de abastecimiento, distancia y condiciones de acarreo de los materiales de construcción.

Datos de tránsito. Se menciona el ancho de la corona a la entrada y salida del puente, ancho de carpeta asfáltica, ancho propuesto para la calzada del puente, tipos de vehículos y si se requieren banquetas para peatones.

e.3) Informe Fotográfico

El informe fotográfico es una serie de fotografías de la zona del cruce y de las secciones hidráulicas auxiliares que pueden servir de orientación al ingeniero proyectista al elegir los coeficientes de rugosidad para el cálculo de la velocidad del agua en las crecientes. Está formado por fotografías del cruce visto desde la márgen izquierda, desde la márgen derecha, de panorámicas del cruce visto desde la margen izquierda, desde la márgen derecha, de panorámicas del cruce visto de aguas arriba y aguas abajo y de panorámicas de las secciones hidráulicas auxiliares.

ESTUDIOS HIDROLOGICOS

El estudio hidrológico para un puente tiene como finalidad el conocimiento de los probables gastos que tendrán lugar en el cruce, su frecuencia, y más específicamente la determinación del gasto de diseño, es decir, aquel gasto para el cual deberá garantizarse la ausencia de daños en el cruce y las zonas de influencia aguas abajo y arriba. El determinar el gasto de diseño tiene efecto directo en el costo del puente y de sus obras de protección, ya que para cada gasto se requerirá de una estructura que proporcione características de elevación, longitud y resistencias adecuadas a éste gasto, así como obras de protección a la socavación, etc., acordes a los efectos que produzca el paso del mismo. Así pues, un gasto de diseño muy grande traerá consigo mayores costos, pero también una mayor certidumbre de que nuestra obra correrá menos riesgos de fallar; un gasto bajo implicará menores costos iniciales, pero un riesgo mayor a ser afectado por gastos más grandes, ocasionando costos de reparación y los derivados de la suspensión de la vialidad y hasta quizás, su reconstrucción. La alternativa de diseñar contra el peor evento posible que pueda ocurrir, es generalmente tan costosa que se puede justificar solamente cuando las consecuencias de una falta son especialmente graves.

Dado que la planeación y el diseño se refieren a eventos del futuro cuyo tiempo de recurrencia o magnitud no pueden predecirse, debemos recurrir al estudio de la probabilidad o frecuencia con la cual un determinado caudal o volumen de flujo puede ser igualado o excedido.

De acuerdo a lo anterior, el ingeniero proyectista deberá determinar el riesgo que está dispuesto a correr de que el gasto que elija como el de diseño sea excedido durante el lapso de tiempo en que el puente estará en funcionamiento, buscando la relación entre riesgo y costo más conveniente a las características del caso particular que se maneje.

III.4 ESTUDIOS HIDRAULICOS

Los estudios hidráulicos del río en la zona del cruce son muy importantes porque nos darán los factores que influyen en las características del puente por proyectar, ya que en general la altura y la longitud de un puente dependen del área hidráulica, tirante, etc. que deba tenerse para permitir el paso de una cierta avenida en el río. Así, de estos estudios se realiza el diseño hidráulico que permite determinar las dimensiones necesarias del puente de tal manera que permita el paso de los volúmenes de agua aportados por las lluvias o como producto de la infiltración en el subsuelo, atendiendo a la eficiencia que se requiera en la eliminación de las aguas.

ESTUDIOS DE MECANICA DE SUELOS

Los estudios de Mecánica de Suelos tienen como finalidad proporcionar al ingeniero proyectista el conocimiento de las características y posible comportamiento del suelo ante las solicitaciones a que estará sujeto durante la construcción y funcionamiento de una obra.

En el caso de puentes se requiere responder a varias interrogantes como son, por una parte, la capacidad de carga y magnitud de los asentamientos correspondientes a cada uno de los tipos de cimentación que se proponga y, por otra parte, la socavación que ocasionará el flujo del agua de la avenida de diseño, lo que es necesario para determinar el nivel de desplante de los apoyos.

Para dilucidar las cuestiones planteadas necesitamos, como primer paso, conocer las propiedades significativas del suelo, por lo que se hace necesaria la realización de una serie de exploraciones, muestreos y pruebas de laboratorio que las pongan de manifiesto. Posteriormente se requiere contar con el auxilio de las teorías desarrolladas para el cálculo de esfuerzos, deformaciones y socavación con el fin de estimar éstos en el suelo en estudio. Cabe mencionar que estas teorías consideran suelos ideales y que como excepción y no como regla se presentan casos en que el suelo se aproxima a la idealización, dando posibilidad a realizar cálculos bajo bases matemáticas. En todas las otras instancias, la investigación del suelo sólo informa al ingeniero proyectista respecto de las características generales de los materiales subyacentes y de la posición dentro de ellos de fuentes potenciales de peligro, por lo que la experiencia, criterio y capacidad del ingeniero para detectar y estimar los efectos de dichas fuentes de peligro, serán la base de un diseño racional y satisfactorio de la cimentación de la obra.

ELECCION DE CIMENTACION, SUBESTRUCTURA Y SUPERESTRUCTURA.

Un puente es un sistema integrado por los siguientes elementos.

1. Infraestructura o cimentación.
2. Subestructura.
3. Superestructura.

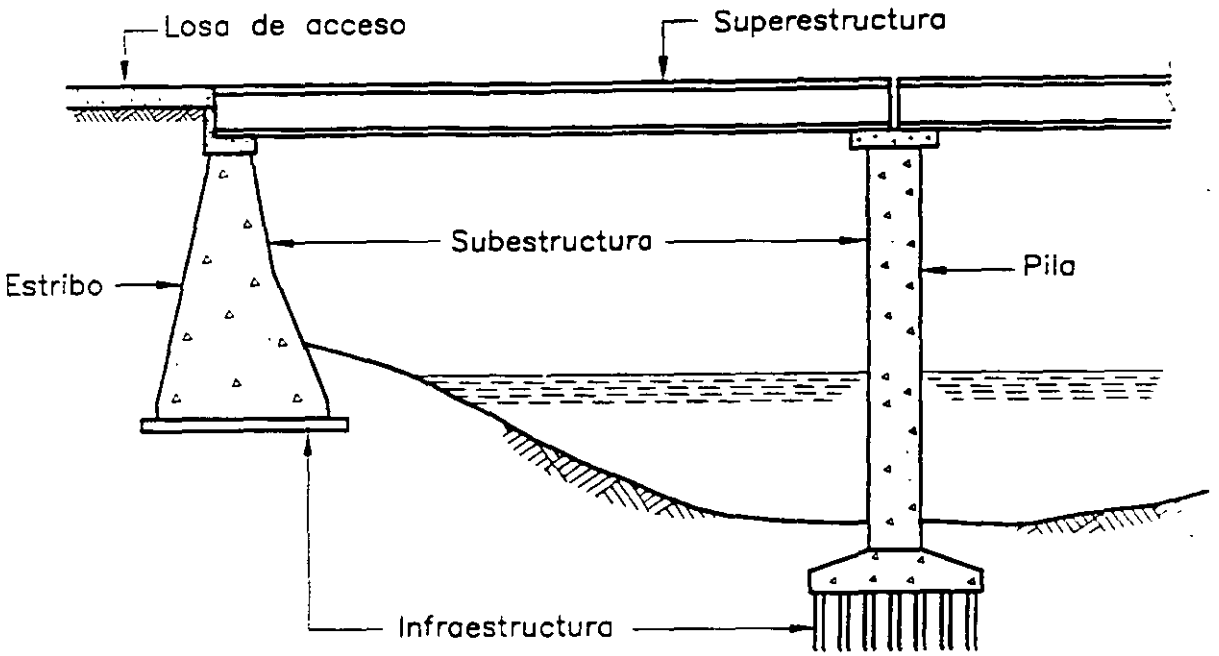


FIGURA 9 Elementos que constituyen un puente.

La infraestructura es la parte del puente que queda en contacto con el terreno, sirviendo de apoyo al puente; en una concepción más amplia se incluye también al suelo y/o roca que sirven de sustento. La cimentación puede ser superficial o profunda.

La subestructura es la parte del puente que transmite las acciones de la superestructura a la cimentación, y está formada por estribos y/o caballetes y pilas.

La superestructura es la parte del puente que soporta la calzada y transmite las acciones de las distintas cargas y su peso propio a los apoyos. Generalmente consta de trabes longitudinales ligadas por diafragmas transversales y la losa de piso.

Para el proyecto de un puente es necesaria la elección de cada uno de los elementos anteriores, entre los distintos tipos de que se disponga. Este proceso de elección no es sencillo, ya que el puente como sistema estructural requiere la definición conjunta de sus elementos constitutivos, tomando en cuenta una serie de factores como son:

- Las características y requerimientos propios del puente, como son su geometría, cargas a soportar, etc.
- Las características propias del cauce o depresión que se salva, como son claros mínimos, altura de las pilas, resistencia del suelo, etc.
- El tipo de estructuras utilizadas en el camino, con el fin de utilizar el mismo equipo de construcción.
- Los materiales y mano de obra disponibles en la región.
- La armonía arquitectónica de la estructura del puente con las usadas en la región.

Debiendo considerarse todo esto, por supuesto, sin perder de vista el aspecto económico.

Así, caemos en un proceso cíclico de aproximaciones a la estructura óptima, en el que estudian las ventajas y desventajas de ciertos tipos de cimentación con algunos tipos de subestructuras y superestructuras, distintos claros, distintas condiciones de apoyo, materiales existentes, accesibilidad a la zona del cruce, etc.

En los que sigue se presentan en forma más amplia, para cada uno de los elementos de un puente, los principales factores a considerar en su elección, su influencia sobre los otros elementos del puente, y los tipos usuales y sus características.

INFRAESTRUCTURA O CIMENTACION.

Entre los factores a considerar en la elección del tipo de cimentación están:

- Las descargas de la subestructura.
- La resistencia y deformabilidad del suelo.
- La profundidad de socavación.
- El costo y tiempo de construcción.

Conocidas las descargas sobre la cimentación y la resistencia del suelo, se podrá determinar el área de contacto requerida para una zapata. En la medida que la zapata aumenta, la reacción del suelo sobre ella ocasiona mayores momentos y esto eleva su costo. Por otro lado la cimentación debe tener la capacidad suficiente para evitar el volteo de la estructura por la acción de las fuerzas horizontales que obran sobre ella, como son la debida al viento, la presión de la corriente, las fuerzas sísmicas, etc., y su comportamiento deberá ser tal que sus asentamientos no ocasionen problemas a la superestructura.

Al considerar estos aspectos quizá sea más conveniente pensar en una cimentación parcialmente compensada o compensada para reducir las cargas netas actuantes sobre el suelo y con ello las deformaciones, o quizá se determine necesario recurrir a una cimentación profunda que permita el apoyo en estratos más resistentes, menos comprensibles y que garantice la estabilidad.

La profundidad de socavación es un factor determinante en la elección del tipo de cimentación, pues aunque se cuente en un nivel relativamente superficial con suelos resistentes, si la socavación es grande se tendrá que usar una cimentación profunda.

Por otro lado, al elegir el tipo de cimentación se debe tomar en cuenta que la resistencia, en suelos arenosos, depende de la compacidad, por lo que si el suelo es muy resistente, es probable que no haya sido socavado anteriormente.

Respecto al tiempo y costo de construcción, existen algunos criterios para definir la cimentación. Así, por ejemplo, la elección de pilas y cilindros en lugar de pilotes es conveniente cuando en la estratigrafía del suelo aparecen fragmentos de roca de tamaños medianos a grandes (mayores de 25 cm de diámetro) y en porcentajes mayores de 10 o bien cuando se presentan estratos compactos de arenas que hay que atravesar; esto evita grandes retrasos en la construcción ya que la dificultad del hincado de los pilotes no se presenta en las pilas y cilindros, donde el gran peso de los elementos y el método constructivo permite desplazar o retirar las piedras que obstaculicen el hincado. Claro está, que a medida que el tamaño de los fragmentos de roca se incrementa, la dificultad de hincado aún de las pilas y los cilindros también lo hace.

El tipo de cimentación que se elija y su comportamiento influyen en la elección de los otros elementos del puente. Si el suelo de cimentación es poco resistente tendrá que decidirse entre: un mayor número de apoyos para reducir las cargas, lo cual incrementa la cantidad de elementos de subestructura y reduce los claros de la superestructura; el uso de cimentaciones profundas más caras pero que hacen factible la elección de claros de superestructura más adecuados y un menor número de apoyos; y entre cimentar sobre núcleos resistentes como pueden ser afloramientos de roca en las orillas, pero que implican la utilización de claros tal vez no convenientes económicamente.

Así, al hacer el análisis de una cimentación se estudian varias alternativas, eligiendo aquellas que, además de proporcionar seguridad y estabilidad a la estructura, sea de fácil ejecución y de costo razonable.

SUBESTRUCTURA

La subestructura de un puente está formada por estribos y pilas. La función de los estribos es soportar los extremos del puente y, generalmente, servir de muro de retención. Las pilas son los apoyos intermedios del puente.

Conviene indicar, para evitar confusiones, que el término pila tiene dos significados diferentes de acuerdo con su uso Por una parte una pila es un miembro estructural subterráneo que transmite la carga a estratos capaces de soportarla y, por otra parte, una pila es el apoyo para la superestructura de un puente, significado, este último, que deberá dársele en este inciso.

Entre los factores a considerar en la elección de la subestructura están:

- Las fuerzas horizontales y verticales transmitidas por la superestructura, las actuantes directamente sobre la subestructura y las debidas al empuje de tierras en el caso de estribos.
- La altura de las pilas.
- El material de construcción existente en la región.
- El costo de las pilas y estribos.

- El aspecto estético de las pilas.

Las pilas y estribos deben resistir la acción de diferentes combinaciones de carga debidas a la acción del tráfico, el viento, la presión de la corriente, sismo, etc.

En algunas partes de los estribos los esfuerzos máximos pueden ser causados por acciones diferentes a las que producen los máximos esfuerzos en otras zonas, como por ejemplo en el caso del cabezal, donde los mayores esfuerzos provienen de las cargas transmitidas por la superestructura, y la base del muro del estribo, cuyos momentos máximos pueden resultar del empuje de tierras. Asimismo, en las pilas, algunas condiciones de carga serán más desfavorables para los esfuerzos y otras para la estabilidad de la estructura. La estabilidad de las pilas se debe revisar suponiendo que no exista la superestructura cuando se consideren las cargas horizontales de viento, sismo, etc., ya que esta condición es crítica.

Cuando las pilas están sujetas a la acción de la corriente del agua, conviene hacer los bordes de la pila redondeados o con forma hidrodinámica para reducir la presión de la corriente.

La altura de las pilas interviene desde el punto de vista de su costo y de que al aumentar su tamaño verticalmente, aumentan fuertemente los elementos mecánicos de diseño, y aumenta la posibilidad de falla por esbeltez.

Generalmente los materiales que forman la subestructura son el concreto, el acero, y la mampostería. La elección de estos materiales es importante e implica el conocimiento de algunos parámetros tales como la posibilidad de fabricar o acarrear concreto a la obra, o de la existencia de piedra en la zona, lo cual nos puede llevar a elegir elementos de mampostería siempre y cuando se tenga una altura razonable en dichos elementos. Las pilas de mampostería son económicas hasta alturas de 14 a 16 metros. En tanto que los estribos lo son hasta alturas de unos 11 metros.

La piedra es algunas veces usada como revestimiento para incrementar la resistencia a la erosión, especialmente cerca de la superficie de la corriente si esta existe, o bien es utilizada para dar una mejor apariencia.

Cuando se utilizan elementos de acero como pilas, deben protegerse de la humedad mediante pintura o revestimientos que pueden ser de concreto, sobre todo cuando están sujetos a ciclos de mojado y secado.

Por mucho tiempo, las subestructuras fueron diseñadas sin considerar el aspecto estético, pero actualmente el ingeniero proyectista toma en cuenta el efecto estético que en el puente presenta el manejo de diferentes formas de las pilas y estribos. El concreto, por su facilidad de moldeo ofrece por sí mismo una ventaja para el desarrollo arquitectónico, sobre todo en las pilas donde existe más libertad para darles formas distintas. Sin embargo, el costo siempre debe considerarse al elegir la forma de la subestructura.

Si el puente tiene que pasar a gran altura sobre el terreno, o las condiciones de cimentación son deficientes, los costos por pila son altos, y la economía de la obra en su conjunto se logra aumentando las luces entre los apoyos, con el objeto de reducir el número de pilas. Una regla conocida en la ingeniería de puentes, establece que por lo que se refiere al costo, la mejor

economía se logra cuando el costo de la superestructura es igual al de la subestructura. Para que esta regla sea totalmente aplicable, la altura de las pilas, los materiales de cimentación y otras condiciones de construcción deben ser iguales para cada pila.

Los elementos de subestructura se pueden clasificar como se indica en el cuadro 1 continuación se dan las características de los diferentes tipos cuando son construidos de concreto.

a) Estribos de gravedad.

Estos estribos son de construcción simple y son usados en forma económica hasta alturas de 5 metros, pues para alturas mayores el volumen de concreto es muy grande. En las figuras 10 a y b se muestran las secciones típicas de estos estribos.

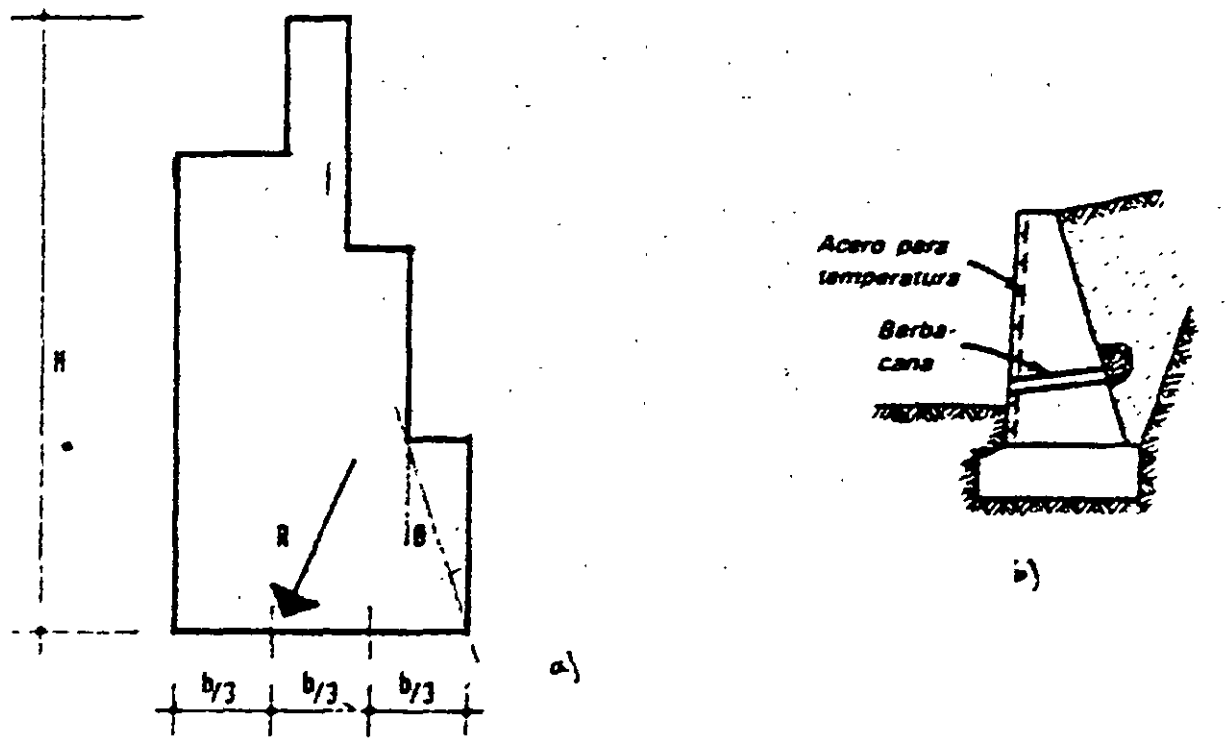


FIGURA 10 Estribos de gravedad

En la práctica se limita el ángulo σ a no más de 30°.

La estabilidad de estos estribos depende completamente del peso propio y del suelo que se apoye en ellos. Para que su comportamiento sea adecuado, la resultante de las fuerzas que actúan sobre él y las de su peso deben pasar por el tercio medio de la base, como se indica en las figuras, con lo cual se evitan las tensiones en dicha base.

Cuando se espere que ocurran desplazamientos diferenciales del suelo, no es recomendable el uso de estos estribos, ya que no tienen flexibilidad para adaptarse a los movimientos, a menos que se construya en secciones cortas e independientes.

Los estribos de gravedad de concreto sufren agrietamiento durante el proceso de fraguado. por lo que es conveniente utilizar cemento Portland de bajo calor en su construcción.. es recomendable también colocar un pequeño armado en la cara expuesta a la intemperie para evitar el agrietamiento futuro por cambios de temperatura.

b) Estribos en cantiliver.

Este tipo de estribos puede dividirse en tres:

b 1) Estribos en cantiliver libre.

Este tipo de estribos resulta económico hasta 7 metros de altura. Para alturas mayores el refuerzo requerido por los momentos crece tanto que es preferible utilizar contrafuertes. En la figura 11 se presenta la sección de estos estribos.

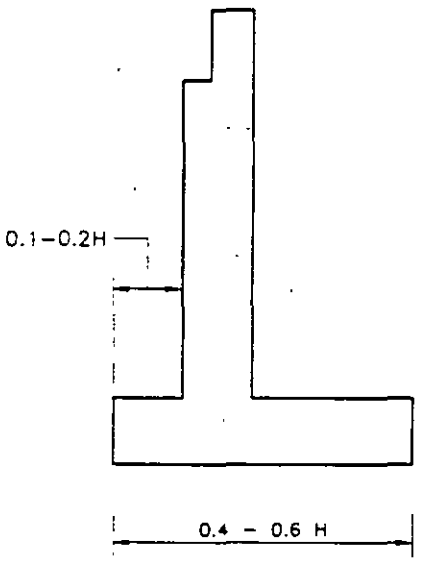


FIGURA 11. Estribos en cantiliver libre.

b.2) Estribos en cantiliver con contrafuertes.

Este tipo de estribos es utilizado en alturas superiores a los 7 metros.

El espaciamiento de los contrafuertes es del orden de 1/3 a 1/2 de la altura del estribo y las paredes de retención se diseñan como losas apoyadas en los contrafuertes.

En la figura 12 se indica la sección de estos elementos.

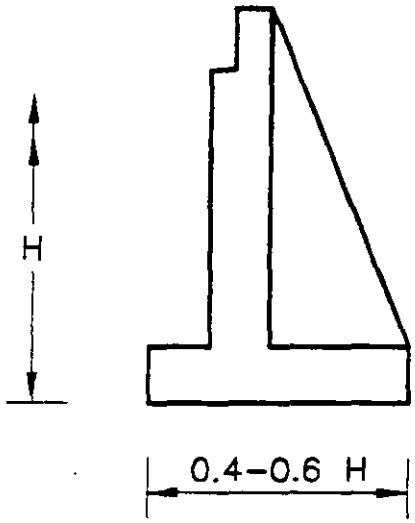
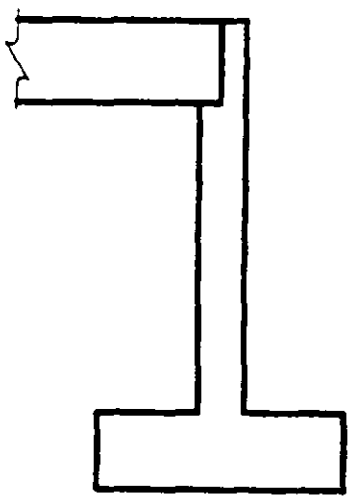


FIGURA 12. Estribos en cantiliver con contrafuertes.

b.3) Estribos en cantiliver apuntalado

Cuando los claros del puente son menores de 10 metros, no es necesario dejar juntas de expansión para la losa, pudiéndose construir pegada al estribo. Esta condición permite calcular los estribos como vigas apoyadas en sus extremos para el empuje de tierras. Para esto, es necesario montar la losa del puente antes de colocar el relleno.
Este tipo se ilustra en la figura 13.



FIFURA 13. Estribos en cantiliver apuntalado.

c) Estribos de semigravedad.

Este tipo de estribo es algo más esbelto que el de gravedad y requiere de refuerzo consistente en varillas verticales colocadas a lo largo del parámetro interior y otras que se continúan dentro de las zapatas. Asimismo, al igual que en los muros de gravedad es conveniente colocar un armado por temperatura en la cara expuesta. (Figura 14).

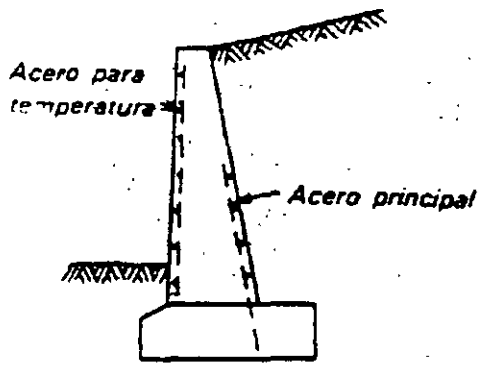


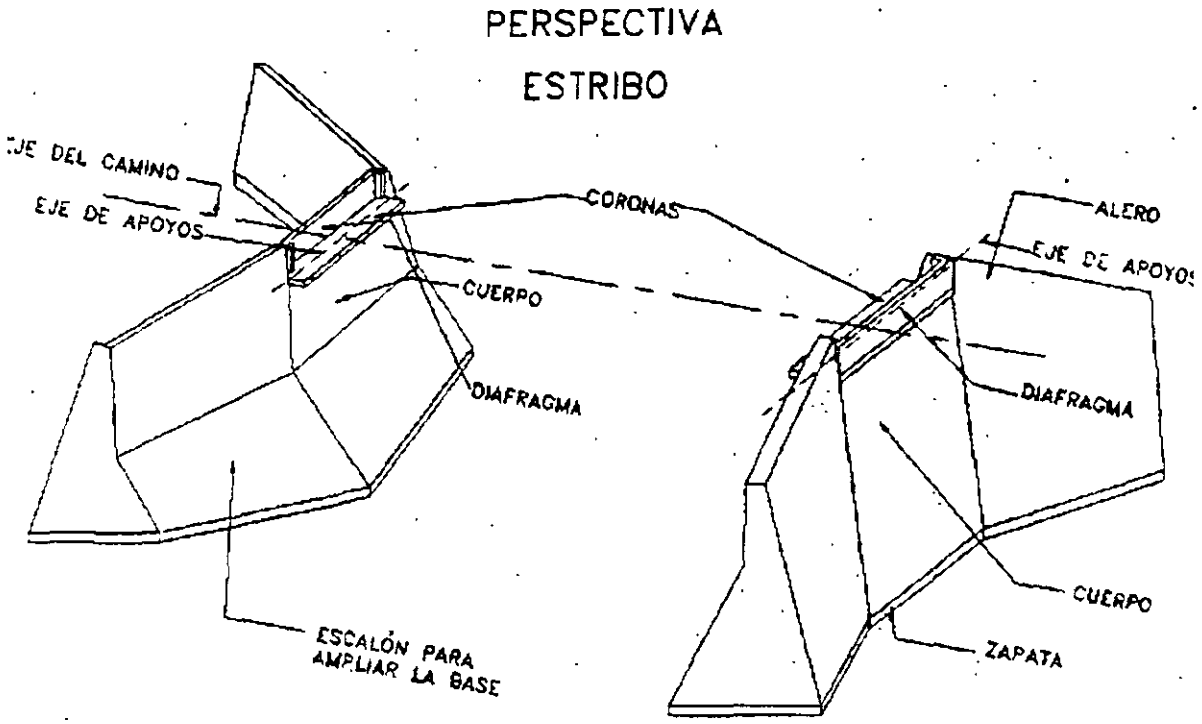
FIGURA 14 Estribos de semigravedad.

El uso de esto estribos es recomendable sobre los de catiliver cuando lo más importante sea su permanencia y los bajos costos de mantenimiento, pues su mayor espesor , aunque ocasiona un mayor costo inicial, los hace más resistentes a los agentes erosivos.

d) Estribos con aleros.

Para aumentar la estabilidad del muro de retención se utilizan aleros construidos monolíticamente con el muro que sirve de apoyo al puente (figs. 15 y 16). Estos aleros pueden ayudar a la retención del terraplén de acceso al puente, en cuyo caso es conveniente ligarlos entre sí

Cuando los aleros son paralelos al eje del camino los estribos reciben el nombre de estribos en U. El desarrollo posterior de los estribos en U dio lugar a los estribos en cajón. (Fig. 17).



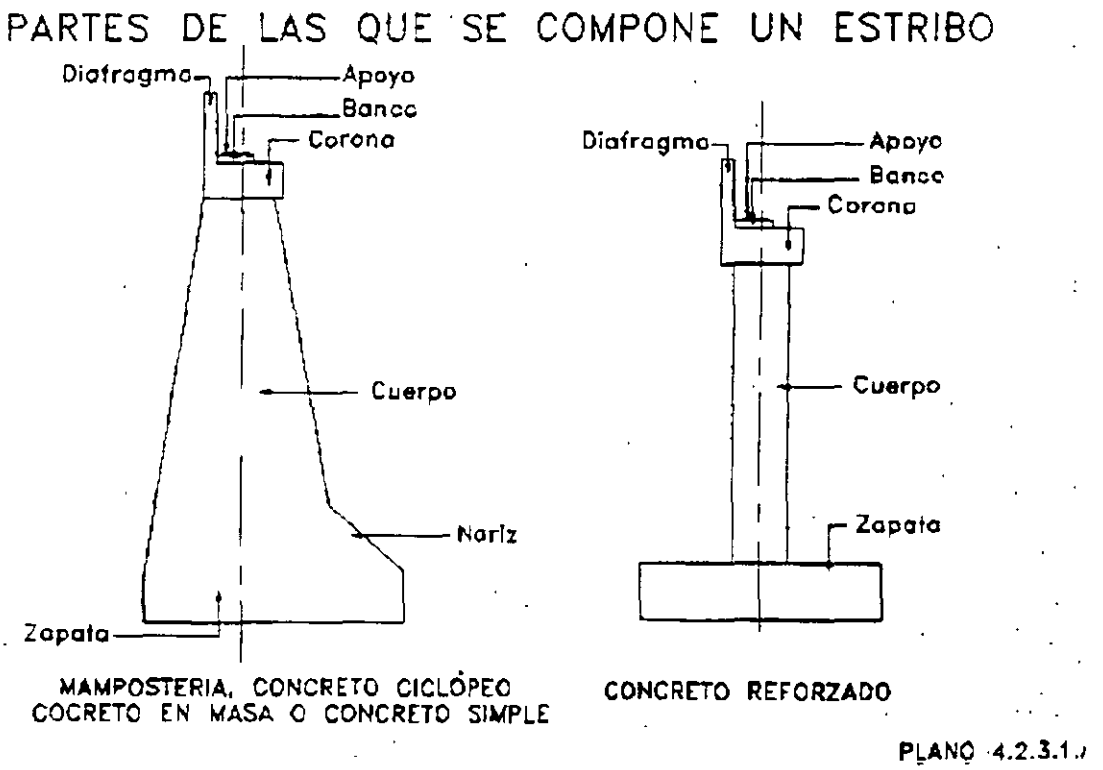


FIGURA 15 Estribo con aleros no paralelos al eje del camino.

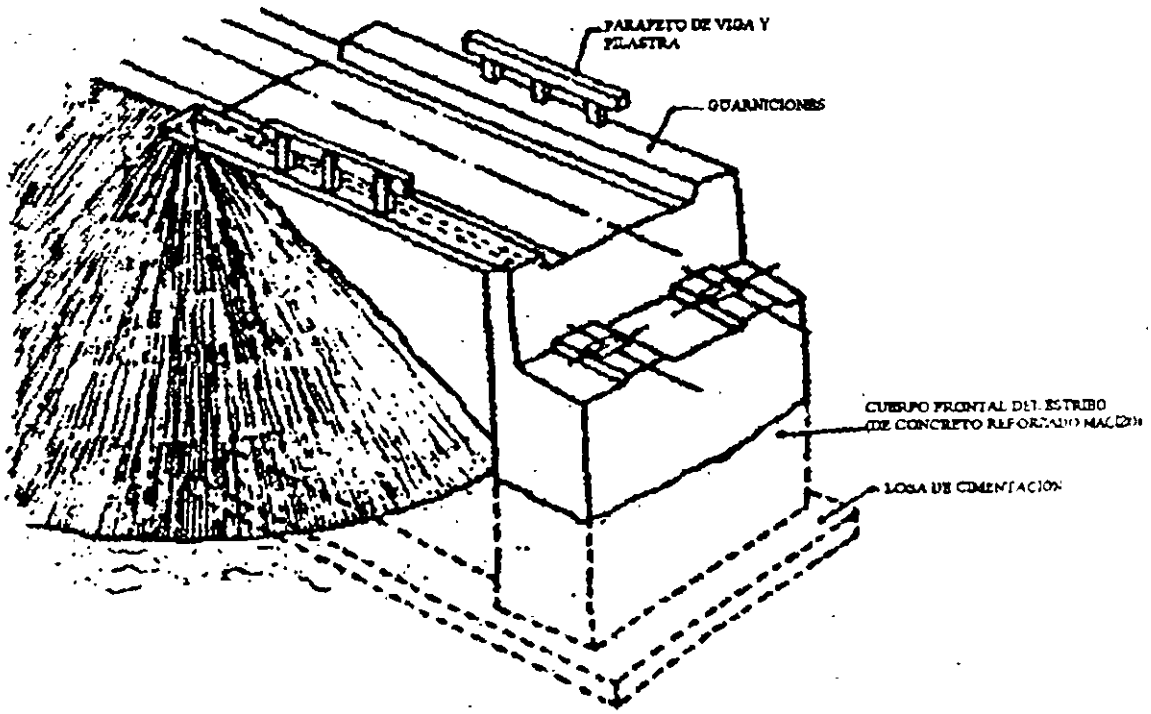


FIGURA 16 Estribo en U

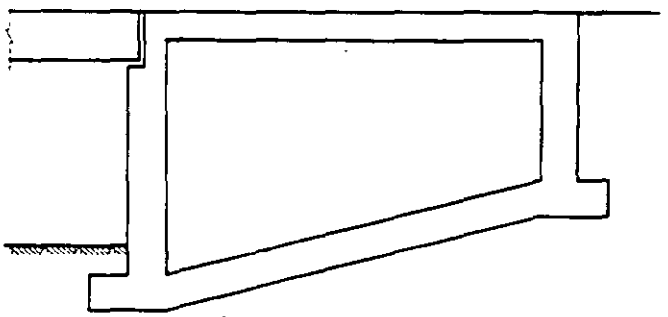


FIGURA 17 Estribos en cajón.

e) Caballetes.

El caballete puede considerarse como un tipo especial de estribo, en el que no existe el muro de retención y se permite el desarrollo del talud del terraplén a través de él. (Fig. 18). Este tipo de apoyos requiere menos material que los estribos de retención, pero cuando el talud es muy tendido puede implicar claros mayores para el puente.

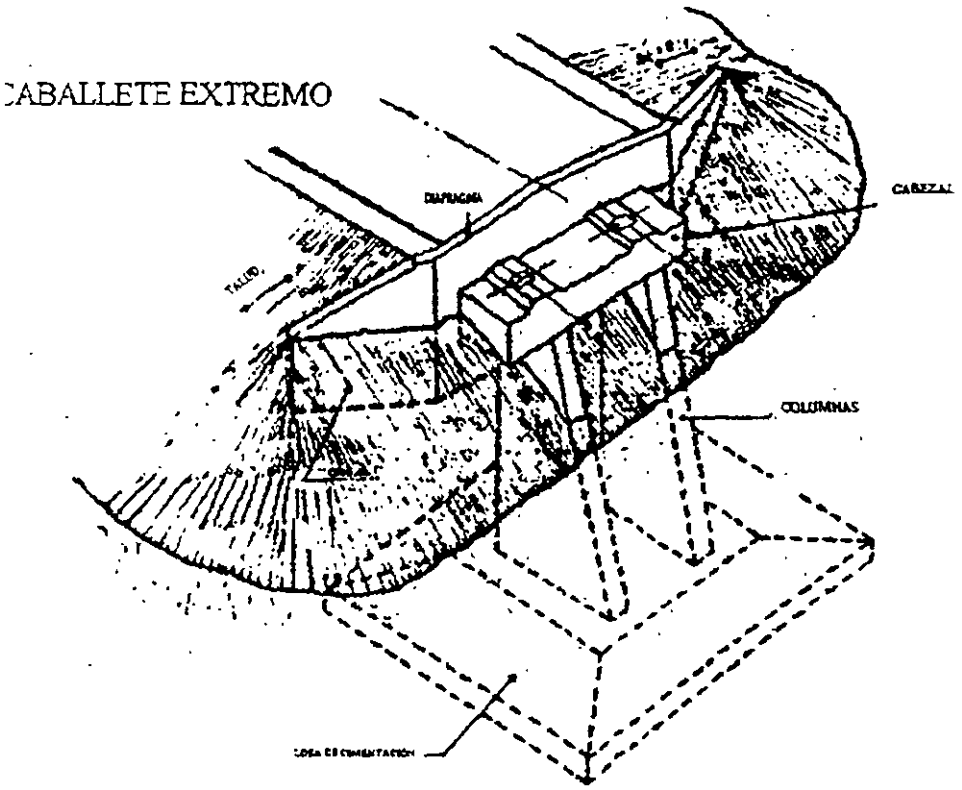


FIGURA 18 Caballetes.

f) Pilas de gravedad.

Este tipo de pilas es de diseño simple y el procedimiento constructivo es fácil, económico y relativamente rápido. Se utiliza cuando la altura del puente es baja, para alturas mayores se puede construir la parte inferior maciza y la superior hueca.
El refuerzo en este tipo de pilas es el necesario por contracción del concreto y los cambios de temperatura. Consiste en varillas verticales en la periferia y estribos horizontales.

Este tipo ser indica en la figura 19

PILA DE CONCRETO REFORZADO

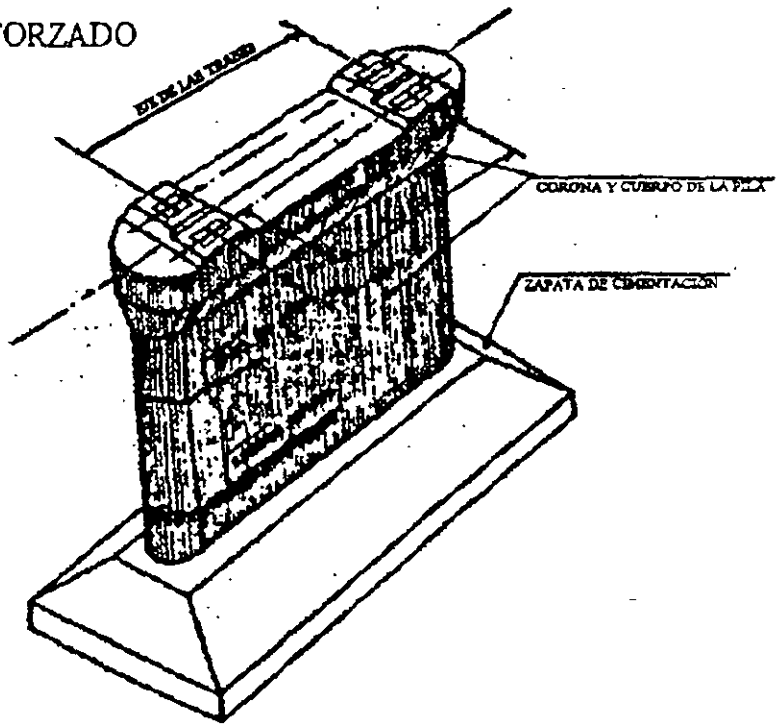


FIGURA 19 Pila de gravedad.

g) Pilas en forma de T.

Este tipo de pilas es utilizado cuando la altura del puente es tal que la pila de gravedad deja de ser económica por los grandes volúmenes de concreto.

Estas pilas constan de un cuerpo vertical circular o rectangular, macizo o hueco, que en la parte superior se amplía a manera de T para dar apoyo a las trabes longitudinales de la superestructura (fig. 20). Este elemento horizontal de soporte se refuerza con varillas horizontales que resisten el momento de cantiliver, y con estribos que resisten el cortante.

El cuerpo vertical de la pila debe diseñarse para soportar los momentos que le transmita la ampliación superior y su área de acero está limitada a por lo menos el 1 % del área de concreto de la sección transversal, lo cual es suficiente para alturas moderadas.

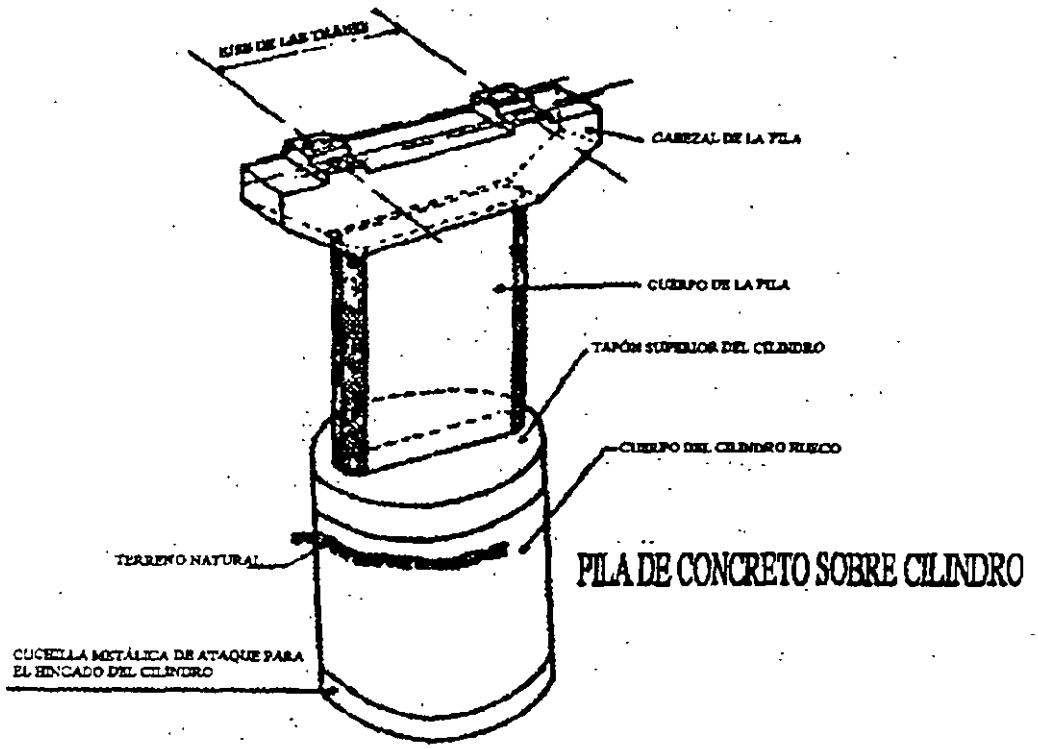


FIGURA 20 Pila en forma de T.

h) Pilas en marco

Este tipo de pilas se ilustra en la figura 21 se utiliza cuando la altura del puente y las fuerzas horizontales actuantes ocasionen fuertes momentos que en el caso de pilas en T requieren en grandes secciones y refuerzos

Las columnas pueden ser verticales o ligeramente inclinadas para aumentar la estabilidad, y su sección puede ser uniforme o aumentar de arriba hacia abajo. Para rigidizar la estructura y reducir los efectos de esbeltez de las columnas de las columnas se pueden usar trabes horizontales.

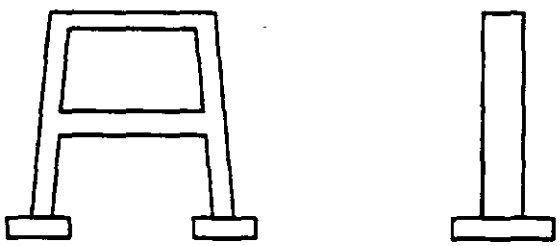


FIGURA 21 Pila en marco.

i) Pilas formadas por conjunto de pilotes

Cuando la altura del puente es baja y para su cimentación se requiere de pilotes, éstos se pueden extender y ligar entre sí para dar apoyo a la superestructura. (Fig. 22)

Algunos de los pilotes se inclinan para dar mayor estabilidad a la estructura a la acción de fuerzas horizontales.

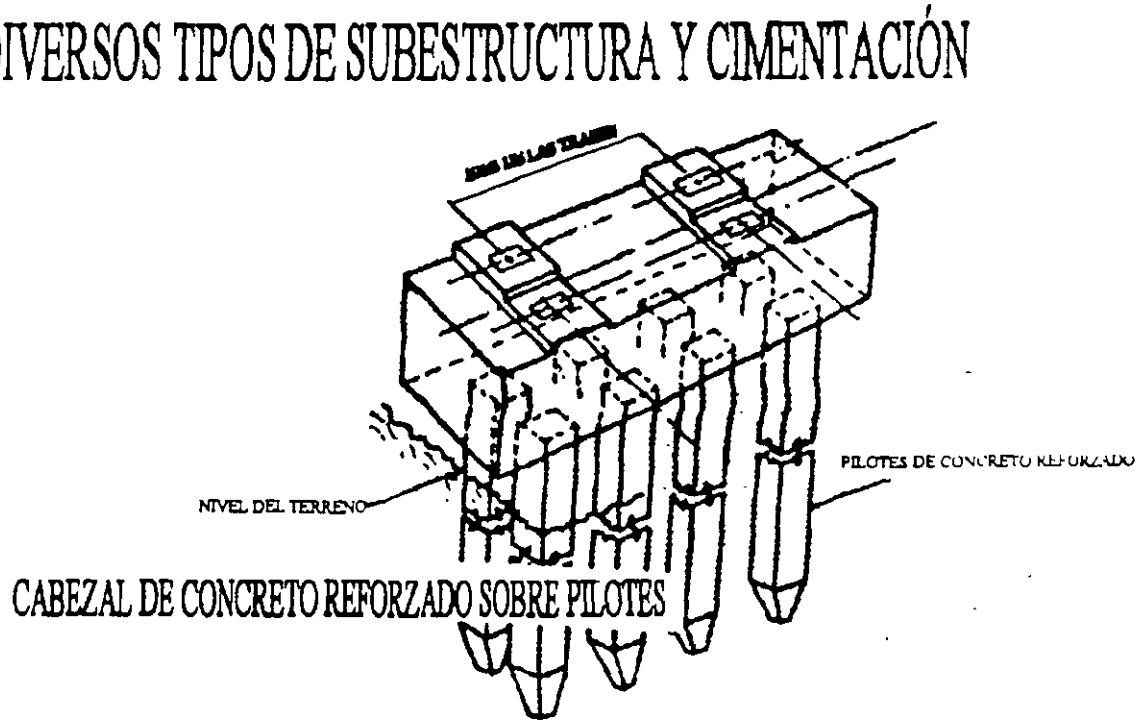


FIGURA 22

SUPERESTRUCTURA

Para elegir el tipo de superestructura más conveniente para el proyecto de puentes, es necesario disponer de información detallada y completa de todos los factores que se requieren para la construcción y funcionamiento del puente.

Con una buena información podrá realizarse una elección adecuada de la cual depende ampliamente la economía de la obra; es por esta razón que puede decirse que la elección de tipo superestructura es el aspecto más importante y a la vez el más difícil en el proyecto de puentes, pues se logra una mayor economía con una buena elección que refinamientos de diseño.

Entre los factores a considerar para la elección del tipo de superestructura, tenemos los siguientes aspectos:

1. Aspectos topográficos. Ya que en función de la topografía de la zona del cruce se pueden sugerir algunos tipos de superestructuras (evidentemente asociadas a posibles tipos de subestructuras y cimentaciones).

2. Aspectos relacionados con el área bajo el puente. Ya anteriormente se habló de los requerimientos de área hidráulica bajo el puente para permitir el paso del gasto de diseño. Debiéndose ahora considerar los siguientes factores en relación al paso de cuerpos flotantes:

    1. Altura libre vertical: es la altura entre la superficie del agua para el gasto de diseño y la parte inferior de la superestructura; debe permitir el paso de cuerpos flotantes. Este factor puede restringir el peralte de la superestructura en el caso de estar ya fija la restante del camino.

    2. Claro mínimo: es el claro que debe haber entre los tramos del puente para permitir el paso de los cuerpos flotantes.

3. Aspectos de tránsito. Deben considerarse todos aquellos datos relacionados con las condiciones del tránsito local y de largo itinerario, ya que estos pueden hacer variar el ancho de calzada del puente y su capacidad de carga, y, a su vez, esto puede hacer variar el tipo de superestructura que se adopte.

4. Aspectos de construcción. Se tomarán todos aquellos datos de la zona del cruce inherentes a la construcción futura del puente, tales como materiales disponibles en calidad, cantidad y costo, accesibilidad a la obra, sueldos y jornales en la región, sistemas y equipos de montaje factibles, etc.

La mayor parte de la información requerida en los renglones superiores es proporcionada por los estudios previos ya realizados

Considerando la información anterior y los factores que intervienen para la elección de cimentación y subestructura, se puede determinar las características generales del puente; longitudes de tiramos, longitud total, altura mínima necesaria, tipos de cimentación y subestructuras factibles, ancho de calzada y ancho total, y tipo de carga móvil de diseño. Definido lo anterior, se puede decir que "se inicia la elección del tipo de superestructura, ya que habrá muchos tipos que cumplan por igual todas estas condiciones, pero habrá una que presente las mayores ventajas en su construcción y principalmente económicas. Es por esto que se deberán realizar varios anteproyectos, tomando en cuenta los tipos de materiales existentes en la zona, las condiciones de acceso al lugar de la obra y el procedimiento de construcción.

Obviamente, se eligirá aquel anteproyecto que resulte más económico, pero para estar seguros que así es, se requiere que la evaluación de los anteproyectos se haya efectuado correctamente, es decir que la determinación de los precios unitarios de cada uno de los conceptos que se tienen, estén bien analizados.

No es fácil establecer normas o reglas que puedan llevar al ingeniero a elegir el tipo óptimo de superestructura en el proyecto de puentes, pero puede normarse el criterio en base a la

experiencia en el proyecto y construcción, y en el conocimiento del análisis de precios unitarios. En lo que resta de este subinciso se presentan algunas definiciones o clasificaciones de tipos de superestructuras, a manera de ayuda para la elección de estas.

- Puentes determinados o indeterminados estáticamente (exteriormente).

Cuando el claro por salvar en un puente es lo suficientemente grande para requerir de múltiples tramos, el ingeniero proyectista debe elegir entre una superestructura determinada o indeterminada o indeterminada estáticamente. En el primer caso se pueden utilizar una serie de tramos simplemente apoyados, o tramos en voladizo, y en el segundo caso, tramos continuos.

En la figura 23 se muestran las disposiciones interiores, para un puente de tres claros.

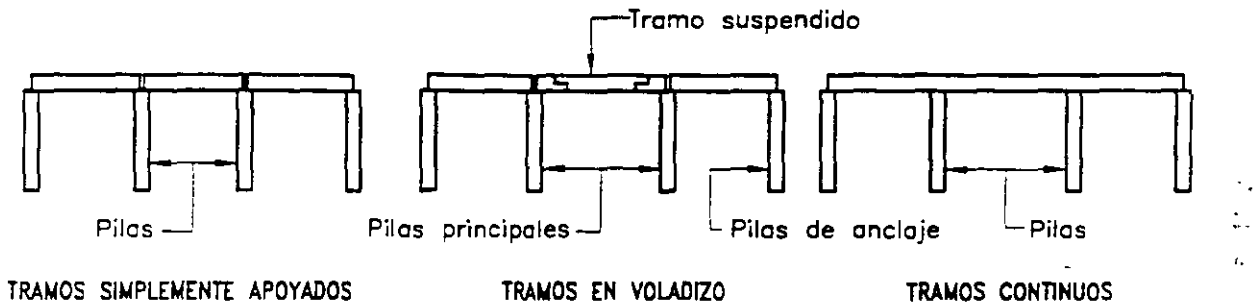


FIGURA 23 Disposición estructural de los miembros principales de carga de un puente

Entre las ventajas de los tramos simplemente apoyados, contra los tramos continuos, tenemos:

1. La estructura es estáticamente determinada, lo que simplifica el análisis.

2. Pueden utilizarse donde las condiciones de cimentación son deficientes, ya que los asentamientos diferenciales de las pilas no incrementan los esfuerzos en las trabes longitudinales.

3. La erección es más sencilla y rápida.

4. Los tramos pueden ser prefabricados.

Y las ventajas de los tramos continuos, sobre los tramos simplemente apoyados:

1. Se puede tener un ahorro apreciable de materia en la superestructura
2. Se requiere de menor número de apoyos, ya que es posible realizar tramos más largos.
3. Se reducen las vibraciones y las definiciones.
4. Las fuerzas longitudinales en la superestructura pueden ser transmitidas hasta los estribos, en vez de trasportarlas parcialmente a las pilas.
5. Los tramos continuos resisten cargas de ruptura mayores.
6. Las estructuras continuas son ideales para el montaje tipo voladizo.

7. Se requieren menos dispositivos de expansión.
8. Se puede lograr una apariencia más agradable, debido a la posibilidad de variar la longitud del tramo y del peralte de las trabes.

Respecto a los tramos en voladizo, su construcción consiste esencialmente en dos tramos simplemente apoyados, cada uno con extremos sobresalientes o volados (como se muestra en la figura 23) y con otro simplemente apoyado entre los dos extremos en voladizo.

En los puentes en voladizo es posible aprovecha la simplicidad de análisis de una estructura isostática y las ventajas de un puente continuo. Esto se logra localizando articulaciones en los puntos de reflexión en el claro central de la estructura respecto a las cargas muertas, ya que dichos puntos se desplazan para la carga viva. Para tramos largos, con sus grandes cargas muertas, los puentes en voladizo se comparan muy favorablemente con la construcción continua, pero en tramos cortos, la construcción continua será más económica.

Los puentes en voladizo poseen también la ventaja del montaje en voladizo, además de las ventajas de los tramos simplemente apoyados. Entre las desventajas de los puentes en voladizo están, que son menos rígidos que los puentes de tramos continuos, requieren conexiones articuladas especiales, y puede haber levantamientos en las pilas de anclaje (estribos) y requerirse que existan reacciones muy grandes en las pilas principales (ver figura 23).

Al inicio del diseño del puente, el ingeniero proyectista debe hacer una selección en base a las ventajas y desventajas mencionadas anteriormente para cada caso. Como cada sitio es diferente, el peso de las ventajas mencionadas no es el mismo para distintos puentes.

Si las condiciones de cimentación son buenas, y otras características del sitio indican tramos medios o largos, la estructura continua muestra el menor costo. Para tramos cortos, sólo hay una pequeña diferencia en el costo, y la velocidad y simpleza de la erección puede favorecer el uso de tramos simplemente apoyados. Cuando se utilizan elementos prefabricados, los tramos simplemente apoyados son los utilizados más frecuentemente. Las vigas de concreto colgadas "in situ" pueden ser fácilmente formadas como vigas continuas, y el ahorro en peso y una más agradable apariencia (con vigas de peralte variable) son ventajas definitivas.

Un puente continuo puede tener dos o más tramos, sin embargo, cinco tramos continuos son usualmente el máximo, ya que las expansiones y las fuerzas longitudinales en la subestructura se tornan en difíciles problemas para puentes largos. Las superestructuras continuas usuales en puentes constan de tres tramos, siendo el tramo central de 1/5 a 1/3 más largo que los tramos extremos. En cuanto a puentes de dos tramos, los tramos continuos resultan ser sólo un poco más económicos que los tramos simplemente apoyados. La realización de diseños alternativos, y la determinación de sus costos, complementarán la selección entre tramos continuos y simplemente apoyados.

- *Puentes de paso inferior, superior y a través*

Otros aspectos importantes para la elección del tipo de superestructura, lo constituyen las necesidades de altura libre vertical bajo la misma y el nivel requerido de la rasante del camino. Esto da origen a los puentes de paso inferior, superior y a través.

En los puentes de paso inferior, el sistema de piso se conecta a la porción de los miembros principales de carga. Este tipo de puente es especialmente útil en el caso de que haya escasa altura libre vertical entre el nivel del agua de la avenida de diseño y la rasante del camino, de modo que no se pueda alojar en este espacio el peralte y por razones de construcción del camino se prefiera no modificar el nivel de la rasante.

De igual forma que en el caso anterior, si se tienen restricciones por altura libre vertical y el nivel de la rasante, pero el sistema de piso se conecta en la porción media de los miembros principales de carga y no existe contraventeo encima del tránsito, se dice que el puente es de paso a través. Para reducir el efecto de confinamiento sobre los usuarios de los puentes, los puentes de paso inferior y a través se construyen con armaduras metálicas, de aquí que los puentes de paso a través se denominen puentes de armaduras enanas o "puentes pony". Este tipo de puente no es usado actualmente.

En los puentes de paso superior, el sistema de piso se coloca en la parte superior de los miembros principales de carga, de modo que no se requiere contraventeo alguno sobre su parte superior, por encima de los vehículos. Los puentes de paso superior tienen todas las ventajas sobre los de paso inferior, excepto la de la altura libre vertical abajo de él, a partir de la rasante. Hay espacio libre ilimitado en el sentido vertical y horizontal sobre el sistema de piso, de modo que la expansión futura es más factible. Otra ventaja muy importante es que las armaduras o trabes de apoyo pueden colocarse muy cerca unas de otras, reduciendo los momentos transversales en el sistema de piso, que resulta más simple que en los puentes de paso inferior y a través ya sin existir la restricción de altura libre vertical, el tipo de puente más usual es el de paso superior por las ventajas que posee sobre los otros tipos, además de tener una apariencia más agradable.

- *Puentes con grande y pequeña altura libre abajo ellos. Puentes móviles.*

Para la elección del tipo de superestructura para un puente que cruce una vía navegable, el ingeniero proyectista puede elegir un puente de gran altura libre, pero con un tramo móvil. La altura libre a que se hace referencia, corresponde a la distancia libre vertical entre la parte inferior del puente y la superficie del agua correspondiente al nivel de aguas máximo ordinario.

Los puentes de gran altura libre, permiten el paso del tránsito fluvial bajo la superestructura sin interrumpir el tránsito de vehículos sobre ellos.

Este tipo de puentes tienen costos iniciales mucho más grandes que los puentes de pequeña altura libre, sus accesos requieren de grandes longitudes de desarrollo, tienen pendientes fuertes y pueden obstruir calles en áreas urbanas.

Los puentes de pequeña altura libre costos iniciales menores, requieren de longitudes de desarrollo más pequeñas para sus accesos, permiten el paso rápido de los vehículos (cuando no está pasando un barco) y los costos de operación de los vehículos que los cruzan son reducidos. Por otra parte, los puentes de pequeña altura libre, con secciones móviles, representan siempre una molestia para el tránsito de vehículos y barcos, siendo un riesgo real para el tránsito terrestre en caso de emergencia para el uso del equipo de bomberos,

ambulancias, etc.. Requieren gastos adicionales para los operadores que abren y cierran el puente, así como el costo de la maquina y la energía para abrir y cerrar.

Los tres tipos usuales de puentes móviles son: el puente giratorio, el puente levadizo vertical y el puente basculante.

El puente giratorio está soportado por una pila central y gira horizontalmente. El puente gira sobre una mesa giratoria, como se muestra en la figura 24.

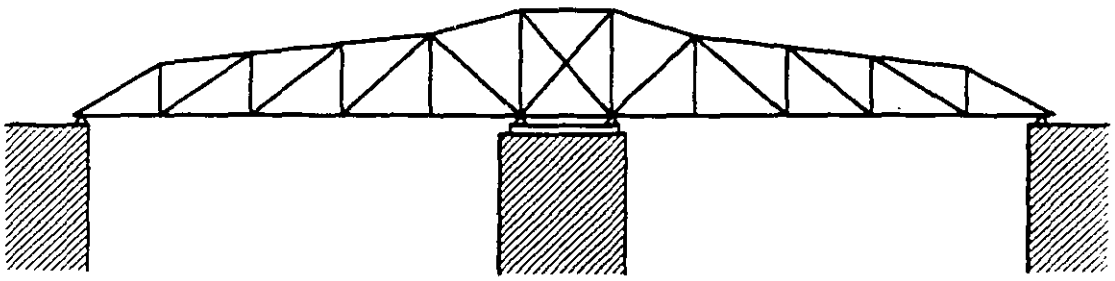


FIGURA 24 Puente giratorio

Con los puentes giratorios no hay problema con la altura libre vertical, pero la pila central representa un obstáculo para los barcos.

En el puente levadizo vertical, el tramo móvil es izado verticalmente sobre el área libre de navegación, como se muestra en la figura 23. Este tipo de puente es utilizado cuando el espacio libre horizontal requerido es mayor que la altura libra vertical necesaria.

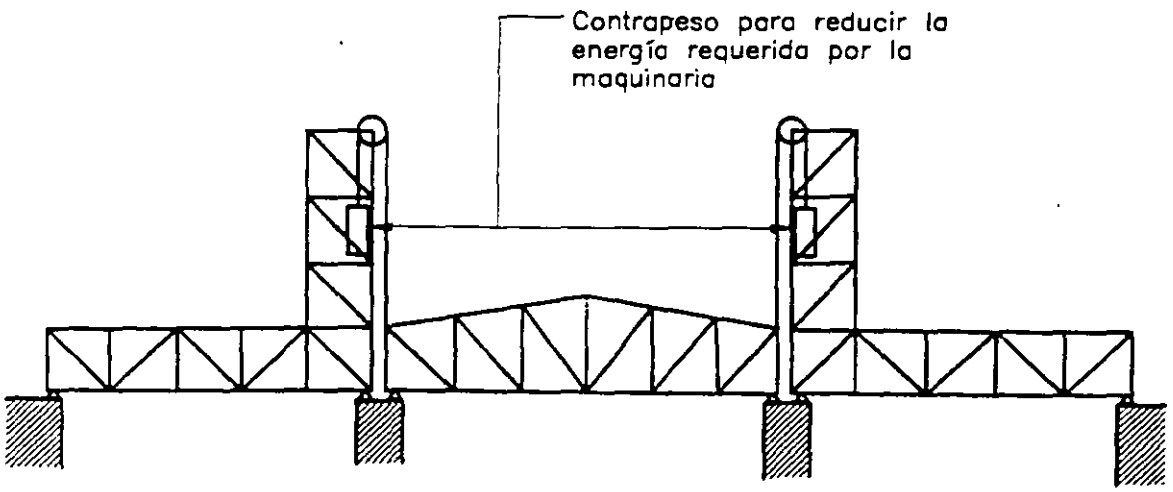


FIGURA 25 Puente levadizo vertical

Los brazos pasculantes son aquellos en los que el resto movil gira verticalmente en sus extremos. usualmente mediante algun sistema de contrapeso (figura 5d) Esta solucion es satisfactoria cuando se tendrá un espacio libre angosto, pero alto.

FIGURA 5d Brazo pasculante

Los brazos de giro algun tipo dropdplamente se selecciona para el transito de centeiro o para un cruce en un giro total o para algun lugar donde la via navegable por cursar sea muy ancha. Por otro lado. los brazos movijes depegan ser tomados en consideracion segnmente sopre los de giro algun para el transito ferroviario. para giros rapidos. o para casos donde se tendrá una giro algun tipo (y dropdplamente angosta). sopre la via navegable.

- Claros usuales en diferentes tipos de superestructuras.

En la tabla 5 se incluyen diferentes tipos de superestructuras y los claros en que son usados generalmente. y su seleccion dependerá de los factores indicados mas arriba y de las caracteristicas propias de cada tipo.

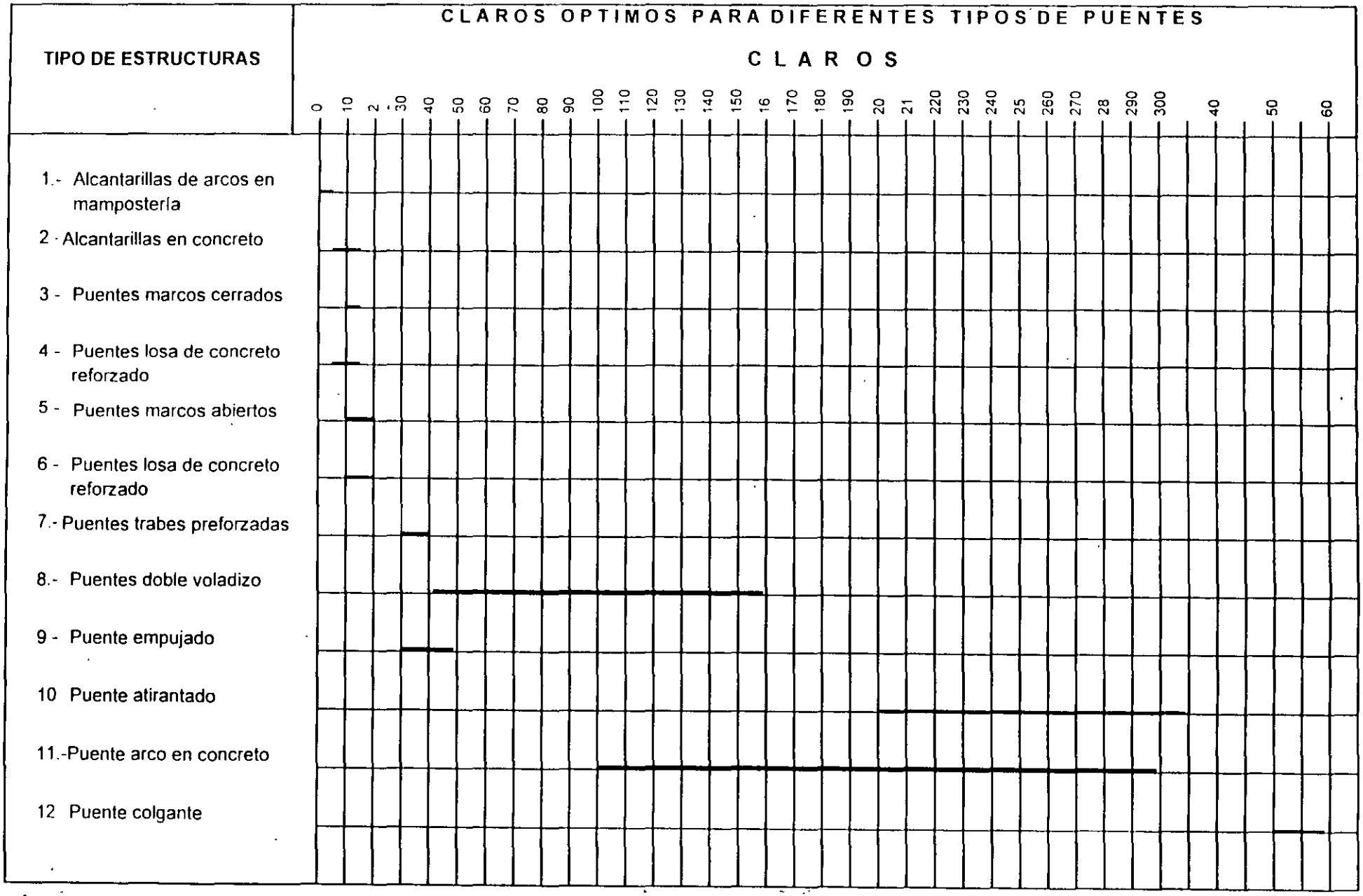
De acuerdo al claro se ha encontrado que la solucion mas eficiente para claros menores de 4 metros es el cambio de trapes longitudinales paralelas al transito. soportando una losa cuyo espesor minimo es de 12 cm: con este criterio. el numero de trapes y su separacion dependerá del claro maximo que pueda aceptar la losa. El espesor principal de la losa es perpendicular al transito. Para puentes cuyos claros son menores de 4.0 metros utilize la solucion a base de una losa maciza. cuyo refuerzo principal es paralelo al transito.

Cuando el claro es mayor de 15 metros es economico el uso de vigas de concreto presforzado: esta solucion facilita el uso de vigas prefabricadas. placas y losa colocada en sitio. anuque de las vigas se limita a unos metros por dropdemas de transporte.

TIPO DE SUPERESTRUCTURA	CLAROS
PUENTES DE CONCRETO RESFORZADO	
Losa plana maciza.	Hasta 10 metros
Losa plana aligerada.	de 9 a 20 metros
Losa nervurada.	de 15 a 30 metros
Vigas sección T	de 9 a 25 metros
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas	de 25 a 35 metros
Vigas sección cajón continuas.	de 25 a 45 metros
PUENTES DE CONCRETO PREESFORZADO	
Vigas simples	de 15 a 30 metros
Vigas compuestas.	de 25 a 45 metros
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas.	de 30 a 50 metros
Vigas sección cajón. Continuas.	de 30 a 60 metros
PUENTES DE ACERO	
Vigas simples perfil laminado.	de 10 a 15 metros
Vigas de placa compuestas. Simplemente apoyadas.	de 20 a 40 metros
Vigas de placa compuestas. Continuas.	de 30 a 70 metros
Vigas de placa. Preesforzadas.	de 30 a 45 metros
Vigas de sección cajón. Simplemente apoyadas.	de 30 a 50 metros
Vigas de sección cajón. Continuas.	de 40 a 80 metros
Armadura simple.	de 45 a 180 metros
Armadura continua.	de 75 a 240 metros
Armadura en voladizo.	de 150 a 550 metros
OTROS TIPOS	
Tridilosa. Simplemente apoyada.	de 9 a 60 metros
Tridilosa. Continua.	de 25 a 70 metros
En arco.	de 30 a 500 metros
Atirantados.	de 150 a 400 metros
Colgantes.	de 300 a 1500 metros

TABLA 2 Claros usuales en distintos tipos de superestructuras.

CLAROS OPTIMOS PARA DIFERENTES TIPOS DE PUENTES



ANALISIS DE CARGAS

En el diseño de las estructuras, en este caso puentes, se incluye la determinación del tamaño y de la forma de los miembros y de sus conexiones, y el principal requisito es que las estructuras deben soportar con seguridad todas las cargas que se le apliquen. Por lo tanto, para el proceso de diseño es indispensable conocer todas las cargas y sus posibles combinaciones.

Los ingenieros proyectistas deben determinar las combinaciones racionales de carga que puedan producir los esfuerzos o deformaciones máximas en las diferentes partes de la estructura, ya que no es factible diseñar las estructuras ordinarias para que resistan todas las combinaciones de carga concebibles, ni las fuerzas excepcionalmente grandes; por lo tanto, el proyecto es necesariamente incierto. Se puede hacer una valuación estadística y probabilística de las intensidades de las cargas y del funcionamiento estructural, calculando las pérdidas económicas y los daños a seres humanos, pero en la actualidad, los ingenieros proyectistas apenas comienzan a considerar cuantitativamente estos factores. En vez de esto, para simplificar el proyecto de estructuras comunes, los reglamentos de construcción especifican las cargas mínimas de diseño y sus combinaciones críticas por medio de criterios basados en la experiencia, en algunas mediciones y en la lógica.

Los reglamentos actuales indican, por una parte, las normas encaminadas a la verificación de la resistencia de los elementos de una estructura utilizando hipótesis de dimensionamiento derivadas de un número suficiente de pruebas de laboratorio con objeto de lograr predecir mecanismos de falta bajo la acción de uno o varios elementos actuantes, y por otra, se preocupan de la respuesta de la estructura bajo condiciones de servicio.

Los reglamentos actuales de puentes se mantienen bajo criterios más conservadores que los correspondientes a edificios, y esto es debido a que no se conocen con precisión los efectos dinámicos del impacto de la carga viva, así como la fatiga debida a la repetición de las cargas, pero a medida que se va teniendo mayor información de los ensayes de laboratorio, los reglamentos de puentes van identificándose con los reglamentos de construcción vigentes de estructuras urbanas.

En los reglamentos se distinguen usualmente tres tipos de acciones de tráfico:

a) Cargas repartidas por vía de circulación.
b) Cargas concentradas por eje.
c) Cargas de vehículo.

No obstante existen diversos criterios, según los reglamentos de distintos países, en cuanto a la consideración y modo de aplicación de las cargas. A veces se especifica distintos tipos de carga, según el tipo de esfuerzos que se calcula (esfuerzos locales o globales).

En la figura 27 se muestran los valores del momento flexionante máximo, por unidad de ancho, en un puente simplemente apoyado de una sola vía de circulación, en función del claro del mismo.

En la misma figura se observan las importantes diferencias que existen según los reglamentos de distintos países y se comprenden las consecuencias que éstas cargas específicas tienen en el proyecto, construcción y, en suma, en el costo del puente.

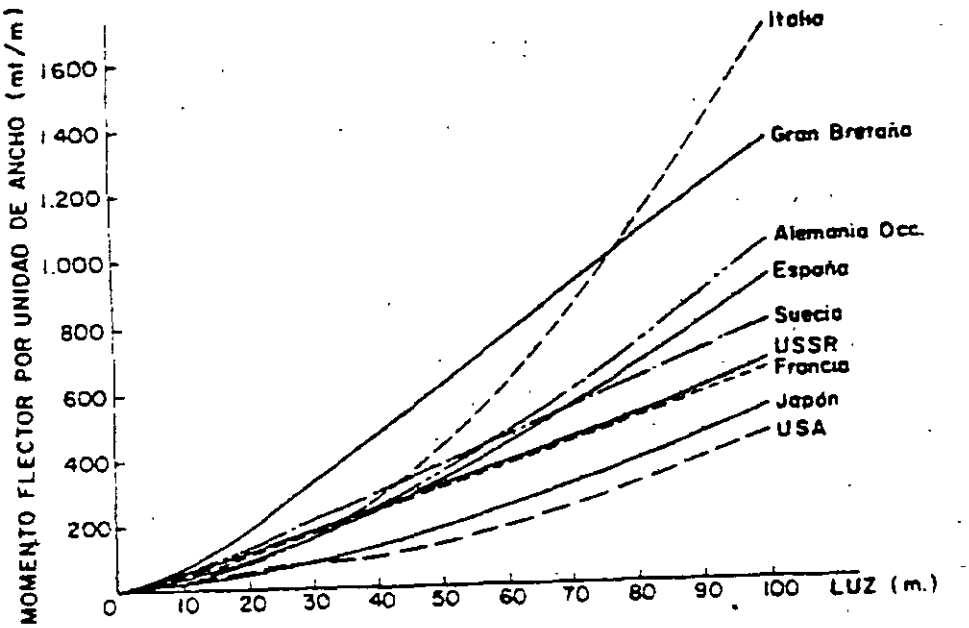


FIGURA 27 Momentos flexionantes máximos por unidad de ancho para una vía de circulación cargada, según las normas de los distintos países.

Para llevar a cabo el diseño y construcción de puentes, en México, se emplean comúnmente las siguientes especificaciones.

a) Secretaría de Comunicaciones y Transportes. "Normas Técnicas paea el proyecto de Puentes Carreteros", México, D.F., 1984.

b) American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), "Standard Specifications for Highway Bridges", Washington, 1996.

c) American Railroad Engineering Asociation (AREA), "Especificaciones de Puentes para Ferrocarriles".

Para el caso de puentes de caminos, las especificaciones americanas AASHTO, señalan que los elementos estructurales de un puente deben ser diseñados para soportar ciertas cargas o acciones, que se incluyen a continuación:

CARGA MUERTA

La carga muerta consiste en el peso de la estructura, incluyendo las superficies de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables y otras instalaciones para servicios públicos.

La determinación de la carga muerta del puente implica un proceso iterativo, ya que el verdadero peso del puente sólo puede determinarse hasta que el puente ha sido diseñado Por lo tanto, es necesario hacer una estimación preliminar de la carga muerta para el diseño y compararla con la que resulte de éste, repitiendo el proceso de refinamiento hasta que ambos pesos concuerden razonablemente. Un estudio de puentes semejantes puede ayudar para obtener la estimación preliminar de la carga muerta.

Para la determinación de la carga muerta se incluyen en la tabla 3 los pesos volumétricos de algunos materiales que son usados comúnmente en puentes.

Acero o acero fundido	7850 Kg/m^3
Hierro fundido	7800 Kg/m^3
Aluminio, aleaciones	2800 Kg/m^3
Madera (tratada o sin tratar)	800 Kg/m^3
Concreto simple	2300 Kg/m^3
Concreto reforzado	2400 Kg/m^3
Mampostería de piedra	2750 Kg/m^3
Arena, tierra, grava o balasto, compactados	1920 Kg/m^3
Arena, tierra y grava sueltas	1600 Kg/m^3
Macadam o grava, compactados con aplanadora	2240 Kg/m^3
Relleno de escorias	960 Kg/m^3
Pavimento que no sea bloque de madera	2400 Kg/m^3
Tablón asfáltico	1730 Kg/m^3
Vía de F.C. (riel, guardariel y accesorios de vía) por metro lineal de vía	298 Kg/m^3

TABLA 3 Pesos volumétricos para la determinación de la carga muerta en puentes.

CARGA VIVA

Las cargas vivas para caminos que se consideren sobre la calzada de los puentes, consistirán en el peso de la carga móvil aplicada, correspondiente a los caminos, coches y peatones.

Cargas móviles y criterios para el proyecto de puentes

En este escrito se mencionan las cargas móviles utilizadas en los proyectos estructurales de puentes y algunos criterios de diseño relacionados con dichas cargas que son de uso en México.

Las especificaciones que normalmente se utilizan en el proyecto de puentes son las que estipula la American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO) de los Estados Unidos de América. Estas especificaciones han ido evolucionando al paso del tiempo, pudiéndose mencionar las ediciones de 1931, que fue la primera publicada; la de 1944, que fue la cuarta; la de 1977, que fue la duodécima y también la última traducida y publicada por la Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT) en 1984; y la de 11996, decimosexta, que es la más reciente.

Fue a partir de 1944 y hasta la actualidad que se adoptaron las cargas móviles de diseño que ahora se conocen. Dichas cargas consisten en camiones tipo o cargas por carril equivalentes en las que los camiones no son reales, sino sólo vehículos imaginarios que se usan para el diseño. Según la AASHTO hay dos clases principales de camiones: los denominados con la letra H seguida de un número y los designados con las letras HS, seguidas también de caracteres numéricos.

Los camiones de tipo H tienen dos ejes y el número que le sigue a la H en la denominación indica el peso total del camión cargado, en toneladas norteamericanas de 2.000 libras. Así, el camión H20 pesa 20 toneladas norteamericanas, que equivalen a 18.14 toneladas métricas.

Los camiones HS son vehículos tipo con tractor y semirremolque, con dos ejes en el primero y un eje en el segundo. El número que sigue a las letras HS es el peso del tractor en toneladas norteamericanas, el peso del semirremolque es el 80% del peso del tractor. Por ejemplo, en el camión HS20 el tractor pesa 20 toneladas norteamericanas, y el peso del semirremolque es de 16 toneladas norteamericanas, con lo que el peso total del camión es de 36 toneladas norteamericanas que equivalen a 32.66 toneladas métricas. En este caso la separación entre el eje posterior del tractor del tractor y el del semirremolque es variable dentro de ciertos límites con el fin de obtener el efecto más desfavorable para la estructura en diseño (ver anexo 1).

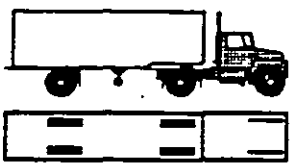
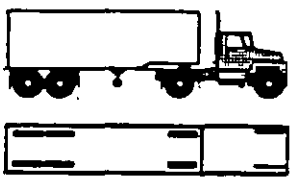
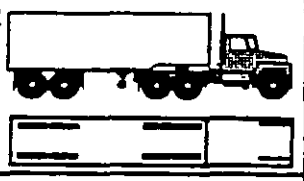
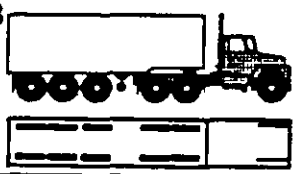
En México, no obstante que se utilizan las normas AASHTO para el proyecto de puentes, las cargas móviles de diseño que se usan son las denominadas T3-S3 y T3-S2-R4, que identifican a camiones reales cuyo tránsito está permitido en las carreteras federales del país, según lo indica el Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal, publicado en el Diario Oficial de la Federación del día 26 de enero de 1994 y que fue modificado conforme al decreto publicado en el Diario Oficial de la Federación el 7 de mayo de 1996. De acuerdo con el reglamento mencionado vigente, el camión tpoT3-53 consta de un tractor con tres ejes y

un semirremolque con tres ejes, cuyo peso bruto vehicular máximo autorizado es de 48.5 toneladas métricas para circular en caminos tipo A y B pudiendo aumentarse este peso a 54.5 ton Si el camión cuenta con suspensión neumática en todos sus ejes, excepto el direccional. El camión tipo T3-S2-R4 consta de un tractor con tres ejes, un semirremolque con dos ejes y un remolque con cuatro ejes, con peso bruto vehicular máximo autorizado de 66.5 ton para caminos tipo A y B que puede aumentarse a 72.5 ton durante el período de 8 de enero de 1997 al 8 de enero de 2002 su cuenta con un sistema auxiliar de frenos independiente al de balatas (posteriormente al periodo referido, el peso se ajustará a 66.5 ton); además de lo anterior, el peso bruto vehicular de este camión podrá aumentarse a 81.5 ton si cuenta con suspensión neumática en todos sus ejes, excepto el direccional.

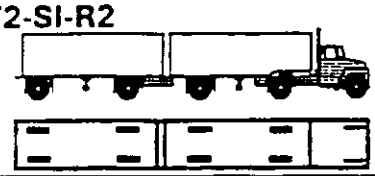
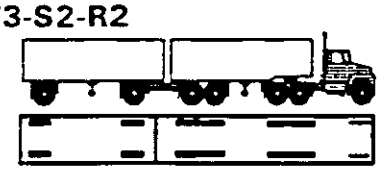
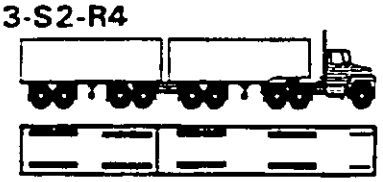
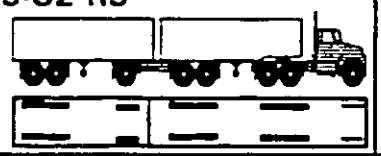
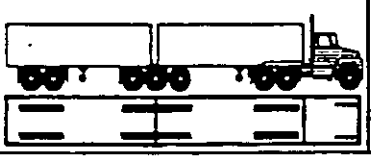
La Dirección General de Conservación de Carreteras, previa consulta con la Dirección General de Servicios Técnicos, ha adoptado como carga móvil de diseño la que produzca el efecto más desfavorable entre los camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4 (con peso total máximo de 48.5 ton y 66.5 ton, respectivamente, y que se pueden observar las siguientes páginas) en todos los carriles que pueda albergar el ancho de calzada del puente en caminos tipo A y B. Para caminos tipo C y D la carga móvil de diseño será la que produzca el efecto más desfavorable entre cualquiera de los camiones ya mencionados en una banda y en la otra banda un camión tipo HS20.

Como dato histórico, puede mencionarse que en el pasado las cargas móviles utilizadas para el proyecto de puentes carreteros en México fueron las HS. Hasta 1972 se empleaba la carga HS15 en puentes de carreteras comunes y la carga HS20 en puentes de carreteras troncales. A partir de 1972 y hasta 1980, se generalizó el uso de la carga HS20, después de los cual ya se utilizaron las cargas T3-S3 y T3-S2-R4, pero con pesos y criterios diferentes a los que aquí se mencionan.

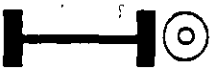
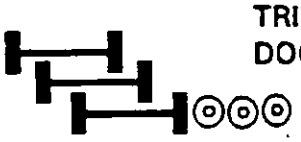
PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

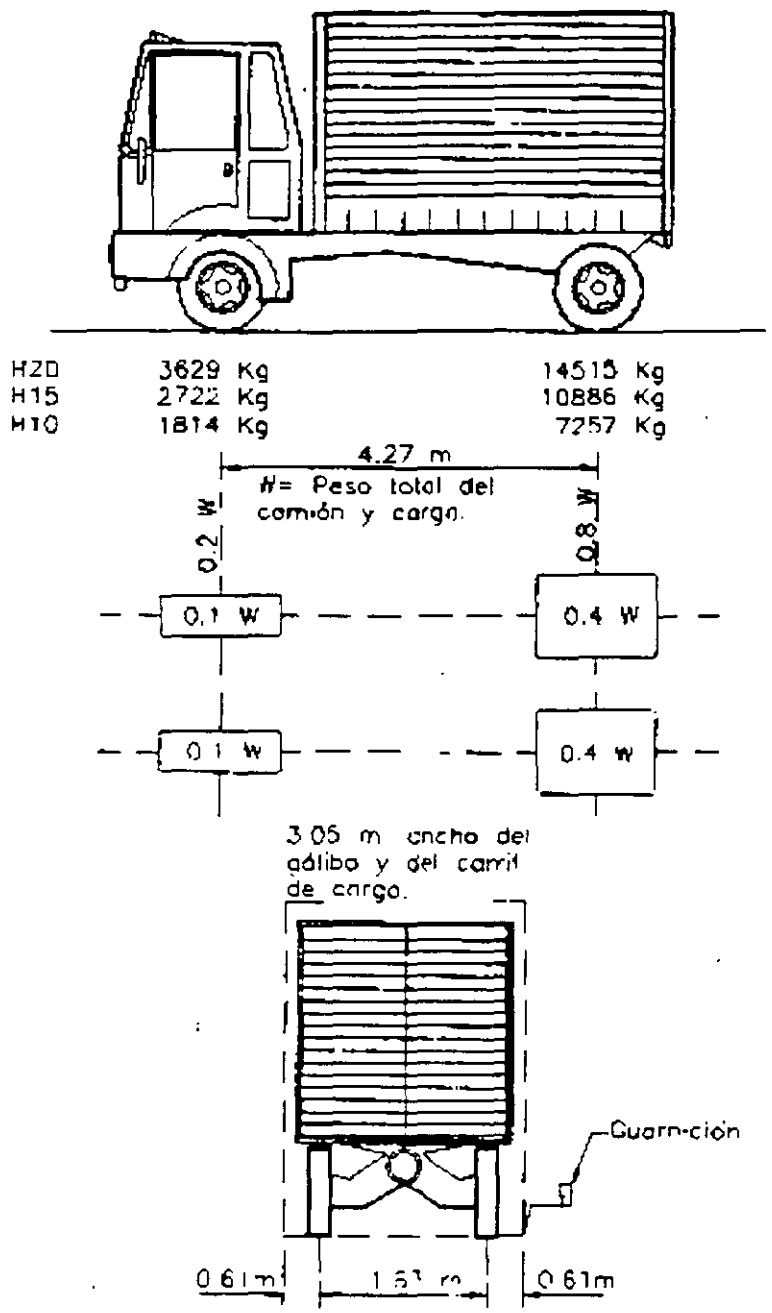
TRACTOCAMION ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-SI 	10	27.50	27.50	24.50	NA
T2-S2 	14	35.50	35.50	31.50	NA
T3-S2 	18	44.00	44.00	39.00	NA
T3-S3 	22	48.50	48.50	43.00	NA

PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-SI-R2 	18	47.50	47.50	42.50	NA
T3-SI-R2	22	56.00	56.00	50.00	NA
T3-S2-R2 	26	60.50	60.50	52.50	NA
T3-S2-R4 	34	66.50*	66.50*	58.00	NA
T3-S2-R3 	30	63.00	63.00	55.00	NA
T3-S3-S2 	30	60.00	60.00	51.50	NA

PESOS MAXIMOS AUTORIZADOS POR TIPO DE EJE Y CAMINO (TONELADAS)

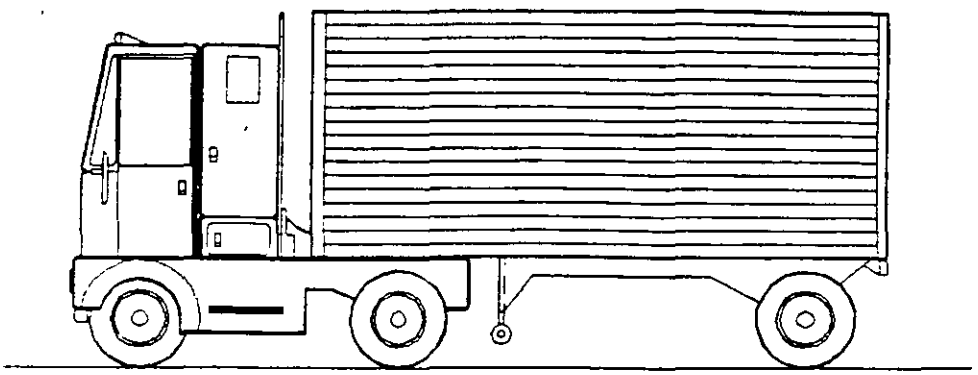
CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
SENCILLO DOS LLANTAS	6.50	6.50	5.50	5.00
SENCILLO CUATRO LLANTAS	10.00	10.00	9.00	8.00
 MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS	11.00	11.00	10.00	9.00
MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS	15.50	15.50	14.00	12.50
DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	18.00	18.00	16.00	14.00
MOTRIZ DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	19.50	19.50	17.50	15.50
 TRIPLE O TRIDEM DOCE LLANTAS	22.50	22.50	20.00	18.00



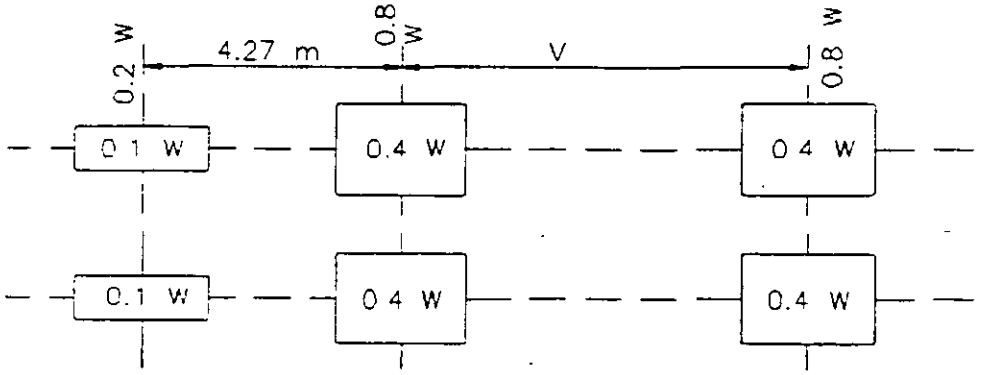
* Para el proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda quede a 30.5 cm de la cara de la guarnición

Camión tipo H

CAMION TIPO HS

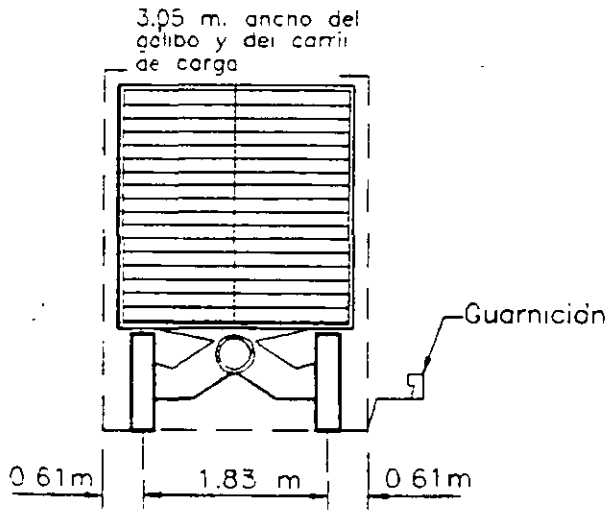


S20	3629 Kg	14515 Kg	14515 Kg
S15	2722 Kg	10886 Kg	10386 Kg



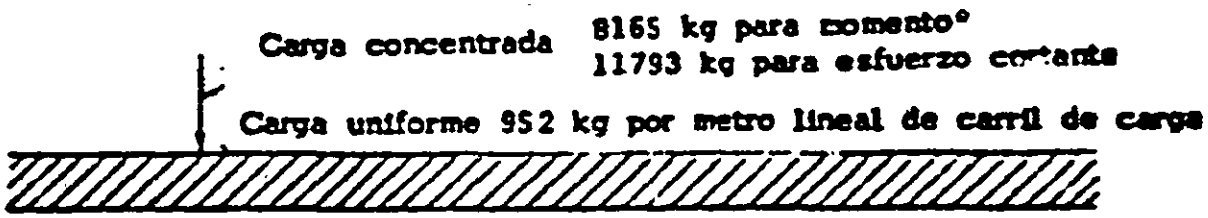
W= Peso combinado de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camion H correspondiente

V= Espaciamiento variable de 4.27 a 9.14 m. Inclusive El espaciamiento que se use será el que produzca los esfuerzos máximos.

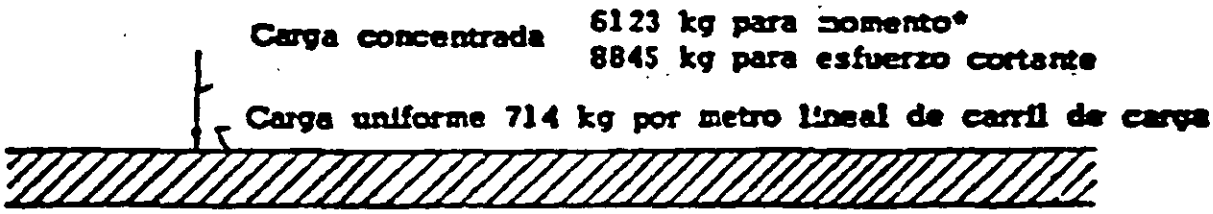


* Para el proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 30.5 cm de la cara de la guarnición.

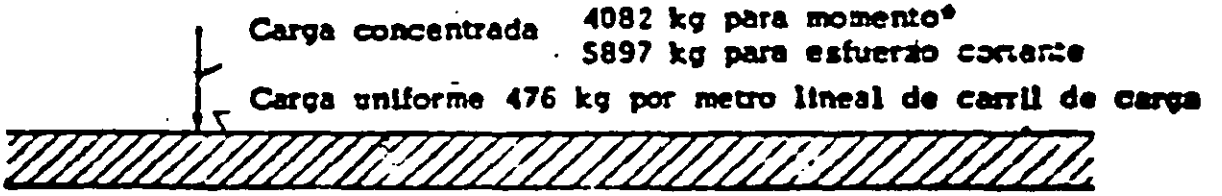
CARGAS EQUIVALENTES



CARGA H20-44
CARGA HS20-44



CARGA H15-44
CARGA HS15-44



CARGA H10-44

CARGAS PARA CARRIL H Y HS

CARRILES DE TRANSITO Y APLICACION DE LAS CARGAS

Se considerará que la carga equivalente por carril o la del camión tipo, ocupa un ancho de 3.05 m. sin embargo, debido a que el ancho de calzada se establece por condiciones geométricas de vialidad, se puede considerar que el ancho de cada carril de tránsito, para fines de análisis estructural, es el que se obtiene de la siguiente ecuación:

$$A = \frac{Ac}{N} \qquad \text{EC.1}$$

donde.

A = Ancho del carril de tránsito, de diseño.
Ac = Ancho de calzada entre guarniciones sin contar la faja central.
N = Número de carriles de tránsito de diseño.

La relación entre Ac y N se especifica en la tabla 4.

Ac	N
De 6.10 m a 9.14 m	2
De 9.14 m a 12.80 m	3
De 12.80 m a 16.46 m	4
De 16.46 m a 20.12 m	5
De 20.12 m a 23.77 m	6
De 23.77 m a 27.43 m	7
De 27.43 m a 31.09 m	8
De 31.09 m a 34.75 m	9
De 34.75 m a 38.40 m	10

TABLA 4

Las cargas equivalentes por carril o los camiones tipo podrán ocupar cualquier posición dentro de su carril individual para diseño (A), estableciendo la posición que produzca la condición crítica.

EL tipo de carga, ya sea ésta del tipo de carga equivalente por carril (que corresponde a un tren de camiones) o carga de camión tipo (que corresponde a las cargas concentradas en los ejes, de un solo camión que circula a lo largo del puente), que se utilizará en el análisis del puente, será la que produzca los máximos esfuerzos, ya se trate de claros simplemente apoyados o de tramos continuos

Para tramos simplemente apoyados se incluyen en la tabla 5 las longitudes de los tramos hasta las que la carga del camión tipo en cuestión produce los esfuerzos máximos. Así, para tramos simplemente apoyados con longitudes mayores a las consignadas en esa tabla, los esfuerzos máximos los producirá la carga equivalente por carril.

Carga tipo:	H 15	H 20	HS 15	HS 20
Para cortante, hasta	10.36 m	10.06 m	36.58 m	36.58 m
Para cortante, hasta	17.68 m	17.07 m	42.67 m	42.67 m

TABLA 5 Longitudes de tramos simplemente apoyados hasta las que el camión tipo produce esfuerzos mayores que la carga equivalente por carril.

De la tabla 5 notamos que un camión tipo produce los esfuerzos por cortante máximos, en relación con la carga equivalente por carril, hasta una longitud distinta a la que produce los esfuerzos máximos por flexión; así, por ejemplo, si se está analizando un tramo simplemente apoyado de 15 m de longitud sujeto a una carga H 15, el análisis por cortante se realizará utilizando la carga equivalente por carril, y el análisis por flexión se realizará utilizando el camión tipo.

Para tramos simplemente apoyados el espaciamiento del eje posterior, en camiones tipo HS, que produce los esfuerzos máximos, es el valor mínimo de 427 cm.

Para tramos continuos se deberá analizar qué tipo de carga es la que produce los máximos esfuerzos. En lo que respecta a las cargas de camión tipo HS se deberá considerar el espaciamiento del eje posterior más desfavorable tanto para momento positivo como negativo, considerando para éste último que el eje trasero puede situarse en el claro contiguo.

Las cargas equivalentes por carril consistirán en una carga uniforme por metro lineal de carril de tránsito, combinada con una carga concentrada (página 53) que puede deslizarse a lo largo del tramo de tal manera que produzca el máximo esfuerzo para cada punto del puente que se desee analizar. La carga concentrada y la carga uniforme se considerarán como uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m sobre una línea normal al eje central del carril.

Las cargas equivalentes en el caso de tramos continuos consistirán en las cargas mostradas en la página 53, agregando a estas cargas otra concentrada de igual peso, que se colocará en otro tramo de la serie en posición tal que se produzca el máximo momento negativo. Para determinar el momento positivo máximo se usará solamente una carga concentrada por carril combinada con tantos tramos cargados uniformemente como se necesite para producir el momento máximo. La carga uniforme podrá ser continua o discontinua, según sea necesario para producir los esfuerzos máximos. Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes se usarán diferentes cargas concentradas en las cargas equivalentes por carril, como está indicado en la figura 21. Las cargas concentradas más ligeras se usan para el análisis por flexión, y las cargas concentradas más pesadas se usarán para el análisis de esfuerzos cortantes.

CARGA MINIMA

Para caminos principales o para aquellos que se espera tengan tránsito de camiones pesados, la carga mínima aplicable será la de tipo HS 15-44.

REDUCCION DE INTENSIDAD DE LA CARGA VIVA.

Se podrán reducir los efectos de la carga viva de caminos actuando en cada línea, debido a que la posibilidad de que se produzcan simultáneamente las condiciones criticas en todas las líneas es muy remota. Así, si el puente está diseñado para tres carriles se podrá reducir en un 10% el efecto total de la carga viva, y en un 25% si el puente está diseñado para cuatro carriles o más. Si el puente está diseñado para uno o dos carriles no habrá reducción de carga viva.

El problema de la carga viva involucra no sólo el peso y espaciamiento de los vehículos y sus ejes, sino también la distribución de estas cargas sobre las losas y los largueros de soporte, la cual obviamente afectará al diseño. Se han deducido fórmula empírica, basadas en estudios teóricos y experimentales, y presentadas en especificaciones para puentes, tales como las de la AASHTO, de modo que pueda desarrollarse un diseño definido y razonablemente correcto

Debe recordarse que tales fórmulas necesariamente están limitadas a los rangos para los cuales se dedujeron (Las especificaciones -AASHTO se refieren a claros no mayores de 100 a 200 m). Para diseños y dimensiones fuera de las convencionales, el ingeniero debe utilizar su propio juicio y experiencia en la interpretación y aplicación de esas fórmulas.

Los esfuerzos máximos en los miembros de un puente no sólo dependen del peso del vehículo en movimiento, sino también de su posición sobre el puente. Por lo tanto, tienen que determinarse las posiciones criticas de los vehículos en movimiento que producen los esfuerzos máximos en diferentes puntos a lo largo del puente. Esto se hace generalmente por medio de las "Líneas de Influencia", que dan las leyes de variación de los elementos mecánicos correspondientes, cuando la carga se desplaza a lo largo del tramo del puente. Más adelante se tratarán las líneas de influencia.

CARGA VIVA SOBRE BANQUETA

Esta carga viva se establece de acuerdo a las siguientes condiciones:

1. Para el diseño de pisos, largueros y apoyos inmediatos a las banquetas se debe considerar una carga viva de 415 kg/m^2 por área de banqueta.

2. Para trabes de seccion compuesta, armaduras principales, etc. la carga viva a considerar será de acuerdo a lo siguiente:

- Para claros de 0 a 7.62 m de longitud 415 kg/m2
- Para claros de 7.63 a 30.48 m de longitud 293 kg/m2
- Para claros de más de 30.49 m de longitud, de acuerdo a la siguiente fórmula:

$$P = \left(146 + \frac{4464}{L}\right)\left(\frac{16.76 - A}{15.24}\right) \quad \text{EC. 2}$$

donde:
P = Carga viva por metro cuadrado (con un valor máximo de 293 kg/m^2).
L = Longitud de banqueta cargada, en metros.
A = Ancho de banqueta, en metros.

CARGA VIVA SOBRE GUARNICION

Las guarniciones se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor de 745 Kg/m de guarnición. aplicada en la parte superior de la guarnición. o a 25 cm arriba del piso si la guarnición es de altura mayor que 25 cm.

Las guarniciones se amplían para servir eventualmente como banquetas de tránsito para peatones: se llaman "banquetas de emergencia" y tendrán un ancho mínimo de 45 cm. Solamente si la banqueta de emergencia mide más de 60 cm de ancho se proyectarán para las cargas especificadas para banquetas.

CARGA VIVA SOBRE PARAPETOS

Parapetos de calzada. Los miembros superiores de los parapetos de calzada se proyectarán para resistir una fuerza lateral horizontal de 223 Kg/m simultáneamente con una fuerza vertical de 150 Kg/m aplicadas en la parte superior del parapeto. Cuando las guarniciones tengan más de 23 cm de altura. los barrotes inferiores del parapeto se proyectarán para resistir una fuerza Lateral horizontal de 450 Kg/m. Cuando las guarniciones tengan menos de 23 cm de altura. esa fuerza se aumentará en 60 Kg/m por cada 2.5 cm que la guarnición tenga abajo de los 23 cm de altura: el incremento agregado a la fuerza horizontal por aplicarse al barrote no sera mayor de 300 Kg/m. Si no hay barrote inferior. los miembros del alma se proyectarán para resistir una fuerza horizontal de 450 Kg/m aplicada a no menos de 53 cm arriba de la calzada. Por cada 2.5 cm de altura en la guarnición. arriba de 255 cm. esa fuerza lateral horizontal se podrá reducir en 22.5 Kg/m. pero no será menor de 223 Kg/m. Las fuerzas horizontales se aplicarán simultáneamente. Los parapetos sin alma y con un solo barrote se proyectarán para las fuerzas especificadas anteriormente para barrotes inferiores.

Parapetos para banquetas. Los parapetos para banqueta se proyectarán para que resistan las fuerzas especificadas para los parapetos de calzada. y se sujetarán a las mismas restricciones en lo relativo a las alturas de guarnición. Cuando hay armaduras de paso a través trabes compuestas o arcos que separen la banqueta de la calzada. o cuando las banquetas estén protegidas por un parapeto sobre la guarnición. el parapeto de banqueta se proyectará solamente para las fuerzas especificadas para el barrote superior.

IMPACTO

Es bien conocido que un vehículo moviéndose a través de un puente produce esfuerzos más grandes que si el vehículo estuviera en una posición estática sobre la estructura. El efecto dinámico total no sólo es resultado del choque de las ruedas del vehículo con las imperfecciones del piso. sino que además incluye la aplicación de la carga viva en la estructura en un periodo de tiempo corto. Se ha probado mediante las teorías de la Dinámica, que una carga aplicada instantáneamente a una viga produce esfuerzos hasta de dos veces los producidos por la misma carga si ésta permaneciera estática en la viga. En puentes. la carga viva nunca es instantánea. pero se aplica en un periodo de tiempo pequeño.

Adicionalmente al verdadero efecto de impacto y al efecto de la aplicación repentina de carga, hay un tercer efecto. que es causado por la vibración del vehículo sobre sus muelles: las irregularidades del piso contribuyen a este efecto. La vibración del vehículo sobre sus muelles

induce vibraciones en la estructura, y la magnitud de los esfuerzos inducidos depende de las masas relativas del vehículo y puente, de la frecuencia natural de la estructura, y de las características de amortiguamiento del puente.

Se definen dos grupos de estructuras según sea aplicable o no el efecto del impacto en su diseño, siendo éstos, respectivamente, los grupos "A" y "B".

GRUPO A

1. Superestructura, incluyendo columnas de acero o de concreto sujetas a carga, torres de acero, columnas de marcos rígidos y en general aquellas partes de la estructura que se prolonguen hacia abajo hasta la cimentación principal.

2. La porción de los pilotes de acero o de concreto que sobresalgan arriba de la superficie del terreno y que estén rigidamente conectados a la superestructura como cuando forman marcos rigidos o sean parte de una estructura continua.

GRUPO B

1. Estribos, muros de sostenimiento, pitas y pilotes, excepto en los indicados en el grupo A.2.
2. Cimientos y presiones en las cimentaciones.
3. Estructuras de madera.
4. Cargas para banquetas.

Las estructuras del grupo A se deberán diseñar incrementando los efectos de la carga viva en un cierto porcentaje debido a los efectos de impacto, efecto dinámico y efecto vibratorio, de acuerdo con la siguiente expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \qquad \text{EC.3}$$

donde :

I = Factor de impacto, en porciento, cuyo valor máximo a considerar será de 30%.

L = Longitud del claro cargado, en metros. *

* En las especificaciones AASHTO se expresa que el valor de 'L' en vigas continuas es la longitud del tramo en cuestión para momento positivo y el promedio de los dos tramos adyacentes para momento negativo; no se hace ninguna definición de "L" para cortante, por lo que se utilizará, de igual forma que para momento positivo, la longitud del tramo considerado.

FUERZAS LONGITUDINALES

Cuando un vehículo acelera o frena sobre un puente, sus llantas transmiten al piso fuerzas longitudinales, cuyas magnitudes dependen del valor de la aceleración o frenaje. La máxima fuerza longitudinal resulta de frenar repentinamente; la magnitud de esta fuerza depende del peso del vehículo, de su velocidad en el instante de frenar, y del intervalo de tiempo en que el vehículo se detiene completamente. Como sería incierta la valuación de los factores anteriores

para la determinación de las fuerzas longitudinales, en las especificaciones se estipula que se tendrá en cuenta una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. Para los puentes en que se considere que lleguen a ser en el futuro de una sola dirección, se considerarán cargados en todos sus carriles.

La carga usada será la carga equivalente por carril de diseño, con la carga concentrada para momento, sin considerar impacto, y la reducción especificada para cuando hay, varios carriles cargados.

El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá que se encuentra a 1.22 m arriba de la losa del piso y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura. La fuerza longitudinal añade esfuerzos muy pequeños a los miembros de la superestructura, pero es importante en el diseño de conexiones y de la subestructura.

Una fuerza longitudinal adicional, debida a la fricción en los apoyos para dilatación, deberá ser considerada en el diseño de la subestructura. Esta fuerza longitudinal es igual a la descarga en el apoyo por el coeficiente de fricción entre los materiales deslizantes que constituyen el apoyo. El uso de apoyos deslizantes de teflón, que tiene un coeficiente de fricción muy pequeño, minimiza las fuerzas longitudinales debidas al deslizamiento de los apoyos. En la tabla 6 se consignan los valores del coeficiente de fricción entre algunos materiales.

Material (1)	Coef.	Material (2)	Coef.
Entre piedra y piedra	0.40-0.70	Entre concreto y mat. Asf.	1.0-2.0
Entre madera y madera	0.25-0.50	Entre acero y acero	0.2-.05
Entre metal y piedra	0.30-0.70	Con rodillo de acero	0.03
Entre metal y madera	0.20-0.60	Teflón	0.04
Entre concreto y caucho	0.60-0.90		

(1) Ref. 38. (2) Ref. 32.

TABLA 6 Valores del coeficiente de fricción para algunos materiales.

FUERZAS DEBIDAS A VARIACIONES DE TEMPERATURA

Se deberán tomar en cuenta los esfuerzos o movimientos que resulten de las variaciones de temperatura. Se fijará el aumento o disminución de la temperatura para la localidad en que vaya a ser construida la estructura: dichas variaciones se calcularán a partir de una temperatura supuesta al tiempo de efectuarse la erección. Se tendrá muy en cuenta el retraso entre la temperatura del aire y la temperatura interior de miembros pesados de concreto o estructuras.

La variación de temperatura será generalmente como sigue:

* *En estructuras de acero*

Para clima moderado de -18 a 49 °C

Para clima frio de -34 a 49 °C

* *En estructuras de concreto*

	Aumento de temperatura	Disminución de temperatura
Para clima moderado	17 °C	22 °C
Para clima frio	19°C	25°C

Dentro de un intervalo amplio de temperaturas, las dilataciones o contracciones que sufre el concreto por aumento o disminución de la temperatura, respectivamente, son proporcionales a la variación térmica. Esta proporcionalidad se expresa por medio del coeficiente de dilatación térmica lineal, que se define como el cambio de longitud que sufre un elemento cuando su temperatura varia en un grado centígrado. El concreto simple varia entre 0.000006/°C y 0.000011/°C. Para efectos de diseño es común tomar un valor promedio de 0.000011°C, tanto para concreto simple, como para concreto reforzado.

Para el acero se considerará un coeficiente de dilatación térmica de 0.000012/°C (Ref. 27).

Si se permite la libre dilatación o contracción de la superestructura, el cambio de temperatura no origina esfuerzos "térmicos" a la superestructura, pero se originarán en los apoyos las fuerzas longitudinales indicadas en el subinciso anterior.

ANALISIS ESTRUCTURAL

En el Proceso de estudio estructural de una obra de Ingeniería se pueden distinguir tres fases fundamentales que son:

a) Idealización
b) Análisis
c) Interpretación

La idealización consiste en la representación de la obra de ingeniería mediante un modelo matemático que considere las propiedades más relevantes en relación con su estabilidad.

La fase de análisis estudia, mediante la utilización de recursos varios (Matemáticas, Mecánica, Resistencia de Materiales, etc.), el modelo-matemático definido en la fase de idealización, con el objeto de obtener una serie de resultados, cuyo significado y aplicación a la realidad de la obra constituye la última fase del proceso, que se denomina interpretación.

Se comprende que la idealización estructural y la interpretación de resultados contienen una elevada componente de experiencia e intuición, y es evidente, por otra parte, que ambas fases se encuentran profundamente relacionadas. En efecto, los resultados obtenidos y su interpretación dependen de la idealización o modelo considerado, y a su vez, los resultados obtenidos influirán en la determinación de modelos estructurales más convenientes, constituyéndose así un proceso cíclico, en el que el análisis se limita a determinar respuestas, conocida la estructura y las acciones.

En el análisis de una estructura se manejan dos conjuntos de magnitudes bien definidas:

1. Magnitudes de tipo estático (Fuerzas).
2. Magnitudes de tipo cinemática (Deformaciones).

Algunas de estas magnitudes, tanto estáticas como cinemáticas son conocidas y se denominan acciones La determinación de las restantes magnitudes se lleva a cabo al imponer una serie de condiciones o ecuaciones estructurales. Tres clases bien definidas de ecuaciones relacionan estas magnitudes en el análisis estructural: las ecuaciones estáticas o ecuaciones de equilibrio, las ecuaciones cinemáticas o condiciones de compatibilidad, y las ecuaciones constitutivas del material, que relacionan las ecuaciones estáticas con las cinemáticas.

El análisis estructural consiste, entonces, en determinar las magnitudes incógnitas (estáticas y cinemáticas) que satisfacen, en conjunción con las magnitudes conocidas, a los tres tipos de ecuaciones anteriores. Así, el análisis consiste en obtener un conjunto de magnitudes estructurales que suponga a la estructura un equilibrio y una compatibilidad.

El análisis estructural puede dividirse según diferentes criterios. Probablemente una de las divisiones más esenciales del análisis se obtiene al introducir el concepto de linealidad. Se dice que una estructura es lineal, o se comporta linealmente, si bajo la acción de dos conjuntos de acciones (cargas y movimientos impuestos), E_1 y E_2, que producen respectivamente, respuestas (resultados de desplazamientos y esfuerzos) R_1 y R_2, se comprueban que la respuesta R obtenida bajo una acción $E = K_1E_1 + K_2E_2$, combinación lineal de las acciones

anteriores, es, asimismo, la combinación lineal de las respuestas respectivas: es decir, $R = K_1R_1 + K_2R_S$ Se dice, por el contrario, que una estructura es no Lineal si la condición anterior no se satisface para todos los posibles valores de los coeficientes K_1 y K_2.

Existe una relación no lineal bajo cualquiera de dos condiciones. La primera de éstas ocurrirá cuando las deformaciones en el material estructural no sean proporcionales a los esfuerzos; esto es, cuando el material no sigue la Ley de Hooke. La segunda ocurre cuando las deformaciones de la estructura son considerables ante la aplicación de las cargas.

Otra clasificación fundamental en el análisis de estructuras aparece al introducir la dimensión del tiempo en la aplicación de las acciones. De este modo, se puede hablar de análisis dinámico, si las fuerzas de inercia son tenidas en cuenta, y análisis estático, en caso contrario.

La variable tiempo puede surgir bajo otra faceta en el análisis de estructuras, no solamente en la aplicación dinámica de las acciones, sino también en la descripción de las características constitutivas de los materiales, dividiendo los modelos estructurales en aquellos que utilizan materiales con fluencia y en los que no la tienen.

Existe una gran variedad de métodos de cálculo que, en base a los criterios de análisis pertinentes a la estructura en estudio, proporcionan la solución de las ecuaciones de equilibrio, compatibilidad y constitutivas que nos permiten conocer las incógnitas estáticas y cinemáticas de la estructura. Los diferentes métodos se distinguen por el proceso matemático empleado en la solución de las ecuaciones y por los efectos mecánicos considerados en el cálculo.

Según sean las características de la estructura a analizar, se eligirá el método de cálculo más adecuado para obtener los elementos mecánicos (incógnitas) que actúan sobre sus miembros.

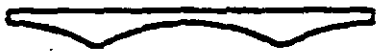
En el caso de los puentes, existen tres parámetros característicos de la estructura que determinan, de un modo fundamental, la elección del método de cálculo (de esfuerzos en tableros) más adecuado. Estos parámetros son:

a) Forma de la sección transversal.
b) Geometría en planta.
c) Condiciones de bordes y apoyos.

En la tabla 7 se resumen algunos métodos de cálculo de esfuerzos en tableros de puentes. En la tabla 8 se indican sus rangos de aplicación en función de los parámetros indicados en las figuras 29 a 31, estas tablas se presentan a manera de guía para la elección del método de cálculo más adecuado para estructuraciones con diferentes características.

En la tabla 8 se indican los rangos de aplicación más usuales y estrictos de los métodos de cálculo anteriores. Normalmente algunos de ellos pueden ampliarse, mediante algunas técnicas, al análisis de otras estructuras más complejas.

a) LOSA ESPESOR UNIFORME



b) LOSA ESPESOR VARIABLE

c) LOSA ALIGERADA CIRCULAR

d) LOSA ALIGERADA RECTANGULAR

e) SERIE DE VIGAS PREFABRICADAS NORMALIZADAS EN T INVERTIDA

f) SERIE DE VIGAS PREFABRICADAS NORMALIZADAS EN CAJON

g) PUENTES DE VIGAS PREFABRICADAS + FORJADO "IN SITU"

h) PUENTES DE VIGAS "IN SITU"

i) SECCION CAJON BICELULAR

j) SECCION CAJONES MULTIPLES

FIGURA 28

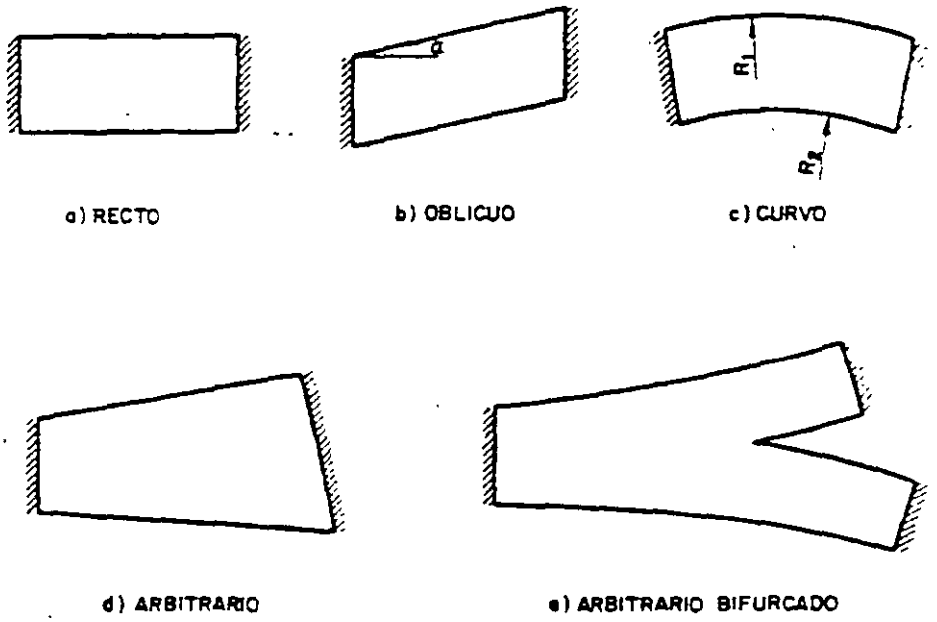


FIGURA 29

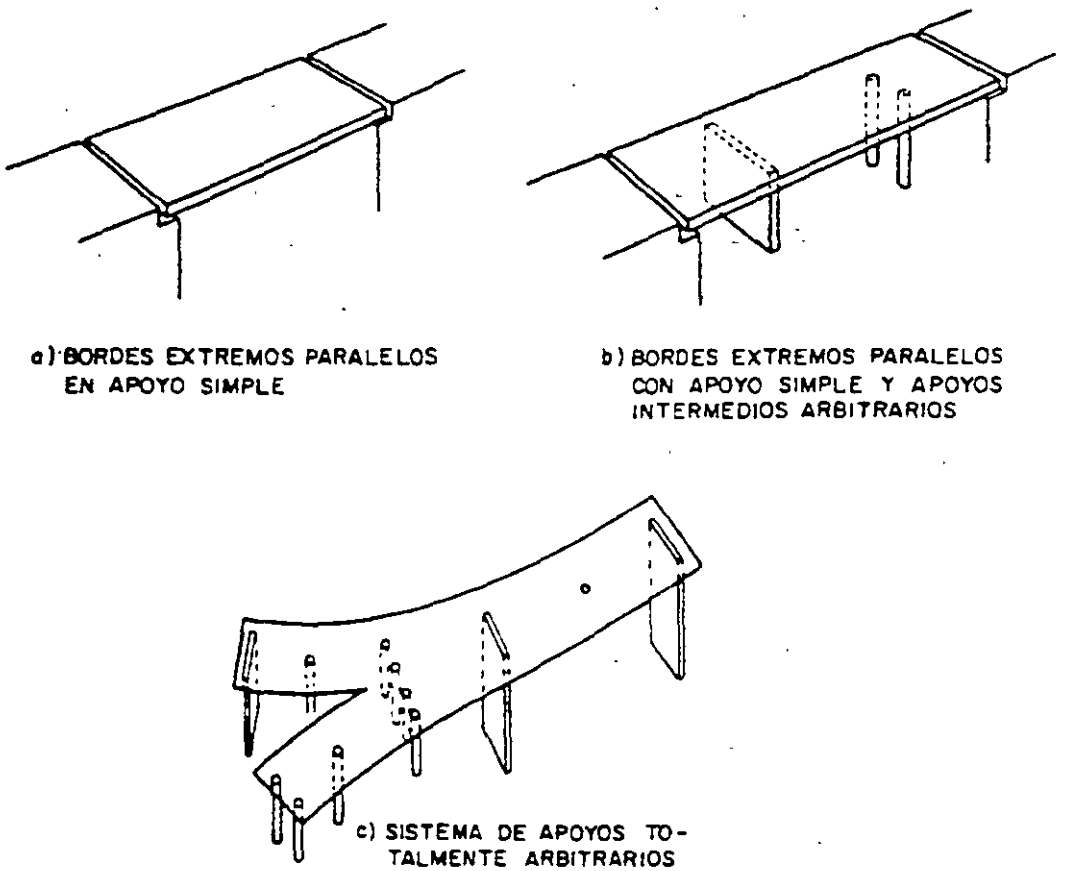


FIGURA 30

Modelo estructural	Procedimiento de análisis	Método
1 Losa ortótropa	- Tabulación	1.1. Guyón - Massonet-Rowe
	- Series de Fourier.	1.2. Losa ortótropa.
	- Series de fourier generalizadas	1.3. Losa ortótropa sin torsión
	- Numérico: diferencias finitas	1.4. Losa ortótropa (d.f.)
	- Numérico: elementos finitos	1.5. Losa ortótropa (e.f.)
	- Numérico: bandas finitas	1.6. Losa ortótropa (b.f.)
	- Numérico: métodos indirectos	1.7. Losa ortrótopa (m.i.)
2. Lámina plegada	- Series de Fourier.	2.1. Lámina plegada
	- Series de fourier generalizadas	2.2. Lámina plegada intermedia
	- Numérico: solución aproximada	2.3. Lámina plegada larga
	- Numérico: elementos finitos	2.4. Lámina plegada (e.f.)
	- Numérico: bandas finitas	2.5. Lámina plegada (b.f.)
3. Emparrillado plano	- Métodos matriciales	3.1. Emparrillado plano
4. Entramado espaciales	- Métodos matriciales	4.1. Emparrillado espacial
5. Estructura (2-D)	- Numérico: elementos finitos	5.1. Elementos finitos (lamina)
6. Estructura (3-D)	- Numerico: elementos finitos	6.1. Elementos finitos (volúmenes)

TABLA 8.

Método de cálculo (4)	Tipo de tablero (1)			Geometria en planta (2)			Condiciones de apoyo (3)			
	Losa (1-a) a (1-g)	Viga y losa (1-h)	Seccion cajon (1-i) (1-j)	Rectangular (2-a)	Oblicua (2-b)	Circular (2-c)	Arbitra (2-b) (2-e)	Simple (3-a)	Soportes simple e intermedios (3-b)	Arbitra (3-c)
Losa ortotropa:										
1.1	X			X				X		
1.2 1.3	X			X		X		X	X	
1.4	X			X	X	X	X	X	X	X
1.5	X	X		X	X	X	X	X	X	X
1.6	X	X		X		X		X	X	
1.7	X	X		X	X	X		X	X	
Lamina plegada:										
2.1 2.2	X	X	X	X		X		X	X	
2.3	X	X	X	X		X		X	X	X
2.4	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
2.5	X	X	X	X		X		X	X	
Emparrillado plano										
3.1	X	X	(5)	X	X	X	X	X	X	X
Entramado espacial:										
4.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Elementos finitos:										
5.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
6.1	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X

(1) Hace referencia a la fig. 28
(2) Hace referencia a la fig. 29
(3) Hace referencia a la fig. 30
(4) Hace referencia a la Tabla 8
(5) Este método tiene pocas aplicaciones en este caso y exige introducir en el emparrillado unas caracteristicas de deformación del tablero a cortante

TABLA 9 . Rango de aplicación de los métodos de cálculo incluidos en la tabla 8.

En general, el análisis del tablero de un puente se divide en dos partes bien diferenciadas:

1. Análisis global.
2. Análisis local.

En especial, esta división se realiza si se pueden distinguir elementos losas y vigas.

1. Análisis global.

En el análisis global, se obtienen los elementos mecánicos ocasionados por la acción de las cargas sobre los elementos principales de soporte del tablero del puente (vigas longitudinales y transversales).

El cálculo de los elementos mecánicos globales se complica en los puentes por el carácter dinámico de las cargas. Así, por ejemplo, el cálculo de un emparrillado plano que represente. Las vigas longitudinales y transversales del tablero requiere de la elaboración de superficies de influencia que determinen Los elementos mecánicos para cada punto del tablero cuando la carga se desplaza sobre cualquier punto del mismo, lo cual es prácticamente imposible sin la ayuda de una computadora electrónica.

La dificultad señalada en el cálculo hizo necesaria, antes de la aparición de las computadoras electrónicas, el desarrollo de métodos aproximados de análisis que simplificaran el cálculo. Esto llevó a la división del análisis global en análisis longitudinal y análisis transversal, división que sigue aplicándose actualmente cuando no se cuenta con un programa de computa dora para el análisis integral del tablero.

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos producidos a lo largo del puente por su peso propio, por las cargas que actúan sobre él y por el asentamiento diferencia de los apoyos, sin considerar excentricidad de las cargas sobre los elementos longitudinales.

El análisis transversal del tablero consiste en la determinación de los esfuerzos en la sección transversal del mismo, y su repercusión en el sentido longitudinal como resultado de la excentricidad de las cargas: como la carga móvil puede desplazarse transversalmente a lo ancho de los carriles, esto ocasiona que algunas vigas longitudinales se carguen mas que otras.

El enlace entre el análisis longitudinal y transversal se realiza a través de los coeficientes de distribución obtenidos en el último análisis.

2. Análisis local.

El análisis local consiste en la determinación de los esfuerzos en la losa de piso inducidos por el contacto de las cargas puntuales con la superficie de rodamiento. Estos esfuerzos son de tipo concentrado y se restringen a una zona de la losa comprendida, en general, entre las vigas longitudinales y las vigas transversales.

En lo que sigue se desarrollan los aspectos correspondientes al análisis Longitudinal y, en forma breve, los correspondientes a los análisis transversal y local; para un estudio más completo de estos últimos consultar la referencia 36.

En el desarrollo siguiente se considera al puente un comportamiento elástico lineal, ya que corresponde, normalmente, al comportamiento de éstos bajo cargas de servicio.

BREVE SEMBLANZA DE LA HISTORIA DE LOS PUENTES.

Por miles de años el hombre ha podido salvar espacios infranqueables - ríos, desfiladeros y barrancos - gracias a los diferentes tipos de puentes. Algunas ciudades no pueden concebirse sin sus puentes : El Cairo, Londres, Moscú, Nueva York, Sydney, México, y muchas otras. Los puentes tienen efectivamente una larga historia.

Hace mas de dos mil quinientos años, la reina Nitócris de Babilonia mandó construir un puente sobre el río Eufrates. Con maderos, ladrillos cocidos y bloques de piedra como materiales de construcción, hierro y plomo como argamasa, Nitócris levantó un puente sobre uno de los ríos más famosos de la antigüedad.

Los puentes han influido en el curso de la historia. Cuando el rey Darío el Grande de Persis emprendió su campaña militar contra los escritas, quiso tomar la ruta terrestre más rápida posible desde Asia hasta Europa, lo que implicaba conducir a su ejército de 600.000 hombres a tàves del estrecho de Bósforo. Era peligroso cruzarlo en barca debido a la espesa niebla y las corrientes traicioneras, de modo que Diario construyó un puente flotante de 900 m de longitud enlazando barcas en cadena. Hoy en día ese cruce tarda dos minutos en recorrerse por automóvil..usando los puentes que hay en Estambul, hoy Turqía.

En tiempos bíblicos, fue cuando el rey Nabucodonosor de Babilonia sitió la ciudad insular de Tiro. Durante trece años intentó conquistarla. La ciudad sería tomada hasta trescientos años después cuando Alejandro Magno construyó un terraplén desde la costa hasta la isla.

En el siglo I, todos los caminos llevan a Roma, pero los romanos necesitaban puentes así como caminos, para mantener la cohesión del imperio. Valiéndose de rocas de hasta ocho toneladas, los ingenieros romanos edificaron puentes de arco también diseñados que algunos todavía permanecen hoy en día. Los mismos acueductos y viaductos también eran puentes en realidad.

En la edad Media, los puentes sirvieron a veces de fortalezas En el año 944, los sajones construyeron en Londres un puente de madera sobre el río Támesis para protegerse de un ataque de los daneses. Casi tres siglos después fue reemplazado por el antiguo puente de Londres, recordando en las páginas de la historia y en cantos infantiles. Cuando la reina Isabel I ascendio al trono de Inglaterra, el puente de Londres se había convertido en uno de los centros de la vida social urbana, ya que se cobraba por el paso de personas y mercancías.

En el continente americano, los Incas los hacian con cuerdas. El puente de San Luis Rey sobre el río peruano Apurímac. Los Incas fabricaron cables del grosor de una persona retorciendo juntas las fibras de cierta planta, los apoyaron sobre pilares de piedra y los tendieron por encima del río. Después de asegurarlos por sus extremos, suspendieron una plataforma de tablones por la que se podia transitar. Había equipos de mantenimiento que remplazaban los cables cada dos años. También construido y mantenido el puente duró quinientos años.

El caso particular de México, antiguo, los nómadas que cruzaron el Estrecho de Bering fortuitamente emplearon puentes naturales, surgiendo el puente de arco : es decir, por un agujero practicado accidentalmente en una cortina de enrocamiento natural, el puente colgante

aprovechando las lianas enlazadas en los grandes árboles de bosques y selvas y el puente de vigas formado por un tronco atravesado sobre el obstáculo.

La llegada de los conquistadores españoles los hizo observar verdaderos alardes técnicos en los caminos de terracería que comunicaban las periferias del lago hacia la gran ciudad de Tenochtitlan. En el cruce de los canales con las calzadas y diques había puentes de madera con estacas a manera de pilotes para afianzar los terraplenes de las calzadas y soportar las vigas o troncos de árbol que soportaban el paso de peatones, y el paso del agua por debajo de la estructura. Obras atribuidas al Rey Chimalpopoca, tercer Monarca de los Aztecas.

Aunque no se conocía el arco como sistema estructural que permite la utilización de la piedra trabajando exclusivamente a compresión para salvar los claros. El arco maya conocido como "arco falso" representa la máxima aproximación de los pueblos americanos al arco romano.

Durante la época virreinal destaca el establecimiento de comunicaciones para explotar las minas, la agricultura, abastecimiento y defensa de las nuevas ciudades. Dispersas en vastísismos territorios . Con la técnica del arco no sólo se construyeron puentes, también acueductos. Uno de los más notables concluido en 1735 es el localizado en la ciudad de Querétaro, obra de Juan Antonio de Urrutia y Aranas. El puente de La Venta obra del arq. Pedro de Arrieta de acceso a la ciudad de San Juan del Río y concluido en febrero de 1710. Uno más es el puente sobre el río La Laja en Celaya concluido en 1809 obra del arq. Tres Guerras.

Las condicones de "guerra civil" durante el México Independiente limitó de sobre manera la construcción de puentes. Consolidada la República en 1867, es el Presidente Benito Juárez quién asigna fondos federales para la construcción y conservación de carreteras continuando con la tradición de puentes de cantera. Uno de esos puentes es el de Lagos de Moreno concluido en 1857 formado por cuatro arcos de 16m de claro y 5m de flecha y cuya anécdota dice: "Este puente se hizo en Lagos y se pasa por arriba".

Fué hasta 1837 cuando se dio la primera concesión para la construcción de la vía de ferrocarril de México - Veracruz. Durante el régimen de Maximiliano los primeros 140KM. de vía se consesionaron a una empresa inglesa entre México - Apizaco. La conclusión de la vía se dio hasta el 1 de enero de 1873.

Con la intervención de la locomotora de vapor se dio ímpetu a la proyección y construcción de puentes. Las rutas más convincentes para el ferrocarril por lo general atravesaban amplios canales y profundos desfiladeros. Los puentes de hierro fundido satisfacieron la necesidad por un tiempo más espectaculares del siglo XIX es el puente colgante del estrecho de Menai, en el norte de País de Gales, proyectado por el ingeniero escocés Thomas Telford y terminado en 1826: con una longitud de 176m y todavía en uso. A finales del siglo XIX empezó a fabricarse el acero, material de propiedades idóneas para la construcción de puentes más largos y seguros.

De vuelta en México. Estos puentes "modernos" se diseñaban con los conocimientos de resistencia de materiales y de cálculo estructural : puentes de ingeniería. Se diseñaban por tanteos a escala natural con puentes provisionales de madera que daban a los ingenieros el éxito o cambio del puente. El acero en está época permitió construir puentes de armadura o

ANALISIS LONGITUDINAL

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos a lo largo del puente considerando que las cargas no son excéntricas y que la sección transversal permanece horizontal a lo largo del puente.

La primera parte del análisis longitudinal del puente consiste en la determinación de los esfuerzos que produce su peso propio y las cargas o combinaciones de cargas. aplicables al caso. que puedan considerarse estáticas: este análisis se realiza con los métodos comunes de Análisis Estructural.

La segunda parte de este análisis consiste en la determinación de tos efectos producidos por la carga viva de camiones: esta carga es móvil y se deberán considerar las posiciones críticas de ésta respecto a varios puntos del puente: esto se hace generalmente mediante las "Lineas de Influencia". que se desarrollan enseguida.

Y la última parte de este análisis consiste en la determinación de los esfuerzos producidos en La estructura como resultado de los asentamientos diferenciales de los apoyos. aspecto que será tratado más adelante.

tipo viaducto, en los que los elementos estructurales trabajan a esfuerzos directos de compresión o tensión y ocasionalmente solicitaciones por flexión. Para el siglo XIX el puente ferroviario más famoso es el de la Barranca de Metlac (plasmado en un lienzo por José María Velasco) : a fines de ese siglo, uno de los primeros puentes "carreteros" es el puente colgante sobre el río Grijalva cerca de Tuxtla Gutiérrez Chiapas. Otro es el puente Tasquillo en el estado de Hidalgo.

Ya en pleno siglo XX con la recién creada Comisión Nacional de Caminos en 1925, y en especial las carreteras México - Toluca, México - Puebla Y México - Cuernavaca. Dieron sitio al esfuerzo estoico para adaptarse, asimilarse y comprender el proceso de diseño de un proyecto carretero realizado por los ingenieros mexicanos. Hacia 1930 es el puente Tasquillo en la carretera México - Laredo uno de los más notables.

Con la "independencia" tecnológica del país los puentes de concreto reforzado se vuelven factibles al tener laboratorios de prueba para concretos de mayor resistencia, y del desarrollo de las siderúrgicas para proporcionar los aceros. En 1954 el Puente Belisario Domínguez viene a sustituir al puente sobre el río Grijalva. De 1953 el puente Zaragoza sobre el río Catarina en la ciudad de Monterrey, obra exclusiva de mexicanos; el puente sobre el río Tuxpan, Veracruz empleando el método de dovelas. El puente del río Coatzacoalcos de vigas prefabricadas presforzadas comprende vía carretera y de ferrocarril y con casi mil metros de longitud. El puente Chinipas de armadura de tres tramos y uniones remachadas y soldadas del ferrocarril Chihuahua - Pacífico. El puente Tuxtepec con presfuerzo exterior. Con losas de concreto sobre trabes de acero soldadas y presforzadas. Los puentes Fernando Espinosa y Mariano García Sela con sistema de piso de placa ortrópica.

La realización de estudios geotécnicos para puentes inició a mediados de los 40`s con la construcción de puentes de Ferrocarril del Sureste. El uso de cilindros hincados por el método del pozo indio donde circundaba el agua se empleó en el puente Martínez de la Torre. Veracruz. De los puentes atirantados Antonio Dovalí Jaime y el Tampico. destacan sus cimentaciones: en el primero se utilizaron `pilas de cimentación de gran diámetro y en el segundo se hincó un cilindro elíptico de 13m de diámetro mayor a 60m de profundidad dimensiones récords para cimientos en México.

En los 80`s y 90`s destacan : el puente ferroviario Metlac con sistema de dovelas en doble voladizo con longitud de 430m y altura de pilas de 130m. En la carretera entre Guadalajara y Colima están los puentes Barranca y el viaducto Pialla del sistema Javier Barrio Sierra. De la vía ferrea México - Querétaro son el viaducto Tula y el puente Tula. con longitudes de 616m y 839m en ambas partes. El puente la Marquesa en la carretera México - Toluca. estructura de dos cuerpos ya que se localiza en una curva horizontal. Otros puentes atirantados son el Antonio Dovalí Jaime de la carretera costera del Golfo con 1170m y claro de 698m compuesto de siete claros y una altura de 99m. El puente Tampico sobre el río Panuco cuyo claro máximo es de 360m y la porción central es un cajón metálico ortrópico de 293.5m longitud construidos con el sistema de doble voladizo. Uno de los más recientes corresponde a la autopista del Sol y es el puente Solidaridad.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMETRICOS

EXPOSITOR: ING. GERARDO SÁNCHEZ BOCANEGRA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

CONTROL TERRESTRE PARA RESTITUCION FOTOGRAMÉTRICA, EN LOS PROYECTOS DE CARRETERAS

INTRODUCCIÓN

Los proyectos viales que implican trabajos fotogramétricos, generalmente requieren de fajas de terreno relativamente angostas, que se cubren con una sola línea de vuelo a una altura conveniente. El Control Terrestre se proyecta para dar apoyo suficiente a "pares estereoscópicos" o modelos "independientes".

La experiencia ha enseñado a reducir costos y agilizar los proyectos, así por ejemplo en la década de los 60, se hacía en campo Control Terrestre para fotos Esc. 1:25000 y con ellas se restituía Esc. 1:5000/5 (planos fotogramétricos Esc 1:5000 con curvas de nivel a cada 5 m), para la primera etapa del proyecto ó selección de ruta, para la segunda y tercera etapa, se hacía Control para fotos Esc. 1:5000, en lo que fue el método Fotogramétrico–Electrónico.

En la actualidad, derivado de la experiencia de nuestra autoridad Directriz, la selección de ruta, se obtiene del análisis técnico–objetivo sobre la cartografía de la zona, Esc 1:50000 que produce el INEGI, en donde al determinar la línea de anteproyecto más probable, ésta se vuela a Esc. 1:25000 y se "restituye" a Esc. 1:5000/5 derivando el Control necesario de las mismas cartas antes utilizadas, ahorrando tiempo y sobre todo los agotadores trabajos de campo.

Para definir el eje del proyecto, ahora se vuela a Esc. 1:10000 para obtener planos fotogramétricos a Esc. 1:2000/2 que rigurosamente requiere de un "Control Terrestre".

CONTROL TERRESTRE PARA FOTOS ESC. 1:10000

En palabras sencillas, el Control Terrestre, es necesario para "Restituir" los pares de fotografías y así obtener planos fotogramétricos a una escala conveniente. Se le llama restitución al proceso fotogramétrico necesario para restituir o reconstruir, un modelo tridimensional de la fracción de terreno cubierto por un par de fotografías estereoscópicas.

El modelo así formado, guarda semejanza con la realidad, pero se desconoce el factor de semejanza (Escala) y la orientación espacial (Nivelado o referido al plano de comparación).

El modelo puede ser escalado y nivelado, si se conoce la distancia real entre puntos del modelo y su elevación. Determinar los parámetros de estas relaciones, dimensional y rotacional, es lo que comúnmente se conoce como control terrestre.

El control terrestre para proyecto de carreteras tiene características especiales, que obedecen a la metodología establecida y su relación con la construcción, su uso es múltiple, sirve para "dimensionar" el modelo estereoscópico, en primera instancia, para replantear el eje del proyecto y meterealizarlo en campo, para conservar sus dimensiones durante la construcción y comprobaciones posteriores a ella.

De acuerdo con la metodología que la Dirección de proyecto ha establecido, el Control Terrestre para modelos independientes, y escala 1:10000, tiene las siguientes caracteristicas:

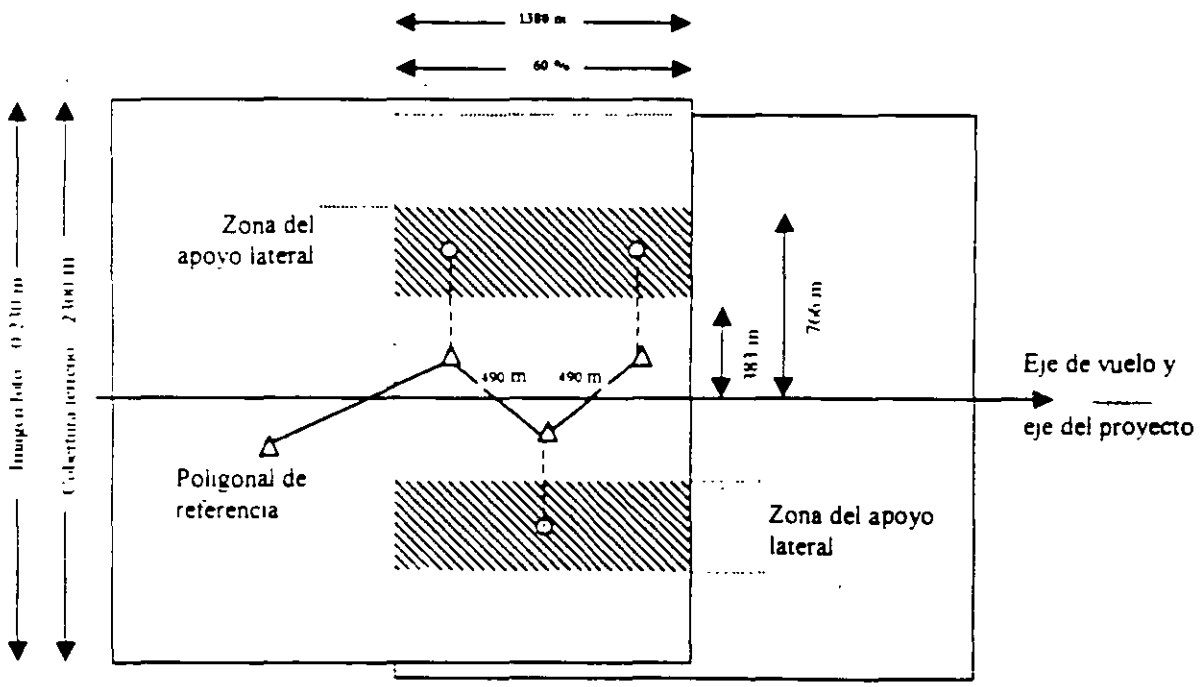


Fig. 1

En la figura 1 se observa que para "asegurar" que quedan en el modelo tres vértices de la poligonal de referencia, debemos calcular su longitud. En este caso se procura que los vértices quedan a no menos de 2 cm de cada orilla de la imagen, por razones de distorsión, por lo tanto si el 60 % que cubre el modelo estereoscópico, es igual a 1380 m del terreno menos 200 m en cada orilla, matemáticamente quedaría así; 1380-400=980 ÷ 2=490 m que es la longitud de los lados de la poligonal de referencia.

El apoyo ó control lateral, se debe alojar en la zona del tercio medio de cada lado. De acuerdo con la figura que explica que se puede situar desde los 383 m hasta los 766 m, (idealmente al centro del tercio) en forma alterna. Esto es, en el primer vértice a la izquierda y al siguiente vértice a la derecha, en el que sigue a la izquierda y así se continúa.

Para conseguir que su uso sea múltiple, se localizan los vértices de la poligonal de referencia, de tal manera que quede buena visibilidad hacia el eje del proyecto para su replanteo, y tan lejos de las terracerías que los movimientos propios de la construcción no vayan a destruirlos y que no queden cubiertos por árboles o sombras. Todo se facilita zigzagueando el eje del proyecto, como en la figura.

Cuando por razones de urgencia del proyecto se debe realizar el control para fotos ya tomadas, se proyecta el Control para cada modelo estereoscópico, pero cuidando que los puntos de las orillas queden en el TRIPLE traslape, para ahorrar trabajo de campo y aprovechar este apoyo en los modelos contiguos como lo explica la figura 2.

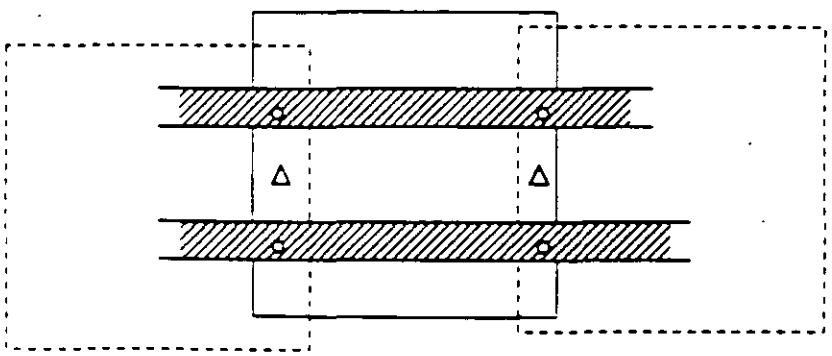


Fig. 2

El control proyectado requiere de una identificación a un detalle singular en cada vértice, se determinará la posición y elevación "precisa" pues nada ganamos que la poligonal tenga una muy buena resolución y la identificación del control una precisión muy por abajo de los valores X Y Z.

La identificación será legible y confiable, por ejemplo: buscar "buenos" detalles, siempre preferir el cruce de veredas a un arbusto, la esquina de una casa a un poste, sin embargo, el poste será preferible a un arbusto. La experiencia nos indica que para buscar rasgos característicos, hay que caminar un poco más que la zona que vemos desde el vértice, comparar los detalles de campo, con la foto que llevamos, siempre con una lupa para ver con claridad los detalles y hacer correctamente la comparación campo–piquete fino en foto y croquis descriptivo.

En las zonas donde no hay detalles que faciliten la identificación aceptable de los puntos de control, se hace un PRESEÑALAMIENTO antes del vuelo. Para distinguir los vértices de la poligonal de referencia, de los puntos del control lateral, se numeran de 1 a 499 los vértices de la poligonal y de 501 en adelante los de control lateral.

El preseñalamiento consiste en construir en cada vértice de la poligonal de referencia, una cruz de cuatro brazos y en los puntos del control lateral una cruz de tres brazos o pata de gallo con las siguientes dimensiones:

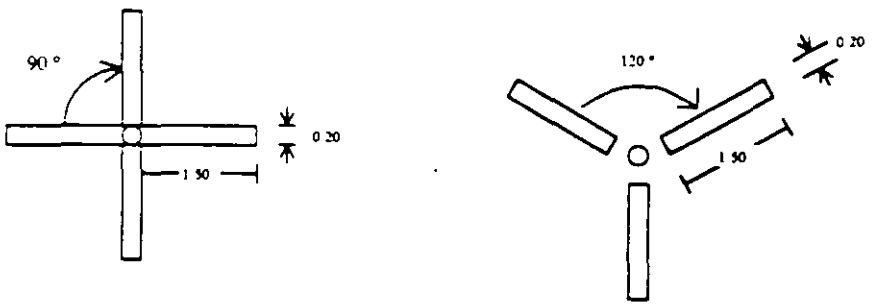


Fig. 3

Estas señales se construyen de acuerdo a la experiencia, con piedras, pencas de nopal, troncos de árbol, con cartón anclado al piso, etc. Lo importante es que al pintar estas señales hay que tener muy presente que haya contraste bien definido entre el terreno circundante, para que se distinga bien la señal en las fotos. Hay que recordar que algunas arcillas que en el terreno se ven claras o poco rojizas, en la foto salen blancas. Por lo tanto, en esas condiciones habrá que pintar la señal de color negro en lugar del clásico color blanco. Se puede pintar con pintura vinílica o una mezcla de cal con sal para que las lluvias no laven esta pintura.

En los vértices de la poligonal se construyen en el sitio mojoneras de 30 cm de profundidad por 20 cm de diámetro colocando un tornillo de tres pulgadas o varilla de tres octavos en el centro con la leyenda SCT-BCT Nº, y el número de vértice correspondiente; en los puntos del apoyo lateral conviene siempre dejar un testigo, este puede ser un buen trompo con tachuela y pintura color naranja o una varilla. Es muy importante cumplir con el amojonamiento antes descrito, para que quien use los puntos del control lo encuentre relativamente fácil a través de sus mojoneras, solo así tendrá uso múltiple.

LEVANTAMIENTO DE CAMPO

Por sus características teóricas las mediciones del control, están comprendidas en el campo de la geodesia, clasificación orden 2-II ó la topografía de precisión.

Los ángulos horizontales y verticales, se obtienen con teodolitos de un segundo de lectura directa y la tolerancia en el error de cierre angular es $T = 10''\sqrt{n}$ siendo n el número de ángulos medidos. La experiencia recomienda: hacer cierres de poligonal máximo cada 20 lados (recordar que cada lado mide 490 m) y para cerrar esta poligonal, se sugiere hacerlo con lados largos, del orden de un tercio de su longitud por razones de peso matemático, esto quiere decir que un cierre así tiene mejor compensación que si se realiza de un extremo al otro (un solo lado).

Las distancias se miden con distanciómetros electrónicos de infrarrojos con valor 3 mm + 2 ppm en su desviación típica.

La tolerancia en el cierre planimétrico es de $0.07\sqrt{L}$ después de su compensación angular siendo L el desarrollo de la poligonal cerrada, en kilómetros.

En cuanto a la altimetría, las elevaciones de los vértices de la poligonal de referencia se obtienen mediante nivelación geométrica de circuito cerrado, estrictamente de ida y vuelta, siendo éste un método de nivelación autocomprobable, su tolerancia en los cierres es $0.01\sqrt{L}$ siendo L el número de kilómetros de desarrollo.

Cuando en el terreno predomina un lomerío medio a fuerte y debido a las cargas de trabajo y la disminución de personal por diferentes causas, para determinar la altimetría, se acepta la nivelación trigonométrica, siendo el desnivel correcto de un lado la semisuma del desnivel directo más el desnivel inverso de valores cuya diferencia sea aceptable. Su tolerancia es $T=0.08\sqrt{k}$, siendo k la longitud en km.

NUEVAS TENDENCIAS

Debido al acelerado desarrollo tecnológico, especialmente en el campo de la electrónica, los restituidores que hasta 1990 se trabajaron en forma mecánica (eran analógicos) actualmente ya transformados la mayoría y otro de nueva adquisición (El SD 2000) se trabajan en forma mecánico digital. El cambio es "dramático", antes de 1990 la restitución se materializaba únicamente en papel plástico de buena calidad y de él se obtenían las copias necesarias para el proyecto; en la actualidad , la restitución es digital, se ve en pantalla, se hacen las correcciones de costumbre y se graba en un disquete de donde es posible obtener uno o varios originales gráficos a color, mediante el proceso de edición y graficación o ploteo. Con el disquete se procesa en PC, una zona específica de la restitución grabada para estudios de entronques, pasos a desnivel, puentes, etc. de acuerdo a los programas específicos de cada software.

Con relación al control terrestre y de acuerdo al avance tecnológico antes descrito, el cambio es mínimo, por ejemplo para el control lateral que antes del cambio, era válido dar "solo" el valor "Z" o elevación del punto. Después del cambio, esto ya no es válido, el nuevo sistema de restitución digital (software) exige invariablemente las tres coordenadas X, Y, Z de cada punto, por esta razón, ahora hay que medir "todo el control" lateral, ya sea por radiaciones o intersecciones, para poder obtener los valores coordenados X, Y, Z de todos los puntos, como lo exige el nuevo sistema. Cuando se mide el control lateral por radiaciones, se exige que el ángulo vertical se lea en forma "recíproca", este término no es aplicado en campo, más que nada por desconocimiento.

Recíproca quiere decir que cuando se lee el ángulo vertical del vértice de la poligonal de referencia, hacia el punto lateral, al mismo tiempo se debe leer el ángulo vertical del punto lateral, hacia el vértice respectivo de la poligonal de referencia, con el fin de minimizar el efecto de la refracción del terreno y el gradiente térmico, siendo este proceso físico de campo el único recurso viable para reducir este efecto. El otro recurso no es práctico aplicarlo ya que las labores de campo se inician a las 7:00 a.m. y terminan cerca de las 16:00 ó 17:00 h, en este lapso de tiempo la temperatura varía desde los 20 a los 32 ºC ó más dependiendo la estación del año. Se estima que la influencia mínima de la refracción es de las 6:30 a 11:00 a.m. Todo esto es válido e independiente al hecho que cuando se calculan los desniveles trigonométricos directo e inverso, se toma en cuenta la corrección por refracción y curvatura.

CÁLCULO

El cálculo hasta ahora se inicia con la determinación de la meridiana del primer lado de la poligonal cerrada a partir de la observación astronómica de diferentes alturas del sol a intervalos más o menos iguales de tiempo (cercano al minuto) y a partir de un ángulo al sol mayor que 16º sobre el horizonte si esta observación se hace en la mañana y no menor a los 16º, si se realiza en la tarde.

El acimut así obtenido (la meridiana del primer lado)se propaga vía los valores de los ángulos horizontales leídos en campo, por toda la poligonal siendo el acimut de cierre el mismo del arranque. Si la diferencia queda dentro de la tolerancia ya descrita, se compensa angularmente y se ve si planimétricamente está en los valores que indica la tolerancia y también se compensa. Con los valores X Y Z, ya compensados, se calcula el control lateral, teniendo con ello un listado final de valores coordenados X Y Z obtenidos por trigonometría plana, que servirán para el proceso de restitución o estereofotogrametría.

CAMBIOS INMEDIATOS

Con la aparición comercializada a partir de 1990, de los equipos GPS (de sus iniciales en Inglés Global Positioning System). Este equipo sofisticado y muy preciso, que mide a través de sus receptores y señales provenientes de los satélites de navegación y por ende sus resultados están en el ámbito de la geodesia donde la información considera la curvatura de la tierra, y sus puntos se definen por su latitud, longitud y elevación elipsoidal. Esto es, valores geográficos.

Esta nueva metodología de los equipos GPS, de acuerdo a los geodestas, ha venido a revolucionar a esta disciplina tanto que la nueva Red Geodésica Nacional, está sufriendo ajustes importantes, uno de sus resultados es la nueva definición de coordenadas en el sistema ITRF92, cuyas siglas son International Terrestrial Reference Frame of 1992. Estos ajustes están basados técnicamente en los resultados obtenidos con los equipos GPS que trabajan en el sistema de coordenadas WGS 84 (World Geodesic System of 1984).

Todo este rollo geodésico tiene el inconveniente para el trazado en campo, de obras de infraestructura como las carreteras y sus necesidades de construcción de obras de Ingeniería Civil, que no puede extenderse sobre una mesa de dibujo, su conversión a una definición por medio de coordenadas ortogonales, requiere de una proyección sobre una superficie que pueda aplanarse o ser desenrollable; como el plano.

No diferenciar estas técnicas , está causando verdaderos dolores de cabeza a los técnicos que hacen mediciones topográficas con estaciones totales o similares en una proyección tradicional y clásica como es la ortogonal; proyección que para sus cálculos utiliza trigonometría plana, pero que cuando mezclan la topografía plana con valores producto del equipo GPS vía conversión a coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator), encuentra fuertes diferencias y las define como errores, que no existen ya que en realidad no hemos aprendido aún a compatibilizar el binomio TOPOGRAFÍA-CARTOGRAFÍA.

Para mayor claridad, las coordenadas X, Y de la cuadrícula UTM, aunque son conocidas como planas, no lo son ya que obedecen a un sistema cartográfico (El plano o acimutal).

En cartografía sólo hay tres proyecciones "desenrollables". El cilindro, el cono y el plano mismo. La UTM pertenece a este último. Se anexa la fig. 5 en la que se ve gráficamente el efecto de esta proyección.

Otro de los errores de considerable magnitud se origina en la interpretación de datos GPS, por el uso indistinto de elevaciones elipsoidales y ortométricas. Como ilustración , para claridad de ambos valores observe la fig. 4.

METODOLOGÍA APLICADA EN LA DIRECCIÓN DE A PROYECTO.

Para poder utilizar adecuadamente el equipo GPS en combinación con distanciómetros electrónicos y teniendo en cuenta que en nuestros trabajos necesitamos valores ortogonales, se requiere pasar de un sistema de coordenadas geodésicas (dadas por el GPS) a un sistema ortogonal, lo que evidentemente equivale a encontrar el algoritmo matemático que permita tal transformación.

Siendo un problema cartográfico muy específico, no se tratará aquí. Por encargo especial, el C. Ing. José Alberto Villasana L. desarrolló para la Dirección de Proyecto, la metodología que permite la solución.

La propuesta que se le hizo al Ing. Villasana, tiene como fin optimizar el control terrestre utilizando GPS en combinación con los distanciómetros y equipo que utilizan las brigadas de campo.

Con GPS, se determina un lado de arranque y otro lado de cierre a cada 7 ó 10 km., las brigadas propagan la poligonal de referencia a partir del lado de arranque y cierran en el siguiente lado GPS. Así se ahorran las labores de cierre o poligonal Maestra que se realiza actualmente desde un día hasta 3 ó 4 días dependiendo el grado de dificultad, por otro lado, la orientación solar en tiempo de lluvia hay que estar "cazando" al sol, pues sin él no es posible orientar y sin orientación no se sabe qué valor tiene la meridiana del primer lado.

En cuanto al cálculo de la poligonal GPS, éste se iniciaría con la obtención de la meridiana a través de las coordenadas del sistema GPS que son muy precisas, pues tanto los valores geográficos Latitud, Longitud y sus derivadas X Y son valores reales y analíticos, actualmente estos valores se leen gráficamente de las cartas del INEGI.

Se han realizado algunos trabajos experimentales, cuyos resultados ya han sido utilizados para fines prácticos, en áreas muy chicas, del orden de 1 × 2 km (Entronques).

En estos días (Agosto y Sep. 98) se está realizando un trabajo de apoyo con equipo GPS, determinando lados a cada 5 km. para que las brigadas que realizan el trazo del eje de proyecto, lleven un control de sus direcciones y distancias, evitando igualdades y errores en la medición longitudinal entre el puerto de Acapulco y el Aeropuerto de Zihuatanejo en Guerrero, con longitud de 205 km.

CONCLUSIÓN

Como se ve, en todas las áreas del saber humano, el cambio tecnológico es impactante. La fotogrametría no es la excepción ya hemos visto como han cambiado los métodos de restitución. En campo desde la determinación del valor de una distancia, con cinta primero, con distanciómetros de onda radio y de infrarrojos después y actualmente con GPS vía los satélites y en el mañana inmediato, ¿qué más vendrá?.

Lo razonable es que para hacer frente a lo que venga, el nuevo profesionista tendrá que estar mejor preparado y abierto a los retos del futuro.

SEP. 1998

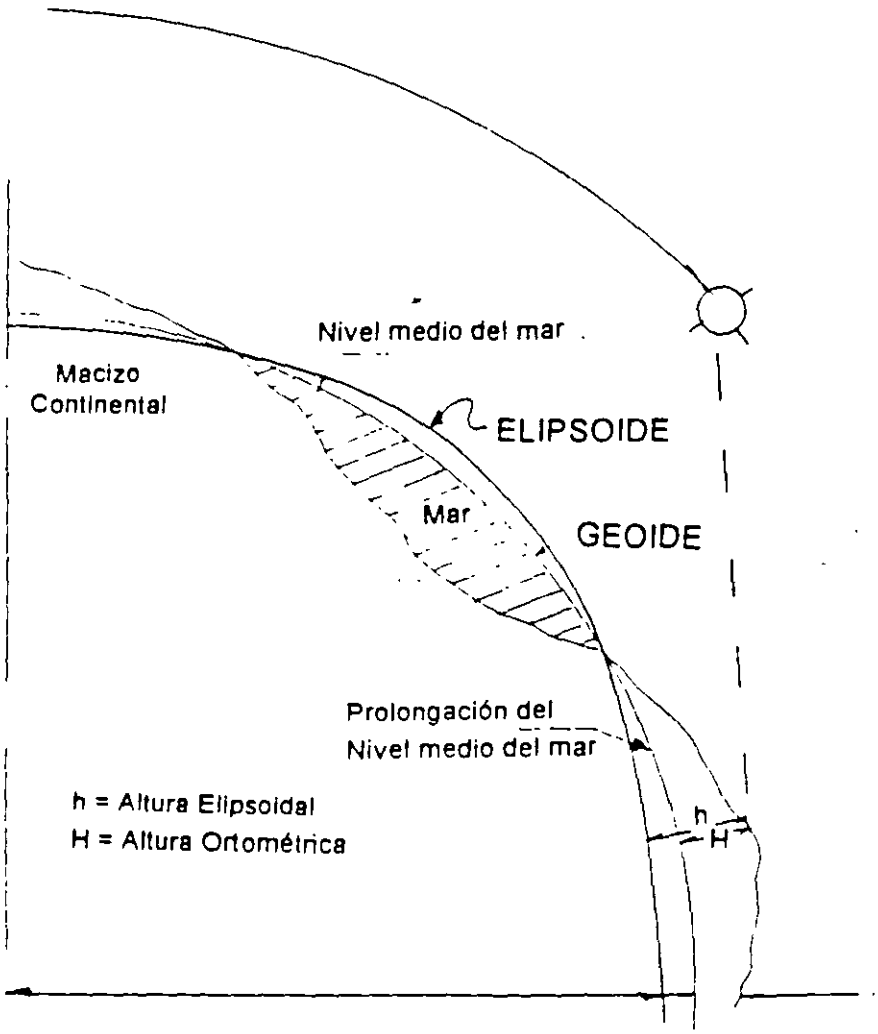


FIG 4.- DIFERENTES SUPERFICIES INVOLUCRADAS EN UN LEVANTAMIENTO

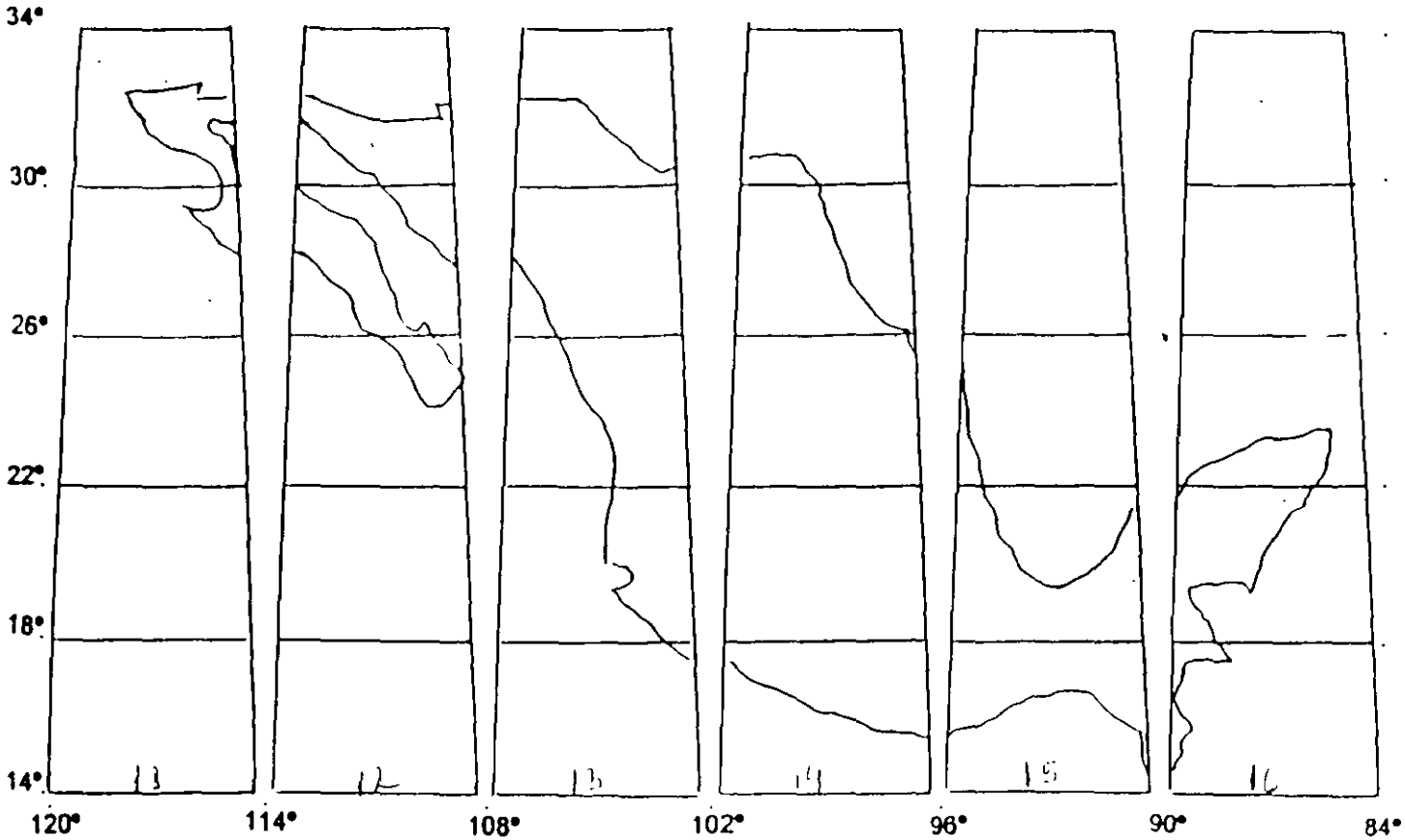


FIG 5.- REPÚBLICA MEXICANA EN LA PROYECCIÓN UNIVERSAL TRANSVERSA MERCATOR

Ing. G. S. B. Jefe de la oficina de Control Terrestre de la Dirección General de Carreteras Federales, SCT.

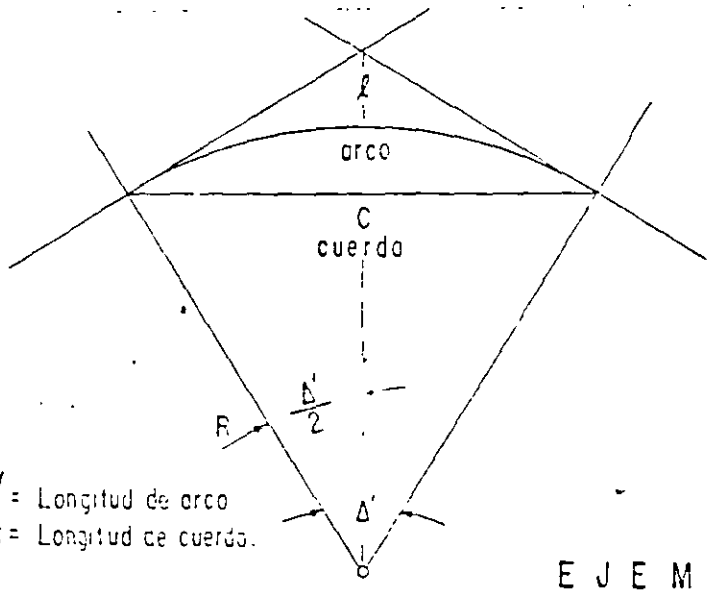
BIBLIOGRAFÍA

- Ing. Bulmaro Cabrera Ruiz, *"La fotogrametría en el proyecto de vías terrestres"*.
- Ing. José Alberto Villasana L., *"El uso del GPS y de las proyecciones cartográficas"*.
- Carl Olof Ternryd / Eliz Lundin, *"La Topografía y Fotogrametría en la práctica moderna"*.

RELACIONES GRADO-ARCO-CUERDA PARA TRAZO

GRADOS DE CURVATURA	CUERDAS (m)		OBSERVACIONES
0° – 5°30′	20.00		LONGITUDES DE CUERDAS PARA ARCOS DE 20.00 m.
6° – 8°	19.99		
8°30′ – 10°	19.98		
10°30′ – 12°	19.97		USENSE PARA G < 8°
12°30′ – 13°30′	19.96		
14° – 15°	19.95		
0° – 13°		10.00	LONGITUDES DE CUERDAS PARA ARCOS DE 10.00 m.
14° – 22°		9.99	
22°30′ – 28°		9.98	
28°30′ – 33°		9.97	USENSE PARA G DE 8° A 22°
33°30′ – 38°		9.96	

0° – 37°	5.00		LONGITUDES DE CUERDAS PARA ARCOS DE 5.00 m.
38° – 62°	4.99		USENSE PARA G DE 22° A 62°



ℓ = Longitud de arco
C = Longitud de cuerda.

FORMULAS

ℓ = 20.00 m. ℓ_2 = 10.00 m. ó ℓ_3 = 5.00 m.

$\Delta' = G$, $\Delta'_2 = \frac{G}{2}$, $\Delta'_3 = \frac{G}{4}$

$$C = 2 \times R \ \text{Sen} \ \frac{\Delta'}{2}$$

EJEMPLO

DATOS: G = 24° y ℓ = 10.00 m.

INCOGNITA: C =

SOLUCION:

$$\Delta'_2 = \frac{24°}{2} = 12° \ ; \quad R = \frac{1145.92}{G} = \frac{1145.92}{24} = 47.75 \text{ m.}$$

$$C = 2 \times 47.75 \ \text{Sen} \ \frac{12°}{2} = 2 \times 47.75 \ \text{Sen} \ 6° = 9.98 \text{ m.}$$

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

MANUAL PRACTICO PARA CALCULO DE DRENAJE EN CARRETERAS

EXPOSITORES: INGS. CANDIDO MONDRAGÓN R. Y HUGO RICARDEZ V.

PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

dos casos extremos entre los cuales se encuentra el que nosotros deseamos, los valores encontrados se verán en la forma - 6) "Cálculo Dimensional de los Aleros", que es el capítulo que trataremos a continuación. (ver figura 25)

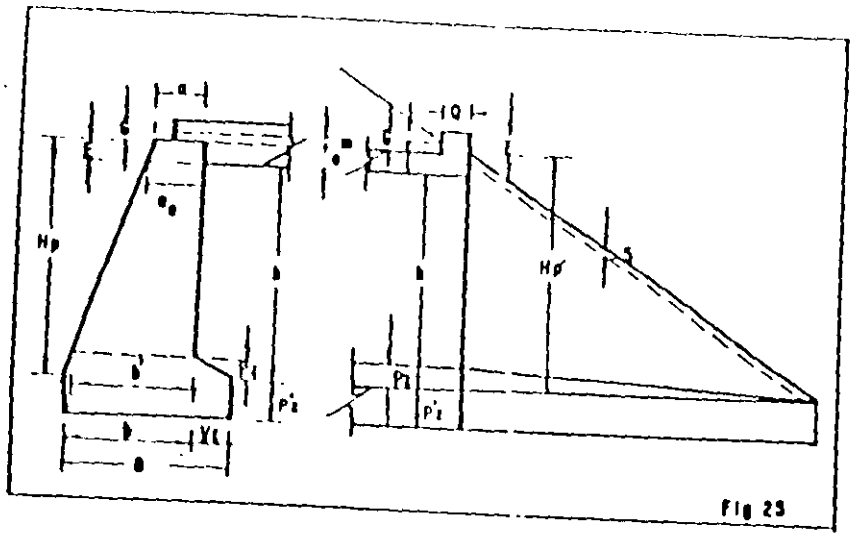


Fig 25

VII.2 - ALEROS

Los aleros son las estructuras (muros) que se construyen a la entrada y salida de las alcantarillas con el objeto de impedir que el derrame de las terracerías invada el cauce, para esto el coronamiento del alero deberá estar como mínimo, 5 cm. arriba del talud de dichas terracerías y en el arranque a un desnivel (Z) del coronamiento de la guarnición.

Este valor de (Z) será como sigue:

Para losas y cajones

$$Z = G - m + \frac{2}{fn} - 5$$

Para bóvedas (talud 1.5 x 1)

$$Z = 30 \text{ cm.}$$

La sección "Real" del alero en el arranque es la contenida en el plano vertical de la boquilla de la obra, la sección "Normal" es la proyección de la sección real sobre un plano vertical normal al eje de la obra.

Generalmente la sección normal del alero, es - distinta a la del estribo.

La nomenclatura empleada en la Sección Normal del alero en el arranque, es la que se anota a continuación:

NOMENCLATURA

- G = Altura de la guarnición
- Q = Ancho normal de la guarnición
- Z = Distancia vertical entre el coronamiento de la guarnición y el del alero en el a-- rranque
- a = Ancho de coronamiento del alero
- a_e = Ancho de coronamiento del estribo en al-- cantarillas de losa
- b = Ancho de la base del cuerpo
- b' = Ancho del cuerpo a la altura del escarpio
- B = Ancho de la base de cimentación
- V = Ancho del volado de la zapata
- Hp = Altura promedio del alero
- h = Altura libre de la obra
- E = Dimensión auxiliar
- P_z = Altura del escarpio
- P'_z = Espesor de la zapata
- m = Altura de la parte superior de la losa a la línea de intersección del talud con la guarnición

Con éste podemos establecer algunos de los valores que intervienen en el "Cálculo Dimensional de los Aleros", como son:

dp = Altura promedio del alero sin considerar el cimiento.

$\frac{L}{2}$ = Claro normal de la obra dividido entre 2

$Y = \frac{L}{2} \times \text{Tan.}\theta$

El ancho normal (a_n) del coronamiento en el cuerpo del alero, por efecto del giro del mismo, es menor al ancho (a) del coronamiento de la sección normal en el arranque. En aleros de mampostería se acepta el ancho (a_n) de 25 cm. como mínimo.

Las fórmulas para calcular estos anchos (a_n), (a) y (a_e), quedan de la siguiente forma: (ver figura 26)

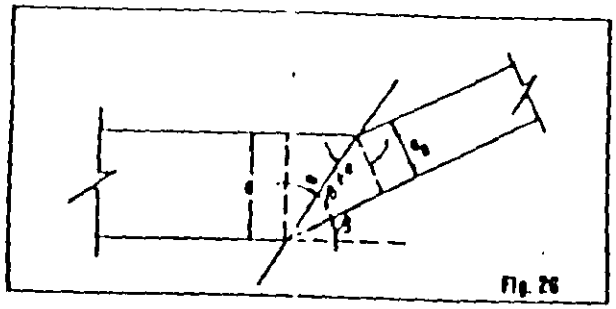


Fig. 26

$$a_n = \frac{a}{\text{Cos.}\theta} \times \text{Cos}(\beta + \theta) \geq 25 \text{ cm.}$$

$$a = \frac{a_n \text{ Cos.}\theta}{\text{Cos}(\beta + \theta)}$$

$$a = \frac{1}{n}(b - a)E + a$$

$$K = \frac{Hr}{Hp}$$

El ancho del coronamiento en la sección normal en el arranque, es mayor a medida que aumenta la altura promedio del alero (Hp).

En la tabla siguiente se dan los valores de los anchos de los coronamientos en los aleros según la altura (Hp) y su sesgo (s).

ANCHO DEL CORONAMIENTO NORMAL EN LOS ALEROS DE MAMPOSTERIA			
Hp(cm.)	a(cm.)	E S V I A J E	a(cm.)
Hasta 150	30	De 0°00'- 7°30'	30
De 151 - 300	35	De 8°00'-42°30'	35
De 301 - Adte.	40	De 43°00'-Adte.	40
Se diseñará con el valor mayor de los dos			

En las alcantarillas de losa, cuando la sección del alero es una prolongación de la sección del estribo, el ancho del coronamiento de éste y el ancho del cuerpo a la altura del escarpio se calculan de la forma siguiente:

$$E = Hp - h = e + G - Z \quad \text{----------(1)}$$

$$\frac{b + 0.1Pz - a}{Hp} = \frac{a_e - a}{E} = \frac{b' - a}{Hp - Pz} \quad \text{--(2)}$$

Despejando a (a_e) de la ecuación (2), tendremos:

$$a_e = a + \frac{E(b + 0.1Pz - a)}{Hp}$$

Así mismo:

$$b' = a + \frac{(H_2 - H_1)(b + 0.1H_2 - a)}{Hp}$$

La dimensión (Y) auxiliar en el cálculo de elevaciones será:

$Y = (0.5L + 0.1E)\text{Tan.}\theta$ (En losas)

$Y = 0.5L \times \text{Tan.}\theta$ (En cajones)

$Y = r \times \text{Tan.}\theta$ (En bóvedas)

La altura promedio (Hp) en el arranque del alero será: (ver figura 27)

En losas y cajones

$Hp = h + e + 0 - Z$

En bóvedas

$Hp = h + r + e$

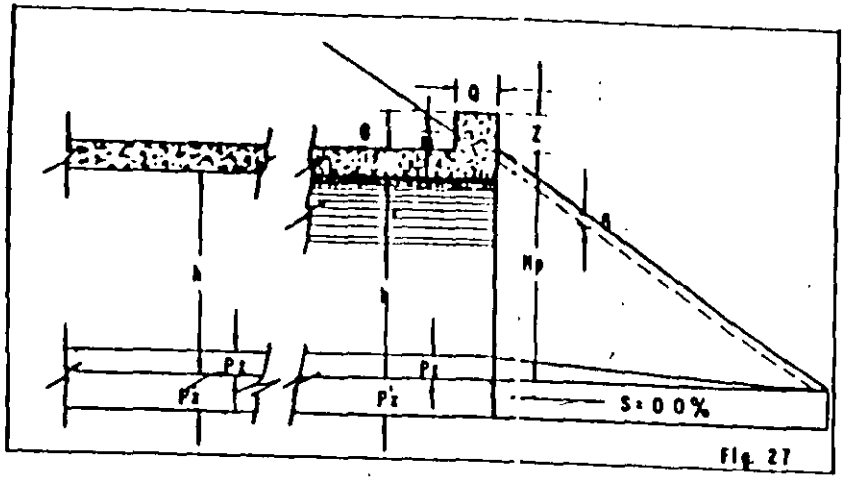


Fig. 27

Una vez obtenido el valor de (Hp), podemos calcular los valores de (h_1 y h_2), sumándole o restándole el valor de (Q'S) a (Hp), ya que por efecto de la pendiente se ve incrementado en (+ o -) este valor, siendo (-) para la entrada de la obra y (+) para la salida; así tendremos que:

$h_1 = Hp \pm Q'S$ $\qquad$ $h_2 = Hp \pm Q'S$

También es necesario calcular la altura del recorte (Hr), ya que en algunos casos será conveniente recortar el alero. Las fórmulas para esta condición se verán más adelante.

a) - FORMULAS GENERALES PARA EL CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS

Para poder explicar mejor el cálculo Dimensional de los Aleros, nos apoyaremos en la (Figura - 28)

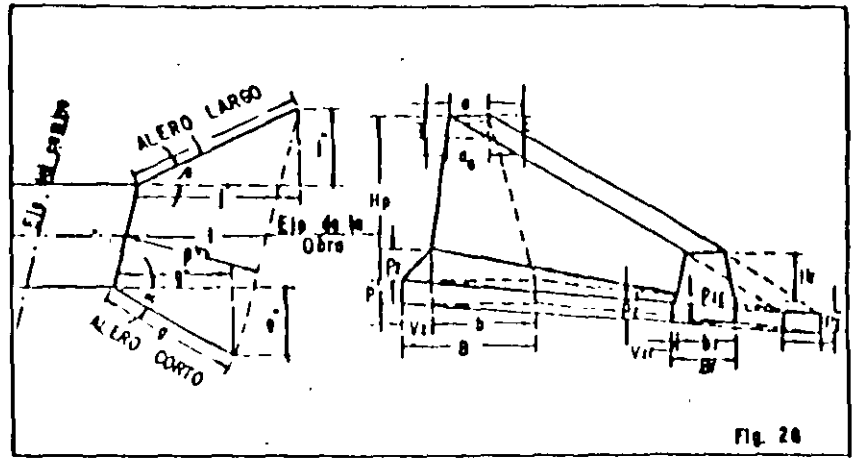


Fig. 28

a).- FORMULAS DE APOYO PARA EL CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS

En el cálculo dimensional de los aleros se establece una condición que deberá cumplirse en todos los casos, y que es:

$$j'' = g''$$

Esto se logra mediante otra condición

$$\text{Cot} = 1.73205 + 2(\text{Tan}.\theta)$$

Con esto podemos conocer los siguientes valores que intervienen en el cálculo que nos ocupa.

ANGULOS	FUNCIONES
θ =	tan θ =
	Cos θ =
$\beta + \theta$ =	Cos $\beta+\theta$ =
	Cos =
=	Sen =
$\alpha - \theta$ =	Cos $\alpha-\theta$ =
	Cos =
α = 30° 00'	Sen =

(figura 28)

$$l = \frac{H - Hr}{\frac{1}{T} \pm S}$$

Como se vió anteriormente se considera signo - (-) a la salida de la obra y (+) para la entrada

$$n = l.\cos\theta$$

En donde:

S = Pendiente de la obra
T = Talud de la terracería según el eje de la obra.

ALERO LARGO	ALERO CORTO
$j = \frac{n}{\cos(\beta+\theta)}$	$g = \frac{n}{\cos(\alpha-\theta)}$
$j' = j.\cos\beta$	$g' = g.\cos\alpha$
$j'' = j.\text{Sen}\beta$	$g'' = g.\text{Sen}\alpha$

Como se dijo, debe existir una condición y esta es, que los extremos de los aleros largo y corto deberán estar equidistantes del eje de la obra.

$$j'' = g''$$

De lo anterior resulta que:

$$g.\text{Sen}\alpha = j.\text{Sen}\beta$$

$$\frac{1}{\cos(\alpha-\theta)}\text{Sen}\alpha = \frac{1}{\cos(\beta+\theta)}\text{Sen}\beta$$

$$\frac{\text{Sen}\alpha}{\cos(\alpha-\theta)} = \frac{\text{Sen}\beta}{\cos(\beta+\theta)}$$

$$\frac{\text{Sen}\alpha}{\cos\alpha\cos\theta+\text{Sen}\alpha\text{Sen}\theta} = \frac{\text{Sen}\beta}{\cos\beta\cos\theta-\text{Sen}\beta\text{Sen}\theta}$$

$$\frac{1}{\text{Cot}\alpha\cos\theta+\text{Sen}\theta} = \frac{1}{\text{Cot}\beta\cos\theta-\text{Sen}\theta}$$

$$\text{Cot}\beta \text{Cos}\,\theta - \text{Sen}\,\theta = \text{Cot}\,\alpha \text{Cos}\,\theta + \text{Sen}\,\theta$$

$$\text{Cot}\beta = \text{Cot}\,\alpha + 2\,\text{Tan}\,\theta$$

Si $\alpha = 30^{\circ}\,00'$

Tendremos:

$$\text{Cot}\beta = 1.73205 + 2\,\text{Tan}\,\theta$$

Con lo cual se cumple la condición.

b).- RECORTE EN LOS ALEROS

Cuando por necesidades de construcción de la obra, ésta se desplanta muy por abajo del nivel del terreno natural, no es necesario rematar el alero en (cero), ya que puede recortarse hasta donde el coronamiento del alero intercepte el terreno natural o el talud de corte formado por el cauce.

Como este recorte no es uniforme en los cuatro aleros por las condiciones naturales del propio cauce, se ha optado por considerar el punto más desfavorable y calcular dicho recorte según un plano vertical paralelo al eje de la carretera.

La altura del recorte (Hr) puede calcularse gráficamente como se muestra en la (figura 29).

El cálculo de las longitudes y proyecciones se realiza como se hizo sin considerar el recorte, por lo tanto para dimensionar el alero recortado se hará como se indica a continuación, para mayor entendimiento nos apoyaremos en la (figura 30).

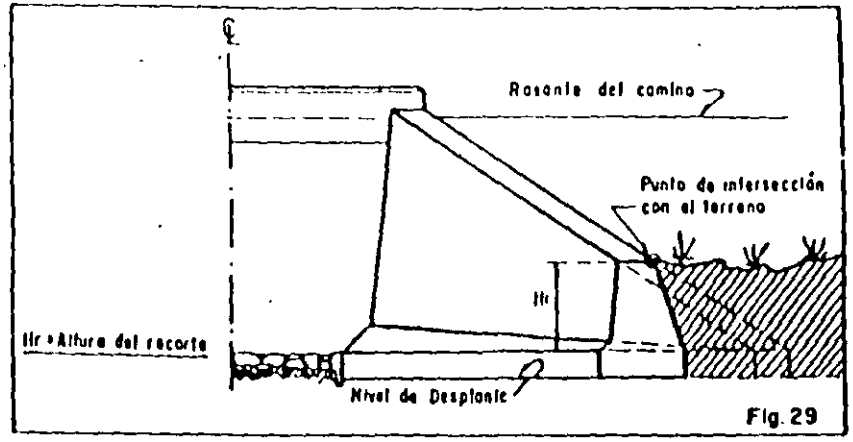


Fig. 29

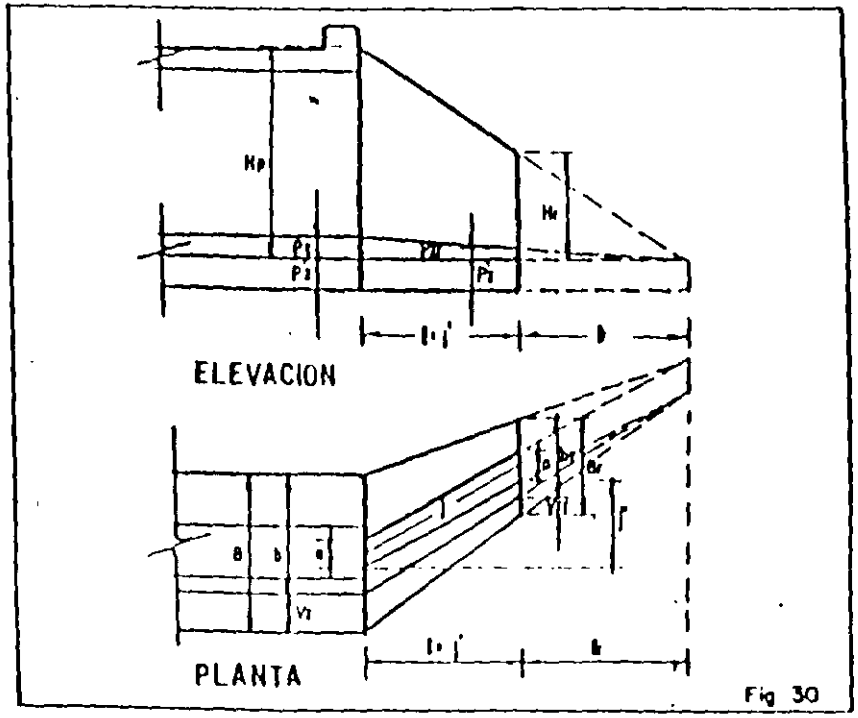


Fig 30

c).- FORMULAS PARA EL CALCULO DE LAS DIMENSIONES EN EL RECORTE.

Tanto el cororamiento del alero (a), como el espesor del cimiento (P'_z) permanecerán constantes.

Considerando el caso de una alcantarilla normal (fig.#30), tendremos que:

Para aleros recortados

En obras normales

$$1 = \frac{Hp - Hr}{\frac{1}{10} = 3} = \frac{Hp - Hr}{\not{z}}$$

Por lo tanto:

$$\frac{B - a}{1 + Ir} = \frac{Br - a}{Ir}$$

$$Br - a = \left(\frac{B - a}{1 + Ir}\right) Ir$$

$$Br = \left(\frac{B - a}{1 + Ir}\right) Ir + a \quad \text{---------- (1)}$$

Si $Ir = \frac{Hr}{\not{z}}$, y $1 + Ir = \frac{Hp}{\not{z}}$

Sustituyendo en (1), tendremos:

$$Br = a + \frac{\frac{Hr}{\not{z}}(B - a)}{\frac{Hp}{\not{z}}} \quad , \quad \frac{Hr\,(B - a)}{Hp}$$

$$Br = a + \frac{Hr\,(B - a)}{Hp}$$

Si $\frac{Hr}{Hp} = K$ no tendría:

$$Br = a + K\,(B - a)$$

De la misma forma se podrán obtener las demás dimensiones en el recorte, así tendremos que:

$$Br = (B - a)K + a$$

$$br = (b - a)K + a$$

$$V_{zr} = V_z . K$$

$$P_{ar} = P_a . K$$

$$P'_{zr} = P'_z$$

$$a_r = a$$

$$b'_r = (b' - a)K + a$$

$$b_r = (b - a)K + a$$

Cuando se trata de obras esviajadas, primero se calculan las dimensiones normales utilizando las fórmulas anteriores, dividiendo éstas entre el coseno del esviaje, obtendremos las dimensiones reales respecto al esviaje.

Las fórmulas correspondientes serán:

$$Br = \frac{(B - a)K + a}{\cos \theta}$$

$$b_r = \frac{(b - a)K}{\cos\theta} + a$$

$$V_{zr} = \frac{V_z \cdot K}{\cos\theta}$$

$$P_{zr} = \frac{P_z \cdot K}{\cos\theta}$$

$$P'_{zr} = \frac{P'_z}{\cos\theta}$$

$$a_r = \frac{a}{\cos\theta}$$

$$b'_r = \frac{(b' - a)K}{\cos\theta} + a$$

$$br = \frac{(b - a)K}{\cos\theta} + a$$

Las dimensiones verticales serán las mismas para los dos casos.

d).- FORMULAS PARA CALCULAR EL CORONAMIENTO DEL ESTRIBO Y EL ALERO.

$$a_e = \frac{(b' - a)e'}{H'} + a$$

Generalmente sucede que:

$e' = e$

Y que el cimiento del lado del escalón no tenga encarpio, es decir:

$$P_z = 0$$

Esto da por resultado

$$H' = H$$

Como consecuencia

$$a'_1 = b$$

Por lo que la fórmula del coronamiento del estribo quedará:

$$\boxed{a_e = \frac{(b - a)e}{H} + a}$$

Por otro lado la diferencia que hay entre (e) y (e') es muy pequeña por lo que no influye en los cálculos - el tomar una por la otra, algo semejante pasa al tomar (H) o (H'), por lo que la fórmula que emplearemos será esta última.

Para facilitar el cálculo del volumen de los - aleros, cuando la altura de los mismos a la entrada y a la salida es diferente, simplemente se tomará el promedio de las - mismas y se aplica la fórmula correspondiente.

$$\text{Altura Prom.} \quad Hp = \frac{H_1 + H_2}{2}$$

El ancho mínimo normal del coronamiento del alero largo será de 0.25 m. que es el mínimo espesor supuesto construible en mampostería, por lo tanto, se tendrán que verificar sus dimensiones de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$a_n = \frac{a.\cos(\beta + \alpha)}{\cos \alpha} \geq 25 \text{ cm.}$$

Como en la entrada y en la salida de las obras las elevaciones anotadas en los proyectos constructivos, corresponden a los de los aleros o estribos, éstas se calcularán en función de la luz y de la pendiente de la obra.

$$Y = \frac{\text{Luz Normal}}{2} \operatorname{Tan} \alpha$$

ELEVACION DE ENTRADA

$$E_e = E_c + L_e.S \pm Y.S$$

$$E_e = E_c + (L_e \pm Y)S$$

ELEVACION DE SALIDA

$$S_e = E_c - L_e.S \pm Y.S$$

$$E_s = E_c + (-L_e \pm Y)S$$

En obras normales el valor de (Y = 0), consecuentemente la elevación (E = 0); quedando las fórmulas finales como sigue:

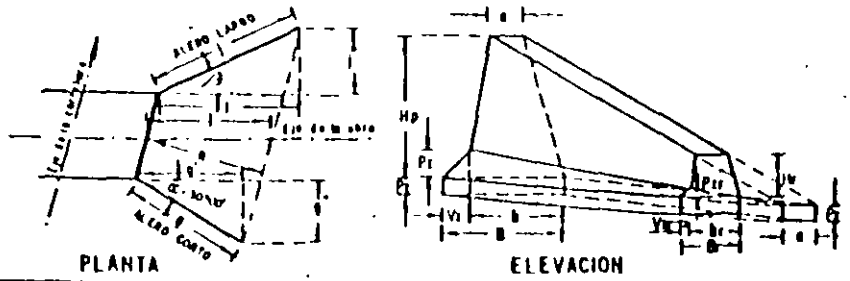
$$\boxed{Z_e = E_c + L_e.S}$$

$$\boxed{E_s = E_c - L_s.S}$$

CARRETERA: _____
TRAMO: _____
SUBTRAMO: _____
DE Km _____ A Km. _____
Origen:-

ESTACION _____
ALCANTARILLA DE _____
DE _____ a _____

CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS



CONDICION | | ∝ | Col β = 1.73205 + 2 Tg ∝

LADO IZQUIERDO	LADO DERECHO
Hi =	Hg =
Hi - Hi+1 =	Hg - Hg+1 =

LONGITUDES Y PROYECCIONES

Angulos	Funciones
∝ =	Tan =
	Coq =
β + ∝ =	Cos =
β =	Cos =
	Sen =
(∝ - ∝) =	Cos =
∝ = 30° 00'	Cos = 0.86603
	Sen = 0.50000

DIMENSIONES

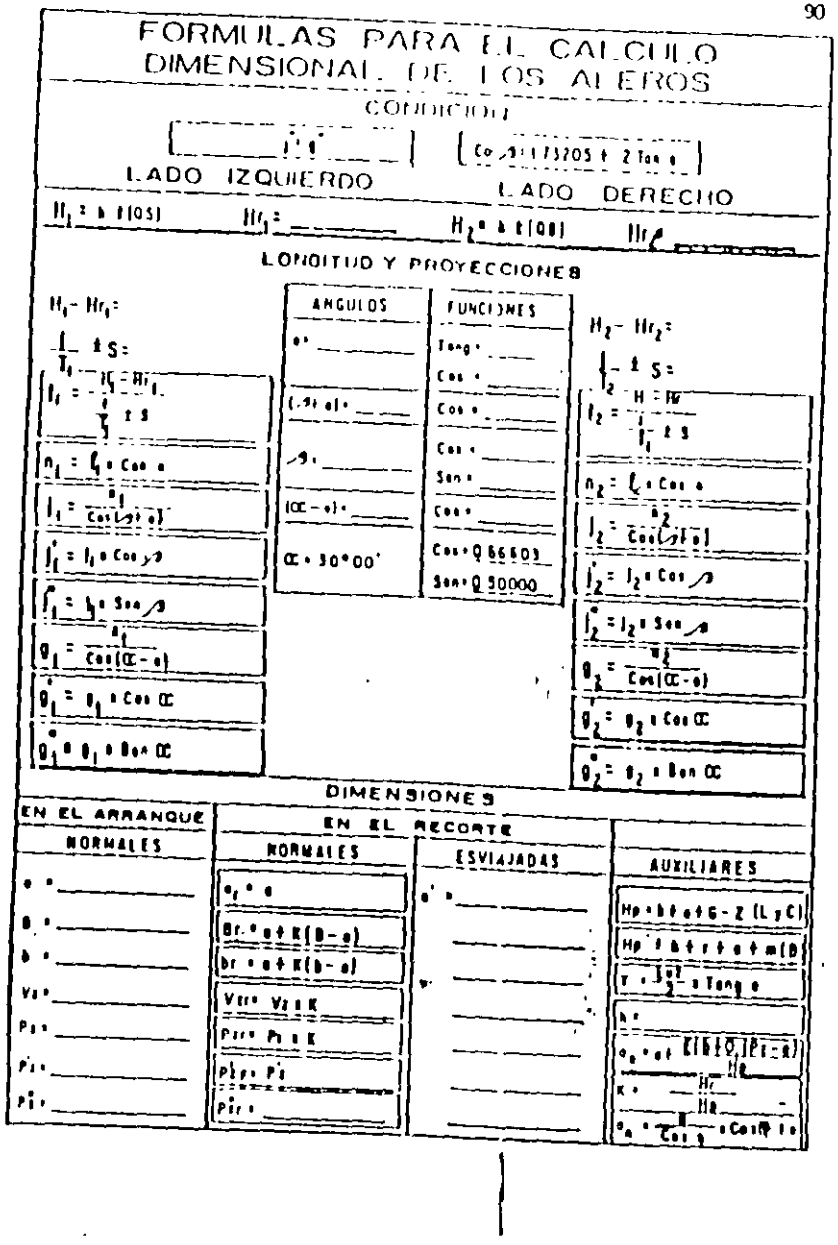
EN EL ARRANQUE	EN EL RESORTE		AUXILIARES
NORMALES	NORMALES	DESVIADAS	
a =	a =	a' =	Hp =
B =	Br =		Luz/2 =
b =	br =		T =
Vm =	Vm =		t =
Pr =	Pr =		a1 =
Pi =	Pir =		E =
	Pir =		a2 =

DATOS DEL TERRENO

Resistencia del cimiento _____ a Kg/cm Clasificación _____

NOTAS:-

FORMA



f).- CUBICACION DE LOS ALEROS EN ALCANTARILLAS

El cálculo del volumen de mampostería de un alero, se hará utilizando la siguiente expresión general:

$$V = -\frac{1}{2}- (A_1 + A_2) L$$

En donde:

V = Volumen de un alero, en m^3
A_1= Area de la sección en el arranque, en m^2
A_2= Area de la sección en la fuga o en el recorte, en m^2
L = Proyección sobre el eje de la obra, de la perpendicular entre ambas secciones, en m.

El procedimiento anterior es válido en los aleros recortados, únicamente cuando el recorte está efectuado en un plano vertical paralelo al plano que contiene la sección en el arranque.

Las dimensiones horizontales de las secciones en el arranque, fuga o recorte, para calcular las áreas (A_1 - A_2), siempre se medirán perpendicularmente al eje de la obra.

En el caso que a continuación se muestra en la (figura 31), se puede emplear la expresión general o bién la fórmula:

$$V = -\frac{1}{2}-\left[(a + b)Hp + (a + b_c)Hr\right] + (B + B_c)P_2'$$

Esta fórmula se dedujo de la expresión general.

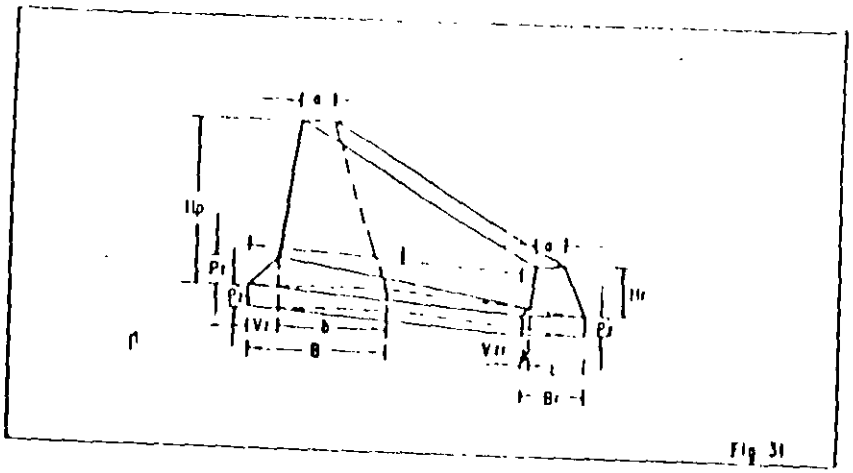


Fig 31

Si el alero se remata hasta el cimiento, se -- tiene en esta sección; (Hr = 0) y (B_r = a), quedando por lo tanto la fórmula de la siguiente manera:

$$V = \frac{1}{2}(a + b)Hp + (B + a)P'_i$$

VII.3 - CALCULO DE CANTIDADES DE OBRA

a).- CONCRETO

f'_c = 150 Kg/cm^2

Losa Normal

Vn = m^3/m.l x L

Losa Esviajada

Ve = m^3/m.l x L x Con e

GUARNICIONES

En losa normal

Vn = m^3/m.l x L

En losa esviajada

$$Ve = \frac{m^3/m.l \times L}{\cos e}$$

f'_c = 100 Kg/cm^2

CLAVE

Vc = m^3/m.l x L

b).- MAMPOSTERIA

Cuerpo de la Bóveda

Vcb = Vol./m.l x L

Aleros sin recorte

$$Va = \frac{1}{2}\left[\frac{(a + b)Hp}{2} + (B + a)P'_i\right]$$

Aleros con recorte

$$Var = \frac{1}{2}\left[\frac{(a + b)Hp}{2} + \frac{(B + B_r)Hr}{2} + (B+Br)P'_i\right]$$

Estribos

$$V_E = L\left[\left[\frac{(b + a_e)n}{2}\right] 2 + (3.P'_i)2\right]$$

$V_2 = 2(Vol./m.l \times L)$

En las fórmulas donde aparece $m^3/m.l$ o Vol./m.l, estos valores están tabulados en los Proyectos Tipo para Obras de Drenaje.- 50%, en las tablas correspondientes.

DENTELLON

Para obras esviajadas

$$Vd = bh\left(\frac{2(g_1'' + g_2'' + L)}{Cos\ e} - b(Tan\ A + Tan\ B)\right)$$

Para obras Normales

$$Vd = bh\left(2(g_1'' + g_2'' + L) - b(Tan\ A + Tan\ B)\right)$$

$$\boxed{(Tan\ A + Tan\ B) = 1.1547}$$

b = Ancho del dentellón
h = Altura del dentellón
L = Luz de la obra

ZAMPEADO Para obras esviajadas

$$Vz = e_z\left[\left[\frac{(g_1'' + g_2'' + L + m)}{Cos.\ e} - a_d(Tan\ A + Tan\ B)\right]\left[\frac{(n_1 + n_2)}{2} - a_d\right] + \left[L'.m\right]\right]$$

Para obras Normales

$$Vz = e_z\left[\left[(g_1'' + g_2'' + L + m - a_d(Tan\ A + Tan\ B)\right]\left[\frac{(l_1 + l_2)}{2} - a_d\right] + L'.m\right]$$

En donde:

e_z = Espesor del zampeado
L = Luz de la obra
L' = Longitud de la obra
m = Ancho de la plantilla

a_d = Ancho del dentellón

VII.4 - ARMADO EN LOSAS ESVIAJADAS

a).- Losas con armado principal esviajado y paralelo al eje de la carretera (fig. 32)

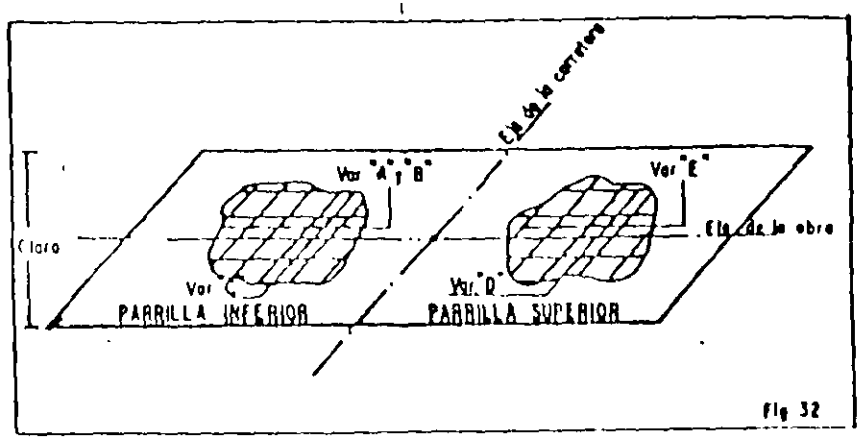


Fig 32

Para el cálculo del armado de la losa se considera el claro esviajado, es decir, el medido según el eje de la carretera.

En estas losas, las varillas "A" y "B" (armado principal) de la parrilla inferior y las varillas "C" de la parrilla superior, se colocan según el eje de la carretera, (paralelas a éste) y la separación como se indica en el "Proyecto Constructivo", se mide según el eje de la obra.

Esta separación será:

$$S_v = \frac{E_p}{\text{Cos } e}$$

En donde:

S_v = Separación de las varillas
E_p = Espaciamiento de los Proyectos Tipo SOP.
Cos e = Coseno del esviaje

Las varillas "C" de la parrilla inferior, y las varillas "D" de la parrilla superior, se colocan paralelas al eje de la obra, la separación de éstas será de acuerdo a los Proyectos Tipo y se medirá según el eje de la carretera.

b).- Losas con armado principal "Normal" al eje de la obra (figura 33).

Para este caso, el claro que se considera es el normal, es decir, el medido según la normal al eje de la obra. Las varillas "A" y "B" del armado principal de la parrilla inferior y las varillas "E" de la parrilla superior, se colocan normales al eje de la obra, siendo su separación según el eje de la misma y será como lo indican los Proyectos

Tipo - SOP.

Las varillas "C" de la parrilla inferior y las varillas "D" de la parrilla superior, se colocan paralelas al eje de la obra y la separación de éstas será la que marcan los Proyectos Tipo - SOP, tantas veces mencionados.

Y medida según una normal al eje de la obra.

Esta separación será:

$$S_v = \frac{E_p}{\text{Cos } e}$$

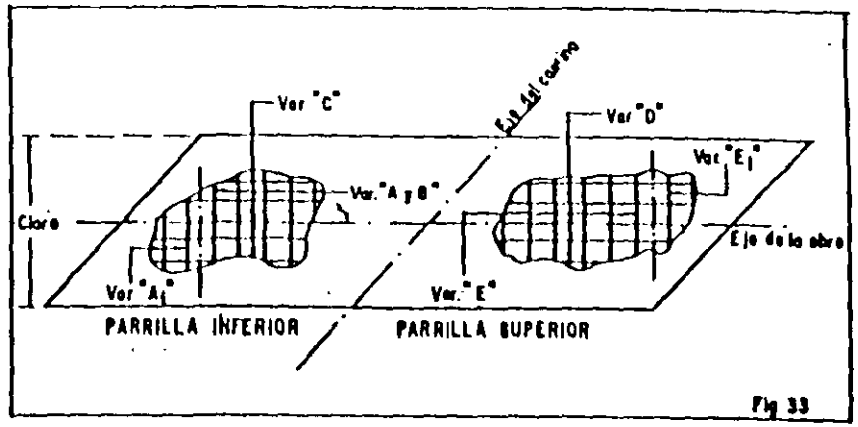


Fig 33

c).- Adaptación de la guarnición en losas esviajadas con armado normal al eje de la obra.

Las guarniciones en losas esviajadas con refuerzo principal normal al eje de la obra, es necesario calcularlas ya que trabajan como trabe al servir de apoyo a parte de losa.

...se consideran losas con armado normal al eje de la obra, cuando se desvíe en hasta de 25°00'.

En este tipo de losas queda un área triangular sin armar, (figura 34), ejerciendo su influencia sobre la guarnición ya que ésta sirve de apoyo a la losa haciéndola trabajar como trabe, por lo tanto habrá que calcularla como tal.

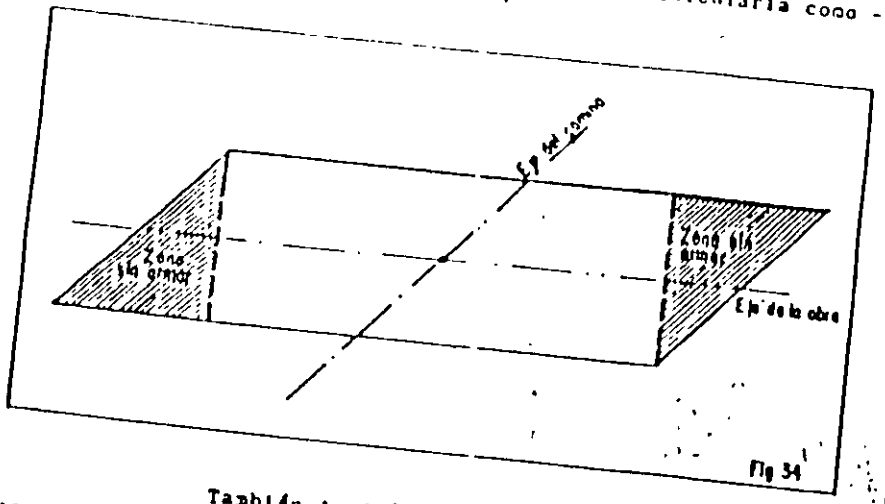


Fig 34

También tendrá que calcularse el armado en esta zona triangular, a cuyas varillas llamaremos (A_1 y D_1)

Con objeto de tener una mayor ilustración a continuación trataremos de explicar el proceso de cálculo de las guarniciones, auxiliándonos con la (figura 35).

NOMENCLATURA

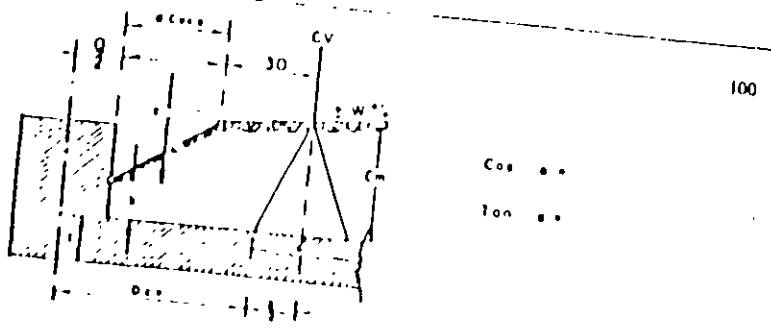
Q = Ancho de la guarnición
Y = Desnivel entre el punto donde actua la carga viva y el hombro de la carretera
Pcv = Carga viva

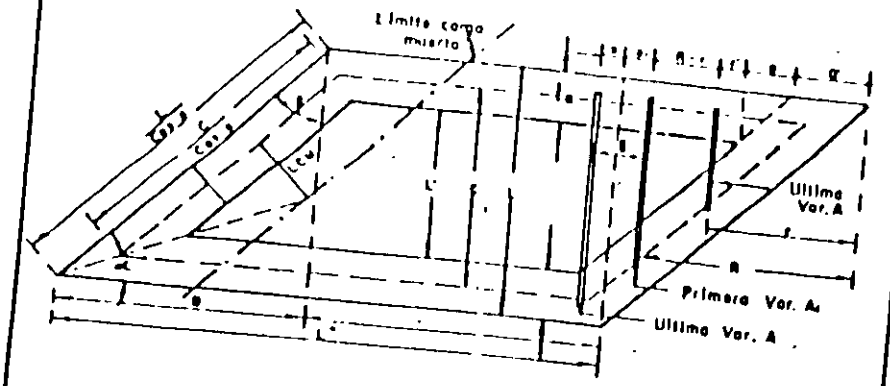
γ = Sobre-elevación de la carpeta
h = Altura entre el hombro y la directriz
b = Altura de la directriz
E = Espesor de la losa
C_m = Colchón mínimo
X' = Zona de influencia de la carga viva
D_{cv} = Límite de influencia de la carga viva
d_{cm} = Límite de influencia de la carga muerta
L' = Claro normal de la obra
C = Claro normal más un apoyo de la losa
L = Claro normal más los dos apoyos de la losa
l_a = Apoyo de la losa sobre el estribo
(d.Cos α) = Distancia del punto de intersección del talud con la guarnición, al hombro de la carretera.

El valor de (d) se toma de la hoja de cálculo de "Longitud de Obra", siendo éste el menor.

Cuando el colchón mínimo es menor de 0.60 m., se considera la carga viva actuando directamente,

Cuando (C_m) es mayor de 0.60 m., dicha carga se reparte en una franja que tiene un ancho igual al valor de (X'), actuando como carga uniformemente repartida.





$$\alpha = \frac{90° - \theta}{2}$$

$$\text{Tan}\,\alpha =$$

$$\text{Lem} = B\ \text{Tan}\,\alpha - \frac{Q}{2}$$

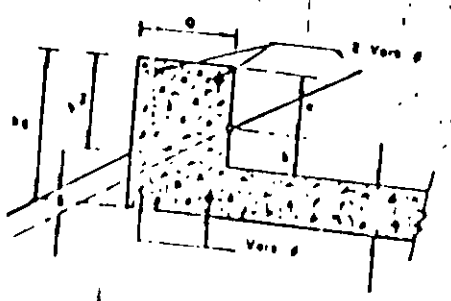


Fig 35

d).- PROCESO DE CALCULO DE LAS GUARNICIONES EN LOSAS ESVIAJADAS

Para poder aplicar las fórmulas para el cálculo de las guarniciones en losas esviajadas con armado normal, partimos de que los valores de (h, b, d, Q, w, L, C y L') son conocidos, con lo cual tenemos:

$$Y = \pm\ 0.30d$$

$$C_m = b + h + Y$$

Si $C_m > 0.60$m., se considera carga uniformemente repartida

Si $C_m < 0.60$ m., se considerará carga concentrada con un valor igual al - de (P_{cv})

$$X' = f.C_m$$

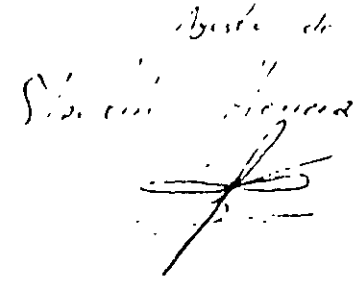
f = Factor de ajuste

$$\boxed{f = 1.75\ m.}$$

$$D_{cv} = \frac{Q}{2} + d.\text{Cos}\,\theta + 0.30 - \frac{X'}{2}$$

$$L_{cm} = B.\text{Tan}\,\alpha - \frac{Q}{2}$$

$$a = L.\text{Tan}\,\theta$$



MANUAL PRACTICO PARA CALCULO DE DRENAJE EN CARRETERAS

INGS : CANDIDO MONDRAGON RIVERA
HUGO RICARDEZ VALENCIA

P R O L O G O

Considerando que a la fecha, en los libros y volúmenes que han tratado temas de Ingeniería de Carreteras o Ferrocarriles, lo relacionado con el drenaje de los mismos se ha expuesto desde un punto de vista muy teórico y bastante somero; se pensó en elaborar una guía que contemplara los aspectos prácticos para la solución de los problemas que ocasiona el agua en cualquier vía de comunicación terrestre.

No se quiere con ello hacer descubrimientos ni elaborar un volumen de gran trascendencia, simplemente proporcionar a las personas que tengan necesidad de enfrentarse a este tipo de problemas una escuela lógica para obtener resultados adecuados y soluciones precisas.

Por esto se trató de hacer una compilación de experiencias de las personas que han estado íntimamente ligadas con el estudio, proyecto, cálculo y presentación de estos trabajos y exponerlos en conjunto en forma que se ha considerado clara y sencilla.

No puede negarse ni pasar por alto la existencia de un Manual de Drenaje de Caminos elaborado por el C. -- Ing. Salvador Mosqueira R., que trata con suficiente amplitud el tema; pero en alto porcentaje teórico y con este trabajo se trata de complementarlo, existe también Proyectos Tipo de Obras de Drenaje para Carreteras y con la creación de un nuevo cuerpo encargado del proyecto y construcción de caminos de tipo rural aparecio un nuevo volumen denominado Proyectos Tipo de Alcantarillas y Puentes para Caminos de Mano de Obra; todos ellos contienen datos constructivos, como tablas de Elementos, dimensiones, materiales y volúmenes por metro lineal de obra para alcantarillas de losa, bóveda o cajones de con-- creto armado.

En esta guía se expone la forma en que se hace el trabajo de campo para obtener los datos en que se basará el proyecto geométrico de una obra de drenaje, como son croquis del eje, registro de nivel y dibujo de la sección del mismo.

Los suscritos, que prestamos servicio profesional en el Departamento de Proyectos de la Dirección General de Carreteras Federales, nos hemos permitido externar algunas experiencias obtenidas a través del desempeño de nuestras labores enBrigadas de Localización y en algunos otros trabajos asignados dentro del mismo Departamento, esperando que sean de utilidad práctica, como un auxiliar en la resolución de problemas de drenaje en caminos y/o ferrocarriles.

En los ejemplos que se presentan, se han dejado intencionalmente los nombres de quienes calcularon, revisaron y dibujaron, con el objeto de hacer patente el mérito que tienen y al mismo tiempo manifestar que no se trata de abrogarnos derechos ajenos, sino indicar las fuentes a que se recurrió para complementar de la mejor forma esta Guía.

Los Autores

Ing. Cándido Mondragón Rivera
Ing. Hugo Ricárdez Valencia.

I - GUIA PARA EL CALCULO DE OBRAS DE DRENAJE EN CARRETERAS Y FERROCARRILES

El diseño de las obras de drenaje es una de las partes principales y de gran importancia en el proyecto de vías terrestres, de ahí el cuidado que debe tenerse al elegir y diseñar dichas obras; una mala localización o un mal diseño ocasiona problemas graves en el buen funcionamiento de una vía de comunicación, ya se trate de una carretera o un ferrocarril pues la falla de una obra de arte, trae como consecuencia la interrupción del servicio de la vía en operación, así como las molestias causadas a los usuarios por la pérdida de tiempo; además de las pérdidas económicas que llegan a ser de bastante consideración.

El objeto principal de esta guía es el de unificar el criterio entre todas aquellas personas que se dediquen al proyecto de obras de drenaje tanto en carreteras como en ferrocarriles.

Los puntos principales que deben considerarse en la elección y proyecto de una obra de drenaje, son los siguientes:

I.1 - Localización del eje de la obra
I.2 - Area por drenar
I.3 - Area hidráulica necesaria
I.4 - Elección del tipo de Obra

I.1 - LOCALIZACION DEL EJE DE LA OBRA

Este es uno de los puntos más importantes y en el que se debe tener especial atención, ya que una mala localización puede provocar la falla de la obra, aunque ésta haya sido muy bien proyectada.

La localización del eje de la obra deberá hacerse de preferencia siguiendo el cauce de los escurrimientos,-

siempre y cuando la forma del mismo y su pendiente longitudinal lo permitan, tomando en consideración que la pendiente está limitada de la manera siguiente:

Para losas y cajones de 0 a 12 %

Para bóvedas de ------- 0 a 20 %, pudiendo incrementarse hasta 25 % siempre y cuando el cimiento sea escalonado.

En tubos varía de 0 a 45 %; a partir de 30 % se pondrán muros de anclaje por lo menos cada 5 ó 10 m.; estas pendientes son máximas. En los casos en que las necesidades obliguen a incrementar la pendiente de la obra, se deberán hacer las recomendaciones al respecto, como cimientos escalonados en bóvedas o muros de anclaje en tubos, en el caso de las losas no es posible incrementar la pendiente ya que por ser de concreto el efecto del revenimiento nos lo impide.

Deberá procurarse hasta donde sea posible que los ejes para apoyar los proyectos de las obras sean normales o radiales al eje del camino; ya sea que esté localizado en tangente o en curva respectivamente; cuando la dirección del escurrimiento no permita trazarlos en esa forma, tendrán que esviajarse de acuerdo con el eje del escurridero. Se entiende por esviaje el ángulo que forma el eje de la obra con una normal o radial al eje del camino, dicho esviaje podrá ser izquierdo o derecho, según se encuentre desplazado a la izquierda o a la derecha de dicha normal o de la radial; el ángulo de esviaje deberá variar de 10° a 45°, sin embargo se permiten esviajes menores de 10° y mayores de 45° en casos que por condiciones muy especiales se justifiquen (canales de riego, cauces encajonados, ductos, etc.).

Cuando el eje del camino se encuentra localizado en terreno montañoso o escarpado y por tanto su pendiente transversal es muy fuerte, resulta casi imposible ubicar los ejes de las obras a lo largo de los fondos de los escurrideros porque la pendiente de los mismos es mayor que la especificada como máxima, en ese caso se buscará otra solución que puede ser la colocación del eje en la ladera del escurridero, apoyando en ella la salida de la obra; en este caso se escogerá la margen que presente mejores condiciones (esviaje menor, cimentación, etc.).

Resulta de primordial importancia que al ubicar el eje para una obra de drenaje, la entrada se localice exactamente dentro del cauce del escurridero para garantizar la buena captación del agua y el mejor funcionamiento hidráulico de la obra; así mismo, siempre deberán evitarse las canalizaciones a la entrada de las obras, los cambios bruscos de pendiente entre el fondo de los escurrideros y el cauce de la obra y por último los cambios fuertes de dirección entre el cauce natural del escurrimiento y el eje de la obra.

En los casos en que por necesidades del proyecto de las terracerías se construyan muros de contención y se requiera una obra de drenaje, ésta deberá trazarse normal o radial y su salida se empotrará en el muro y en la parte superior del cimiento, en cuyo caso el mismo muro hará las veces del muro de cabeza de la obra si se trata de un tubo.

I.2 - AREA POR DRENAR

Una vez que se tiene localizado el eje de la obra respecto al eje del camino es necesario conocer el área por drenar para lo cual se recurrirá a cualesquiera de los procedimientos conocidos con objeto de poder estimar con la mayor aproximación posible la superficie que limitada por dos ó más líneas de parteaguas y el eje del camino, sea tributaria del escurridero para el cual se pretende proyectar la obra.

El cálculo del área por drenar se puede efectuar en la forma siguiente:

a).- Midiéndola directamente en el campo cuan

do s trate de superficies pequeñas.

b).- Apoyándose en plantas topográficas de restitución fotogramétrica a escala, delimitando las cuencas respecto al eje del camino previamente ubicado y midiendo el área directamente con planímetro.

c).- Apoyándose en fotografías aéreas de contacto a escala y siguiendo el mismo procedimiento indicado en el inciso anterior.

El área obtenida por cualquiera de estas formas, deberá transformarse a unidades de superficie, (Ha.)

I.3 - AREA HIDRAULICA NECESARIA

Se entiende por área hidráulica necesaria, aquella capaz de dejar pasar un determinado gasto (Q) producto de la precipitación del lugar, igual a una lámina de agua de 10 cm. de altura en un tiempo de una hora.

Existen fórmulas empíricas para determinar el el gasto en corrientes de diferentes condiciones hidráulicas, así como otras muy elaboradas y otros métodos hidrológicos; en este caso y para efectos de la magnitud de los volúmenes de agua que se manajan se consideró que es suficiente con utilizar la fórmula de Talbot, que se ha empleado con resultados aceptables hasta la fecha y que está expresada por:

$$a = 0.1832\, C\sqrt[4]{A^3}$$

en donde:

a = Area hidráulica necesaria en (m^2)

A = Area por drenar en (Ha.)

C = Coeficiente que depende del tipo de terreno y para una precipitación de 10 cm. por hora, variando con una aproximación según la precipitación del lugar.

En la siguiente tabla se dan los valores de (a) para diferentes áreas por drenar y valores de "C", según el tipo de terreno; fórmula de " Talbot "

	TIPOS DE TERRENO				
AREA DRENADA (Ha.)	Escarpado C=1.00	Montañoso C=0.8	Lomerío C=0.6	Ondulado C=0.5	Plano C=0.3
0.5	0.11	0.09	0.07	0.06	0.03
1.0	0.18	0.14	0.11	0.09	0.05
1.5	0.25	0.20	0.15	0.12	0.07
2.0	0.31	0.25	0.19	0.16	0.09
3.0	0.42	0.34	0.25	0.21	0.13
4.0	0.52	0.42	0.31	0.26	0.16
5.0	0.61	0.49	0.37	0.30	0.18
6.0	0.70	0.56	0.42	0.35	0.21
7.0	0.79	0.63	0.47	0.40	0.24
8.0	0.87	0.70	0.52	0.44	0.26
9.0	0.95	0.76	0.57	0.48	0.28
10.0	1.03	0.82	0.62	0.52	0.31
12.0	1.18	0.94	0.71	0.59	0.35
14.0	1.32	1.06	0.79	0.66	0.40
16.0	1.46	1.17	0.88	0.73	0.44
18.0	1.60	1.28	0.96	0.80	0.48
20.0	1.73	1.38	1.03	0.86	0.52
22.0	1.86	1.49	1.12	0.93	0.56
24.0	1.99	1.59	1.19	1.00	0.60
26.0	2.11	1.69	1.27	1.05	0.63
28.0	2.23	1.78	1.34	1.12	0.67
30.0	2.25	1.88	1.41	1.18	0.71
40.0	2.91	2.33	1.75	1.45	0.87
50.0	3.44	2.75	2.06	1.72	1.03
60.0	3.95	3.16	2.37	1.98	1.18
70.0	4.43	3.54	2.66	2.22	1.33
80.0	4.90	3.92	2.94	2.45	1.47
90.0	5.35	4.28	3.21	2.67	1.61
100.0	5.79	4.63	3.47	2.90	1.74
120.0	6.45	5.16	3.87	3.22	1.94
140.0	7.45	5.96	4.47	3.72	2.24

TIPOS DE TERRENO					
AREA DRENADA (Ha)	Escarpado C=1.00	Montañoso C=0.8	Lomerío C=0.6	Ondulado C=0.5	Plano C=0.3
160.0	8.24	6.59	4.94	4.12	2.47
180.0	9.00	7.20	5.40	4.50	2.70
200.0	9.74	7.79	5.84	4.87	2.92
225.0	10.64	8.51	6.38	5.32	3.19
250.0	11.51	9.21	6.90	5.75	3.45
275.0	12.36	9.89	7.42	6.18	3.71
300.0	13.20	10.56	7.92	6.60	3.96
400.0	16.38	13.10	9.83	8.19	4.91
500.0	19.36	15.49	11.62	9.68	5.81
600.0	22.20	17.76	13.32	11.10	6.66
700.0	24.92	19.94	14.95	12.46	7.48
800.0	27.54	22.03	16.52	13.77	8.26
900.0	30.81	24.64	18.48	15.40	9.24
1000.0	32.56	26.04	19.54	16.28	9.77
1200.0	37.33	29.86	22.40	18.66	11.20
1400.0	41.91	33.52	25.15	20.96	12.57
1600.0	46.32	37.05	27.79	23.16	13.90
1800.0	50.60	40.48	30.36	25.30	15.18
2000.0	54.76	43.81	32.86	27.38	16.43
2250.0	56.82	45.46	34.09	28.41	17.05
2500.0	64.74	51.79	38.84	32.37	19.42
2750.0	69.53	55.62	41.72	34.76	20.86
3000.0	74.22	59.37	44.53	37.11	22.27
3200.0	77.90	62.32	46.74	38.95	23.37
3400.0	81.53	65.22	48.92	40.76	24.46
3600.0	85.10	68.08	51.06	42.55	25.53
3800.0	88.62	70.90	53.17	44.32	26.59
4000.0	92.10	73.68	55.26	46.05	27.63

I.4 - ELECCION DEL TIPO DE OBRA

Una vez calculada el área hidráulica necesaria "a" se procede a elegir el tipo de obra que la satisfaga adecuadamente y dentro de condiciones de máxima seguridad; para ello es necesario considerar que las diferentes obras; tubos, losas y bóvedas, no deben trabajar a presión, es decir llenos sino que siempre deberá dejarse un área libre, esto resulta muy importante, sobre todo en tubos de lámina que por ser encajables no se juntean y llegan a presentarse filtraciones que resultan perjudiciales para las terracerías por el efecto de tubificación.

Para una buena elección de tipo de obra, debe tomarse en cuenta:

a).- Area hidráulica necesaria
b).- Pendiente de la obra
c).- Altura mínima y máxima de terraplenes o rellenos.
d).- Materiales de construcción.
e).- Capacidad de carga del terreno.

I.4.a - De acuerdo con el área hidráulica, la obra puede ser de una dos o más líneas de tubos dispuestos en batería cuando proporcionen alguna economía con respecto a otra obra de igual área y que sea factible de construir; se puede elegir una losa, una bóveda o un cajón de concreto armado, dependiendo de los factores que se citarán posteriormente.

I.4.b - Si la pendiente de la obra rebasa ciertos límites, que se citaron en la localización del eje de la obra, entonces es importante tomar en cuenta que una pendiente hasta del 12 %, permite elegir una obra de tubos, losa, bóveda o cajón. Cuando esta pendiente sea mayor de 12 %, pero menor de 20 %, podrá elegirse entre una batería de tubos y una bóveda, cuando se rebase el 20 % deberá elegirse una obra compuesta por tubos, no debiendo admitir una pendiente mayor de 45 %.

En aquellos casos en que teniendo una bóveda y por condiciones especiales del escurridero de que se trate no reúna los requisitos de pendiente, se podrá proyectar dicha bóveda con una mayor pendiente sin pasar de 25 %, pero con la condición de que el cimiento se proyecte y construya en forma escalonada.

Tratándose de tubos cuya pendiente sea mayor -

de 30 % deberá recomendarse que se construyan muros de anclaje a determinada distancia, dentro de la longitud de la obra, con objeto de evitar el deslizamiento de la misma.

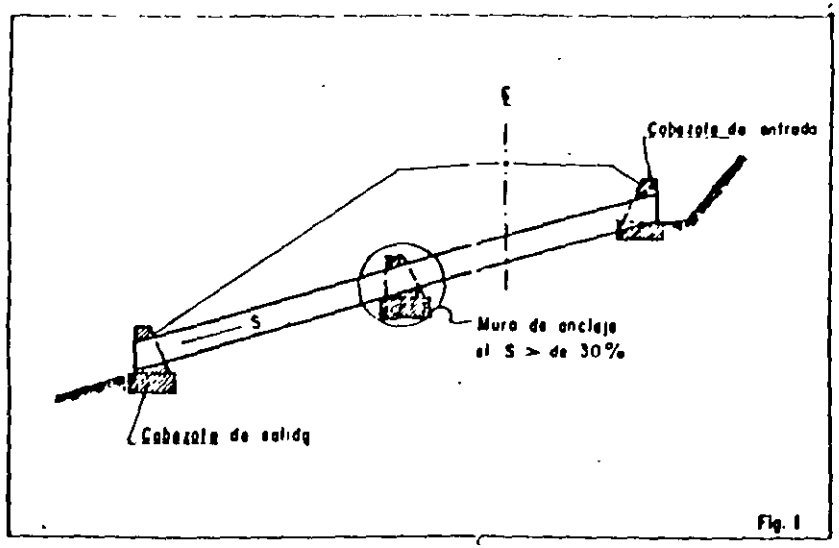


Fig. 1

I.4.c - Otro de los factores importantes en la elección del tipo de obra es la altura del terraplén o relleno sobre las mismas, ya que depende de ésta, el que podamos alojar un tubo, una bóveda o una losa.

En terreno de lomerío suave o plano, normalmente no existe ningún problema para dejar el terraplén mínimo de acuerdo con el tipo de obra elegido.

La altura mínima de terraplén será aquella que nos permita alojar el tipo de obra elegido y además que nos garantice un colchón mínimo sobre la parte más desfavorable (hombro) de la superestructura o clave, se han venido considerando los siguientes valores para estos casos:

Tubo de concreto	0.80 m.
Tubo de lámina	0.30 m.
Losas y cajones de concreto armado	0.20 m.
Bóvedas de mampostería	1.00 m.

El colchón se mide de la parte superior de la superestructura de la obra al nivel de la rasante.

Como ya se dijo estos colchones mínimos sobre la superestructura de la obra es lo que nos viene a dar el valor de la elevación para la rasante mínima, que nos permita alojar la obra seleccionada.

El proyecto de la obra puede calcularse en rasante o subrasante mínimas, dependiendo de la realización de las terracerías.

Después de esto, podemos definir como rasante mínima, la elevación mínima en la corona para dar cabida a una alcantarilla, tomando en consideración su colchón mínimo.

Por lo tanto subrasante mínima será, la elevación mínima en la subcorona.,(Ver fig. 2)

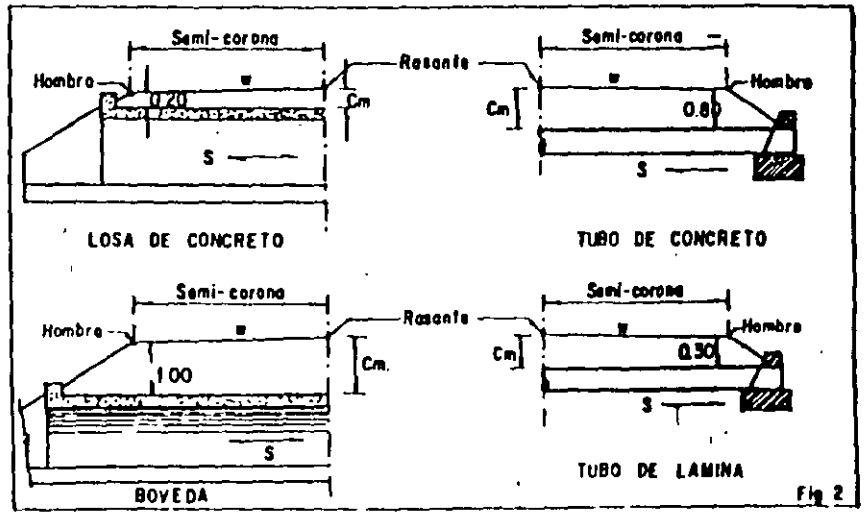


Fig. 2

En terreno montañoso y escarpado no es posible dejar la altura de terraplén necesaria para las obras por las condiciones especiales que prevalecen en los mismos, por lo - que no se toma en cuenta dicha altura, obligándonos esto a -- cambiar de tipo de obra teniendo muchas veces que enterrarlas a la entrada y construírseles cajas captadoras de los escurrimientos, más adelante se tratará lo relacionado con este tipo de obras.

Desde luego el criterio de la persona que estudie el drenaje de una obra vial, será definitivo para la elección del tipo de obra adecuado, tomando en consideración las condiciones de terraplén o relleno. Es también esta persona - quien definirá el cambio de una obra por otra, de acuerdo con las necesidades específicas del lugar.

I.4.d - Los materiales de construcción constituyen otro de los factores que influyen en la elección de tipo de obra ya que cada uno requiere de la facilidad y manejo de materiales específicos, así se tiene una obra vial localizada en terreno montañoso y sin acceso en donde resultan complicadas las maniobras para transportar tubos de concreto ó - lámina hasta el lugar de su construcción, ésta resulta onerosa pudiéndose elegir otro tipo de obra, por ejemplo: una bóveda ya que en esas zonas generalmente existe material pétreo - producto de los cortes que puede utilizarse en la construcción de la alcantarilla. Resulta parecido el caso de que el - transporte o la escasez de cemento y varilla para la construcción de una losa, resulten incosteables por los costos de --- transporte y los precios elevados, entonces lo lógico será -- cambiar el tipo de obra a tubería o bóvedas. En los casos en que no exista material pétreo adecuado para las obras de bóveda o cimientos y estribos de las losas, puede procederse al - cambio por tubos de lámina, generalmente abovedados.

I.4.e - Por último el factor capacidad de carga es determinante para la elección del tipo de obra ya que proporciona seguridad en gran parte de los proyectos para su estabilidad y evita que obras como losas, bóvedas o cajones - fallen en su cimentación. Sin embargo se tiene la experiencia de que con base en dicha capacidad pueden cambiarse los tipos de obras y adaptarlos para obtener mejores resultados aunque en algunos casos no muy económicos, por ejemplo: haber elegido y proyectado una losa de ciertas dimensiones; pero por --- efecto de la carga que transmite al terreno, este no la soporta, entonces resulta más adecuado cambiarla por un cajón de - concreto armado de las mismas dimensiones de la losa, en caso de tener una área pequeña, convendrá el cambio por un tubo.

Como ya se dijo, en función de los factores -- que se han citado, el Drenajista de acuerdo con su criterio - deberá elegir el tipo de obra adecuado a cada caso sin perder de vista la importancia del drenaje, su estabilidad, funcionamiento, funcionamiento hidráulico y economía del proyecto

II - DATOS GENERALES PARA PROYECTO DE ESTRUCTURAS MENORES.

Conociendo la ubicación de las obras, su área por drenar, el área hidráulica necesaria, el esviaje, el tipo las condiciones del terreno de que se trate, así como el registro y perfil del eje de la obra (formas 1 y 2), reunimos los suficientes elementos de juicio para continuar con el estudio, y así poder elaborar y relacionar otros datos tendientes a la solución correcta de los proyectos.

Estos datos son:

1.- Relación de obras del tramo en estudio
2.- Justificación al funcionamiento de drenaje

REGISTRO DE DRENAJE

Estacion	(+)		(-)	Lect. Interm.	Elevaciones

NOTAS: _____

CARRETERA _____

TRAMO _____

SUBTRAMO _____

DE KM. _____ A KM _____

Estacion _____ Obra _____

Cuenca _____

Suelo _____

Cauce _____

Material de arrastre _____

Coef. de escurrimiento C: _____

Factor del terreno m: _____

Area por drenar Ha: _____

Otros : : _____

CROQUIS DE LA OBRA

Forma-1

CARRETERA: TRAMO: SUBTRAMO:

ESCALAS HORIZONTAL 1:
VERTICAL 1:

FORMA-2

II.1 - RELACION DE OBRAS

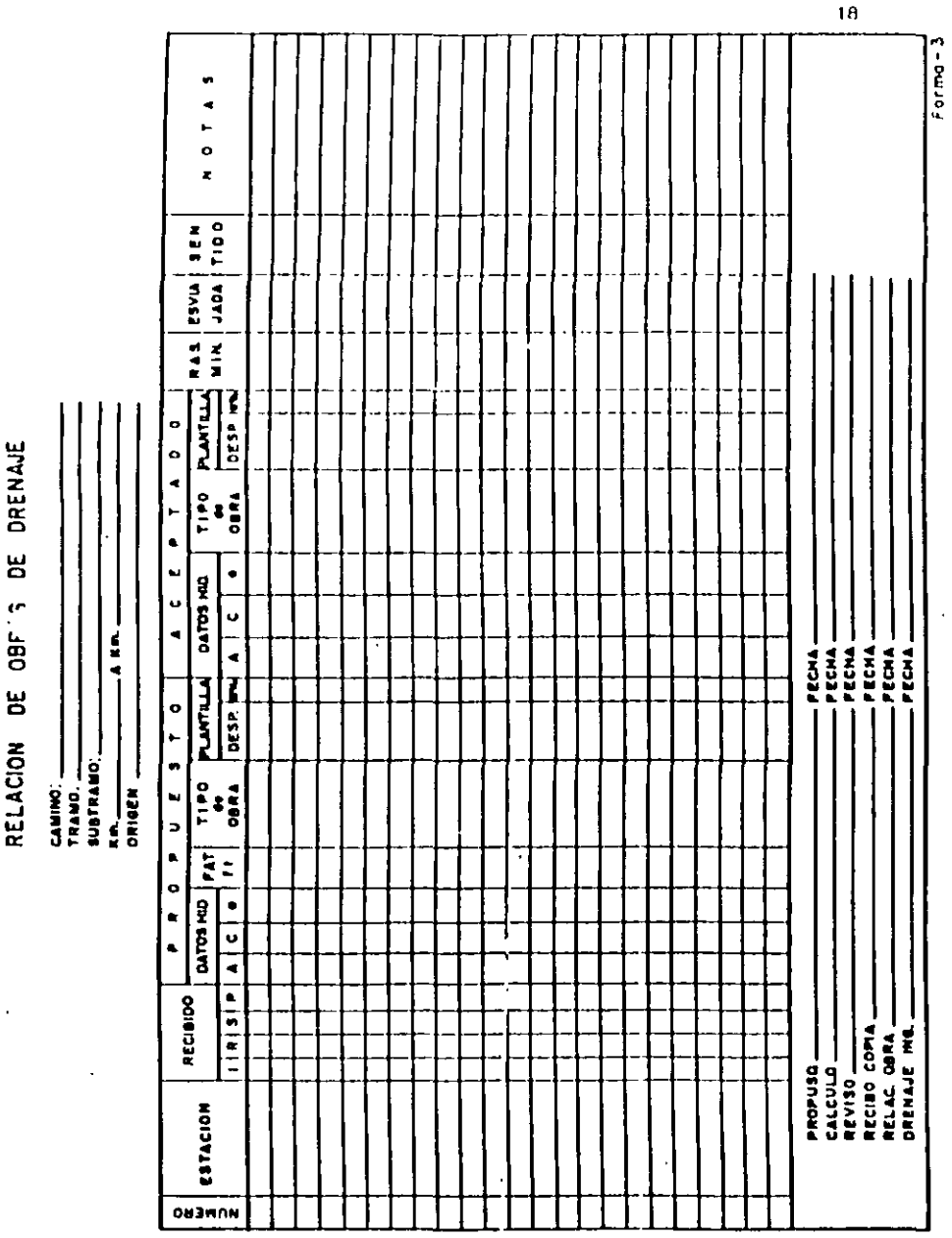
Esta se refiere a la obra lleva todas en el tramo en estudio, normalmente se acostumbra hacer esta relación en tramos de 5 Km., no queriendo decir con esto que sea una regla, sino por comodidad en su revisión.

Con objeto de facilitar más la concentración de los datos necesarios en dicha relación, se ha elaborado una forma que sirva como machote para todos los tramos ------ (forma - 3)

Dicha forma deberá contener los siguientes datos:

a).- Denominación de la Carretera
b).- Tramo de la misma
c).- Subtramo en estudio
d).- Origen del kilometraje
e).- Kilometraje inicial y final del subtramo
f).- Número progresivo dentro del tramo, iniciando con el (1) en todos los tramos y continuando progresivamente.
g).- Estación o kilometraje de la intersección del eje de la obra con el eje de la carretera (℄)
h).- Informe de campo de cada obra, elaborado directamente en campo.
i).- Registro de nivel del eje de la obra así como el croquis correspondiente a la situación del eje de la misma con el eje del escurridero. (Forma 1)
j).- Sección de proyecto en el eje de la obra
Datos Hidráulicos
k).- Area por drenar (A)
l).- Coeficiente de escurrimiento (C)
m).- Area hidráulica necesaria (a)
n).- Fatiga o capacidad de carga del terreno
ñ).- Tipo de obra
o).- Elevación del desplante (D)
p).- Pendiente de la obra (S)
q).- Elevación de la rasante mínima (Rm)
r).- Esviaje (e) izquierdo o derecho, normal o radial
s).- Sentido del escurrimiento, izquierdo o derecho.

Los datos consignados en los incisos (a, b, c, d y e) deberán anotarse también en las formas (1, 2, 4, 5)



II.2 - JUSTIFICACION AL FUNCIONAMIENTO DE DRENAJE

Esta justificación se consigna en una relación de obras de cada tramo de 5 Km. y la explicación de cada caso, porque se ubicó la obra en tal o cual lugar y la necesidad de su proyecto, en fín todos aquellos datos que se juzguen convenientes para el buen proyecto de la misma, así como la necesidad de construir o no contracunetes, etc.

Para mejor entendimiento de este punto se anota un ejemplo de como debe elaborarse un funcionamiento de drenaje:

FUNCIONAMIENTO DE DRENAJE

Referencia.

Lugar y fecha.-_____

I.- CARRETERA

CARRETERA:_____
TRAMO :_____
SUBTRAMO :_____
Origen.-_____
De Km. 95 + 000 a Km. 100 + 000

II.- PROYECTOS

A continuación se proporciona una relación de las estaciones en donde se proponen obras de drenaje en el tramo mencionado.

Núm.	Estación	Cruce	Area (A) Ha.	Coef. "C"	Area (a) m².	Tipo de Obra
1	95+180.00	Esv. I	5.0	0.8	0.49	T Ø 0.90m.
2	95+400.00	Normal	4.00	0.8	0.42	T Ø 0.90m.
3	95+840.00	Radial	Obra de alivio			T Ø 0.90m.
4	96+083.00	Esv. D	3.00	0.8	0.34	T Ø 0.90 m
5	96+416.00	Normal	15.00	0.8	1.11	2T Ø 0.90 m
6	96+762.00	Radial	12.00	0.8	0.94	B 1.0x1.0 m
Etc...	Etc...	Etc...				

III.- NOTAS

Aquí se anotan aquellas observaciones hechas - en el campo para cada obra propuesta; como lo son: planta topográfica, perfil y secciones de construcción respectivas; ejemplo:

1.- El eje de trazo se localiza en una zona de lomerío fuerte con escurrideros de cauce bien definido y pendiente transversal de consideración, estimándose adecuado un coeficiente de escurrimiento "C" de 0.8 para la fórmula de -- Talbot.

2.- Las áreas de las cuencas por drenar se determinaron y midieron auxiliándose con la planta topográfica en esc. 1:2000, planta de restitución en esc. 1:5000 y fotografías aéreas de contacto en esc. 1:25 000, etc..

3.- Las obras fueron elegidas y fijadas sus dimensiones en función de las áreas hidráulicas necesarias (a) correspondientes a su cuenca.

4.- Los ejes para apoyar los proyectos de las obras propuestas, fueron trazados y nivelados directamente en el campo siguiendo la dirección del escurrimiento.

5.- En la estación 95+180.00, se requiere una obra de tubo de concreto de 0.90 m. de Ø para drenar el escurridero que cruza en ese lugar y que tiene una cuenca aproximada de 5.00 Ha.

6.- En estación 95+400.00 ----------

---

y así sucesivamente se va detallando cada obra relacionada, - en caso de que en el tramo se requiera una obra mayor de 6.00 m. de claro, o sea un puente, deberán anotarse sus datos.

Ejemplo:

10.- En la estación 97+780.00, se cruza un arroyo que por las dimensiones de su cauce y su cuenca mayor - de 500.0 Has. requiere una obra con claro mayor de 6.00 m., - por lo que deberán hacerse los estudios correspondientes para determinar las dimensiones de la obra definitiva.

11.- De Km._____ a Km._____; la subrasante se proyectó enterrada para apoyar en firme las terracerías, por lo tanto las obras que se localizen en este tramo deberán proyectarse con caja de entrada y los tubos se empotrarán en los muros de sostenimiento en caso de existir - éstos.

12.- El columpio que se localiza entre las estaciones _____ y _____; se drenará encauzando el escurrimiento hacia la obra de estación _____ profundizando la cuneta, con una pendiente mínima de 0.5 %.

13.- Por las condiciones de proyecto de las terracerías en este tramo se requieren contracunetas, para el - proyecto y construcción de las mismas son necesarios los estudios correspondientes, geológicos y de suelos.

Como podrá apreciarse entre más datos de campo se aporten en el funcionamiento de drenaje, nos formará un criterio más amplio para diseñar las obras.

Se recomienda que los préstamos laterales para la formación de las terracerías se ubiquen invariablemente del lado aguas abajo, en caso contrario, el fondo de dichos préstamos deberá quedar más arriba que la entrada de las obras, para garantizar el buen funcionamiento de las mismas y poder drenar estos préstamos evitando el encharcamiento del agua.

Para las obras cuyo tipo difiere de los tubos (losas y bóvedas) es necesario obtener en campo, los datos de capacidad de carga del terreno (f_t) con objeto de poder proyectar la cimentación adecuada de la obra.

III - DATOS DE TERRACERIAS

III.1 - GEOMETRIA DE LA SECCION

El proyecto de alineamiento vertical de una obra vial, que está formada por tangentes y curvas verticales y que generalmente se denomina sub-rasante, se hace en función de las elevaciones requeridas para dar acomodo a las obras de drenaje o alcantarillas, sobre todo en terreno plano o en otras ocasiones para compensar los volúmenes de corte y terraplén para obtener un proyecto económico de la obra de que se trate, carretera o ferrocarril. En este proyecto intervienen otros elementos que dependen del proyecto geométrico de la vía, siendo estos los referentes al alineamiento horizontal de la carretera y originado por la configuración del terreno, nos referimos concretamente a las curvas horizontales.

Dichos elementos están en función del grado de curva y de la velocidad de proyecto, siendo estos los siguientes:

a).- Ampliación
b).- Sobre-elevación
c).- Valor de "N"
d).- Tangente de transición

En la Fig. 3, se pueden apreciar todos los datos requeridos para el proyecto de una obra de drenaje o alcantarilla.

Con objeto de tener todos los elementos necesarios para el proyecto geométrico de las obras de drenaje, se ha elaborado una forma especial llamada "Datos de Terracerías" (forma - 4); en donde se vacían dichos datos.

REPRESENTACION DE VARIACION DE LA SOBRE-ELEVACION Y AMPLIACION

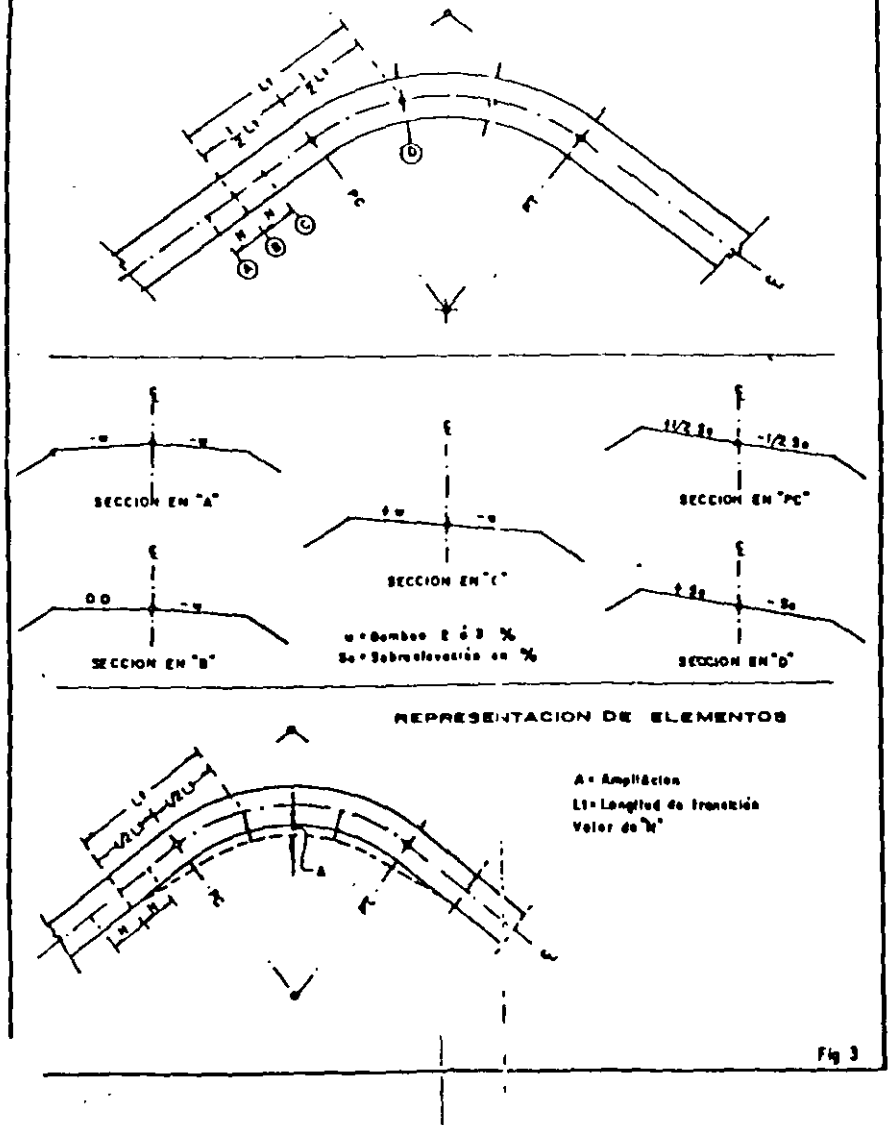


Fig 3

DATOS DE TERRACERIAS

CARRETERA: _____

TRAMO _____

SUB TRAMO: _____

ORIGEN _____

DE Km _____ A Km. _____

ANCHO DE CORONA _____

PAVIMENTO ESPESOR DE BASE Y SUB-BASE _____ CUNETA: ANCHO: _____

ESPESOR DE CARPETA: _____ PROFUNDIDAD _____

ESTACION	CURVA	ELEVACION SUB RASANTE	ALINEAMIENTOS				SECCION NORMAL						NOTAS
			HORIZONTAL		VERTICAL		AMPLIACION		SOBRE ELEVACION		TALUDES		
			CLASE	RADIO	CLASE	PENDIENTE	IZQ	DER	IZQ	DER.	IZQ	DER	

III.2 - UTILIZACION DE LA FORMA PARA TERRACERIAS

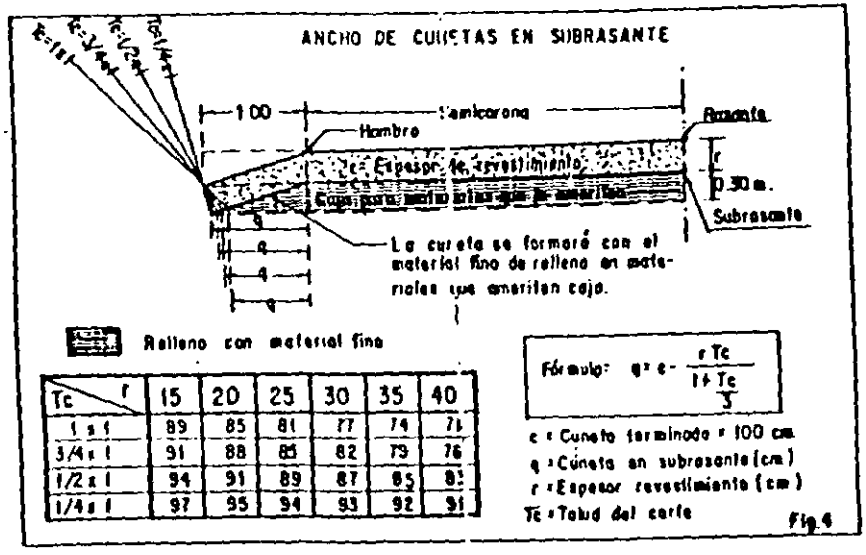
En esta forma 4, deberá anotarse como en las - anteriores, todos los datos referentes al tramo en estudio: - Carretera, Tramo, Subtramo, Origen, así como el kilometraje - correspondiente.

Otros datos no menos importantes y que deberán estar contenidos en esta forma son:

a).- Ancho de corona; este dependerá del tipo de camino y será para un tramo en tangente.

b).- Pavimento; aquí deberá tomarse el espesor correspondiente a la base, sub-base y carpeta.

c).- Cuneta; se refiere al ancho de la misma - así como su profundidad. (ver figura 4)



Tc \ r	15	20	25	30	35	40
1 a 1	89	85	81	77	74	71
3/4 a 1	91	88	85	82	79	76
1/2 a 1	94	91	89	87	85	83
1/4 a 1	97	95	94	93	92	91

Fig. 4

Los datos anotados anteriormente son de tipo - general por lo que también deberán anotarse los que en forma particular influyen en el cálculo de cada obra, como son:

d).- Estación, se refiere al kilometraje correspondiente al eje de la obra de acuerdo con el cadenamiento del eje de la carretera.

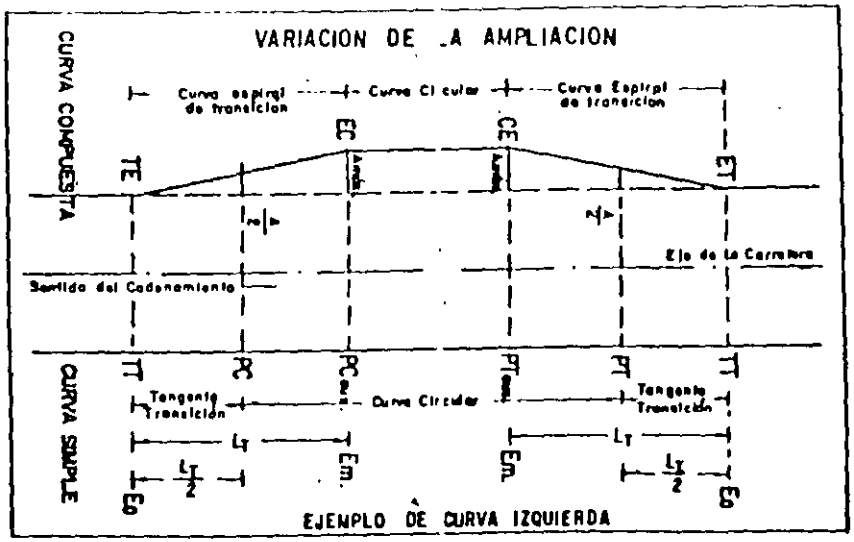
e).- Cruce, aquí se especificará si el eje de - la obra respecto al trazo, es normal, esviajado o radial.

f).- Elevación Sub-rasante, este dato se toma - del "Perfil de Construcción" o de las hojas de cálculo, y se refiere a la elevación de la sub-rasante correspondiente a - la estación en la que se encuentra ubicada el centro de la obra.

g).- Alineamiento, como ya sabemos hay dos tipos de alineamientos uno horizontal y otro vertical, por lo tanto en las columnas correspondientes se anotará:
Horizontal; la clase, si es tangente o curva, en este caso, el radio de la curva respectiva. En el alineamiento vertical también se indicará la clase si es tangente o curva vertical, en caso de ser tangente se anotará la pendiente correspondiente en(%) directamente del perfil, en caso de ser curva se calculará entre dos estaciones, - la anterior y la posterior a la obra.

h).- Ampliación, se refiere al ancho de la faja que se agrega en la parte interna de las - curvas horizontales y que está en función

del grado de curvatura y de la velocidad de - proyecto, esta ampliación solo se considera - en carreteras no así en ferrocarriles, (ver - fig. 5).



i).- Sobre-elevación.- Este dato como el anterior se tomará del proyecto de secciones correspondiente y también será de acuerdo con el grado de curvatura y la velocidad de proyecto, dado en (%), (Fig. 6).

j).- Taludes.- Estos serán de acuerdo con las condiciones del camino y si está en corte o terraplén, también varía de acuerdo con la clase de materiales que lo forman debiéndose recabar este dato del informe geotécnico realizado para el tramo.

Los datos de los puntos (a, h, i, j), se consideran para una sección normal o radial en el cruce.

Con el acopio de todos estos datos se procede a efectuar el diseño geométrico de la obra.

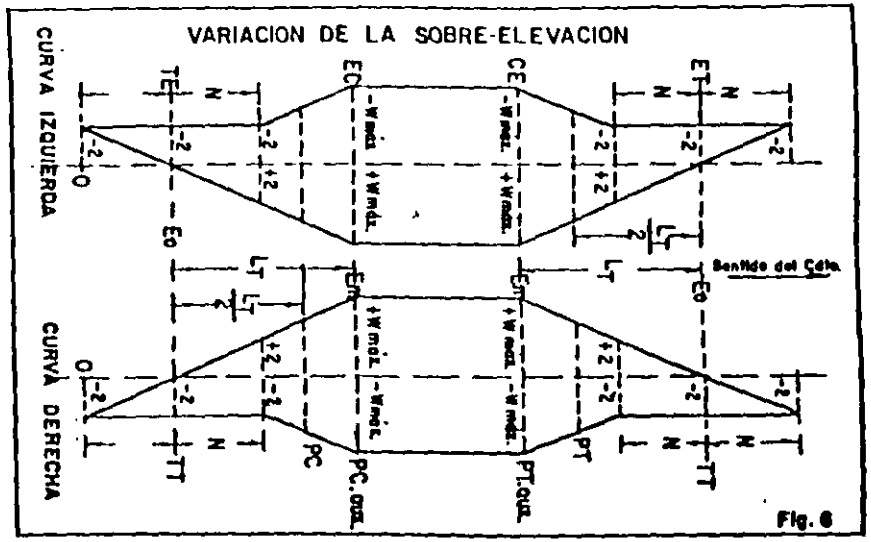


Fig. 6

IV - DISEÑO GEOMETRICO DE LA OBRA

En este caso como en los anteriores se hace necesario el empleo de una forma que nos permita reunir todos los datos que se requieren para el diseño de la obra y además poder seguir una secuela lógica de cálculo, hasta obtener los datos para su construcción.

La forma utilizada para este propósito la llamaremos "Cálculo de Longitud de Obra", (Forma - 5) y fué diseñada en la oficina de Alcantarillado y Estructuras Menores de la extinta SAHOP, con el fín de facilitar tanto el cálculo como la revisión del mismo, en el proyecto de obras de drenaje

Enseguida trataremos de explicar siguiendo el orden de la forma, lo que es cada concepto, su cálculo y la - fórmula empleada en cada uno.

CARRETERA
TRAMO
SUBTRAMO
DE Km ... A Km ...
Origen -

ESTACION ...
ALCANTARILLA DE ...
DE ... m a ... m

CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

L O C A L I Z A C I O N

Cruce - ... Sentido del escurrimiento ...

DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE

SECCION NORMAL

Subrasante Elev ... m Espesor de revestimiento ... m Espesor de carpeta ... m.
Rasante de cálculo ... m Rasante del camino ... Pend long del camino ... %

SEMI-CORONAS: Y_1 (Izq) ... m; Y_2 (Der) ...
SOBRE ELEVACIONES: W_1 (Izq) ... %; W_2 (Der) ... %

SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

X_1 = -
C_1 =
R_1 =
H_1 = ...
Cos e-K:
T_1 =

Targ e: ...
Cos. e: ...
Sen e: ...
Te = ...
K = ...

X_2 = -
C_2 =
R_2 =
H_2 = ...
Cos e-K
T_2 =

LONGITUD DE OBRA

PLANTILLA DEL CAUCE: Pendiente S = ... %; Elevación ℄ D: ... m.
Espesor de superestructura = ... m.
Altura de la directriz; b = ... m.

$\frac{1}{r_1}$ = ... $\frac{1}{r_2}$ = ...
$\frac{1}{r_1}$ - S = ... $\frac{1}{r_2}$ - S = ...
R_1 = ... R_2 = ...
h_1 = ... h_2 = ...
d_1 = ... d_2 = ...

M = ... Q = ...
M_1 = ... M_2 = ...
f_1 = ... f_2 = ...
Q' = ... Q'S = ...

L_1 = ... L = ... L_2 = ...
α_1 = ... L'_1 = ... β_2 = ...

... Tramos de 1.25 m L_T = ... m Dif = ... m. Correccion = ... m

AJUSTE A NUM. CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

h'_1 = ... ∠R = ... h'_2 = ...
d'_1 = ... $T_1 + T_2$ = ... d'_2 = ...
C_1 = ... L' = ... L_2 = ...
$L_{\frac{1}{2}}$ = ... L_T = ... $L_{\frac{2}{2}}$ = ...
... Elev = ... m. Centro Elev. = ... m ... Elev = ... m.

DATOS COMPLEMENTARIOS

Colchón en el ℄ = ... m. Clasificación terreno: ( ) Altura promedio = ... m

NOTAS: -

FORMA - 5

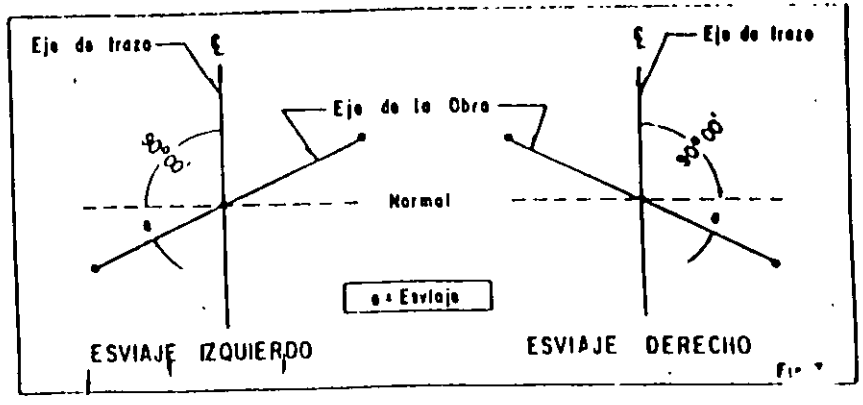
[illegible] DE CALCULO DE OBRA

En esta hoja de Cálculo de Longitud de Obra, - como en las anteriores formas que se han ido mencionando anteriormente, se hace necesario también anotar todos los datos - referentes a la identificación de la obra vial de que se trate; Tramo, Subtramo, etc..

A continuación se anotará en la parte indicada como "Localización", la situación del cruce del eje de la o-- bra en relación con el eje de trazo, ya sea carretera o ferrocarril; ésto puede ser:

a) .- Normal en tangente
b) .- Radial en curva circular o espiral
c) .- Esviajada en tangente
d) .- Esviajada en curva circular o espiral

Se dice que una obra es normal o radial, cuando el ángulo que forma el eje de la obra con el eje de la carretera es de 90° 00' y esviajada cuando dicho ángulo es mayor o menor de 90° 00', considerándose como ángulo de esviaje aquel que se forma a partir de la normal al eje de trazo y -- que puede ser izquierdo o derecho según que su desplazamiento sea a la izquierda o la derecha de dicha normal, como se puede ver en la (fig: 7 y 8)



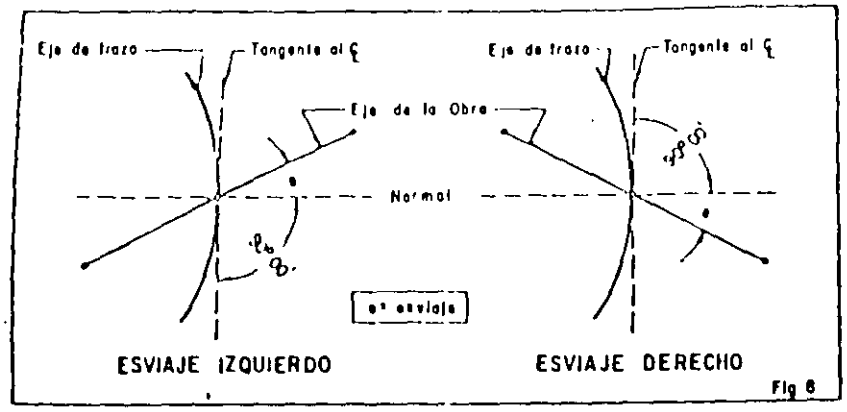


Fig 8

El esviaje puede variar de 10°00' mínimo a --- 45°00' máximo, no queriendo decir con éste que únicamente entre estos dos extremos deberá considerarse el esviaje, pues - no hay que olvidar que pueden existir casos muy especiales -- que por sus características nos obliguen a considerar un ángulo menor o mayor que los marcados como límite, como lo son:

a).- Una barranca muy profunda
b).- Un canal de riego
c).- Un gasoducto
d).- Un acueducto, etc. etc...

El dato deberá anotarse en la (forma - 5), en el renglón correspondiente, lo mismo el sentido del escurrimiento si éste es a la izquierda o a la derecha, indicándolo con una flecha, ejemplo:

CRUCE.- Esv. 25°00' Der. en tangente
Sentido del escurrimiento

IV.2 - DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE SECCION NORMAL

a) - Sub-rasante.- Como ya se dijo en el capítulo anterior, en el inciso f), la sub-rasante es la elevación del eje de la carretera a nivel de terracerías, o sea, sin - considerar el espesor del pavimento; en nuestro caso se toma la elevación correspondiente a la estación del (℄), que se encuentra en el Perfil de Construcción Estimativo del tramo en estudio.

b) - Espesor de Revestimiento.- Este espesor - será de acuerdo con el estudio geotécnico realizado en dicho tramo y está consignado en el mismo plano, siendo este espesor variable.

c) - Espesor de la Carpeta.- También este dato como el anterior dependerá del estudio geotécnico correspondiente, siendo consecuentemente variable para cada caso, consignado en dicho plano.
Los datos anteriores, pueden verse en la (fig.- 9).

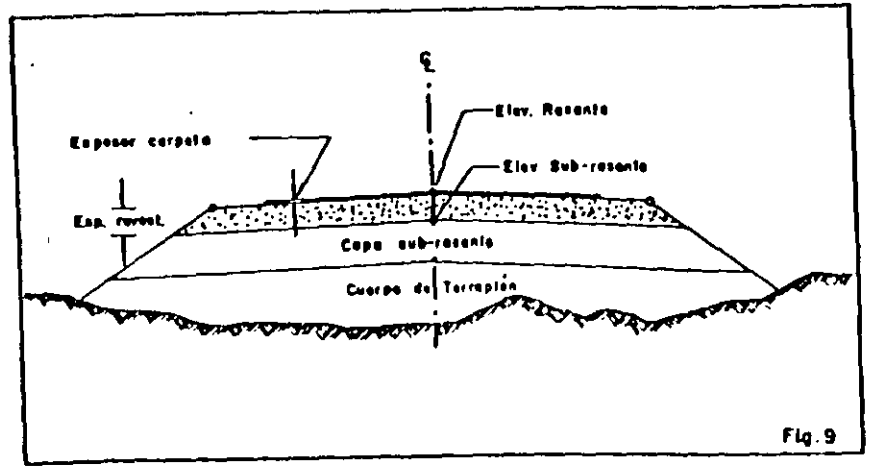


Fig. 9

d) - Rasante de Cálculo.- La elevación de la - rasante de cálculo no es más que la suma de la sub-rasante más el espesor del pavimento (Sub-base y Base).

e) - Rasante del camino.- Esta elevación es igual a la rasante de cálculo más el espesor de la carpeta.

f) - Pendiente longitudinal de la carretera.- Este dato se toma de las hojas de cálculo de curvamasa o del "Perfil de Construcción Estimativo" correspondiente al tramo considerado. En caso de que el eje de la obra propuesta se encuentre localizado en curva vertical, la pendiente será la que resulte entre dos estaciones inmediatas - anterior y posterior, sin considerar la - curva vertical, esta pendiente puede ser positiva o negativa. En las hojas de cálculo de curvamasa se encuentran las elevaciones de las estaciones para el cálculo de la pendiente.

g) - Semi-coronas.- Este dato se refiere al ancho de las masas en una sección normal - que pase por el ($\frac{\ell}{2}$) de la obra; siendo dicho valor variable dependiendo éste del tipo de camino y si está en tangente o en curva. Cuando el eje de la obra es normal y en tangente, el valor de las semi-coronas será igual; En caso de que el eje sea radial en curva, este valor será diferente, siendo la diferencia igual al valor - de la ampliación que por efecto de la curvatura se considera, este valor es variable dependiendo del grado de curvatura y

la velocidad de proyecto. Dicha ampliación puede ser izquierda o derecha dependiendo si la curva es Izquierda o Derecha El valor de las semi-coronas está consignado en las formas de "Proyecto de Secciones" del tramo correspondiente, (forma 2 de terracerías). Cuando los ejes de las - obras se localizan en tangente de transición y esviajados, los valores de las semi-coronas tendrán que calcularse para -- los puntos correspondientes y esto se hará tomando en cuenta las fórmulas que para el caso se han deducido.

Como a partir de este punto nos vamos a - referir a valores del lado izquierdo y derecho del eje de la carretera en relación con el proyecto, diferenciaremos dichos - valores afectándolos de un índice (1) y (2) para los lados izquierdo y derecho -- respectivamente.

Las semi-coronas se designarán con la letra (Y); así tendremos que:

Y_1 = Semi-corona izquierda

Y_2 = Semi-corona derecha

(Ver fig. 10)

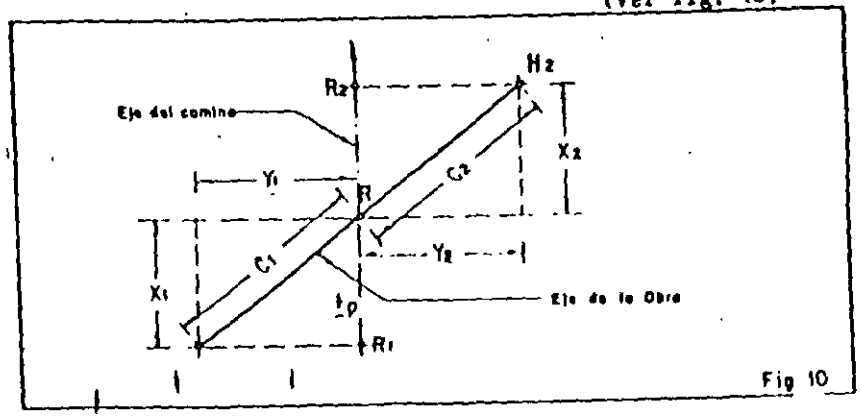


Fig 10

h) - Ampliaciones.- Como ya dijimos este dato es de suma importancia para el proyecto - geométrico de las obras de drenaje, ya -- que en función de esta ampliación se calcula el valor de las semi-coronas Y_1 y Y_2 según el caso.

Este valor de la ampliación como se dijo anteriormente, varía de acuerdo con el -- grado de curvatura y la velocidad de proyecto, influyendo únicamente del lado interior de la curva. Este dato como los anteriores se toma de las hojas de "Proyecto de Secciones" correspondientes al tramo en estudio.

i) - Sobre-elevaciones.- Se designa sobre-elevación en una carretera, a la inclinación que tiene la semi-corona, partiendo del - eje de la misma hacia afuera y este valor está dado en (%) o sea el desnivel en cm. por m., este valor es variable dependiendo como en el caso de la ampliación, si - es tangente o curva, en cuyo caso influye también el grado de la misma y la velocidad de proyecto, otro factor muy importante es la etapa en que se dejará la carretera (pavimentada, terracerías, o revestida).

Como en los casos anteriores también el - valor de la sobre-elevación está consignado en la forma de "Proyecto de Secciones", y la llamaremos (w). Siendo:

w_1 = Sobre-elevación izquierda
w_2 = Sobre-elevación derecha

(Ver fig. 11)

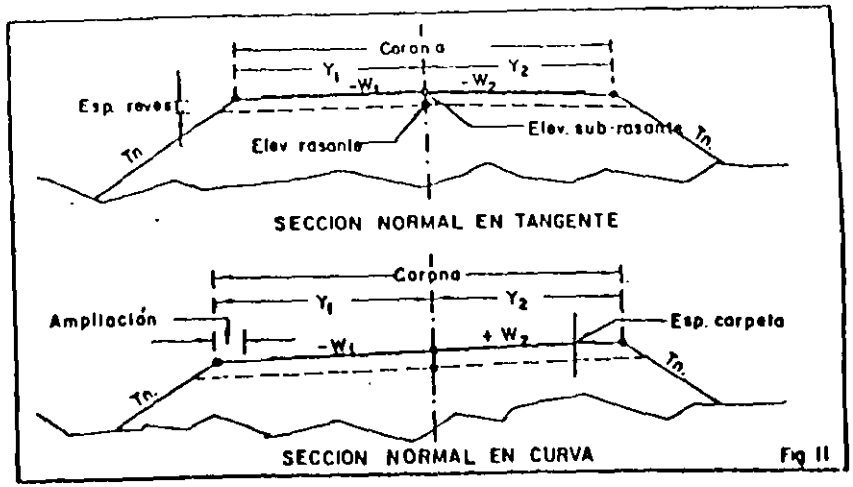


Fig 11

IV.3 - FORMULAS PARA EL CALCULO DE LAS SEMI-CORONAS EN TANGENTE DE TRANSICION.

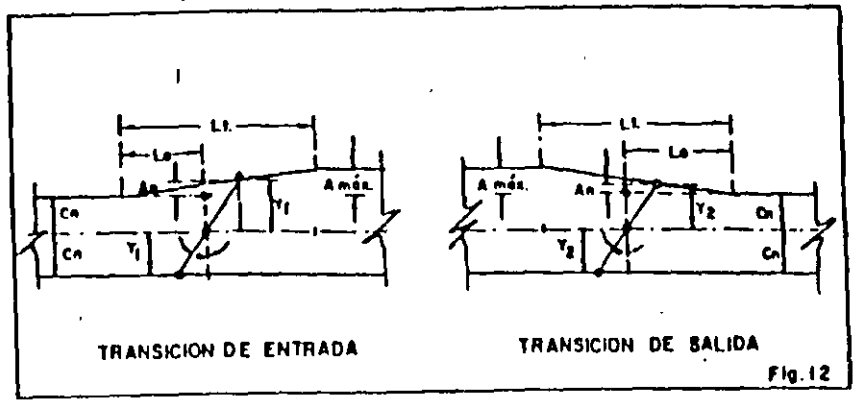


Fig.12

NOMENCLATURA

Cn = Semi-corona en tangente
Ka = Constante de ampliación

An = Ampliación máxima en la curva
an = Ampliación en el punto considerado
Lt = Longitud de la tangente de transición
Lo = Longitud al punto de cruce

FORMULAS

$$Ka = -\frac{Am}{Lt} \quad \text{---------- (1)}$$

$$An = Ka \cdot Lo \quad \text{---------- (2)}$$

$$Y = \frac{Cn \pm An}{1 \pm Ka \cdot Tan\ e}$$

Como puede apreciarse en la fórmula general para el cálculo de (Y), en el dividendo aparece un signo (+ o -) que depende de las condiciones de localización del eje de la obra, teniéndose para cada caso específico el signo correspondiente según las condiciones siguientes:

TRANSICION DE ENTRADA

a).- Si la ampliación y el esviaje están del mismo lado, se toma el signo (+)

b).- Si están de lados opuestos se tomará signo (-)

TRANSICION DE SALIDA

a).- Si la ampliación y el esviaje están del mismo lado, se toma signo (-)

b).- Si están en lados opuestos se tomará signo (+)

De acuerdo con estas consideraciones, las fórmulas para cada caso en particular serán: (ver tabla sig.)

FORMULARIO

CONCEPTO		ESVIAJE DERECHO Y_1	ESVIAJE DERECHO Y_2	ESVIAJE IZQUIERDO Y_1	ESVIAJE IZQUIERDO Y_2
TRANSICION DE ENTRADA	CURVA IZQUIERDA	$\frac{Cn + An}{1 - Ka.Tg\ e}$	Cn	$\frac{Cn + An}{1 + Ka.Tg\ e}$	Cn
	CURVA DERECHA	Cn	$\frac{Cn + An}{1 + Ka\ Tg\ e}$	Cn	$\frac{Cn + An}{1 - Ka.Tg\ e}$
TRANSICION DE SALIDA	CURVA IZQUIERDA	$\frac{Cn + An}{1 + Ka.Tg\ e}$	Cm	$\frac{Cn + An}{1 - Ka.Tg\ e}$	Cn.
	CURVA DERECHA	Cn	$\frac{Cn + An}{1 - Ka.Tg\ e}$	Cn	$\frac{Cn + An}{1 + Ka\ Tg\ e}$

IV.4 - SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

Conocidos todos los datos que intervienen en el cálculo de la obra, empezaremos por deducir las fórmulas que nos servirán para el cálculo de los elementos que definirán la sección de las terracerías por el eje de la misma, ya sea que se trate de sección normal o esviajada y localizada en tangente o curva.

Para el análisis de las fórmulas nos auxiliaremos con la (figura 13)

Los valores que calcularemos siguiendo la secuela de la (forma - 5) son los siguientes:

LADO IZQUIERDO		LADO DERECHO
X_1	Tan e	X_2
C_1	Cos e	C_2
R_1	Son e	R_2

H_1		H_2
Cos $e \pm K$	Tn	Cos $e \pm K$
T_1	K	T_2

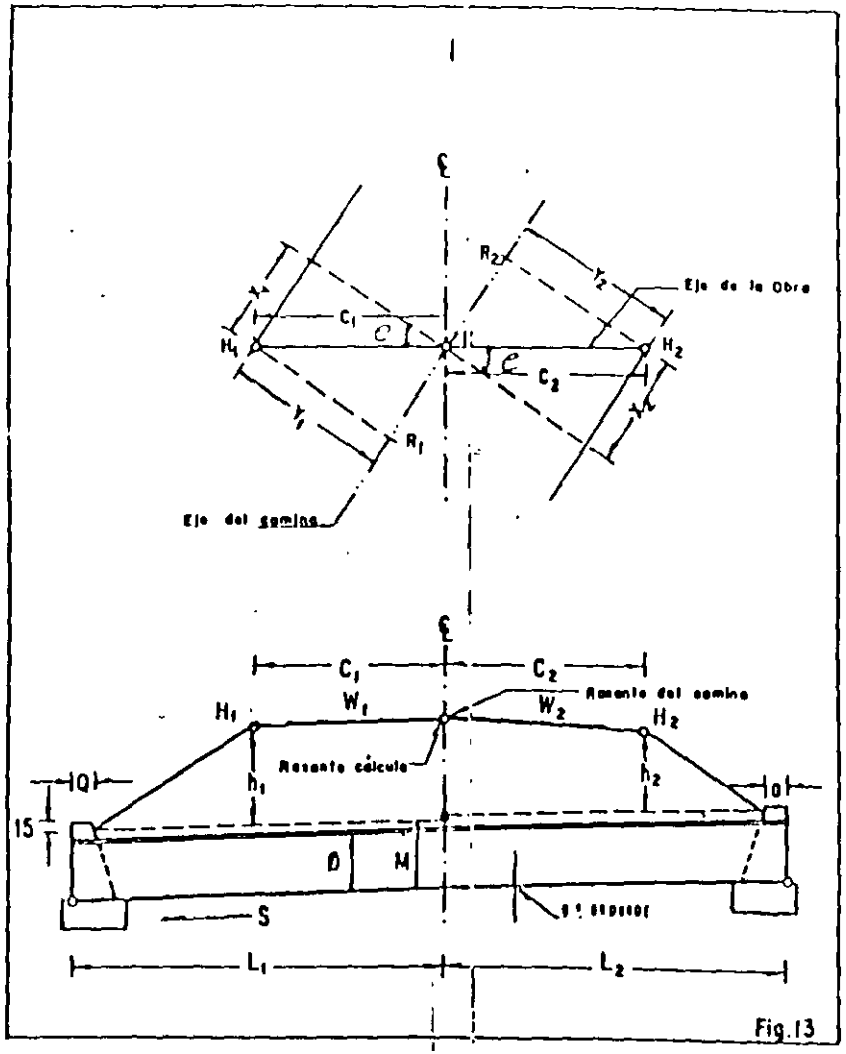


Fig.13

=

en las tablas de funciones naturales se busca el valor de la Tangente, Coseno y Seno del ángulo de esviaje, si el eje de la obra es esviajado, en caso de ser normal o radial estos valores no son necesarios.

CALCULO DE (X_1 y X_2)

X = Distancia de desplazamiento del punto sobre el hombro (H), este displazamiento se calcula aplicando la Ley de los Senos"

Así tendremos que:

Para eje Normal o Radial

$X_1 = 0$ $\qquad$ $X_2 = 0$

Para eje Esviajado

$X_1 = \pm Y_1(\text{Tan } e)$ $\qquad$ $X_2 = \pm Y_2(\text{Tan } e)$

La utilización del signo (+ o -), está en función del esviaje, considerándose (-) del lado del esviaje y (+) para el lado contrario, es decir:

Si el Esviaje es izquierdo

$X_1 = -Y_1(\text{Tan } e)$ $\qquad$ $X_2 = Y_2(\text{Tan } e)$

Si el esviaje es derecho

$X_1 = Y_1(\text{Tan } e)$ $\qquad$ $X_2 = -Y_2(\text{Tan } e)$

CALCULO DE (C_1 y C_2)

C = Semi-corona esviajada

Para eje Normal o Radial

$C_1 = \frac{Y_1}{\cos \theta}$ $\qquad$ $C_2 = \frac{Y_2}{\cos \theta}$

CALCULO DE (R_1 y R_2)

R = Elevación de la rasante de cálculo en el (℄).

R_1 y R_2 = Elevación de la rasante de cálculo en los puntos ya desplazados sobre el eje de la carretera.

Para calcular el valor de estos puntos, se toma la rasante de cálculo (R), que es un valor conocido y que se obtuvo de las hojas de cálculo de rasante y curva-masa, a este valor se le suma o resta el desnivel que hay entre los puntos (R y R_1) o (R y R_2), provocado por el desplazamiento correspondiente, multiplicado por la pendiente de la carretera (p), conservando el signo de la misma, así tendremos:

Para eje Normal o Radial

$R = R_1 = R_2$; ya que para el mismo caso

$X_1 = X_2 = 0$

Para eje Esviajado

$R_1 = R \pm (X_1 . p)$ $\qquad$ $R_2 = R \pm (X_2 . p)$

El signo (+ ó -), se empleará de acuerdo con el signo algebraico que resulte del producto (X.p).

Ejemplo:

Si (X_1) es negativa y (p) también

$R_1 = R \pm (-X_1 . -p) = R + (X_1 . p)$

CALCULO DE (H_1 y H_2)

H_1 y H_2 = Elevación de los hombros del camino según el eje de la obra.

Para el cálculo de estos valores se toma la elevación de la rasante de cálculo respectiva (R_1 y R_2) y se le suma o resta el desnivel que hay entre estos puntos y los hombros correspondientes (H_1 y H_2)

La fórmula a emplearse será:

$H_1 = R_1 \pm (Y_1 . W_1)$ $\qquad$ $H_2 = R_2 \pm (Y_2 . W_2)$

El signo que se emplea en el segundo término dependerá de si la sobre-elevación (w) correspondiente es positiva o negativa.

CALCULO DE (T_1 y T_2)

En donde:

Tn = Talud para una sección normal

T_1 y T_2 = Taludes esviajados según el eje de la obra.

Para eje normal o radial

$T_1 = Tn = T_2$

Para cálculo de los taludes esviajados (T_1 y T_2) hay que tomar en cuenta principalmente la pendiente longitudinal (p) de la carretera, si ésta es positiva o negativa, ya que de éste depende el incremento en más o en menos que sufran los taludes esviajados

Para entender mejor éste haremos la deducción

...nalítica de la fórmula, aplicándonos en la (Fig. 14)

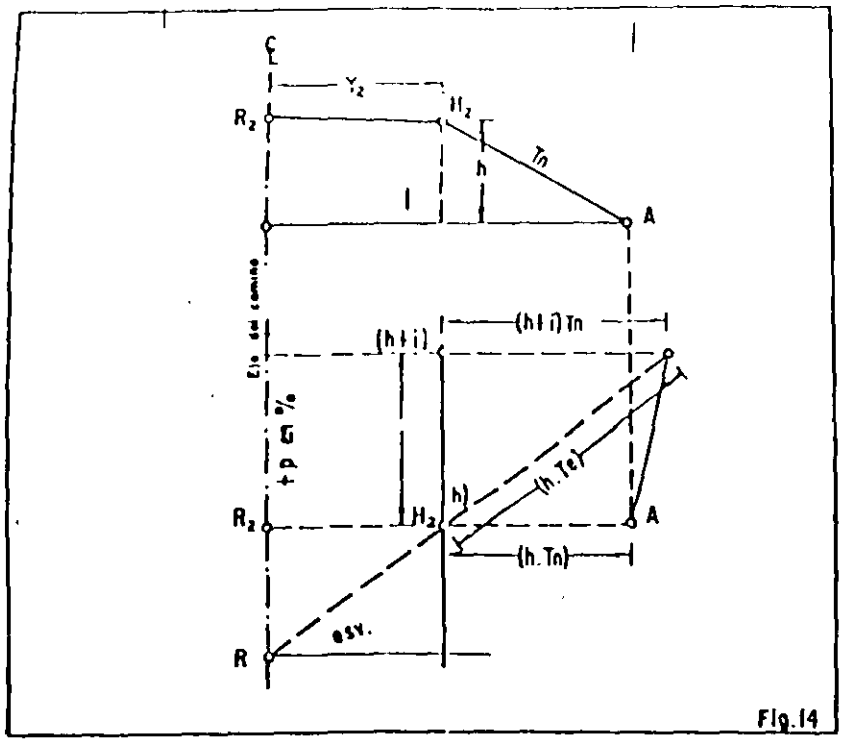


Fig.14

DEDUCCION

Suponiendo que la pendiente longitudinal (p) - del camino es (0.0 %), la fórmula para talud esviajado sería:

$$Te = \frac{Tn}{Cos\ e}$$

Cuando la pendiente (p) es positiva o negativa la fórmula sufre un incremento en (+ o -) según dicha pendiente, así tendremos que :

$$Cos\ e = \frac{(h+i)Tn}{h.Te} \text{ ----------(1)}$$

$$Sen\ e = \frac{i}{h.Te} \text{ ----------(2)}$$

$$i = p.i$$

Sustituyendo el valor de (i) en la ecuación (1) tendremos:

$$Cos\ e = \frac{(h+p.i)Tn}{h.Te} = \frac{h.Tn + (p.i.Tn)}{h.Te} \text{ ---- (3)}$$

Despejando de la ecunción (2) el valor de (i)

$$i = h.Te.Sen\ e$$

Sustituyendo en la ecuación (3)

$$Cos\ e = \frac{h.Tn + p.h.Te.Sen\ e.Tn}{h.Te}$$

$$Cos\ e.h.Te = h.Tn + p.h.Te.Tn.Sen\ e$$

Dividiendo la ecuación entre (h) no se altera el producto, quedando como sigue:

$$Te.Cos\ e = Tn + p.Te.Tn.Sen\ e$$

Despejando a (Tn) del segundo término tendr .os

$$Tn = Te.\ Cos\ e - p.Te.Tn.Sen\ e$$

$$Tn = Te(Cos\ e - p.Tn.Sen\ e)$$

Despejando a (Te) del segundo término quedurá:

$$Te = \frac{Tn}{Cos\ e - p.Tn.Sen\ e}$$

Ecuación que nos da el valor del talud esviajado cuando la pendiente de la carretera es positiva (+).

Cuando dicha pendiente sea negativa (-), la ecuación correspondiente será:

$$Te = \frac{Tn}{Cos\ e + p.Tn.Sen\ e}$$

Por lo tanto la fórmula general será:

$$Te = \frac{Tn}{Cos\ e \pm p.Tn.Sen\ e}$$

Si llamamos (K) al valor de (p.Tn.Sen e)

$$\boxed{Te = \frac{Tn}{Cos\ e \pm K}}$$; siendo ésta la fórmula general final.

Por lo que:

$$T_1 = \frac{Tn}{Cos\ e \pm K} \qquad T_2 = \frac{Tn}{Cos\ e \pm K}$$

NOMENCLATURA USADA EN LA DEDUCCION

Tn = Talud normal
Te = Talud esviajado
l = Proyección del eje de la obra comprendida en el talud, sobre el eje de la carretera.
i = Incremento por pendiente
Cos e = Coseno del esviaje
Sen e = Seno del esviaje
p = Pendiente longitudinal de la carretera
K = Valor que está en función de la pendiente, el talud normal y el seno del esviaje

Los valores de (Tn.Sen e) están tabulados para diferentes grados de esviaje, (ver Tabla I) de esta guía.

Multiplicando estos valores por la pendiente de la carretera, nos dará el valor de (K), el signo que se aplica para encontrar el de (Cos e ± K), será el mismo de la pendiente (p) para el lado del esviaje.

Ejemplo:

Si la pendiente es positiva y el esviaje es derecho, el valor de (K) será positivo para ese mismo lado.

$$T_1 = \frac{Tn}{Cos\ e - K} \qquad T_2 = \frac{Tn}{Cos\ e + K}$$

(ver Figura 15)

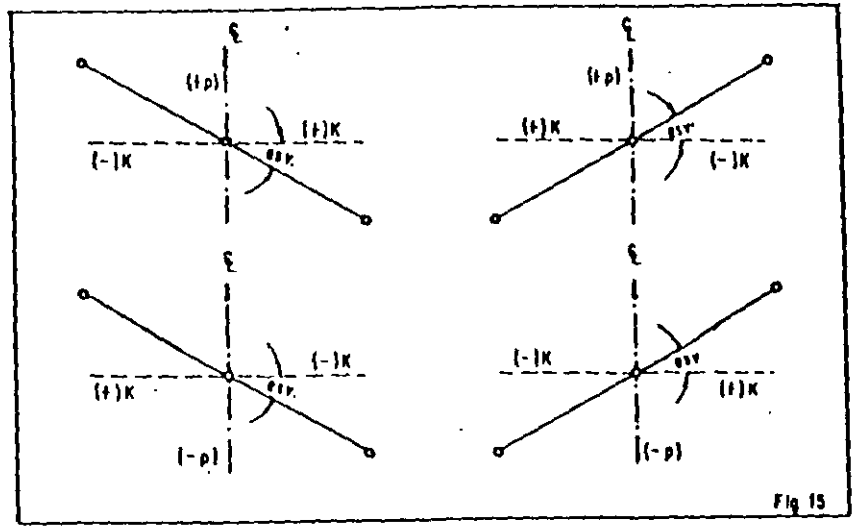


Fig 15

Conociendo el signo de (K), se suma o resta al valor del coseno del esviaje en ambos lados del eje, con lo que nos da un valor menor que la unidad, y que aplicado a la fórmula para el talud esviajado (Te), conoceremos el valor de dicho talud.

En la (Tabla II) están tabulados los valores

de (S₁ ± S₂) para diferentes grados de elevación, con lo que se ahorra el desarrollo completo de la fórmula.

Con esto queda calculado totalmente todo lo correspondiente a terracerías, faltando por explicar el cálculo de la longitud de la obra.

IV.5 - CALCULO DE LA LONGITUD DE OBRA

El objeto principal de este cálculo es conocer la longitud de la obra en el nivel de desplante y cruce elegido, para lo cual se toman los siguientes datos fijados de acuerdo con las condiciones topohidráulicas del escurridero por captar.

PLANTILLA DEL CAUCE

a) - Pendiente.- Se refiere a la pendiente que deberá tener la obra de acuerdo con el eje del terreno, ésta se fija en el papel milimétrico donde se dibujó previamente el perfil del eje de la obra (Forma 2), teniendo en cuenta que no se permiten rellenos en el desplante, salvo en casos especiales y estos no deberán tener un espesor mayor de 1.00 m., compactándose a 95 %, la pendiente estará dada en (%).

b) - Desplante.- La profundidad de desplante (D), en relación con el eje de la obra levantado en campo, dependerá de la pendiente transversal del terreno, capacidad de carga del mismo y la pendiente (%) de la obra.

Cuando haya necesidad de rellenar bajo el desplante, deberá procurarse que el límite de éste quede a una distancia mínima de 2.50 m. de la cara interna del cimiento del cabezote, con objeto de que dicho cimiento quede en terreno firme, no permitiéndose por ningún concepto el relleno bajo el mismo. (Ver Figura 16)

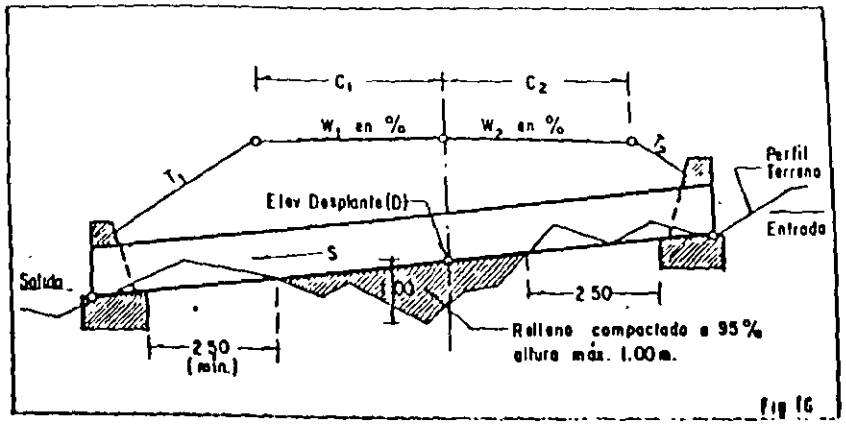


Fig 16

c).- Espesor de la superestructura (e).- Este renglón se refiere únicamente para cuando la obra que se proyecta es una losa o una bóveda, en caso de que sean tubos se anotará el espesor de la pared de éste, si es de concreto, cuando se trate de losas se toma el espesor de la misma, en caso de bóveda será el espesor de la clave, (ver figura 17)

Los valores de (e) para losas y bóvedas, están tabulados en los "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje para Carreteras", editado por SOP.

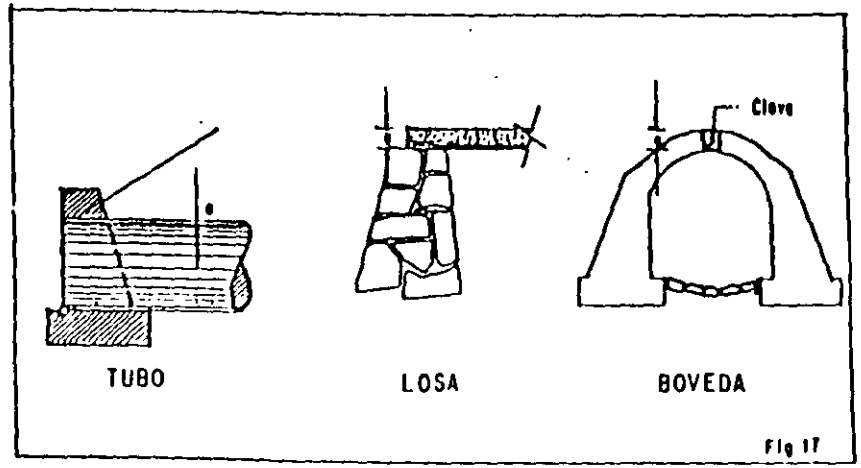


Fig 17

d) - Altura de la Directriz (b).- Se refiere a la altura que hay desde el punto donde hace contacto la línea de talud y la cara interna de la guarnición, a la parte superior de la losa o bóveda, en caso de tubos se toma la cara interna del cabezote, (ver Figura 18).

La altura de la directriz varía de acuerdo con el tipo de obra que se proyecte.

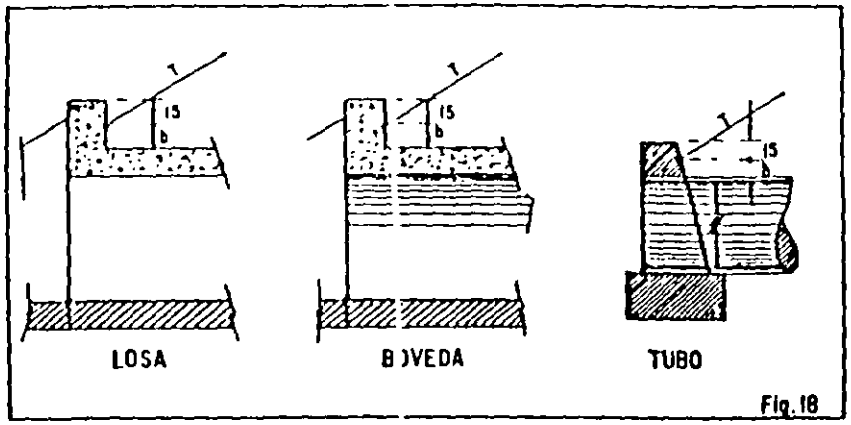
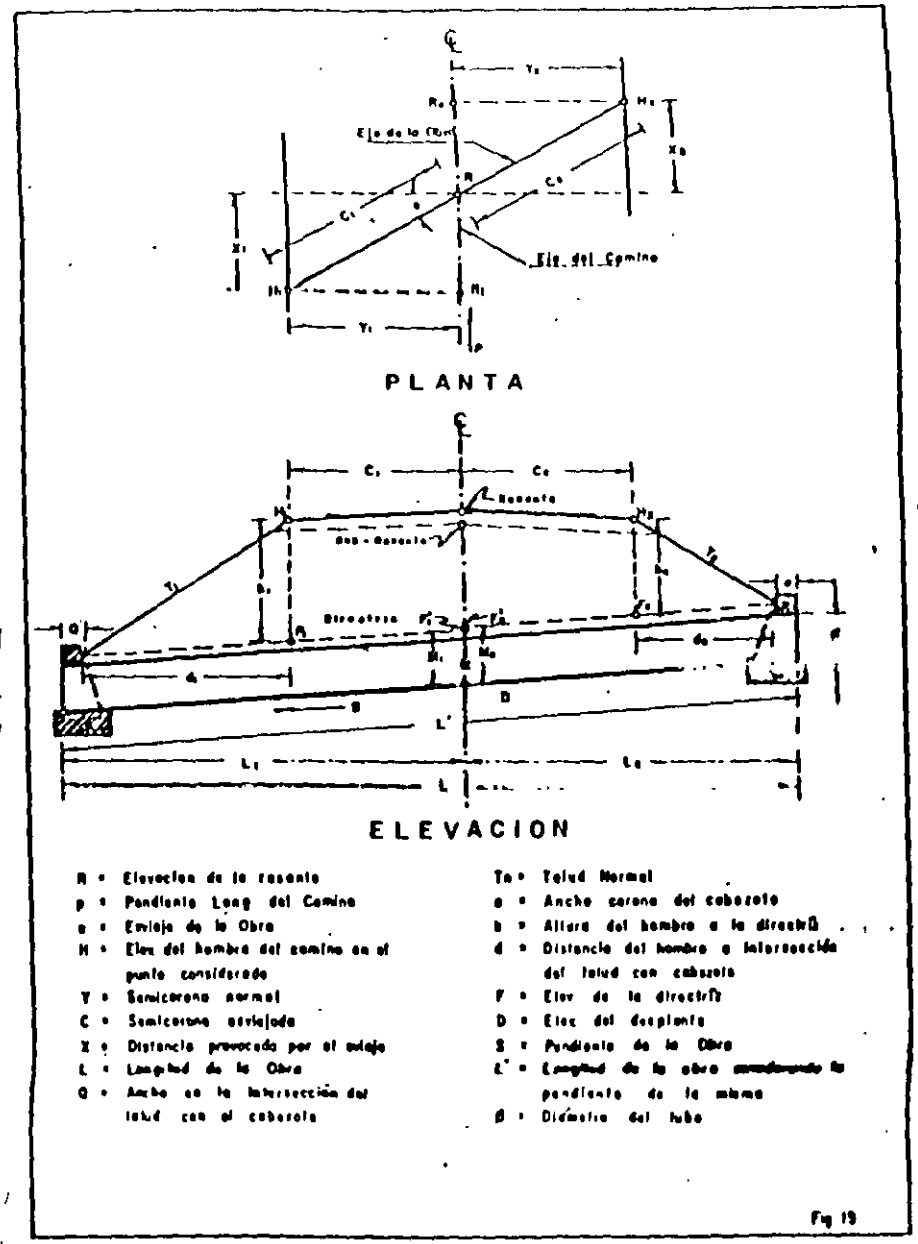


Fig.18



R = Elevación de la rasante
p = Pendiente Long del Camino
e = Envío de la Obra
H = Elev del hombro del camino en el punto considerado
Y = Semicorona normal
C = Semicorona ensanchada
X = Distancia provocada por el envío
L = Longitud de la Obra
Q = Ancho en la intersección del talud con el cabezote
Te = Talud Normal
a = Ancho corona del cabezote
b = Altura del hombro a la directriz
d = Distancia del hombro a intersección del talud con cabezote
F = Elev de la directriz
D = Elev del desplante
S = Pendiente de la Obra
L' = Longitud de la obra considerando la pendiente de la misma
Ø = Diámetro del tubo

Fig 19

IV.6 - CALCULO DE LOS DATOS PARA LA OBTENCION DE LA LONGITUD DE OBRA

CALCULO DEL VALOR (M)

M = Altura que hay entre la elevación del desplante (D) y la directriz (b).

Si la pendiente de la obra S = 0.0 %, los valores de (M) serán:

En tubo	$M = \emptyset + b$
En Losa	$M = H + e + b$
En Bóveda	$M = H + r + e + b$

En donde:

H = Altura libre de la obra
e = Espesor de la superestructura
b = Altura de la directriz
$\emptyset$ = Diámetro del tubo
r = Radio del medio punto

Pero como la pendiente de la obra en ningún caso podrá ser cero, en tubos el valor de (M) se verá afectado por un incremento (Q'.S), en donde:

Q = Ancho del cabezote a la altura de la directriz
S = Pendiente de la obra

(ver Figura 20)

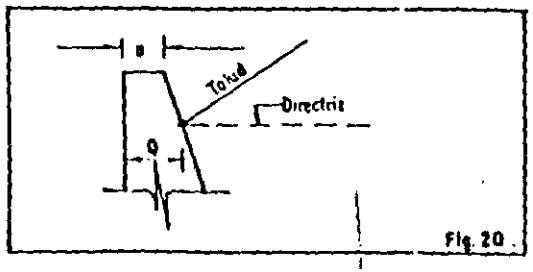


Fig. 20

Muros de concreto para tubos :
a = 0.25 m
Q = 0.28 m

Muros de Mampostería
a = 0.30 m
Q = 0.34 m

Quedando la fórmula para M_1 y M_2 de la siguiente forma:

$$M_1 = \emptyset + b \pm (Q'.S) \qquad M_2 = \emptyset + b \pm (Q'.S)$$

Considerando signo (+) para la entrada y (-) para la salida. En los casos de losa y bóveda los valores de (M_1 y M_2) no se incrementan, por lo tanto las fórmulas respectivas serán:

EN LOSAS

$$M_1 = H + e + b \qquad M_2 = M_1$$

EN BOVEDAS

$$M_1 = H + r + e + b \qquad M_2 = M_1$$

CALCULO DE LAS ELEVACIONES DE (P_1' y P_2')

Estas elevaciones se obtienen sumando a la del desplande (D), el valor de (M_1 y M_2) respectivamente, o sea:

$$P_1' = D + M_1 \qquad P_2' = D + M_2$$

La elevación de los puntos P_1 y P_2, es la elevación que hay sobre la línea de la directriz correspondiente a la distancia de (C_1 y C_2) del eje, respectivamente, (+) o (-) un incremento en elevación por pendiente de la obra, igual a (C_1.S) y (C_2.S), con lo cual la fórmula será:

$$P_1 = P_1' \pm (C_1.S) \qquad P_2 = P_2' \pm (C_2.S)$$

Una vez conocidos estos valores, se procede a el cálculo de los desniveles (h_1 y h_2) que hay entre las elevaciones de (H_1) y (P_1), así como (H_2) y (P_2) respectivamente

$h_1 = H_1 - P_1$ $\qquad$ $h_2 = d_2 - P_2$

(ver Figura 10)

CALCULO DE (d_1 y d_2)

Para el cálculo de los valores de (d_1 y d_2), - se toma la altura (h_1 y h_2), dividiéndola entre el recíproco del talud, afectándolo en (+) y (-) la pendiente, así tendremos:

$$d_1 = \frac{h_1}{\frac{1}{T_1} \pm S} \qquad d_2 = \frac{h_2}{\frac{1}{T_2} \pm S}$$

Considerándose signo (+) para la entrada de la obra y (-) para la salida.

CALCULO DE (L_1 y L_2)

Conocidos todos los valores anteriores estamos en posibilidad de poder calcular las longitudes parciales (L_1) y (L_2), de acuerdo con las fórmulas siguientes:

$$L_1 = C_1 + d_1 + Q' \qquad L_2 = C_2 + d_2 + Q'$$

Sustituyendo en la fórmula correspondiente los datos conocidos, obtendremos el valor real de (L_1 y L_2)

El valor de la longitud total será la suma de las dos anteriores

$$L = L_1 + L_2$$

La longitud (L) se refiere a la distancia que hay de la entrada de la obra a la salida de la misma, medida en forma horizontal, pero como dicha obra tiene una pendiente, esta longitud sufre un incremento, solamente cuando se trata de tubos, además de la corrección que se hace para evitar que salga el tubo del cabezote por efecto de la misma pendiente, por lo que dichas correcciones están en función directa al ángulo cuya tangente es la pendiente (S), siendo estas (α y β)

α = Secante del ángulo cuya tangente es la pendiente de la obra.

$$\alpha = \sqrt{1 + S^2}$$

β = Valor que resulta de multiplicar el diámetro (ϕ), más el espesor del mismo (e), por la pendiente de la obra (S)

$$\beta = (\phi + e)S$$

Por lo que la longitud corregida (L') será:

$$L' = L.\alpha + \beta$$

El cálculo se hace de la misma forma para losas bóvedas y tubos, la corrección es aplicable únicamente cuando se trata de estos últimos.

Los valores de (α y β) se encuentran tabulados en (cms) para diferentes pendientes y diámetros de tubo, (Tablas IV y V) de esta guía.

IV.7 - CORRECCION PARA OBTENER UN NUMERO CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

Como generalmente los tubos de concreto se fabrican de una longitud de 1.25 m., la longitud de la obra (L') tendrá que corregirse nuevamente para que nos de un número cerrado de tramos de tubo, o sea que (L') deberá ser múltiplo - de 1.25 m., evitando así que se tenga que cortar un tramo de tubo.

Los tubos de lámina son fabricados en tramos de 0.61 m., y también deben hacerse las correcciones correspondientes.

Existen tres formas de realizar ésta corrección

a).- POR DESPLANTE

Esta consiste en bajar o subir la elevación del desplante (D) con objeto de aumentar o disminuir la longitud (L') y ajustar a un número cerrado de tramos

La corrección por desplante será (+) o (-) según que (L') tenga que ser menor o mayor, o sea:

Si $L_T > L'$

La corrección por desplante será (+)

Si $L_T < L'$

La corrección por desplante será (-)

Si la pendiente de la obra es igual o mayor de 4.0 %, la fórmula empleada para la corrección será:

Si $S \geq 4.0\ \%$

$$C_d = \frac{L_T - L'}{\left[\frac{1}{T_1} \pm S\right] + \left[\frac{1}{T_2} \pm S\right]}$$

Si la pendiente de la obra es menor del 4.0 %, la fórmula será:

Si $S < 4.0\ \%$

$$C_d = \frac{L_T - L'}{T_1 + T_2}$$

Esta corrección nos da el resultado en cms., que sumado o restado, según el caso, a (h_1 y h_2) nos da el valor de (h_1' y h_2'); con estos nuevos valores se procede a calcular como se hizo inicialmente, encontrándose una nueva longitud (L'), que será igual al número exacto de tramos de tubo.

$$h_1' = h_1 \pm C_d \qquad h_2' = h_1 \pm C_d$$

b).- CORRECCION POR TALUD

Este se usa en general como la anterior y se aplica también cuando se trata de alcantarillas con caja de entrada, ya que el desplante de este tipo de obras no puede ser cambiado sin variar la pendiente, por lo tanto, el talud de aguas abajo es el que se corrige, ya sea aumentándolo o disminuyéndolo.

La fórmula para esta corrección es la siguiente

$$C_t = \frac{d_1 + d_2 \pm (L_T - L')}{d_1 + d_2} \quad Tn \geq 1.15$$

C_t = Nuevo talud normal

El valor de este nuevo talud se sustituye por el valor del talud (Tn) en la hoja de cálculo y se vuelve a efectuar todo el proceso hasta obtener la longitud de la obra.

(d_1 y d_2); son los valores encontrados en la hoja de cálculo de longitud de obra.

c).- CORRECCION POR PENDIENTE

Esta corrección también solamente es aplicable

en forma práctica, a las alcantarillas con caja de entrada.

La fórmula empleada para su cálculo es:

$$S' = \frac{L_T.S \pm (L_T - L') \frac{1}{T}}{L_T} \pm S$$

En donde:

S' = Nueva pendiente resultante
L_T = Longitud por número de tramos
S = Pendiente propuesta para el cálculo inicial

Si $L_T > L'$

El segundo término de la fórmula será (+)

Si $L_T < L'$

El segundo término será (-)

Una vez conocida la nueva pendiente se procede a calcular nuevamente la longitud de la obra como en los casos anteriores.

No necesariamente tendrá que hacerse la corrección ya que puede quedar el tubo salido del cabezote sin que esto provoque algún problema en el funcionamiento de la obra.

V - ALCANTARILLAS CON CAJA DE ENTRADA

Para la solución de este tipo de obras, (ver Tabla XII), ahí se encuentran las dimensiones de las "Cajas" para el tipo de alcantarilla elegida.

Estas obras se calculan solamente del lado de la salida, tomando del lado de la caja la distancia del (℄) a la línea que se proyecta del centro de la carretera, por lo tanto, la corrección por talud solo se aplicará a la salida de la obra, pudiéndose ajustar por pendiente, pués ya no es necesario hacer el ajuste a número cerrado de tramos de tubo en toda la longitud.

Una vez deducidas todas las fórmulas que intervienen en el "Cálculo de la Longitud de Obra", realizamos el siguiente Formulario.

FORMULAS PARA EL CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

SECCION DE TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

$X_1 = \pm(Y_1 \text{ Tan } e)$	Tan. e =	$X_2 = \pm(Y_2 \text{ Tan } e)$ — Signo(-) del lado del corte.
$C_1 = \frac{Y_1}{\text{Cos } e}$	Cos e =	$C_2 = \frac{Y_2}{\text{Cos } e}$
$R_1 = R \pm X_1 p$	Sen e =	$R_2 = R \pm X_2 p$ — Conservar el signo algebraico de (p)
$H_1 = R_1 \pm Y_1 W_1$		$H_2 = R_2 \pm Y_2 W_2$ — Conservar signo algebraico de (w)
Cos e ± K =	Tn. =	Cos e ± K =
$T_1 = \frac{T_n}{\text{Cos } e \pm K}$	K = p. tn. Sen e	$T_2 = \frac{Tn}{\text{Cos } e \pm K}$ — Conservar el signo de (p) del lado del corte

LONGITUD DE OBRA

$\frac{1}{T_1} =$			$\frac{1}{T_2} =$
$\frac{1}{T_1} \pm S =$	M = β + b	Q = Ancho	$\frac{1}{T_2} \pm S =$ (+) para entrada
$F_1 = F_1' \times (C_1 . S)$	$M_1 = \beta + b \pm (Q . S)$	$M_2 = -(Q . S)$ en salida	F_2 = Signo (+) para la entrada
$h_1 = H_1 - F_1$	$F_1' = D + M_1$	$F_2' = D + M_2$	$h_2 = H_2 - F_2$
$d_1 = \frac{h_1}{\frac{1}{T_1} \pm S}$	$Q' = \frac{Q}{\text{Cos } e}$	Q'.S =	$d_2 = \frac{h_2}{\frac{1}{T_2} \pm S}$ (+) en entrada
$L_1 = C_1 + d_1 + Q$	L = L₁ + L₂		$L_2 = C_2 + d_2 + Q$
∝ = Sec ∠ cuya Tan es S	L' = L . ∝ + β		β = (β + sup) S

Se agrega a la entrada

Tramos de 1.25 m. L_T = _____ m. Dif. = _____ m. Corrección = $\frac{Dif.}{\#\,T}$

AJUSTE A NUMERO CERRADO DE TRAMOS

h_1' = _____ m.	$\leq R = (\frac{1}{\frac{1}{T_1} \pm S} - \frac{1}{\frac{1}{T_2} \pm S})$	h_2' = _____ m.
d_1' = _____ m.	T + T = _____	d_2' = _____ m.
L_1' = _____ m.	L' = _____ m.	L_2' = _____ m.
L_1 = _____ m.	L = _____ m.	L_2 = _____ m.

VI - CALCULO DE VOLUMENES DE EXCAVACION EN LAS ALCANTARILLAS DE TUBO

En el perfil del terreno según el eje de la obra, se deberá trazar una línea compensadora con objeto de obtener la altura promedio (h_T) de excavación de la plantilla del cauce, (ver Figura 21), la cual se acotará en dicho perfil. También se acotarán las alturas promedio de excavación correspondiente a los muros de cabeza (hm_1 y hm_2) respectivamente, contados a partir del desplante del cimiento del muro al terreno natural, para después encontrar la altura promedio de ambas (hm).

$$hm = \frac{hm_1 + hm_2}{2}$$

Las alturas (h_T y hm) se anotarán en las hojas de cálculo de la longitud de obra, de la siguiente forma:

Altura promedio de excavación en tubo

h_T = _____ m.

Altura promedio de excavación en muros

hm = _____ m.

El cálculo del volumen de excavación de la alcantarilla de tubo se hará de la siguiente forma:

Se considera una sección trapecial con taludes de (1/2 x 1), dejando un espacio libre para que una persona pueda trabajar, de 0.25 m. aproximadamente, a cada lado en la base, (ver Figura 22)

VI.1 - EXCAVACION DE LA PLANTILLA

NOMENCLATURA

ϕ = Diámetro del tubo
d = Distancia de centro a centro de tubos cuando son dos o más tubos
L = Longitud de la obra
Le= Longitud de excavación en el tubo
b = Base intermedia del muro
V = Volado del cimiento del muro
Vt= Volumen de excavación en el cuerpo del tubo

BASE PROMEDIO (b_T)

Para un tubo

$$b_T = \phi + 0.50 + 0.5\ h_T$$

Para dos tubos

$$b_T = \phi + 0.50 + d + 0.5\ h_T$$

LONGITUD DE EXCAVACION (Le)

$$Le = L - 2(b + l + 0.25)$$

VOLUMEN DE EXCAVACION EN EL TUBO (Vt)

$$Vt = Le \times b_T \times h_T$$

VI.2 - EXCAVACION EN EL MURO DE CABEZA

B = Base del cimiento del muro
l = Longitud del muro de cabeza

(ver figuras 23 y 24)

BASE PROMEDIO (Bm)

$$Bm = B + 0.50 + 0.5\ hm$$

LONGITUD DE EXCAVACION (Lm)

$$Lm = 2(l + 0.50)$$

VOLUMEN DE EXCAVACION EN LOS MUROS

$$Vm = Lm \times Bm \times hm$$

VOLUMEN TOTAL DE EXCAVACION EN LA OBRA

$$\boxed{V_T = Vt + Vm}$$

EJEMPLO:

Calcular el volumen total de excavación en una obra de tubo sencillo, con un diámetro ϕ 0.90 m. y L = 13,71m

Los valores de (b, B, V y l), se encuentran tabulados en la Tabla XII; "Dimensiones y volúmenes de muros de cabeza para alcantarillas de tubos"

DATOS

L = 13.71 m.
ϕ = 0.90 m.
b = 0.70 m.
B = 1.00 m.
V = 0.15 m.
l = 3.90 m.

Si h_T = 0.50 m.
hm = 1.45 m.

$$b_T = 0.90 + 0.50 + 0.5 \times 0.50 = 1.65\ m.$$

Le = 13.71 - 2(0.70+0.15+0.25) = 11.51 m.

Bm = 1.00+0.50+0.5x1.15 = 2.23 m.

Lm = 2(3.90+0.50) = 8.80 m.

VOLUMENES

Tubo

V_t = 11.51x 1.65x 0.50 = 9.50 m^3

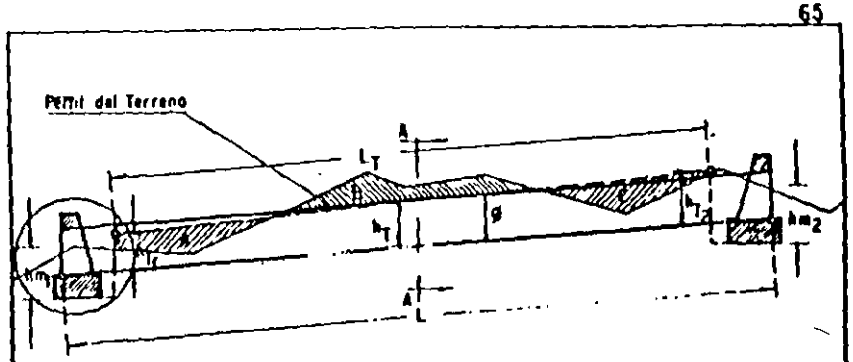
Muros

V_m = 8.80x 2.23x 1.45 = 28.45 m^3

VOLUMEN TOTAL DE EXCAVACION

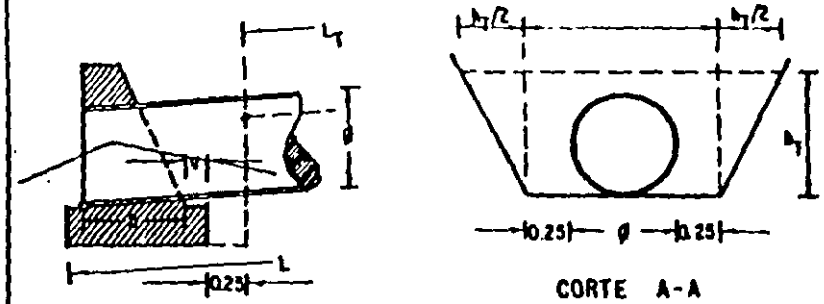
V_T = 9.50 + 28.45 = 37.95 m^3

V_T = 37.95 m^3



CORTE LONGITUDINAL POR EL EJE DE LA OBRA

Fig 21



CORTE A-A

Fig. 22

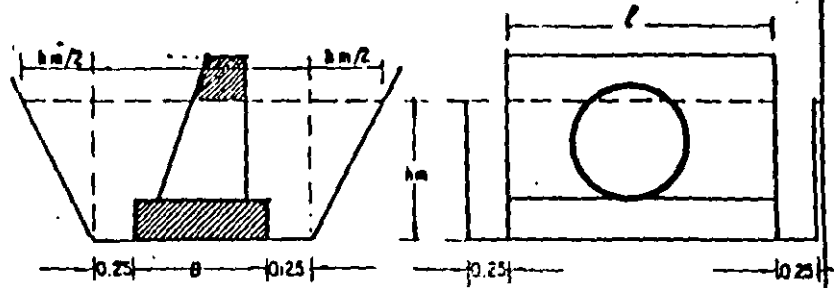


Fig. 23

EJEMPLO DEL CALCULO DE UNA OBRA DE TUBO DE Ø 0.90 m. ESVIAJADA 31°00', IZQ. EN TANGENTE

REGISTRO DE DRENAJE

Estacion	(+)		(−)	Lect. Interm.	Elevaciones
299+780	3.44	2076.86			2071.42
	3.45	2078.04	0.27		2074.59
T.I.-20.00 m				0.34	77.70
T.I.-15.00 m				1.98	76.06
10.00				3.13	74.91
	0.18	2074.71	3.51		2074.53
5.00				2.46	72.25
299+783.64 ℄				3.68	71.03
	0.05	2070.96	3.80		2070.91
5.00				0.89	70.07
10.00				3.02	67.94
	0.20	2067.16	4.00		2066.96
T.D.-15.00 m				1.01	66.15
T.D.-20.00 m				0.84	66.32
	3.98	2070.78	0.36		2066.80
	2.25	2072.65	0.38		2070.40
299+750				1.20	2071.45
299+760		Cota de cierre			2071.47

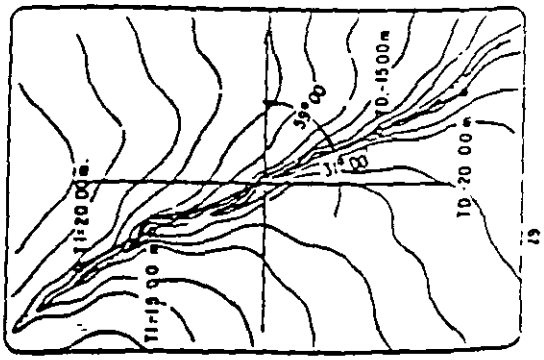
NOTAS: Excavar entrada y salida alineadas tuberías

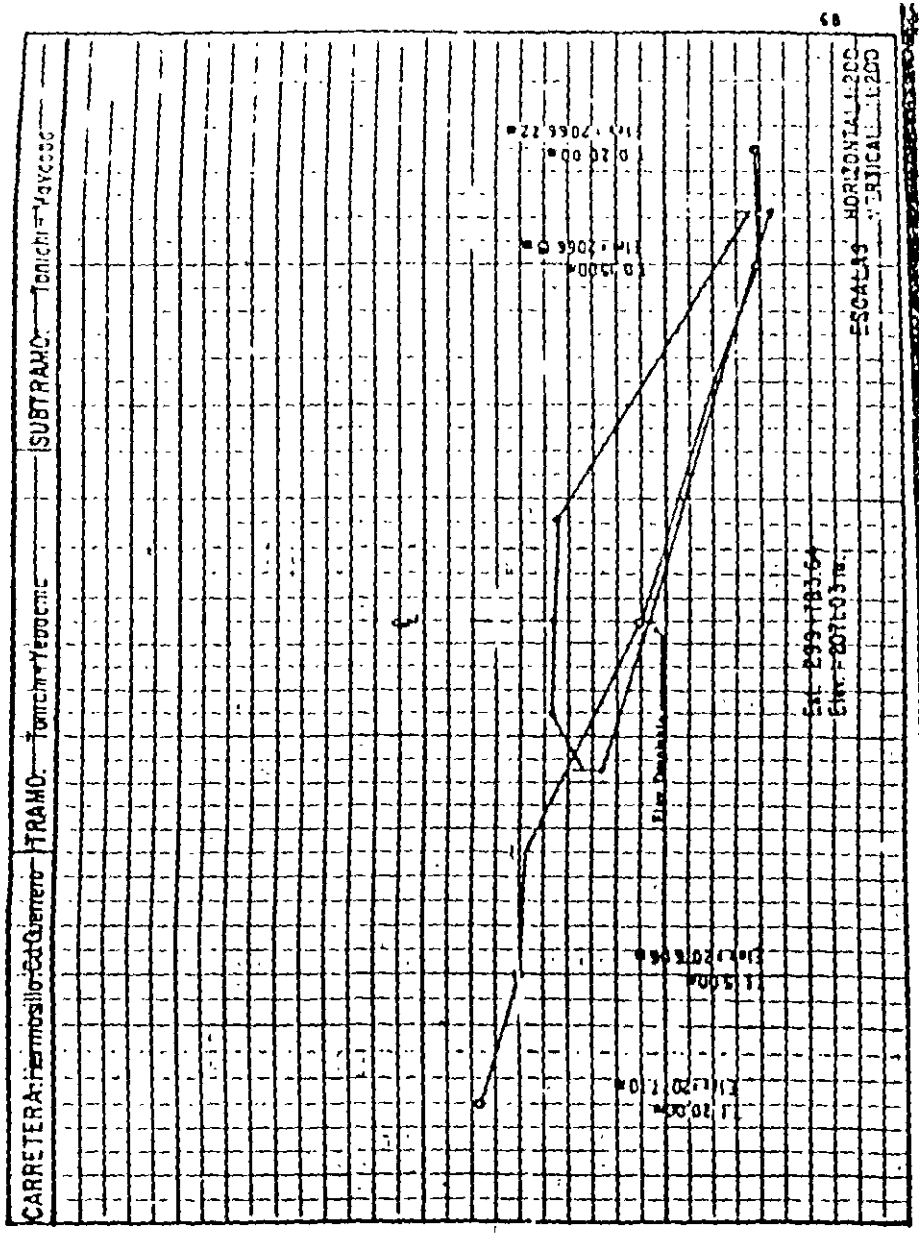
CARRETERA HERMOSILLO– CD. GUERRERO
TRAMO TOMICHI – YEPACHIC
SUBTRAMO TOMICHI – MATCOBA
DE KM. 295 + 000 A KM. 300 + 000

Estacion 299+783.64 | Obra Tubo Ø 0.90 m
Esviaje 31° 00' Izquierda en tangente

Cuenca Montañosa
Suelo Arcilla - arenosa
Cauce Definido
Material de arrastre Gravas
Coef. de escurrimiento C: 0.8
Esfuerzo del terreno m: 1.5 kg/cm²
Area por drenar ha.: 3.5
Drena a la Derecha

CROQUIS DE LA OBRA





CARRETERA: HERMOSILLO - CD. OBREGON
TRAMO: TONICHI - YAVAROS
SUBTRAMO: TONICHI - NAVOJOA
De Km. 295+033 a Km 300+000
Origen –

ESTACION 299+183.64
ALCANTARILLA DE Tubo cons. 0.90 m Ø
DE ____ m. a ____ m.

CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

L O C A L I Z A C I O N

Cruce – Est. 31° 00' izquierda en tangente — Sentido del escurrimiento ____

DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE

SECCION NORMAL

Subrasante Elev. 2074.41 m. — Espesor de revest. 0.30 m. — Espesor de carpeta 0.00 m.
Rasante de cálculo 2074.73 m. — Rasante del camino 2074.73 m. — Pend. long del camino – 6.05 %

SEMI-CORONAS: Y_1 (Izq) 3.50 m. / Y_1 (Der) 3.50 m.
SOBRE-ELEVACIONES: W_2 (Izq) – 3.00 % / W_2 (Der) – 3.00 %

SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

X_1 = 2.10 m.
C_1 = 4.08 m.
R_1 = 2071.86 m.
H_1 = 2074.73 m.
Cos θ – K = 0.81043 (0.81089)
T_1 = 1.83 s.i (1.83 s.i)

Tang θ = 0.60086
Cos θ = 0.83212
Sen θ = 0.81501

Tang ξ 1.3 s.i (1.18 s.i)
K = 0.04674 (0.04628)

X_2 = 2.10 m.
C_2 = 4.08 m.
R_2 = 2071.59 m.
H_2 = 2074.49 m.
Cos θ + K = 0.90391 (0.90345)
T_2 = 1.85 s.i (1.85 s.i)

LONGITUD DE OBRA

Pendiente S = 2.23 %
Elev. ℄ D = 2070.73 m.
Espesor de la superestructura 0.10 m.
Altura de la diaphragm b = 0.15 m.

PLANTILLA DEL CAUCE

$\frac{1}{T_1}$ = 0.54054 (0.54396)
$\frac{1}{T_1}$ + S = 0.83554
M = 1.03 m. Q = 0.34 m.
F_1 = 2073.12 m. M_1 = 1.17 m. M_2 = 0.93 m. F_2 = 2070.98 m.
b_1 = 1.63 m. F_1 = 2071.92 m. F_2' = 2071.68 m. b_2 = 4.01 m.
d_1 = 1.95 m. Q = 0.40 m. 0.5 = 0.12 m. d_2 = 13.04 m.

$\frac{1}{T_2}$ = 0.60240 (0.60826)
$\frac{1}{T_2}$ – S = 0.37690 (0.38276)

L_1 = 8.43 m. L = 23.99 m. L_2 = 17.88 m.
CC = 1.04260 ℓ = 25.27 m. β = 0.30
20 Tramos de 1.25 m. L_T = 25.00 m. Dif. = + 0.27 m. Correccion por taludes ____ m.

AJUSTE A NUM. CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

b'_1 = 1.63 m. R = ____ b'_2 = 4.01 m.
d'_1 = 1.93 m. L + T = ____ d'_2 = 12.80 m.
L'_1 = 8.41 m. L = 23.99 m. L'_2 = 17.78 m.
L_{T1} = ____ m. L_T = 23.00 m. L_{T2} = ____ m.

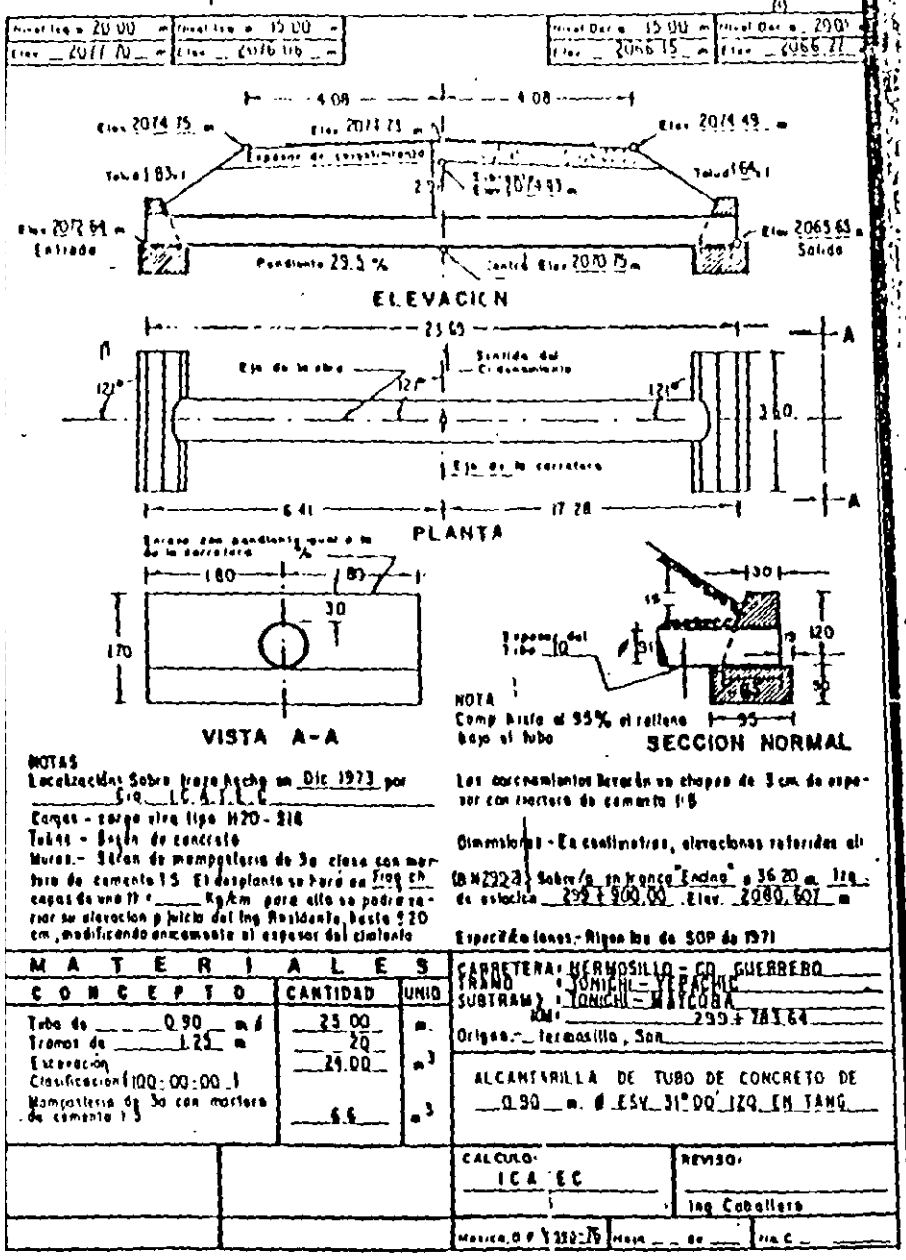
Entrada Elev. 2072.64 m. Centro Elev. 2070.73 m. Salida Elev. 2069.83 m.

DATOS COMPLEMENTARIOS

Colchón en el ℄ = 3.28 m. Clasificación terreno ( ) Altura necesita ____ m.

NOTAS –

FORMA - 5



DATOS

NOTAS
Localización: Sobre trazo Ancho en Dic 1973 por Ing. I.C.A.I.C.C.
Cargas - carga viva tipo H20-S16
Tubos - Relle de concreto
Muros.- Serán de mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:5. El desplante se hará en firme en capas de una ff = ____ Kg/cm² para ello se podrá recabar su elevación y juicio del Ing Residente, hasta 1.20 cm., modificando oportunamente el espesor del cimiento

NOTA
Comp mínimo al 95% el relleno bajo el tubo

Los cortes mientos llevarán un chapeo de 3 cm. de espesor con mortero de cemento 1:5

Dimensiones - En centímetros, elevaciones referidas al (BN 232-A) Sobre la cruceta "Este" a 36.20 m. Izq. de estación 299 + 900.00 Elev. 2080.607 m

Especificaciones:- Rigen las de SOP de 1971

MATERIALES		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNID
Tubo de 0.90 m ϕ	25.00	m.
Tramos de 1.25 m	20	
Excavación Clasificación (100:00:00)	24.00	m³
Mampostería de 3a con mortero de cemento 1:5	6.6	m³

CARRETERA: HERMOSILLO - CD. GUERRERO
TRAMO: TONICHI - YECACHIC
SUBTRAMO: TONICHI - MATAPORA
KM: 299 + 783.64
Origen:- Hermosillo, Son.

ALCANTARILLA DE TUBO DE CONCRETO DE 0.90 m. ϕ ESV. 31°00' IZQ. EN TANG.

CALCULO: ICA EC
REVISO: Ing. Caballero

Hoja No. 1 350-76 Hoja __ de __ Fig. C __

CALCULO DE LA EXCAVACION

Obra en est. 299 + 783.64
Esv. 31°00' Izq. en tangente

ϕ = 0.90 m.	V = 0.15 m.
L = 23.69 m.	l = 3.90 m.
b = 0.70 m.	h_T = 0.30 m.
B = 1.00 m.	hm = 0.90 m.

$b_T = \phi + 0.50 + 0.5\ h_T = 0.90 + 0.50 + 0.15 =$
$b_T = 1.55$ m.

Le = L - 2(b + V + 0.25) = 23.69 - 2(0.70+0.15+0.25)
Le = 21.49 m.

$Vt = Le \times b_T \times h_T = 21.49 \times 1.55 \times 0.30 =$
$Vt = 9.992$ m³

Bm = B + 0.50 + 0.5 hm = 1.00 + 0.50 + 0.45 =
Bm = 1.95 m.

Lm = 2(l + 0.50) = 2(3.90 + 0.50) =
Lm = 8.80 m.

Vm = Lm x Bm x hm = 8.80 x 1.95 x 0.90 =
Vm = 15.444 m³

$V_T = Vt + Vm = 9.992 + 15.444 =$

$V_T = 25.436$ m³

VII - ALCANTARILLAS DE LOSA

Para las alcantarillas de losa, procedemos a efectuar el cálculo de longitud de obra en las mismas hojas -- (forma-5); comprendiendo la secuela de cálculo, los datos de terracerías tanto en el cruce, como según el eje de la obra, pero en la segunda parte, o sea propiamente la longitud de la obra, se efectúan algunos cambios.

a) - Espesor de la superestructura (e).- Es el espesor de la losa, este valor se encuentra tabulado en los - "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje para Carreteras", en sus páginas de L-6 a L-15.

b) - Altura de a Directriz (b).- Estos valo-- res también estan consignados en la hoja L-15 de los mismos - proyectos tipo.

Como ya se indicó anteriormente, en este caso no intervienen en el cálculo (C'S), por lo que:

$$M = M_1 = M_2$$

A la longitud (L) no se le hace ninguna corrección, pués esa distancia es la longitud definitiva, tampoco - se corrige por desplante o por talud.

Para la solución de problemas de losas, es necesario determinar, antes de comenzar el cálculo, el espesor del colchón y con el entramos a los proyectos tipo, en donde podemos conocer las características de la losa para su adaptación a la obra.

En estas hojas se encuentran ya tabulados los valores que están en función de: f'c del concreto, el claro y el colchón, siendo estos:

e = Espesor de la losa

$\frac{c}{2}$ = 1/2 claro más el ancho del apoyo en sección normal

Vol. $m^3/m.$ = Volumen de concreto, en m^3 por m. de longitud en el sentido transversal de la carretera.

También se encuentran tabulados, número, separación, diámetro y tipo de varilla, indicando las longitudes de sus diferentes tramos en la forma requerida, así como el - número de parrillas que debe llevar la losa.

VII.1 - ESTRIBOS

Cuando se proyecta una losa se requiere el uso de "Estribos" para apoyar ésta, no juzgándose conveniente indicar la secuela de cálculo de los mismos, ya que en los "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje".- SOP, en las hojas marcadas E-1 a E-13, está descrita al detalle dicha secuela, y de las hojas E-14 a E-30, se encuentran tabuladas las dimensiones -- geométricas de los estribos para cada caso.

Los estribos pueden ser de mampostería o mixtos, esto quiere decir mampostería con concreto ciclópeo

Para dimensionar el estribo es necesario conocer el coronamiento del mismo, altura del colchón que va a soportar la losa, así como la fatiga del terreno en que se va a cimentar la obra, una vez conocidos estos datos y el valor de la altura libre de la obra (h), se entra a la tabla correspondiente de los Proyectos Tipo, donde podremos conocer los valores con los que dimensionaremos el Estribo.

En caso de no encontrarse los valores requeridos, entonces se hará una interpolación de las dimensiones de

$$\alpha = \frac{90^{0}\beta)' - e}{2}$$

e).- CALCULO DE LAS VARILLAS A, B y A_1

S = Separación de las varillas, según los Proyectos Tipo

$$\text{No. de Esp.} = \frac{L^{a} - B}{S}$$

No. de Var. (A y B) = No. de Esp. + 1

Como al armar la parrilla se colocan 2 Var. A y 1 Var. B, el número de varillas (A y B), serán:

$$\text{No. Var. A} = \frac{2}{3}(\text{No. de Var. A y B})$$

$$\text{No de Var. B} = \frac{1}{3}(\text{No. de Var. A y B})$$

Long. ocupada = (No. de Esp.)S

$$X = \frac{L^{a} - B - \text{Long. ocupada}}{2}$$

$$X_1 = S - X$$

$$Q' = \frac{Q}{\text{Cos } e}$$

$$a = l_a \cdot \text{Tan } e$$

$$R' = \left[B - (Q' + a)\right] - X_1$$

$$\text{No. de Var. } A_1 = \frac{J'}{S} + 1 \quad ; \text{ para un solo extremo}$$

$$\text{Long. ocupada por Var. } A_1 = \left(\frac{R'}{S}\right)S$$

$$r' = R' - \text{Long. ocupada por Var. } A_1$$

$$r = (Q' + a) + r'$$

$$R = B - X_1$$

$$\text{Long. máx. Var. } A_1 = \left(\frac{R}{\text{Tan } e}\right) + (2\beta - 2\delta)$$

$$\text{Long. mín. Var. } A_1 = \left(\frac{r}{\text{Tan } e}\right) + (2\beta - 2\delta)$$

$$\text{Long. Var. } D_1 = \left(\frac{L}{\text{Cos } e}\right) + (2\beta - 2\delta)$$

Con el empleo de las fórmulas anteriores se calcula el armado correspondiente a la guarnición y el área triangular que quedaba sin armar, quedando así concluído el proyecto.

Los diámetros ($\emptyset$) de las varillas no se calculan, ya que estos se encuentran en las tablas de Proyectos

Tipo.- 302, para la losa correspondiente.

En la Tabla 6 de este instructivo se da una relación de obras enviajadas donde se tuvieron que calcular las guarniciones para losas con refuerzo normal al eje de la obra, con objeto de que si se tiene un caso parecido a los de dichas tablas, se pueda adaptar a éste sin tener que calcularse nuevamente.

Se anexa un ejemplo completo del cálculo de una losa enviajada con armado normal al eje de la obra y adaptación de la guarnición.

VIII - BOVEDAS

El cálculo de este tipo de obras viene a resultar muy sencillo, ya que tanto su longitud como los aleros se calculan en la misma forma que para tubos y losas; su diseño geométrico ya se encuentra tabulado en las tablas que presentan los "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje para Carreteras" SOP. Por lo tanto, conociendo los valores de:

$d = h_{cv} + C$ = Altura de la carga viva más el colchón

f = Fatiga del terreno

Entramos a dichas tablas, lo cual nos permite conocer todas las dimensiones de la bóveda en proyecto, excepto los valores de (E, K, Z, T' y φ)

Estos valores se calculan en la siguiente forma, apoyándonos en la (figura 36), tendremos:

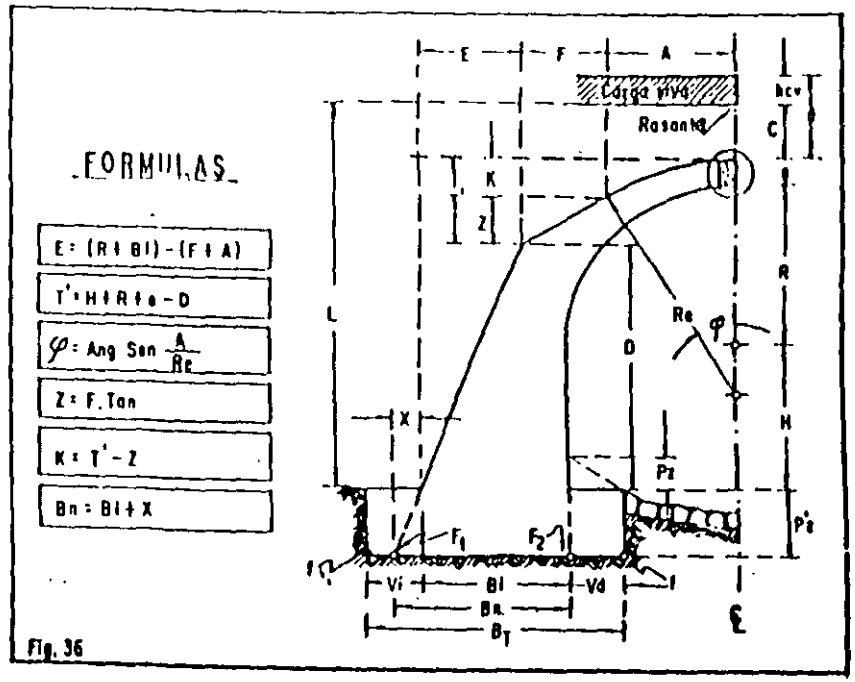


Fig. 36

d = Espesor del colchón sobre la clave, más la carga viva convertida a (m.)

C = Espesor real del colchón sobre la clave, en (m.)

h_{cv} = Carga viva producida por un camión (H15-S12 ó H20 - S16), convertida a espesor de colchón, considerando un peso volumétrico de 1600 Kg./m.^{3}

R = Radio del intradós, en (m.)

Re = Radio del extradós, en (m.)

e = Espesor de la clave, en (cm.)

B_T = Ancho total del cimiento, en (cm.)

Vi, Vd = Escalones del cimiento, en (cm.)

P'_t = Peralte del cimiento, en (cm.)

f' = Esfuerzo unitario de compresión en el desplante del cimiento, Kg./cm.^{2}

P_1, P_2 = Esfuerzos unitarios en el desplante, cuando se eliminan los escalones, Kg./cm.^{2}

Vm = Volumen de la mampostería, m^3/m.l

El colchón mínimo en bóvedas es de 1.00 m.

Además de las obras menores consistentes en tubos, bóvedas y losas ya mencionadas, se proyectan otras estructuras especiales como son:

a).- Cajones de concreto armado

b).- Vados

a).- CAJONES DE CONCRETO ARMADO

Estos se proyectan en los casos en que por las condiciones especiales del terreno en donde se va a desplantar la obra, no se obtiene la capacidad de carga requerida para una losa o bóveda (1.0 Kg./cm.^{2}) mínimo y que además el área hidráulica necesaria no pueda satisfacerse con una alcantarilla de tubo.

b).- VADOS

El vado se proyecta para cruces que normalmente requieren obras mayores de 6.00 m.; pero cuyos cauces son muy entendidos, sin presentar barrotes altos en sus márgenes o porque los espesores del terraplén deban ser bajos y no es conveniente elevar la rasante por economía de las terracerías, como en el caso de un puente además de que el escurrimiento en estos cauces es muy esporádico.

Desde luego que tiene sus limitaciones tanto en longitud como en altura del tirante del agua a su paso por la estructura.

Tanto estas estructuras, como los pasos a desnivel para peatones y ganado así como para vehículos agrícolas; no se mencionan en esta guía debido a que su proyecto no es tan usual como el de las obras de tubos, losas y bóvedas, que están más generalizados.

A continuación se anexan una serie de tablas que serán de gran utilidad al proyectista de Drenaje, ya que se simplificarán sus cálculos.

VALORES DE (Sen θ . Tn)

TABLA-I

ESVIAJE	Sen θ	Talud 1 Sal	Talud 2 al	Talud 3 al
1	0 01745	0 02618	0 03490	0.05235
2	0.01490	0 05235	0 06980	0.10470
3	0.05234	0 07851	0.10460	0.15702
4	0.06976	0 10464	0.13952	0.20920
5	0.08716	0.13074	0.17432	0.26148
6	0 10453	0.15680	0 20906	0.31359
7	0 12187	0 18281	0.24374	0 36561
8	0 13917	0 20876	0.27843	0.41751
9	0 15643	0 23465	0.31286	0 46929
10	0 17365	0 26048	0.34739	0.52095
11	0.19081	0 28622	0.38162	0 57243
12	0 20791	0 31187	0.41582	0.62173
13	0 22495	0.33743	0.44990	0 67485
14	0.24192	0 36288	0.48384	0.72576
15	0 25882	0.38823	0 51764	0.77646
16	0 27564	0 41346	0.55128	0 82692
17	0 29237	0 43856	0 58474	0.87711
18	0 30902	0 46353	0 61804	0.92706
19	0.32557	0.48836	0 65114	0.97671
20	0.34202	0 51303	0 68404	1.02606
21	0.35837	0.53756	0.71674	1.07511
22	0.37461	0 56192	0.74922	1.12383
23	0 39073	0.58610	0.79146	1.17219
24	0.40674	0 61011	0.81348	1.22022
25	0.42262	0.62393	0.84524	1.26786
26	0 43837	0.65756	0.87674	1.31511
27	0.45399	0.69099	0.90798	1.36197
28	0.46947	0.70421	0.93896	1.40841
29	0.48481	0.72722	0.96962	1.45443
30	0.50000	0.75000	1.00000	1.50000
31	0.51504	0.77256	1.03008	1.54512
32	0.52992	0.79488	1.05984	1.58976
33	0.54464	0.81696	1.08928	1.63392
34	0.55919	0.83879	1.11838	1.67757
35	0.57358	0.86037	1.14716	1.72074
36	0 58779	0.88169	1.17558	1.76337
37	0.60182	0.90273	1.20364	1.80546
38	0.61566	0.92349	1.23132	1.84698
39	0.62932	0.94398	1.25864	1.88796
40	0.64279	0.96419	1.28558	1.92837
41	0.65606	0.98409	1.31212	1.96818
42	0.66913	1.00370	1.33826	2.00739
43	0.68200	1 02300	1.36400	2.04600
44	0 69466	1.04199	1.38932	2.08398
45	0.70711	1.06067	1.41422	2.12133

(K = Sen θ.Tn p)

Te.= Talud normal

p = Pendiente long. de la carretera

VALORES DEL TALUD ESV. (Te) PARA (Cos θ ± K) DETERMINADO Y UN TALUD NORMAL Tn.=1.5x1

TABLA-II

Te	cos θ ± K	Te	cos θ ± K	Te	cos ± K	Te	cos θ ± K
1.50	1.00334	1.73	0.86956	1.96	0.76726	2.19	0 68649
	0.99668		0.86456		0.76336		0.68338
1.51	0.99667	1.74	0.86455	1.97	0.76335	2.20	0.68337
	0 99010		0.85960		0.75950		0.68028
1.52	0.99009	1.75	0 85959	1.98	0.75949	2.21	0.68027
	0.98361		0.85471		0.75567		0.67721
1.83	0.98360	1.76	0.86470	1.99	0.75566	2.22	0.67720
	0.97720		0.84906		0.75188		0.67418
1.54	0.97719	1.77	0.84905	2.00	0.75187	2.23	0.67415
	0.97088		0 84508		0.74813		0.67115
1.55	0.97087	1.78	0.84507	2.01	0.74812	2.24	0.67114
	0.96464		0.84034		0.74442		0.66816
1.56	0.96463	1.79	0.84033	2.02	0.74441	2.25	0.66815
	0.95847		0.83566		0.74075		0.66519
1.57	0.95846	1.80	0.83565	2.03	0.74074	2.26	0.66518
	0.95239		0.83103		0.73711		0.66226
1.58	0.95238	1.81	0.83102	2.04	0.73710	2.27	0.66225
	0.94638		0.82645		0.73350		0.65935
1.59	0.94637	1.82	0.82664	2.05	0.73349	2.28	0.65934
	0.94044		0.82192		0.72993		0.65646
1.60	0.94043	1.83	0.82191	2.06	0.72992	2.29	0.65645
	0.93458		0.81744		0.72640		0.65360
1.61	0.93457	1.84	0.81743	2.07	0.72639	2.30	0.65359
	0.92880		0.81300		0.72290		0.65076
1.62	0.92879	1.85	0.81299	2.08	0.72289	2.31	0.65075
	0.92308		0.80863		0.71943		0.64795
1.63	0.92307	1.86	0.80862	2.09	0.71942	2.32	0.64794
	0.91744		0.80429		0.71600		0.64517
1.64	0.91743	1.87	0.80428	2.10	0.71599	2.33	0.64516
	0.91186		0.80001		0.71259		0.64240
1.65	0.91185	1.88	0.80000	2.11	0.71258	2.34	0.64239
	0.90638		0.79676		0.70922		0.63966
1.66	0.90634	1.89	0.79878	2.12	0.70921	2.35	0.63965
	0.90091		0.79156		0.70589		0.63695
1.67	0.90090	1.90	0.79155	2.13	0.70588	2.36	0.63694
	0.89553		0.78741		0.70258		0.63425
1.68	0.89552	1.91	0.78740	2.14	0.70257	2.37	0.63424
	0.89021		0.78329		0.69931		0.63158
1.69	0.89020	1.92	0.78328	2.15	0.69930	2.38	0.63157
	0.88496		0.77923		0.69606		0.62894
1.70	0.88495	1.93	0.77922	2.16	0.69605	2.39	0.62893
	0.87977		0.77520		0.69285		0.62631
1.71	0.87976	1.94	0.77519	2.17	0.69284	2.40	0.62630
	0.87464		0.77121		0.68966		0.62371
1.72	0.87463	1.95	0.77120	2.18	0.68965	2.41	0.62370
	0.86957		0.76727		0.68650		0.

VALORES DE $(\frac{1}{T})^3$ PARA UN TALUD DETERMINADO — TABLA-III

T	1/T	T	1/T	T	1/T	T	1/T	T	1/T
1.45	0.68966	1.96	0.51020	2.47	0.40486	2.98	0.33557	3.49	0.28653
1.46	0.68493	1.97	0.50761	2.48	0.40323	2.99	0.33445	3.50	0.28571
1.47	0.68027	1.98	0.50505	2.49	0.40161	3.00	0.33333	3.51	0.28490
1.48	0.67568	1.99	0.50251	2.50	0.40000	3.01	0.33223	3.52	0.28409
1.49	0.67114	2.00	0.50000	2.51	0.39841	3.02	0.33113	3.53	0.28329
1.50	0.66667	2.01	0.49751	2.52	0.39683	3.03	0.33003	3.54	0.28249
1.51	0.66225	2.02	0.49505	2.53	0.39526	3.04	0.32893	3.55	0.28169
1.52	0.65789	2.03	0.49261	2.54	0.39370	3.05	0.32787	3.56	0.28090
1.53	0.65359	2.04	0.49020	2.55	0.39216	3.06	0.32680	3.57	0.28011
1.54	0.64935	2.05	0.48780	2.56	0.39063	3.07	0.32573	3.58	0.27933
1.55	0.64516	2.06	0.48544	2.57	0.38911	3.08	0.32468	3.59	0.27855
1.56	0.64103	2.07	0.48309	2.58	0.38760	3.09	0.32362	3.60	0.27778
1.57	0.63694	2.08	0.48077	2.59	0.38610	3.10	0.32258		
1.58	0.63291	2.09	0.47847	2.60	0.38462	3.11	0.32154		
1.59	0.62893	2.10	0.47619	2.61	0.38314	3.12	0.32051		
1.60	0.62500	2.11	0.47393	2.62	0.38168	3.13	0.31949		
1.61	0.62112	2.12	0.47170	2.63	0.38023	3.14	0.31847		
1.62	0.61728	2.13	0.46948	2.64	0.37879	3.15	0.31746		
1.63	0.61350	2.14	0.46729	2.65	0.37736	3.16	0.31646		
1.64	0.60976	2.15	0.46512	2.66	0.37594	3.17	0.31546		
1.65	0.60606	2.16	0.46296	2.67	0.37453	3.18	0.31447		
1.66	0.60241	2.17	0.46083	2.68	0.37313	3.19	0.31348		
1.67	0.59880	2.18	0.45982	2.69	0.37175	3.20	0.31250		
1.68	0.59524	2.19	0.45662	2.70	0.37037	3.21	0.31153		
1.69	0.59172	2.20	0.45455	2.71	0.36900	3.22	0.31056		
1.70	0.58824	2.21	0.45249	2.72	0.36765	3.23	0.30960		
1.71	0.58480	2.22	0.45045	2.73	0.36630	3.24	0.30864		
1.72	0.58140	2.23	0.44843	2.74	0.36496	3.25	0.30769		
1.73	0.57803	2.24	0.44643	2.75	0.36164	3.26	0.30675		
1.74	0.57471	2.25	0.44444	2.76	0.36232	3.27	0.30581		
1.75	0.57143	2.26	0.44248	2.77	0.36101	3.28	0.30488		
1.76	0.56818	2.27	0.44053	2.78	0.35971	3.29	0.30395		
1.77	0.56497	2.28	0.43860	2.79	0.35660	3.30	0.30303		
1.78	0.56180	2.29	0.43668	2.80	0.35714	3.31	0.30211		
1.79	0.55866	2.30	0.43478	2.81	0.35587	3.32	0.30120		
1.80	0.55556	2.31	0.43290	2.82	0.35461	3.33	0.30030		
1.81	0.55249	2.32	0.43103	2.83	0.35336	3.34	0.29940		
1.82	0.54945	2.33	0.42918	2.84	0.35211	3.35	0.29851		
1.83	0.54645	2.34	0.42735	2.85	0.35088	3.36	0.29762		
1.84	0.54348	2.35	0.42553	2.86	0.34965	3.37	0.29674		
1.85	0.54054	2.36	0.42373	2.87	0.34843	3.38	0.29586		
1.86	0.53763	2.37	0.42194	2.88	0.34722	3.39	0.29499		
1.87	0.53476	2.38	0.42017	2.89	0.34602	3.40	0.29412		
1.88	0.53191	2.39	0.41841	2.90	0.34483	3.41	0.29326		
1.89	0.52910	2.40	0.41667	2.91	0.34364	3.42	0.29240		
1.90	0.52632	2.41	0.41494	2.92	0.34247	3.43	0.29155		
1.91	0.52356	2.42	0.41322	2.93	0.34130	3.44	0.29070		
1.92	0.52083	2.43	0.41152	2.94	0.34014	3.45	0.28986		
1.93	0.51813	2.44	0.40984	2.95	0.33898	3.46	0.28902		
1.94	0.51546	2.45	0.40816	2.96	0.33784	3.47	0.28818		
1.95	0.51282	2.46	0.40650	2.97	0.33670	3.48	0.28736		

VALORES DE (CC) PARA UNA PENDIENTE (S) DETERMINADA — TABLA-IV

Pend. de la Obra S en %	CC: Sección cuyo talud es S) CC: $\sqrt{1+S^2}$	Pend de la Obra S en %	CC: Sección cuyo talud es S) CC: $\sqrt{1+S^2}$
0.5	1.00001	25.5	1.03200
1.0	1.00005	26.0	1.03325
1.5	1.00011	26.5	1.03452
2.0	1.00020	27.0	1.03581
2.5	1.00031	27.5	1.03712
3.0	1.00045	28.0	1.03846
3.5	1.00061	28.5	1.03982
4.0	1.00080	29.0	1.04120
4.5	1.00101	29.5	1.04261
5.0	1.00125	30.0	1.04403
5.5	1.00151	30.5	1.04548
6.0	1.00180	31.0	1.04695
6.5	1.00211	31.5	1.04844
7.0	1.00245	32.0	1.04995
7.5	1.00281	32.5	1.05149
8.0	1.00319	33.0	1.05304
8.5	1.00360	33.5	1.05462
9.0	1.00404	34.0	1.05622
9.5	1.00450	34.5	1.05784
10.0	1.00499	35.0	1.05948
10.5	1.00550	35.5	1.06114
11.0	1.00603	36.0	1.06283
11.5	1.00659	36.5	1.06453
12.0	1.00717	37.0	1.06626
12.5	1.00778	37.5	1.06800
13.0	1.00841	38.0	1.06977
13.5	1.00907	38.5	1.07155
14.0	1.00975	39.0	1.07336
14.5	1.01046	39.5	1.07519
15.0	1.01119	40.0	1.07703
15.5	1.01194	40.5	1.07890
16.0	1.01272	41.0	1.08078
16.5	1.01352	41.5	1.08268
17.0	1.01435	42.0	1.08462
17.5	1.01520	42.5	1.08657
18.0	1.01607	43.0	1.08853
18.5	1.01697	43.5	1.09052
19.0	1.01789	44.0	1.09252
19.5	1.01884	44.5	1.09454
20.0	1.01980	45.0	1.09659
20.5	1.02080	45.5	1.09865
21.0	1.02181	46.0	1.10073
21.5	1.02285	46.5	1.10283
22.0	1.02391	47.0	1.10494
22.5	1.02500	47.5	1.10708
23.0	1.02611	48.0	1.10923
23.5	1.02724	48.5	1.11141
24.0	1.02840	49.0	1.11360
24.5	1.02958	49.5	1.11581
25.0	1.03078	50.0	1.11803

VALORES DE (A) EN CMS PARA DIAM (Ø) Y PENDIENTE (S) DETERMINADA — TABLA-V

Pend de la obra S en %	Ø = 0.75 m e = 9 cm	Ø = 0.90 m e = 10 cm	Ø = 1.05 m e = 11.5 cm	Ø = 1.20 m e = 12.5 cm	Ø = 1.50 m e = 15 cm
0.5	0	1	1	1	1
1.0	1	1	1	1	2
1.5	1	2	2	2	2
2.0	2	2	2	3	3
2.5	2	3	3	3	4
3.0	3	3	3	4	5
3.5	3	4	4	5	6
4.0	3	4	5	5	7
4.5	4	5	5	6	7
5.0	4	5	6	7	8
5.5	5	6	6	7	9
6.0	5	6	7	8	10
6.5	5	7	8	9	11
7.0	6	7	8	9	12
7.5	6	8	9	10	12
8.0	7	8	9	11	13
8.5	7	9	10	11	14
9.0	8	9	11	12	15
9.5	8	10	11	13	16
10.0	8	10	12	13	17
10.5	9	11	12	14	17
11.0	9	11	13	15	18
11.5	10	12	13	15	19
12.0	10	13	14	16	20
12.5	11	13	15	17	21
13.0	11	13	15	17	22
13.5	11	14	16	18	23
14.0	12	14	16	19	24
14.5	12	15	17	19	25
15.0	13	15	17	20	26
15.5	13	16	18	21	26
16.0	13	16	19	22	27
16.5	14	17	19	23	28
17.0	14	17	20	23	29
17.5	15	18	20	24	30
18.0	15	18	21	25	31
18.5	16	19	22	25	31
19.0	16	19	22	26	32
19.5	16	20	23	27	33
20.0	17	20	23	27	34
20.5	17	21	24	28	35
21.0	18	21	24	28	35
21.5	18	22	25	29	36
22.0	19	22	26	30	37
22.5	19	23	26	30	38
23.0	20	23	27	31	39
23.5	20	24	27	32	40
24.0	21	24	28	32	40
24.5	21	25	29	33	41
25.0	21	25	29	34	42
25.5	22	26	30	34	43
26.0		26	30		

VALORES DE (A) EN CMS PARA DIAM.(Ø) Y PENDIENTE (S) DETERMINADA — TABLA-V

Pend de la Obra S en %	Ø = 0.75 m e = 9 cm	Ø = 0.90 m e = 10 cm	Ø = 1.05 m e = 11.5 cm	Ø = 1.20 m e = 12.5 cm	Ø = 1.50 m e = 15 cm
26.0	22	26	30	34	43
26.5	22	27	31	35	44
27.0	23	27	31	36	45
27.5	23	28	32	36	45
28.0	24	28	33	37	46
28.5	24	29	33	38	47
29.0	24	29	34	38	48
29.5	25	30	34	39	49
30.0	25	30	35	40	50
30.5	26	31	36	40	50
31.0	26	31	36	41	51
31.5	26	32	37	42	52
32.0	27	32	37	42	53
32.5	27	33	38	43	54
33.0	28	33	38	44	54
33.5	28	34	39	44	55
34.0	29	34	40	45	56
34.5	29	35	40	46	57
35.0	29	35	41	46	58
35.5	30	36	41	47	59
36.0	30	36	42	48	59
36.5	31	37	43	48	60
37.0	31	37	43	49	61
37.5	32	38	44	50	62
38.0	32	38	44	50	63
38.5	32	39	45	51	64
39.0	33	39	45	52	64
39.5	33	40	46	52	65
40.0	34	40	47	53	66
40.5	34	41	47	54	67
41.0	34	41	48	54	68
41.5	35	42	48	55	68
42.0	35	42	49	56	69
42.5	36	43	50	56	70
43.0	36	43	50	57	71
43.5	37	44	51	58	72
44.0	37	44	51	58	73
44.5	37	45	52	59	73
45.0	38	45	52	60	74
46.0	39	46	54	61	76
46.5	39	47	54	62	77
47.0	39	47	55	62	78
47.5	40	48	55	63	78
48.0	40	48	56	64	79
48.5	41	49	57	64	80
49.0	41	49	57	65	81
49.5	42	50	58	66	82
50.0	42	50	58	66	83

LONGITUD DE TUBO POR NUMERO CERRADO DE TRAMOS DE 1.25 m

TABLA VII

TRAMOS	LONGITUD	TRAMOS	LONGITUD	Pend (%)	
1	1.28	52	65.00	0.0	1.000000
2	2.50	53	66.25	0.5	1.000011
3	3.78	54	67.50	1.0	1.000045
4	5.00	55	68.75	1.5	1.000111
5	6.25	56	70.00	2.0	1.000201
6	7.50	57	71.25	2.5	1.000311
7	8.75	58	72.50	3.0	1.000455
8	10.00	59	73.78	3.5	1.000611
9	11.25	60	75.00	4.0	1.000801
10	12.50	61	76.25	4.5	1.001021
11	13.78	62	77.50	5.0	1.001255
12	15.00	63	78.78	5.5	1.001511
13	16.25	64	80.00	6.0	1.001801
14	17.50	65	81.25	6.5	1.002111
15	18.78	66	82.50	7.0	1.002465
16	20.00	67	83.78	7.5	1.002811
17	21.28	68	85.00	8.0	1.003191
18	22.50	69	86.25	8.5	1.003641
19	23.75	70	87.50	9.0	1.004041
20	25.00	71	88.785	9.5	1.004501
21	26.26	72	90.000	10.0	1.004997
22	27.50	73	91.235	10.5	1.005009
23	28.75	74	92.503	11.0	1.006023
24	30.00	75	93.785	11.5	1.006897
25	31.28	76	95.000	12.0	1.007877
26	32.50	77	96.285	12.5	1.007789
27	33.78	78	97.500	13.0	1.008811
28	35.00	79	98.785	13.5	1.009907
29	36.25	80	100.0001	14.0	1.0009985
30	37.50	81	101.285	14.5	1.0010466
31	38.75	82	102.500	15.0	1.0011199
32	40.001	83	103.785	15.5	1.0011948
33	41.25	84	105.000	16.0	1.0012222
34	42.50	85	106.295	16.5	1.0013382
35	43.78	86	107.500	17.0	1.0014895
36	45.001	87	108.785	17.5	1.0015201
37	46.25	88	110.000	18.0	1.0016077
38	47.50	89	111.285	18.5	1.0016977
39	48.75	90	112.500	19.0	1.0017893
40	50.001	91	113.785	19.5	1.0018841
41	51.25	92	115.001	20.0	1.0019801
42	52.50	93	116.285	20.5	1.0020003
43	53.78	94	117.500	21.0	1.0021811
44	55.00	95	118.75	21.5	1.0022855
45	56.25	96	120.001	22.0	1.0023911
46	57.20	97	121.25	22.5	1.0025001
47	58.75	98	122.50	23.0	1.026111
48	60.00	99	123.75	23.5	1.027241
49	61.25	100	125.001	24.0	1.02840
50	62.50	101	126.25	24.5	1.02958
51	63.75	102	127.50	25.0	1.03078

VALORES DEL ANGULO (β) PARA UN ESVIAJE DETERMINADO Y (OC = 30°00')

TABLA VIII

Col OC = 1.73205 — Col β = Col α + 2 tan θ

B = (β + θ) — A = (α − θ)

ESV	B	Cos B	β	Cos β	Sen β	A	Cos A	Tan A + Tan B
1	30 30'	0.86163	29 30'	0.87036	0.49242	29 00'	0.87462	1.14336
2	31 02'	0.85687	29 02'	0.87434	0.48532	28 00'	0.88295	1.13336
3	31 34'	0.85203	28 34'	0.87826	0.47919	27 00'	0.89101	1.12393
4	32 07'	0.84697	28 07'	0.88199	0.47127	26 00'	0.89879	1.11543
5	32 40'	0.84182	27 40'	0.88566	0.46431	25 00'	0.90631	1.10749
6	33 15'	0.83629	27 15'	0.88902	0.45787	24 00'	0.91355	1.10086
7	33 49'	0.83082	26 49'	0.89245	0.45114	23 00'	0.92050	1.09433
8	34 25'	0.82495	25 28'	0.89680	0.44400	22 00'	0.92718	1.08917
9	35 01'	0.81899	26 01'	0.89967	0.43863	21 00'	0.93358	1.08450
10	35 38'	0.81276	25 38'	0.90158	0.43261	20 00'	0.93969	1.08078
11	36 15'	0.80644	25 15'	0.90446	0.42657	19 00'	0.94552	1.07756
12	36 52'	0.80003	24 52'	0.90729	0.42051	18 00'	0.95106	1.07483
13	37 30'	0.79335	24 30'	0.90996	0.41469	17 00'	0.95630	1.07306
14	38 09'	0.78640	24 09'	0.91248	0.40913	16 00'	096126	1.07226
15	38 48'	0.77934	23 48'	0.91496	0.40355	15 00'	0.96593	1.07197
16	39 27'	0.77219	23 27'	0.91741	0.39795	14 00'	0.97030	1.07220
17	40 07'	0.76473	23 07'	0.91971	0.39260	13 00'	0.97437	1.07345
18	40 46'	0.75738	22 46'	0.92209	0.38698	12 00'	0.97815	1.07472
19	41 27'	0.74853	22 27'	0.92421	0.38188	11 00'	0.98163	1.07755
20	42 07'	0.74178	22 07'	0.92642	0.37649	10 00'	0.98481	1.08043
21	42 48'	0.73373	21 48'	0.92849	0.37137	09 00'	0.98769	1.08439
22	43 29'	0.72557	21 29'	0.93052	0.36623	08 00'	0.99027	1.08895
23	44 11'	0.71713	21 11'	0.93243	0.36135	07 00'	0'99255	1.09467
24	44 52'	0.70875	20 52'	093441	0.35619	06 00'	0.99452	1.10046
25	45 34'	0.70008	20 34'	0.93626	0.35130	05 00'	0.99619	1.10749
26	46 16'	0.69130	20 16'	0.93809	0.34639	04 00'	0.99756	1.11515
27	46 59'	0.68221	19 59'	0.93979	0.34175	03 00'	0.99863	1.12411
28	47 41'	0.67323	19 41'	0.94157	0.33682	02 00'	0.99939	1.13322
29	48 24'	0.66393	19 24'	0.94322	0.33216	01 00'	0.99985	1.12633
30	49 06'	0.65474	19 06'	0.94498	0.32722	00 00'	1.00000	1.13440
31	49 49'	0.64524	18 49'	0.94656	0.32256	01 00'	0.99985	1.20146
32	50 32'	0.63563	18 32'	0.94814	0.31786	02 00'	0.99939	1.24946
33	51 16'	0.62570	18 16'	0.94961	0.31344	03 00'	0.99863	1.29911
34	51 59'	0.61589	17 59'	0.95115	0.30874	04 00'	0.99756	1.34913
35	52 42'	0.60599	17 42'	0.95266	0.30403	05 00'	0.99619	1.40019
36	53 26'	0.59576	17 26'	0.95407	0.29960	06 00'	0.99452	1.45324
37	54 09'	0.58567	17 09'	0.95554	0.29487	07 00'	0.99255	1.50678
38	54 35'	0.57524	16 53'	0.95690	0.29042	08 00'	0.99027	1.56256
39	55 37'	0.56473	16 37'	0.95824	0.28597	08 00'	0.98769	1.61978
40	56 21'	0.55412	16 21'	0.95958	0.28150	10 00'	0.98481	1.67863

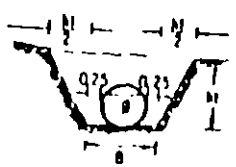


TABLA VIII

VOLUMEN DE EXCAVACION EN (m³/m l) EN EL CUERPO DEL TUBO, PARA UN (h1) DETERMINADO

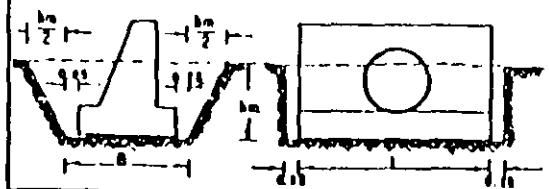
$A = (B + \frac{h1}{2})h1$ $\qquad V = A \times L$

h1 = Altura promedio (Figs 17 y 18)

h1 (m)	TUBO de 0.75m de ϕ B = 1.25 m		TUBO de 0.90m de ϕ B = 1.40 m		TUBO de 1.05m de ϕ B = 1.55 m		TUBO de 1.20m de ϕ B = 1.70 m	
	A (m²)	V (m³)	A (m²)	V (m³)	A (m²)	V (m³)	A (m²)	V (m³)
0.10	0.13	0.13	0.14	0.14	0.16	0.16	0.18	0.18
0.20	0.27	0.27	0.30	0.30	0.33	0.33	0.36	0.36
0.30	0.42	0.42	0.47	0.47	0.51	0.51	0.56	0.56
0.40	0.58	0.58	0.64	0.64	0.70	0.70	0.76	0.76
0.50	0.75	0.75	0.82	0.82	0.90	0.90	0.98	0.98
0.60	0.93	0.93	1.02	1.02	1.11	1.11	1.20	1.20
0.70	1.12	1.12	1.23	1.23	1.33	1.33	1.44	1.44
0.80	1.32	1.32	1.44	1.44	1.56	1.56	1.68	1.68
0.90	1.53	1.53	1.67	1.67	1.80	1.80	1.94	1.94
1.00	1.75	1.75	1.90	1.90	2.05	2.05	2.20	2.20
1.10	1.98	1.98	2.15	2.15	2.31	2.31	2.48	2.48
1.20	2.22	2.22	2.40	2.40	2.58	2.58	2.76	2.76
1.30	2.47	2.47	2.67	2.67	2.86	2.86	3.06	3.06
1.40	2.73	2.73	2.94	2.94	3.15	3.15	3.36	3.36
1.50	3.00	3.00	3.23	3.23	3.45	3.45	3.68	3.68
1.60	3.28	3.28	3.53	3.53	3.76	3.76	4.00	4.00
1.70	3.57	3.57	3.82	3.83	4.01	4.06	4.34	4.34
1.80	3.87	3.87	4.14	4.14	4.4	4.41	4.68	4.68
1.90	4.18	4.18	4.47	4.47	4.75	4.75	5.04	5.04
2.00	4.50	4.50	4.80	4.80	5.10	5.10	5.40	5.40
2.10	4.83	4.83	5.15	5.15	5.46	5.46	5.78	5.78

TABLA IX

VOLUMEN DE EXCAVACION EN MUROS DE CABEZA PARA UN (hm) DETERMINADO



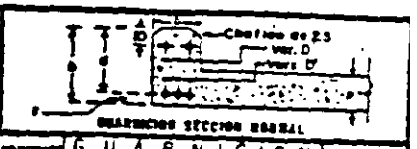
$A = (B + \frac{hm}{2})hm$

$V = A \times L$

hm (m)	L = 7.00 m B = 1.40 m TUBO de 0.75m de ϕ		L = 8.20 m B = 1.45 m TUBO de 0.90m de ϕ		L = 9.40 m B = 1.50 m TUBO de 1.05m de ϕ		L = 10.60 m B = 1.55 m TUBO de 1.20m ϕ	
	A (m²)	V (m³)	A (m²)	V (m³)	A (m²)	V (m³)	A (m²)	V (m³)
0.50	0.80	5.81	0.85	6.97	0.87	8.19	0.90	9.54
0.60	1.02	7.14	1.05	8.61	1.08	10.15	1.11	11.77
0.70	1.23	8.61	1.26	10.33	1.30	12.22	1.33	14.10
0.80	1.44	10.08	1.48	12.14	1.52	14.29	1.56	16.54
0.90	1.67	11.69	1.71	14.02	1.76	16.54	1.80	19.08
1.00	1.90	13.30	1.85	15.99	2.00	18.80	2.05	21.73
1.10	2.14	14.98	2.20	18.04	2.26	21.33	2.31	24.49
1.20	2.40	16.80	2.46	20.17	2.52	23.69	2.58	27.35
1.30	2.67	18.69	2.73	22.39	2.80	26.32	2.86	30.32
1.40	2.94	20.58	3.01	24.68	3.08	28.95	3.15	33.39
1.50	3.23	22.61	3.30	27.06	3.38	31.77	3.45	36.57
1.60	3.53	24.64	3.60	29.52	3.68	34.59	3.76	39.86
1.70	3.82	26.74	3.91	32.06	4.00	37.60	4.08	43.28
1.80	4.14	28.98	4.23	34.68	4.32	40.61	4.41	46.78
1.90	4.47	31.29	4.56	37.39	4.66	43.80	4.75	50.35
2.00	4.80	33.60	4.90	40.18	5.00	47.00	5.10	54.06
2.10	5.51	36.05	5.25	43.05	5.36	50.38	5.46	57.87
2.20	5.50	38.50	5.61	46.00	5.72	53.77	5.83	61.80
2.30	5.87	41.09	5.98	49.04	6.10	57.34	6.21	65.83
2.40	6.24	43.68	6.36	52.15	6.48	61.01	6.60	69.96
2.50	6.63	46.41	6.75	55.35	6.88	64.67	7.00	74.20
2.60	7.02	49.14	7.15	58.63	7.28	68.41	7.41	78.55
2.70	7.43	52.01	7.56	61.99	7.70	72.38	7.83	83.00
2.80	7.84	54.88	7.98	65.44	8.12	76.32	8.26	87.56
2.90	8.27	57.89	8.41	68.96	8.56	80.46	8.70	92.22
3.00	8.70	60.90	8.85	72.57	9.00	84.60	9.15	96.99

TABLA X

GUARNICIONES PARA LOSAS ESVIAJADAS CON REFUERZO NORMAL AL EJE DE LA OBRA



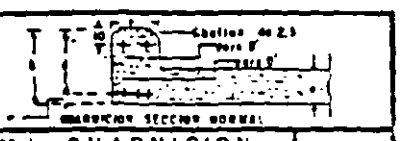
Nº	CAMINO	TRAMO	ESTACION	ESVIAJE	L82	CLARO CALCULO	DISTANCIA DE INFLUENCIA		CALCULO DE CALCULO	PERALTE	COEFICIENTE DE CALCULO	GUARNICION h	b	d	r	e	REFUERZO 187	REFUERZO 287	NOTAS
1	Mexico-Cd Acuña	Entronque "Lecheria"	0339+50.88	51°30'	200	362	881	99	53	2.0%	150	38	20	34.5	3.5	23	2	8.98	2 D.95
2	Mexico-Laredo	Mamulique-Valles	0000+083.22	40°00'	100	130	33	48	20	—	150	40	35	45.0	8.0	18	2	8.27	2 8.27
3	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-R. Candelaria	034+880.00	4°00'	150	232	96	69	33	2.0%	150	35	20	34.5	3.5	20	2	8.99	2 D.95
4	Mexico-Laredo	Mamulique-Valles	0078+362.44	25°00'	250	304	48	82	20	—	150	55	35	34.5	3.5	25	3	8.99	2 8.27
5	Mexico-Laredo	Monterrey-Laredo	0089+780.00	37°00'	200	282	70	84	12	3.0%	150	46	20	42.5	3.5	23	2	8.98	2 D.95
6	Mexico-Laredo	Monterrey-Laredo	0089+780.00	37°00'	200	282	48	84	20	2.0%	150	55	35	49.5	3.5	23	3	8.98	2 8.27
7	Mexico-Laredo	Mamulique-Valles	0078+780.00	40°00'	300	431	114	129	58	2.5%	150	60	20	56.5	3.5	27	2	8.91	2
8	Mexico-Laredo	Mamulique-Valles	0078+930.00	25°00'	400	478	48	126	20	2.5%	150	62	35	56.5	3.5	32	3	11.91	2 8.27
9	Mexico-Laredo	Mamulique-Valles	0083+680.00	30°00'	400	490	48	142	20	2.0%	200	56	35	52.5	3.5	28	4	2.22	2 8.27
10	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	284+084.00	30°00'	250	318	110	92	78	2.0%	150	36	20	32.5	3.5	21	2	8.39	2 D.95
11	Tuxpan-Tampico	Naranjos-Tampico	038+586.00	37°00'	150	213	190	64	270	2.5%	150	36	20	32.5	3.5	18	2	8.27	2 D.95
12	Mexico-Puebla	Pte. Amador-Puebla	0105+648.80	30°00'	600	612	78	177	34	2.5%	200	71	25	57.0	4.0	31	4	8.54	2 D.95
13	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	33+727.00	30°00'	200	280	257	75	383	2.5%	150	46	20	36.5	3.5	20	2	8.38	2 D.95
14	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	34+400.00	25°00'	300	386	78	87	78	2.5%	150	46	20	36.5	3.5	20	2	8.38	2 D.95
15	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	214+103.00	40°00'	300	481	48	129	20	2.0%	150	57	35	53.5	3.5	27	3	8.91	2 8.27
16	San Luis Potosi-Tamazunchale	Alternativa Nº2	219+625.00	30°00'	100	140	126	40	82	2.0%	150	37	20	34.0	3.0	12	2	0.95	2 0.95
17	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	37+334.70	19°00'	200	232	85	84	104	1.5%	150	38	20	34.5	3.5	18	2	8.98	2 D.95
18	Saltillo-Monterrey	Saltillo-Monterrey	238+402.00	20°00'	450	511	48	122	20	2.0%	200	58	35	50.0	4.0	29	3	8.54	2 8.27
19	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	34+714.80	30°00'	600	818	148	178	198	1.5%	200	55	25	51.0	4.0	34	4	8.54	2 D.95
20	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	13+491.10	20°00'	500	676	48	162	20	2.0%	200	67	35	62.5	4.5	37	5	8.86	2 8.27
21	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	30+980.30	42°00'	600	713	48	212	20	2.0%	200	68	35	62.0	4.0	31	5	8.54	2 8.27
22	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	21+782.00	35°00'	600	775	48	232	20	1.5%	200	90	40	86.0	4.0	37	5	8.86	2 8.27
23	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	32+308.00	49°00'	600	898	48	283	20	2.5%	200	87	45	80.0	4.0	37	7	8.86	2 8.27
24	Mexico-Pachuca	Z.ag. Pte. Emperador	20+732.00	45°00'	400	608	48	178	20	2.5%	150	93	35	84.5	3.5	32	6	8.91	2 8.27
25	Cadiz-Pto. Juarez	Entronque-Matamoros	44+328.00	29°00'	300	372	141	108	182	2.5%	150	46	20	42.5	3.5	26	2	3.38	2 D.95
26	Mexico-Puebla	Sn. Martin-Puebla	018+658.00	20°00'	400	436	229	108	320	2.5%	200	38	20	36.0	4.0	33	2	8.54	2 D.95
27	Mexico-Puebla	Sn. Martin-Puebla	006+660.00	30°00'	500	576	118	106	148	2.5%	150	48	20	46.5	3.5	23	2	3.91	2 D.95
28	Mexico-Laredo	Monterrey-Laredo	0078+445.32	27°00'	300	374	48	103	20	2.5%	150	57	35	53.5	3.5	27	3	8.91	2 8.27

Los anillos del refuerzo separados de la guarnición deberán ser de preferencia, del diámetro mínimo que se haya usado en el armado de la losa, salvo esos que la guarnición esté trabajando como viga debidamente armada.

119

TABLA X

GUARNICIONES PARA LOSAS ESVIAJADAS CON REFUERZO NORMAL AL EJE DE LA OBRA



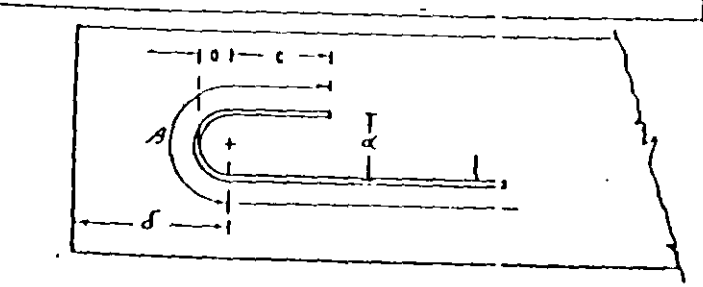
Nº	CAMINO	TRAMO	ESTACION	ESVIAJE	L82	CLARO CALCULO	DISTANCIA DE INFLUENCIA		CALCULO DE CALCULO	PERALTE	COEFICIENTE DE CALCULO	GUARNICION h	b	d	r	e	REFUERZO 187	REFUERZO 287	NOTAS
29	Mexico-Oaxaca	Amanalco-Toluca	121+434.70	35°00'	400	525	150	157	108	2.0%	150	47	28	43.5	3.5	32	4	11.91	2 D.95
30	Cuernavaca-Pte. Amatepec	Villahermosa-Matamoros	23+740.00	30°00'	600	734	48	212	20	1.5%	200	68	40	64.0	4.0	37	5	8.86	2 11.99
31	Mexico-Ciudad Juarez	San Gerardo-Cuernavaca	102+498.20	40°00'	550	764	116	229	143	2.5%	200	76	30	71.5	4.5	35	5	8.86	2 D.95
32	Mexico-Ciudad Juarez	San Gerardo-Cuernavaca	112+809.56	27°00'	500	595	48	166	20	2.5%	200	61	35	57.0	4.0	31	5	8.54	2 11.99
33	Mexico-Ciudad Juarez	Observatorio-Apaseo	28+430.90	20°00'	450	510	78	122	80	2.5%	200	48	20	44.0	4.0	28	2	8.54	2 D.95
34	Mexico-Ciudad Juarez	San Gerardo-Cuernavaca	1104+334.00	40°00'	500	698	208	209	229	2.0%	200	64	25	60.0	4.0	36	3	8.38	2 D.95
35	Queretaro-Jalpan	R. Blanco-P. Blanco	3+859.00	30°00'	500	624	223	180	319	1.5%	200	65	20	61.0	4.0	4	3	8.86	2 D.95
36	Queretaro-Jalpan	R. Blanco-P. Blanco	314+14.00	25°00'	550	749	282	225	408	1.5%	200	89	25	81.0	4.0	4	7	4.0	2 D.95
37	Circuito del Golfo	Acayucan-S. La Merced	1119+302.00	8°00'	500	595	130	165	185	1.5%	200	56	28	52.0	4.0	32	3	8.98	2 D.95
38	Proyecto Tipo	———	———	30°00'	500	612	48	178	20	2.5%	200	61	35	57.5	3.5	31	5	8.54	2 .38
39	Mexico-Ciudad Juarez	M. Acero-Cuernavaca	1119+360.40	5°00'	450	582	182	177	245	1.5%	200	58	20	54.0	4.0	33	3	8.54	2 D.95
40	San Luis Potosi-Tamazunchale	San Luis Potosi-Tamazunchale	404+778.23	24°54'	450	662	207	142	285	2.5%	200	54	20	50.0	4.0	34	2	8.54	2 D.95
41	San Luis Potosi-Tamazunchale	San Luis Potosi-Tamazunchale	974+923.23	30°00'	550	670	85	193	80	2.5%	200	80	25	73.0	17.0	34	6	8.54	2 D.95
42	Mexico-Ciudad Juarez	Observatorio-Apaseo	26+450.00	59°30'	600	823	107	124	128	2.5%	200	80	35	78.0	7.0	37	6	8.86	2 8.27
43	Tuxpan-Matamoros	Agua Prieta-Apaseo	372+815.00	27°30'	500	570	82	142	74	2.5%	200	57	28	53.0	4.0	32	2	8.54	2 D.95
44	Coroneo-M. Doblado	———	12+093.00	25°00'	500	585	70	88	72	1.5%	200	60	25	56.0	4.0	31	4	8.54	2 D.95

Los anillos del refuerzo separados de la guarnición deberán ser de preferencia, del diámetro mínimo que se haya usado en el armado de la losa, salvo esos que la guarnición esté trabajando como viga debidamente armada.

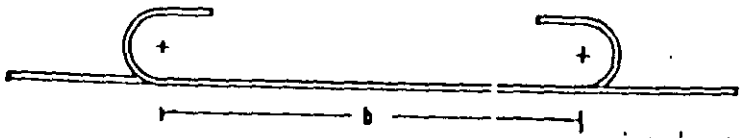
111

TABLA-XI

DETALLE DE GANCHOS Y TRASLAPES



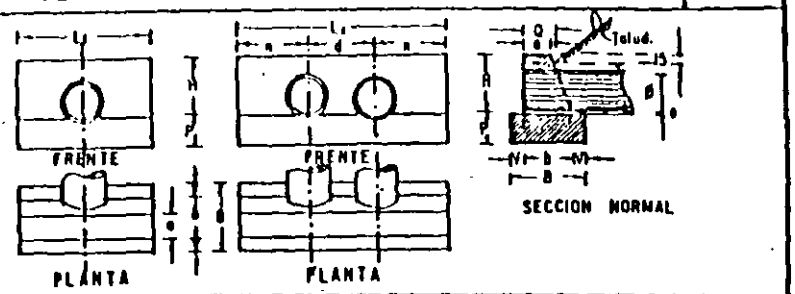
TRASLAPE



DIAMETRO Pulgadas	DIAMETRO cm.	Perimetro (cm)	Area (cm²)	Peso (Kg/m.)	α (cm)	A (cm)	δ (cm)	c (cm)	B (cm)	b (cm)
3/8"	0.952	2.992	0.71	0.566	5.7	13	8	4	2.4	19
1/2"	1.270	3.990	1.22	0.997	7.6	17	10	5	4.3	25
5/8"	1.587	4.987	1.93	1.566	9.5	21	11	6	5.1	32
3/4"	1.905	5.985	2.84	2.262	11.4	26	12	8	6.0	38
7/8"	2.220	6.982	3.87	3.066	13.3	30	13	8	6.8	45
1-00"	2.540	7.980	5.03	4.003	15.2	34	14	10	7.6	51
1-1/8"	2.857	8.977	6.39	5.075	17.1	39	15	11	8.5	57
1-1/4"	3.175	9.973	7.87	6.265	19.1	43	16	13	9.3	64
1-1/2"	3.810	11.969	11.35	10.018	22.9	81	18	15	11.0	70

DIMENSIONES Y VOLUMENES DE MUROS DE CABEZA PARA ALCANTARILLAS DE TUBOS DE CONCRETO

TABLA XII



AREA EN HECTAREAS QUE PUEDE DRENAR

Ø	C/D	UN TUBO PLANO 0.1	0.2	0.3	ONDULADO 0.4	0.5	LOMERIO 0.6	0.7	0.8	MONT. 0.9	1.0	DOS TUBOS PLANO 0.1	0.2	0.3	ONDULADO 0.4	0.5	LOMERIO 0.6	0.7	0.8	MONT. 0.9	1.0
75		69.7	27.7	16.1	11.0	8.2	6.4	5.2	4.4	3.7	3.2	139.4	55.4	32.2	22.0	16.4	12.8	10.4	8.8	7.4	6.4
90		113.3	45.0	26.2	17.9	13.3	10.4	8.5	7.1	6.1	5.3	226.6	90.0	52.4	35.8	25.6	20.8	17.0	14.2	12.2	10.6
105		170.9	67.8	39.5	26.9	20.0	15.7	12.8	10.7	9.1	7.9	341.8	135.6	79.0	53.8	40.0	31.4	25.6	21.4	18.2	15.8
120		244.0	96.8	56.4	38.4	28.5	22.4	18.2	15.3	13.0	11.3	488.0	193.6	112.8	76.8	57.0	44.8	36.4	30.6	26.0	22.6
150		442.3	175.6	102.3	69.7	51.7	40.6	33.0	27.6	23.6	20.5	884.6	351.2	204.6	139.4	103.4	81.2	66.0	55.2	47.2	41.0

MUROS DE MAMPOSTERIA

Ø	TUBOS A cm.	AREAS un tubo m²	AREAS 2 tubos m²	DIMENSIONES COMUNES PARA UNO Y DOS TUBOS a cm.	Q cm.	b cm.	V cm.	B cm.	P cm.	N cm.	UN MURO CON UN TUBO L cm.	UN TUBO Vol. m³	DOS TUBOS a cm.	DOS TUBOS d cm.	DOS TUBOS L cm.	DOS TUBOS Vol. m³	REFUERZO
75	9	0.442	0.884	30	34	85	15	95	60	115	330	3.02	185	140	470	8.09	35
90	10	0.636	1.272	30	34	70	15	100	50	130	390	3.96	195	160	550	5.28	25
105	11.5	0.866	1.732	30	34	75	15	105	50	150	470	5.42	235	180	650	7.04	30
120	12.5	1.131	2.262	30	34	80	15	110	50	165	530	6.73	265	210	750	8.80	30
150	15.0	1.767	3.534	30	34	90	15	120	50	195	650	9.85	326	260	910	12.80	30

MUROS DE CONCRETO

Ø	TUBOS A cm.	AREAS un tubo m²	AREAS 2 tubos m²	DIMENSIONES COMUNES PARA UNO Y DOS TUBOS a cm.	Q cm.	b cm.	V cm.	B cm.	P cm.	N cm.	UN MURO CON UN TUBO L cm.	UN TUBO Vol. m³	DOS TUBOS a cm.	DOS TUBOS d cm.	DOS TUBOS L cm.	DOS TUBOS Vol. m³	REFUERZO
75	9.0	0.442	0.884	25	28	55	10	85	45	105	300	1.73	150	140	440	2.90	15
90	10.0	0.636	1.272	25	28	50	10	70	45	120	360	2.38	180	160	520	3.23	15
105	11.5	0.866	1.732	25	28	55	10	75	45	135	420	3.16	210	180	600	4.18	15
120	12.5	1.131	2.262	25	28	60	10	80	45	150	480	4.05	240	210	690	5.41	15
150	15.0	1.767	3.534	25	28	70	10	90	45	180	600	6.50	300	260	850	8.32	15

CARGA DE PROYECTO.- H20-S16

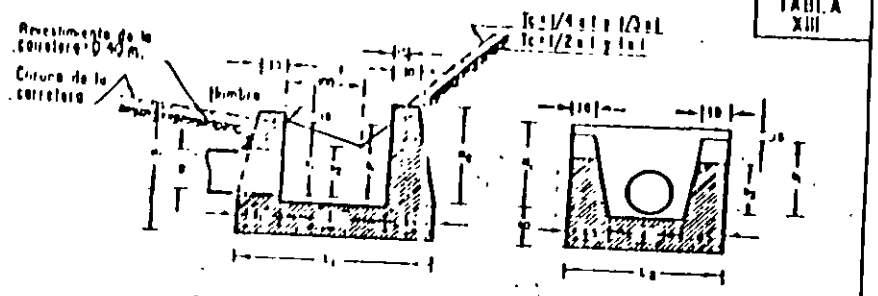
MATERIALES PARA LOS MUROS.- Concreto simple f'c = 140 kg/cm² ó mampostería de 1ª. clase

NOTAS.- Al diseñar una alcantarilla se alterará la pendiente con la que se obtenga el proyecto más económico.- El espesor mínimo del terraplén sobre el tubo bajo las huellas de la carretera será de 50 cm. en otras circunstancias podrá reducirse a 30 cm.- En caso de que se use mampostería de ladrillo el recubrimiento en la corrugación será mínimo debido a que el mortero de mampostería no penetra bien en ellas.- Los muros de cabeza podrán construirse en alineamientos distintos de los aquí indicados, de acuerdo con las condiciones del terreno y la carretera.- Cuando convenga podrán alinearse en los muros de cabeza prolongados el tubo.- El volumen dado es para un muro.- El área que puede drenar los tubos está calculada para gasto del lug. Proporcionado basándose en la fórmula de Talbot, $Q = 0.183 C \sqrt[4]{i}$, en donde C = coeficiente que depende del terreno, para una precipitación de 10 cm por hora y suponiendo una intensidad de precipitación del lugar.

ESPECIFICACIONES.- ASTM 76

CAJAS DE MAMPOSTERIA PARA ALCANTARILLAS DE TUBO

TABLA XIII



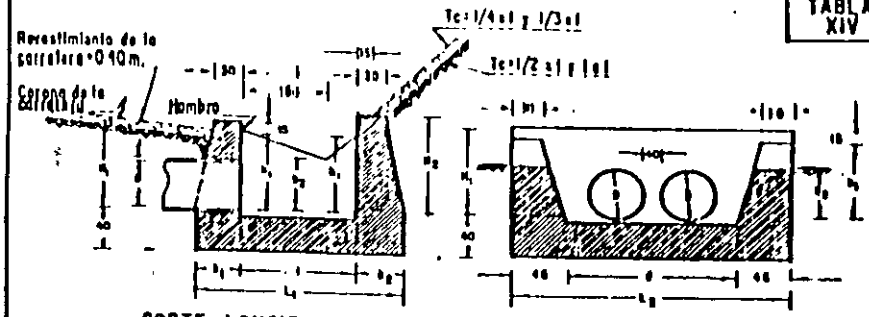
CORTE LONGITUDINAL CORTE TRANSVERSAL

TUBO ϕ cm	TALUD DE CORTE Tc	MURO ADYACENTE A LA CORONA DE LA CARRET h₁ cm	H₁ cm	b₁ cm	MURO ADYACENTE AL CORTE H₂ cm	b₂ cm	CORTE LONGITUDINAL l cm	L₁ cm	CORTE TRANSVERSAL L₂ cm	d cm	b₃ cm	VOLUMEN V m³
75	1 x 1	175	190	90	205	95	135	320	210	120	140	8.64
	1/2x1	175	190	90	235	105	115	310	210	120	140	8.92
	1/3x1	175	190	90	220	100	110	300	210	120	140	8.92
	1/4x1	175	190	90	235	105	110	305	210	120	140	8.90
90	1 x 1	190	205	95	220	100	135	330	230	140	155	10.02
	1/2x1	190	205	95	250	105	115	315	230	140	155	10.28
	1/3x1	190	205	95	235	105	110	310	230	140	155	9.92
	1/4x1	190	205	95	250	115	110	310	230	140	155	10.15
105	1 x 1	205	220	100	235	105	135	340	245	155	170	11.32
	1/2x1	205	220	100	265	110	115	325	245	155	170	11.59
	1/3x1	205	220	100	250	105	110	315	245	155	170	11.01
	1/4x1	205	220	100	265	110	110	320	245	155	170	11.48
120	1 x 1	220	235	105	250	105	135	345	265	175	185	12.74
	1/2x1	220	235	105	280	115	115	335	265	175	185	13.27
	1/3x1	220	235	105	265	110	110	325	265	175	185	12.66
	1/4x1	220	235	105	280	115	110	330	265	175	185	13.16

NOTAS.- El diseño de las cajas se hizo para las siguientes condiciones: Longitud de cuneta= 1.00m., Talud cuneta =3:1, profundidad del cimiento =0.40 m y coronamiento de muros =0.30 m
MATERIALES - Mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:5
El vertedor de la caja se deberá construir unicamente del lado aguas arriba, salvo en el caso de que se encuentre en columpio.
Si a la carretera no le construyen el revestimiento, las cajas deberán construirse hasta ese nivel y se terminará en conjunto con la carretera.

CAJAS DE MAMPOSTERIA PARA ALCANTARILLAS CON DOS TUBOS

TABLA XIV



CORTE LONGITUDINAL CORTE TRANSVERSAL

TUBO ϕ cm	TALUD CORTE Tc	MURO ADYACENTE A LA CORONA DE LA CARRETERA h₁ cm	H₁ cm	b₁ cm	MURO ADYACENTE AL CORTE H₂ cm	b₂ cm	CORTE LONGITUDINAL l cm	L₁ cm	CORTE TRANSVERSAL L₂ cm	d cm	b₃ cm	VOLUMEN V m³
75	1 x 1	175	190	90	205	95	135	320	340	250	140	12.66
	1/2x1	175	190	90	235	105	115	310	340	250	140	13.42
	1/3x1	175	190	90	220	100	110	300	340	250	140	12.70
	1/4x1	175	190	90	235	105	110	305	340	250	140	13.32
90	1 x 1	190	205	95	220	100	135	330	370	285	155	14.02
	1/2x1	190	205	95	250	105	115	315	370	285	155	15.41
	1/3x1	190	205	95	235	105	110	310	370	285	155	14.90
	1/4x1	190	205	95	250	105	110	310	370	285	155	15.20
105	1 x 1	205	220	100	235	105	135	340	410	320	170	17.18
	1/2x1	205	220	100	265	110	115	328	410	320	170	17.88
	1/3x1	205	220	100	250	105	110	315	410	320	170	16.94
	1/4x1	205	220	100	265	110	110	320	410	320	170	17.72
120	1 x 1	220	235	105	250	105	135	345	450	360	185	19.64
	1/2x1	220	235	105	280	115	115	335	450	360	185	20.79
	1/3x1	220	235	105	265	110	110	325	450	360	185	19.80
	1/4x1	220	235	105	280	115	110	330	450	360	185	20.66

NOTAS.- El diseño de las cajas se hizo para las siguientes condiciones: Longitud de cuneta =1.00m., Talud cuneta =3:1, profundidad del cimiento =0.40m y coronamiento de muros =0.30m
MATERIALES - Mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:5
El vertedor de la caja se deberá construir unicamente del lado aguas arriba, salvo en el caso de que se encuentre en columpio.
Si a la carretera no le construyen el revestimiento, las cajas deberán construirse hasta ese nivel y se terminará en conjunto con la carretera

REGISTRO DE DRENAJE

Estacion	(+)	⛩	(-)	Alt. interna	Elevaciones
11 + 360	0.78	9.44			8.66
T.D. a 20				1.61	7.83
14.00				1.55	7.89
T.D. a 10				1.62	7.82
P.I. 11+390				1.69	7.75
8.00				1.92	7.52
T.I. a 10				2.09	7.35
15.00				2.02	7.42
T.I. a 20				2.12	7.32
11 + 420			0.55		8.89
					8.87

NOTAS:

CARRETERA MINATITLAN - COATZACOALCOS

TRAMO ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN

SUBTRAMO

DE KM. 10 + 000 A KM. 15 + 000

Estacion 11 + 390.00 | Obra L= 2.50 x 1.50 m

ESV. 3500' DER. EN TANGENTE

Cuenca

Sesia

Cauce ZONA PANTANOSA

Material de arrastre

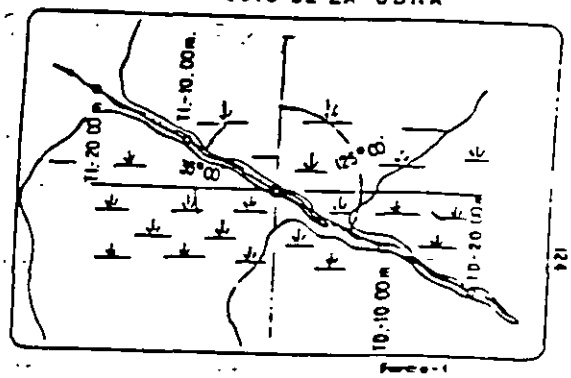
Coef. de escurrimiento C:

Relieve del terreno R:

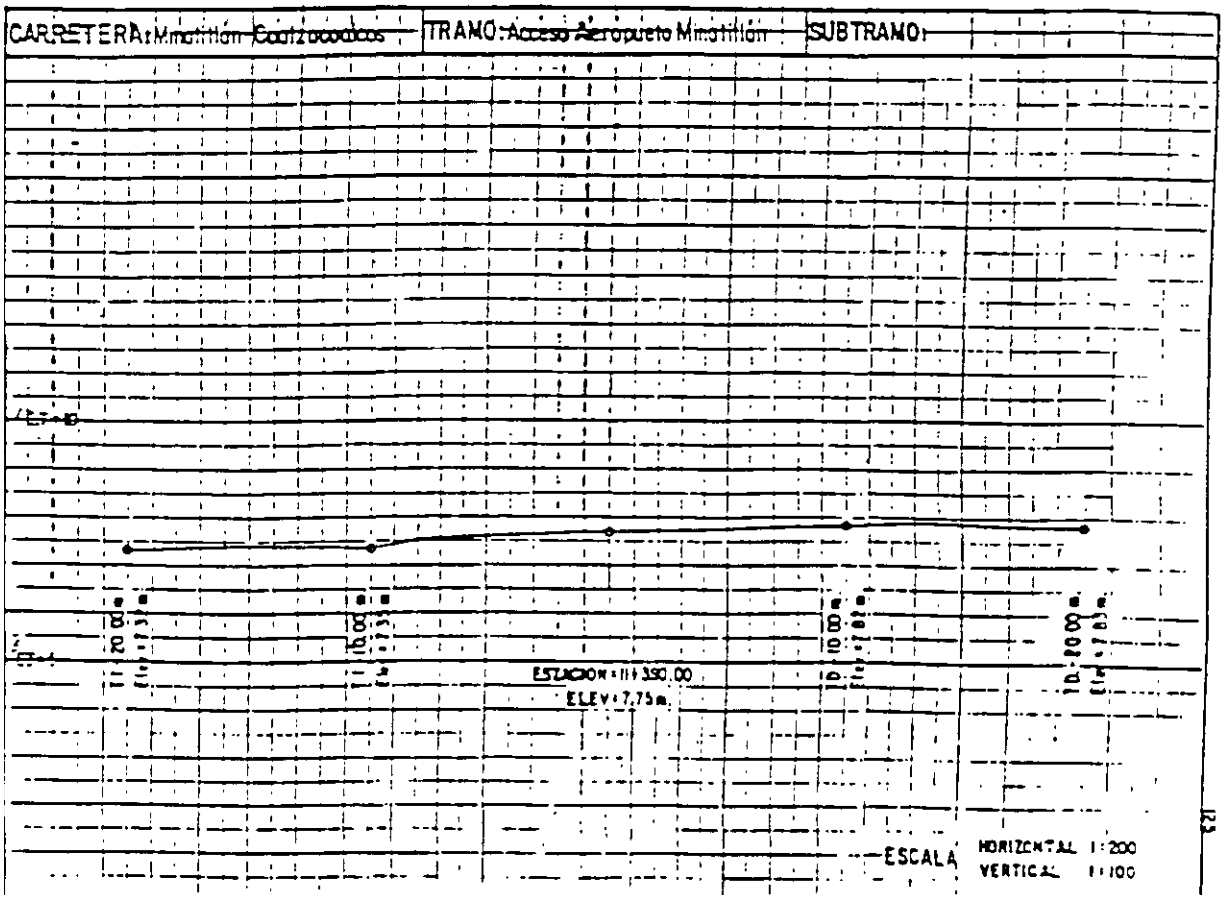
Area por drenar Ha:

Drena a la

CROQUIS DE LA OBRA



CARRETERA: Minatitlan - Coatzacoalcos | TRAMO: Acceso Aeropuerto Minatitlan | SUBTRAMO:



CARRETERA: MINATITLAN-COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO:
De Km ___ a Km ___
Origen: ___

ESTACION 11+320.00
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 2.50 m x 1.50 m

CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

L O C A L I Z A C I O N

Cruce: RSV 35°00' Der. en Tang. ___ Sentido del escurrimiento ___

DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE

SECCION NORMAL

Subrasante Elev 11.97 m | Espesor de revest. 0.4 m | Espesor de carpeta 0.05 m
Rasante de cálculo 12.37 m | Rasante del camino 12.42 m | Pend. long. del camino +1.15 %

SEMI-CORONAS: Y_1 (Izq) 6.00 m; Y_1 (Der) 6.00 m
SOBRE-ELEVACIONES: W_2 (Izq) -2.0 %; W_2 (Der) -2.0 %

SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

X_1: 4.20 m
C_1: 7.32 m
R_1: 12.42 m
H_1: 12.30 m
Cos α - K: 0.80926
T_1: 1.85 x 1

Tang α: 0.70021
Cos α: 0.81915
Sen α: 0.57350

Te: 1.5±1
K: 0.00983

X_2: 4.20 m
C_2: 7.32 m
R_2: 12.32 m
H_2: 12.20 m
Cos α + K: 0.82904
T_2: 1.81 x 1

LONGITUD DE OBRA

PLANTILLA DEL CAUCE

$\frac{1}{T_1}$ = 0.24054
$\frac{1}{T_1}$ - S: 0.52052
F_1: 9.29 m
b_1: 3.01 m
d_1: 5.78 m

Pendiente S: 2.0 %
Elevación ℄ D: 7.60 m

M: 1.84 m | Q: 0.20 m
M_1: ___ m | F_1': 9.44 m
Q': 0.24 m | QS: 0.0 m

Espesor de superestructura 0.24 m
Altura de la directriz, h: 0.10 m
$\frac{1}{T_2}$ = 0.55249
$\frac{1}{T_2}$ + S: 0.57249
H_2: ___ m | F_2: 8.59 m
F_2': 9.44 m | b_2: 2.61 m
d_2: 4.56 m

L_1: 13.34 m | L: 25.46 m | L_2: 12.12 m
α: ___ | L': ___ m | β: ___

SALIDA Elev 7.33 m | Centro Elev 7.69 m | ENTRADA Elev 7.84 m

AJUSTE A NUM. CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

b_1': ___ m | R: ___ | b_2': ___ m
d_1': ___ m | T + T: ___ | d_2': ___ m
L_1: 13.34 m | L': 25.46 m | L_2': 12.12 m
L_{T_1}': ___ m | L_1': ___ m | L_{T_2}': ___ m

Salida Elev. 7.33 m | Centro Elev. 7.69 m | Entrada Elev. 7.84 m

DATOS COMPLEMENTARIOS

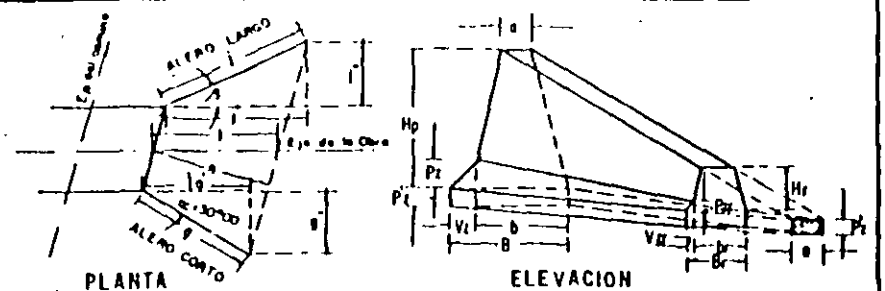
Colchón en el ℄: 3.00 m. Clasificación terreno (60-40-00) Altura promedio 0.00 m.

NOTAS:-

CARRETERA: MINATITLAN-COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO:
DE Km. ___ A Km ___
Origen:-

ESTACION 11+390.00
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 2.50 m x 1.50 m

CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS



CONDICION (I ° II)
LADO IZQUIERDO

Sol A: 1.73205 I 2 II 0
LADO DERECHO

H_1: 1.70 | H_{T_1}: ___ | H_2: 1.70 | H_{T_2}: 1.70

$H_1 - H_{T_1}$: 1.70
$\frac{1}{T_1}$ - S: 0.52054
I_1: 3.38
n_1: 2.77
I_1': 4.57
$I_{\frac{1}{2}}$: 4.35
I_1'': 1.39
Q_1: 2.78
Q_1': 2.41
Q_1'': 1.39

LONGITUDES Y PROYECCIONES

Angulos	Funciones
α: 33°09'	Tan: 0.70021 / Cos: 0.81915
(54 α): 52°42'	Cos: 0.60599
β: 17°42'	Cos: 0.95266 / Sen: 0.30403
(α - β): 5°00'	Cos: 0.99619
α: 30° 00'	Cos: 0.86603 / Sen: 0.50000

$H_2 - H_{T_2}$: 1.70
$\frac{1}{T_2}$ + S: 0.57249
I_2: 3.09
n_2: 2.51
I_2': 4.14
$I_{\frac{2}{2}}$: 3.94
I_2'': 1.26
Q_2: 2.52
Q_2': 2.18
Q_2'': 1.26

D I M E N S I O N E S

EN EL ARRANQUE	EN EL RECORTE		AUXILIARES
NORMALES	NORMALES	ENSANCHADOS	
a: 0.40	ar: 0.49	a': 0.49	Hp: 1.76
B: 1.90	Br: ___		Y: 1.25
b: 1.30	br: ___		h: 0.88
Vs: 0.80	Vsr: ___		a_0: 1.50
Pz: 0.50	Pzr: ___		K: 0.51
Pz': 0.50	P'zr: ___		a_0': ___
Pz'': 0.50	P''zr: ___		

DATOS DEL TERRENO

Profundidad del cimiento 0.30 m. Fatiga 1.20 Kg/cm² Clasificación (60-40-00)

NOTAS:

CARRETERA: MINATITLAN-COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO:
DE Km 10+000 a Km 15+000
Origen: MINATITLAN, VER

ESTACION 11+300.00
ALCANTARILLA DE losa
DE 2.50 m x 1.50 m.
Esviaje 35°00'00" Der. en tan.

CALCULO DE LA GUARNICION EN LOSAS ESVIAJADAS CON ARMADO NORMAL

D A T O S

b = 2.61 m	Q = 0.20 m	C' = 2.72 m
h = 0.10 m	W = 2.00 m	L' = 2.50 m
d = 4.56 m	L = 3.00 m	

PROCESO DE CALCULO

Y = $\frac{1}{2}$ W = 0.30 = + 0.02 x 0.30 = 0.01 m.

Cm = b+h+y = 0.10+ 2.61+ 0.01 = 2.72 m > 0.60 m.

Por lo tanto, la carga actúa como uniformemente repartida

X' = F x Cm. F= Factor de ajuste = 1.75 m.

X = 1.75 x 2.72 = 4.76 m

$\frac{X'}{2} = \frac{4.76}{2}$ = 2.38 m.

DCV = $\frac{Q}{2}$ + d cos α + 0.30 - $\frac{X'}{2}$

DCV. = $\frac{0.20}{2}$ + 4.56 x 0.81915+0.30-$\frac{4.76}{2}$ = 1.76 m.

Lcm = B-LsTan. $\frac{\alpha}{2}$ B-LsTan. θ

X = $\frac{90° - \theta}{2}$; SUBSTITUYENDO VALORES TENEMOS

B= 3.00 = 0.70021 = 2.10 m.

X = $\frac{90° - 35°}{2}$ = 27° 30' Tan. α = 0.520'7

Lcm. = 2.10 x 0.52057 - $\frac{0.20}{2}$ = 0.99 m.

Lcm. < Dcv ; 0.99 m < 1.76 m.

Por lo tanto, no influye la carga viva en la guarnición, adoptándose a este ejemplo el caso número 25 de la tabla X de este instructivo.

CARRETERA: MINATITLAN-COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO:
DE Km. 10+000 a Km. 15+000
Origen: MINATITLAN, VER

ESTACION 11+300.00
ALCANTARILLA DE losa
DE 2.50 m x 1.50 m.
Esviaje 35°00'00" Der. en tan.

CALCULO DE LA ESTRUCTURA EXTREMA EN LOSAS ESVIAJADAS CON ARMADO NORMAL

CALCULO DE LAS VARILLAS A, A_1 y B.

S= Separación Var. A S= 10.5 cm.

N°. de espacios = $\frac{L' - B}{S} = \frac{25.46 - 2.10}{10.5}$ = 222 esp.

N°. Var. A y B = 222 + 1 = 223 Var. ;

Var. A = $\frac{223 \times 2}{3}$ = 149 Var.

Var. B = $\frac{223}{3}$ = 74 Var.

Long. ocupada = N°. esp. x S= 222 x 0.105 = 23.31 m.

X= $\frac{(L' - B) - Long. Ocup.}{2} = \frac{25.46 - 2.10 - 23.31}{2}$ = 0.025 m.

X_1 = S-X = 0.105 - 0.025 = 0.08 m.

Q' = $\frac{Q}{Cos. \theta} = \frac{0.20}{0.81915}$ = 0.24 m.

e = $\frac{1}{2}$ a x Tan. θ = 0.25 x 0.70021 = 0.18 m.

Q' + e = 0.24 + 0.18 = 0.42 m.

B - (Q'+e) = 2.10 -0.42 = 1.68 m.

R' = [B-(Q'+e)] - X_1 = 1.68 - 0.08 = 1.60 m.

N°. Var. A_1 = ($\frac{R'}{S}$ + 1) 2 = $\frac{1.60}{0.105}$ + 1 = 16 Var. (para un extremo)

Long. ocupada por Var. A_1 = 0.18 x 10.5 = 1.875 m.
r' = R'-Long ocupada por Var A_1 = 1.60 - 1.875 = 0.025m
r = (Q' +e) + r' = 0.42 + 0.025 = 0.445 m.

R = B-X_1 = 2.10 - 0.08 = 2.02 m.

CARRETERA: ... NIZAITLAN - COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO NIZAITLAN
SUBTRAMO:
DE Km 10 1000 a Km 15 1000
Origen - Nizaitlán, Ver

ESTACION ... E. 390.00
ALCANTARILLA DE ... LOSA
DE 2.50 m a 1.60 m
Esviaje 35°(D) Der. en Tangente

CALCULO DE LA ESTRUCTURA EXTREMA EN LOSAS ESVIAJADAS CON ARMADO NORMAL

Long. Max. Var. $A_1 = \left(\frac{B}{\tan \theta}\right) + (2 \times 2d)$

Long. Max. Var. $A_1 = \left(\frac{2.02}{0.700021}\right) + 21 \times 2 (13 \times 2) = 3.08$ m.

Long. Min. Var. $A_1 = \left(\frac{E}{\tan \theta}\right) + (24 \times d)$.

Long. Min. Var. $A_1 = \left(\frac{0.445}{0.700021}\right) + 142.22) = 0.93$ m.

Long. Prom. Var. $A_1 = \frac{3.08 + 0.81}{2} = 1.96$ m.

Long. Var. $B_1 = \left(\frac{L}{\tan \theta}\right) + (13.5 \times 2d)$.

Long. Var. $B_1 = \left(\frac{3.00}{0.700021}\right) + (42.22) = 4.48$ m.

Los diámetros de las varillas, están anotados en los "Proyectos tipo de Drenaje" (Tablas-I) y en las (Tablas -X) de este instructivo.

CARRETERA: ... NIZAITLAN - COATZACOALCOS
SUBTRAMO:
Origen: ... Nuevo ...

TRAMO: ACCESO AEROPUERTO NIZAITLAN
DE Km. 10 1000 a Km. 15 1000

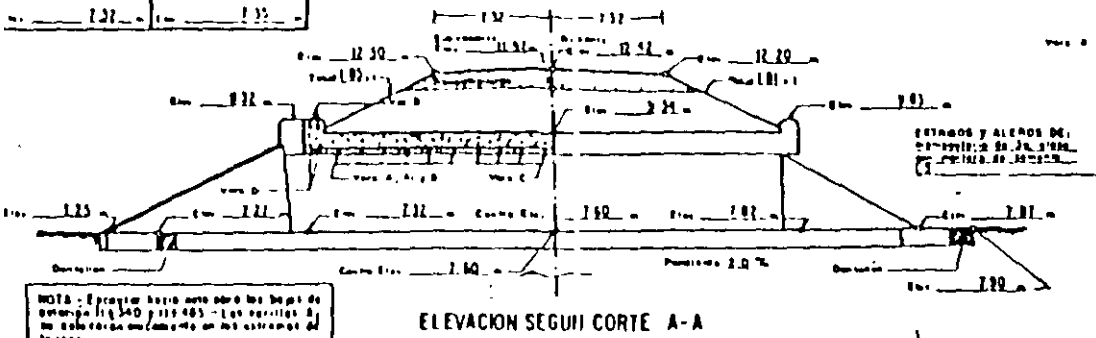
ESTACION ... E. 390.00
ALCANTARILLA DE ... LOSA
DE 2.50 m a 1.50 m.

ESTRURA EXTREMA DE LAS LOSAS ESVIAJADAS CON ARMADO NORMAL

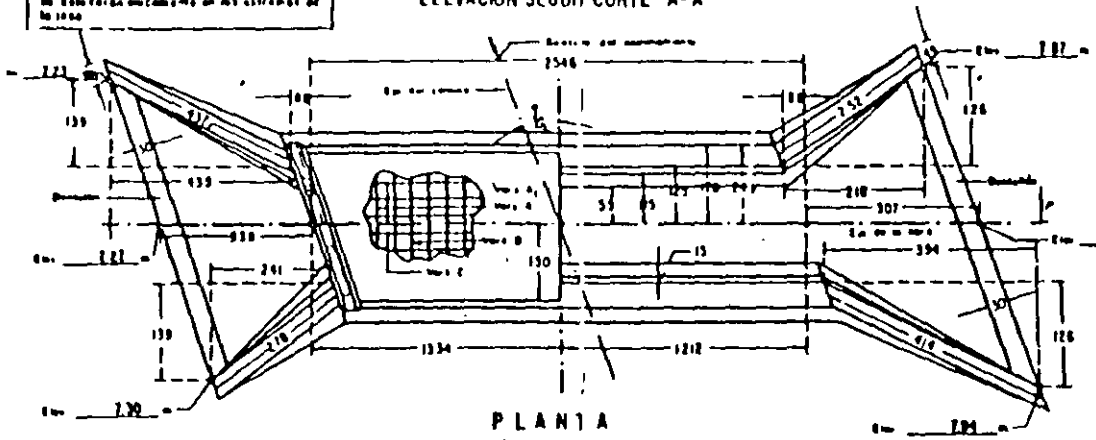
ESV = 35° 00'
Cos. θ = 0.8915
Tan. θ = 0.7000

cos = coseno ángulo
F = 1+0.30 = 1.31
cos θ = 0.7 = 2.72 m.
> 0.60 = se toma
carga ...
X = 1.75 x 2.72 = 2.38 m.
X = 1.75 = 1/2 = 2.38 m.
Dos 1/2 ...
α = 90° - 1/2 = 22° 30'
Tan α = ...
Long. Bisect. = 1/2 = 0.22 m.

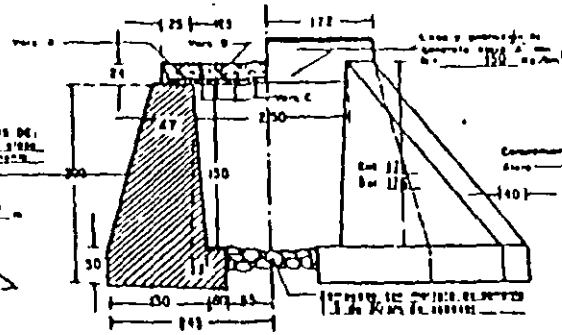
*CLAVE: La carga viva ... influye en la generatriz, se adopta el caso con ... de generatrices (Tabla-X).



ELEVACION SEGUN CORTE A-A

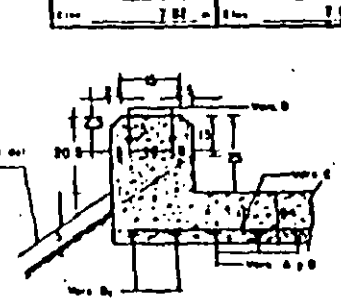


PLANTA



MEDIO CORTE NORMAL

MEDIO FRENTE NORMAL



DETALLE DE GUARNICION SECCION NORMAL

DETALLE DE GANCHOS

DETALLE DE VARILLAS

MODIFICACIONES

AL PROYECTO	EN LA CONSTRUCCION

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	UNID

CARRETERA: MINATITLAN - COATZACOALCOS

TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN

SUBTRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN

ESTRUCTURA: M.S.553.00

ORIGEN: MINATITLAN, VER.

ALCANTARILLA DE LOSA DE 1.80 m. X 1.50 m.

ESV 37° 00' DER. EN Ascendente

Mexico, D.F. ABRIL 1975 | No. C | Hoja No. de

REGISTRO DE DRENAJE

Estación	(+)	℄	(−)	Lat. Interna	Elevaciones
296+653.56	0.50	2128.836			2128.336
T I a 20				1.60	127.23
T I a 15				2.65	126.18
10.00				2.05	126.78
5.00				1.50	127.33
℄ 296+659				0.95	127.88
P.L.	1.75	2129.086	1.50		2127.336
5.00				1.35	127.73
10.00				1.60	127.48
T.D. a 15				1.35	127.73
T D. a 20				1.29	127.89
296+653.56			0.75		2128.336

NOTAS:

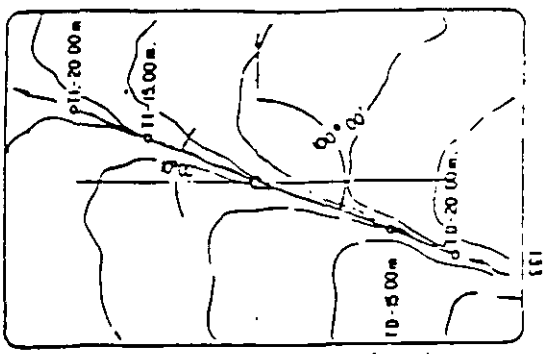
CARRETERA HERMOSILLO - CD. GUERRERO
TRAMO TONICHI - YEPACHIC
SUBTRAMO TONICHI - MAYCOBA
DE KM 295 + 000 A KM 300 + 000

Estación 296 + 659.(A) | Cent [illegible]

ESV. [illegible] DER. EN C. CIRCULAR

Cuenca
Suelo
Cauce
Material de arrastre
Coef. de escurrimiento C:
Fatiga del terreno ft:
Area por drenar Ha:
Drene a la

CROQUIS DE LA OBRA



CARRETERA: MINATITLAN - COATZACOALCOS
TRAMO: ACCESO AEROPUERTO MINATITLAN
SUBTRAMO:
DE Km 10+000 A Km 15+001
Origen:

ESTACION: [illegible]
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 2.50 m x 1.50 m

CALCULO DE CANTIDADES DE OBRA

CONCRETO DE f'c = 150 kg/cm²

Losa

$V_l = L \times B \times t =$

$3.00 \times 0.24 \times 15.46 = 18.331\ m^3$ $\quad V_l = 18.331\ m^3$

Guarniciones

$V_g = Q\,(c + b) \times \frac{1.22}{\cos \theta} \times 4 =$

$0.20 \times 0.25 \times \frac{1.22}{0.81915} \times 4 = 0.420\ m^3$ $\quad V_g = 0.420\ m^3$

$V_c = 18.75\ m^3$

MAMPOSTERIA DE 3a CLASE

Estribos

$V_e = \left[\left(\frac{b + aa}{2}\right) h + \left(\frac{B + b}{2}\right) P_1 + (B \times P_2')\right] 2 \times 25.46 =$

$= \left[\left(\frac{1.30 + 1.50}{2}\right) 0.88 + \left(\frac{1.90 + 1.30}{2}\right) 0.50 + (1.90 \times 0.50)\right] \times 25.46$ $V_e = 121.24\ m^3$

Aletas

$V_a = (l_1 + l_2)\left[(b \times Hp) + (B \times P_2') + \left(\frac{V_1 \times P_2'}{3}\right)\right]$

$= (3.38 + 3.09)\left[(1.30 \times 1.76) + (1.90 \times 0.50) + \left(\frac{0.60 \times 0.50}{3}\right)\right]$ $V_a = 21.61\ m^3$

Dentellón

$V_d = (b \times h)\left[\frac{2(a_1'' + a_2'' + Lu2)}{\cos \theta} - B(\text{Tan } A + \text{Tan } B)\right]$

$= (0.30 \times 0.50)\left[\frac{2(1.39 + 1.26 + 2.50)}{0.81915} - (0.30 \times 1.40019)\right]$ $V_d = 1.82\ m^3$

$V_m = 163.82\ m^3$

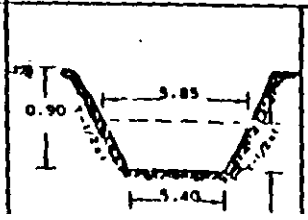
ZAMPEADO

$V_z = e_z\left[\left(\frac{a_1'' + a_2'' + L + a)}{2} - a\,il\,(\text{Tan } A + \text{Tan } B)\right)\left(n_1 + n_2 - a\,il.\right) + \left(L' \cdot a\right)\right] +$

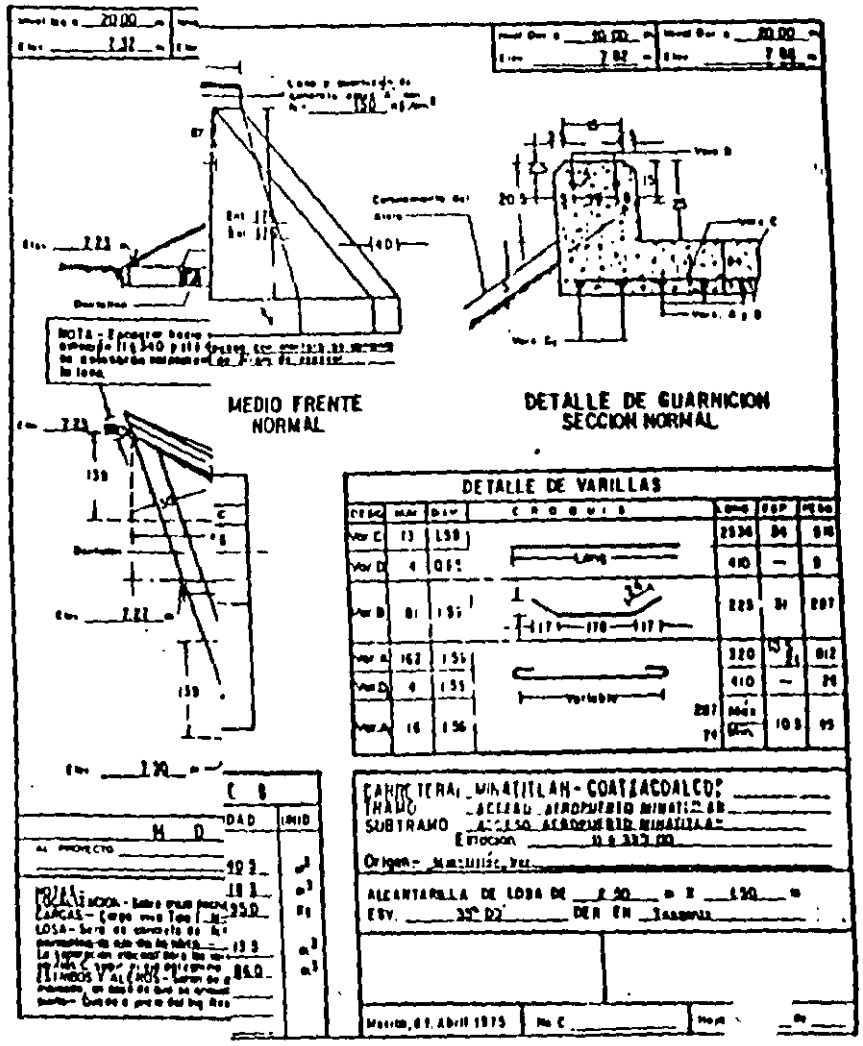
$- 0.30\left[\left(\frac{1.39 + 1.26 + 2.50 + 1.10}{2}\right) - 0.10 \times 1.40019\right]\left[\left(\frac{2.77 + 2.51}{2}\right) - 0.30\right] + 25.46 \times 1.30\Big] =$

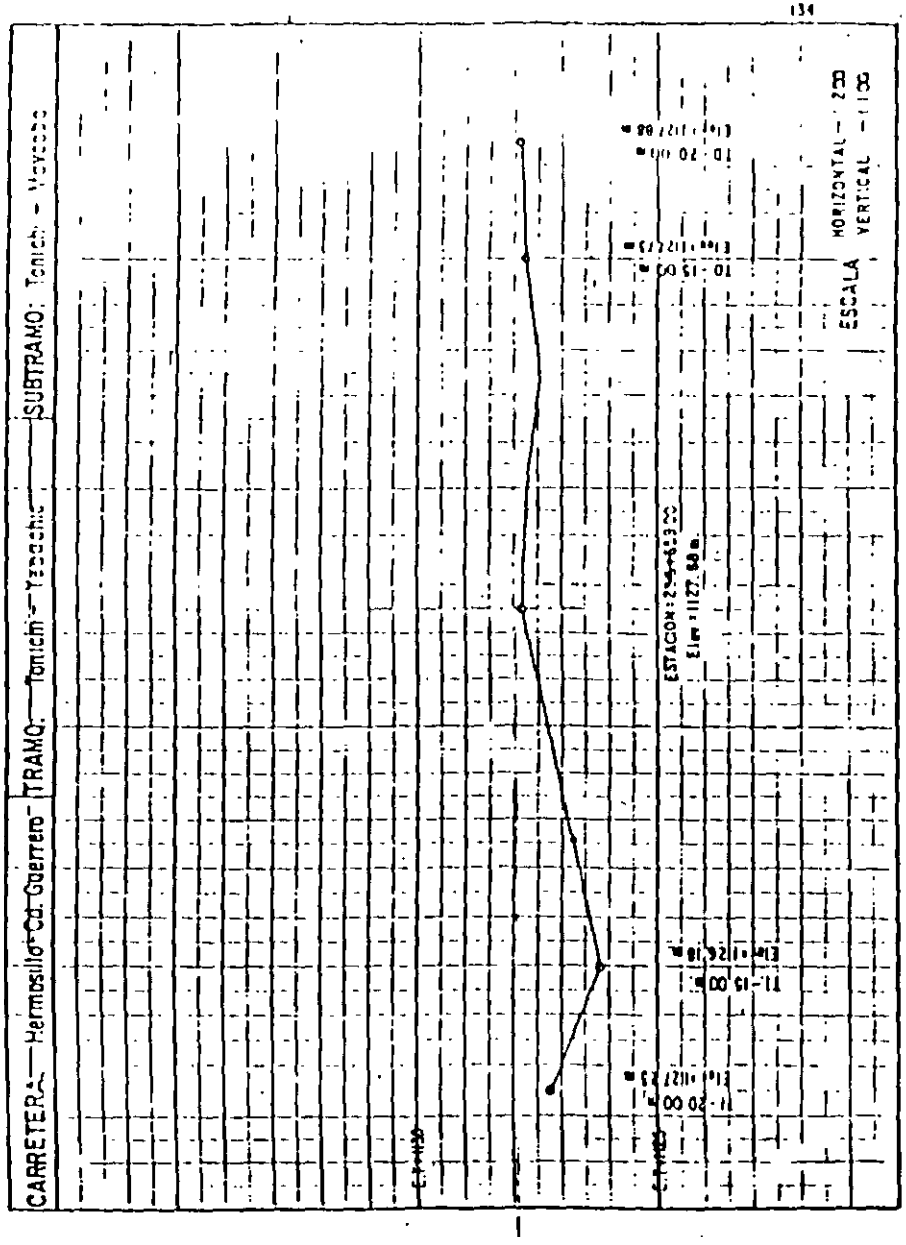
$V_z = 10.31\ m^3$

EXCAVACION



Long. = $0.25 + l_1 + L' + l_2 + 0.25$ =
Long. = $0.25 + 3.38 + 25.46 + 3.09 + 0.25$ =
Long. = 32.43 m.
Vol. = $5.85 \times 0.90 \times 32.43 = 170.74\ m^3$





CARRETERA: HERMOSILLO-CD. GUERRERO
TRAMO: TONICHI-YECACHIC
SUBTRAMO: TONICHI-YECACHIC
DE Km ____ A Km ____
Origen: ____

ESTACION 2944.33
ALCANTARILLA DE ____
DE 1.00 x 1.00 m. a 3.00 x 1.00 m.

CALCULO DE LONGITUD DE OBRA

L O C A L I Z A C I O N

Cruce - Entronejado 10°00' Der. en curva circular ____ Sentido del escurrimiento ____

DATOS DE TERRACERIAS EN EL CRUCE

SECCION NORMAL

Subrasante Elev. 29.63 m. | Espesor de revest. 0.30 m. | Espesor de carpeta 0.00 m.
Rasante de cálculo 29.93 m. | Rasante del camino 29.93 m. | Pend. long del camino -6.00 %

SEMI-CORONAS { Y1 (Izq.) 4.04 m. ; Y2 (Der.) 3.50 m. } SOBRE-ELEVACIONES { W1 (Izq.) -6.0 % ; W2 (Der.) +6.0 % }

SECCION DE LAS TERRACERIAS SEGUN EL EJE DE LA OBRA

X1 = + 0.71	Tang θ = 0.17633	X2 = 0.62
C1 = 4.10	Cos θ = 0.98481	C2 = 3.55
R1 = 29.82	Sen θ = 0.17365	R2 = 29.97
H1 = 29.63	Ta = 1.00 x 1	H2 = 30.18
Cos θ / K = 1.00094	K = 0.01368	Cos θ - K = 0.98019
T1 = 1.30 x 1		Tg = 1.32 x 1

LONGITUD DE OBRA

PLANTILLA DEL CAUCE — Pendiente S = 2.5 % — Espesor de superestructura 0.20 m.
Elev. ℄ Dr = 27.20 m. — Altura de la directriz, b = 0.10 m.

T1 = 0.66667 — T2 = 0.84516
T1 - S = 0.64167 — M = 1.84 m. — Q = 0.20 m. — T2 + S = 0.87016

F1 =	29.89	m.	M1 =	1.84	m.	M2 =	1.84	m.	F2 =	29.97	m.
b1 =	0.21	m.	F'1 =	29.04	m.	F'2 =	29.04	m.	b2 =	1.05	m.
d1 =	1.11	m.	Q =	0.20	m.	QS =	0.01	m.	d2 =	1.57	m.

L1 = 5.41 m. — L = ____ m. — L2 = 8.33 m.
℄ = ____ — L' = 10.73 m. — ℄ = ____
____ Elev. ____ m. — Centro Elev. ____ m. — ____ Elev ____ m.

AJUSTE A NUM. CERRADO DE TRAMOS DE TUBO

h'1 =		m.	R =			b'2 =		m.
d'1 =		m.	T + T =			d2 =		m.
L'1 =	5.41	m.	L' =	10.73	m.	L'2 =	8.33	m.
L1 =		m.	LT =		m.	L2 =		m.

Salida Elev. 27.06 m. — Centro Elev. 27.20 m. — Entrada Elev. 27.33 m.

DATOS COMPLEMENTARIOS

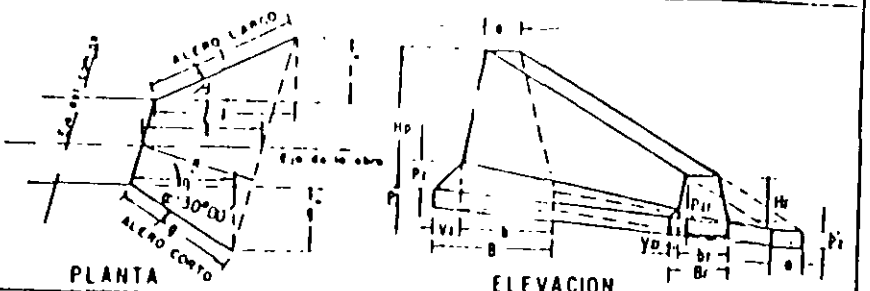
Colchón en el ℄ = 0.99 m. — Clasificación terreno 3ª - 100-00 — Altura promedio 1.20 m.

NOTAS:

CARRETERA: HER. NOGALES-CD. GUERRERO
TRAMO: TONICHI-YEPACHIC
SUBTRAMO: TONICHI-MAYCOBA
DE Km ____ A Km ____
Origen: ____

ESTACION 2[illegible]
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 3.00 m x 1.50 m

CALCULO DIMENSIONAL DE LOS ALEROS



PLANTA ELEVACION

CONDICION [illegible]

Col/3 : 1.71205 t 2 lg θ

LADO IZQUIERDO	LADO DERECHO
Hr: 1.77	Hr: 0.00
$H_1 - Hr_1$: 1.77	$H_2 - Hr_2$: 1.75
$\frac{1}{2} - S$: 0.64167 S	$\frac{1}{2} + S$: 0.67016 E
l_1: 2.76 A	l_2: 2.61 M
n_1: 2.72 L	n_2: 2.57
l_1: 3.15 I	l_1: 3.16 T
j_1: 3.02	j_2: 2.83 R
j_1'': 1.45 D	j_2: 1.37 A
q_1: 2.89 A	q_2: 2.73 D
q_1': 2.50	q_2': 2.36 A
q_1'': 1.45	q_2: 1.37

LONGITUDES Y PROYECCIONES

Angulos	Funciones
θ = 10°00'	Tan = 0.17633
	Cos = 0.98481
(α/2 + θ) = 25°30'	Cos = 0.90138
β = 25°30'	Sen = 0.43261
(α − θ) = 20°00'	Cos = 0.93969
α = 30°00'	Cos = 0.86603
	Sen = 0.50000

DIMENSIONES

EN EL ARRANQUE	EN EL RECORTE		
NORMALES	NORMALES	ESVIAJADAS	AUXILIARES
a = 40	a' = 40	a' = 41	Hp = 1.76
B = 120	Br = 40		Y = 0.26
b = 85	br = 40		h = 1.30
Vt = 35 L	Vtr = 0		a_0 = 0.47
Pt = 20 L	Ptr = 0		K = -
Pi = 50	Pir = 50		a_0 = 0.33
Pi = 50	Pir = 50		

DATOS DEL TERRENO

Cohesividad del terreno 1.00 ϕ Taludes 1.50 Kg/cm² Clasificación (30)-100-00

NOTAS: ____

CARRETERA: HERMOSILLO-CD GUERRERO
TRAMO: TONICHI-YEPACHIC
SUBTRAMO: TONICHI-MAYCOBA
DE Km. 295 t 000 a Km. 300 t 000
Origen: Hermosillo, Son.

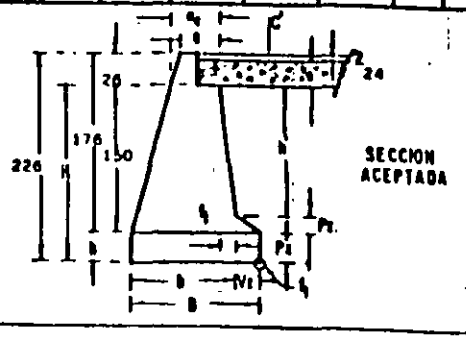
ESTACION 29[illegible]
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 3.00 m x [illegible] m

CALCULO DE LA SECCION NORMAL DEL ESTRIBO EN EL ARRANQUE DEL ALERO, POR INTERPOLACION LINEAL

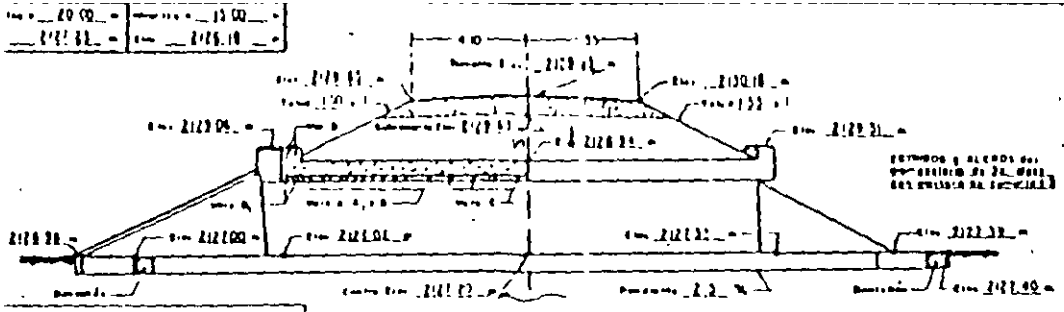
	Lut cm	H cm	C' cm	B cm	b cm	Vt cm	a_0 cm	a cm	b cm	b' cm	Pt cm	Pi cm	f_t Kg/cm²
E-15	300	200	100	120	70	50	37	30	50	112	38	50	1.00
E-15	300	200	150	125	67	58	37	30	50	100	50	50	1.00
Prom	300	200	125	122.5	68.5	54	37	30	50	106	44	50	1.00
E-20	300	150	100	85	70	15	37	30	50	100	0	50	1.80
E-20	300	150	150	90	75	15	38	30	50	100	0	50	1.80
Prom	300	150	125	87.5	72.5	15	37.5	30	50	100	0	50	1.80
E-20	300	250	100	130	113	23	45	35	52	198	2	50	1.80
E-20	300	250	150	150	126	24	46	35	55	195	5	50	1.80
Prom	300	250	125	143	119.5	23.5	45.5	35	53.5	196.5	3.5	50	1.80
Prom2	300	150	125	87.5	72.5	15	37.5	30	50	100	0	50	1.80
Prom3	300	250	125	143	119.5	23.5	45.5	35	53.5	196.5	3.5	50	1.80
Prom.	300	200	125	115.2	96	19.2	41.5	32.5	51.8	148.3	1.8	50	1.80
Prom1	100	200	125	122.5	90.9	84	37	30	89	108	44	50	1.80
Prom.	300	200	125	120	83	25	40	30	50	127	23	50	1.80
SECCION ACEPTADA													

DATOS

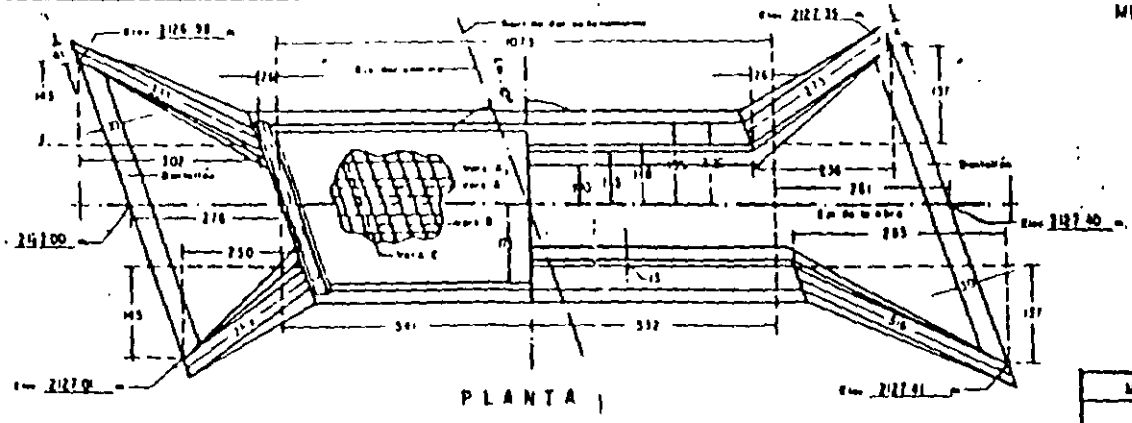
Lut = 3.00 cm.
H = 2.00 cm
C = 1.25 cm.
M = 1.5 Kg/cm²



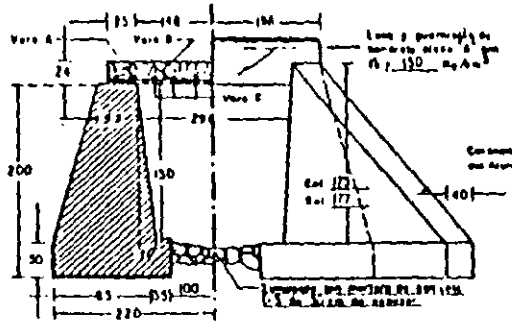
NOTA.— Cuando por condiciones especiales como la sonda fatiga del terreno (ft), el colchón (C'), etc., valores se tabulados en los "Proyectos Tipo de Obras de Drenaje" SOP.— Los valores de la Sección de Proyecto en este caso, se calcularán por interpolación directa entre los valores inmediato superior e inferior respecto a los datos del problema, apoyándose en los valores dados en las tablas (E) de dichos Proyectos.



ELEVACION SEGUN CORTE A-A

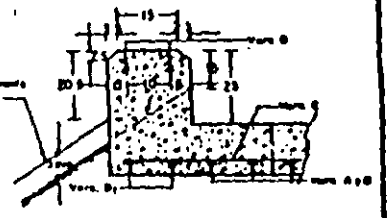


PLANTA



MEDIO CORTE NORMAL

MEDIO FRENTE NORMAL



DETALLE DE LA GUARNICION SECCION NORMAL

DETALLE DE GANCHOS

DETALLE DE VARILLAS

DE No.	CANT.	DIAM.	CROQUIS	LONG.	ESP.	PESO
Var C	13	1.59				
Var D	4	0.95				
Var B	23	1.91				
Var A	46	1.91				
Var D	—	—				
Var A	—	—				

MODIFICACIONES

PRECIO	EN LA CONSTRUCCION

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	UNID.
Mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:5	97.2	m³
Concreto de f'c = ___ kg/cm²	9.5	m³
Acero de refuerzo	1350	kg
Zampeado con mortero de cemento 1:5	11.8	m³
Excavación total (Anexo 1)	240	m³
Clasificación (.20-.70-.90-1.)		

CARRETERA: [illegible]
TRAMO: [illegible]
SUBTRAMO: [illegible]
Estación [illegible]
Origen: [illegible]

ALCANTARILLA DE LOSA DE 3.00 m a 1.50 m
ESVIAJADA 30° 00' DER. EN CURVA ESPIRAL

México, D.F., Abril 1975 | No. C [illegible] | Hoja No. ___ de ___

CARRETERA: HERMOSILLO - CD GUERRERO
TRAMO: TORICHI - TEPACHE
SUBTRAMO: TORICHI - MAICOBA
DE Km 295+000 a Km 300+000
Origen:

ESTACION 296 + 050.00
ALCANTARILLA DE LOSA
DE 3.00 m x 1.50 m

CALCULO DE CANTIDADES DE OBRA

MAMPOSTERIA DE 3a CLASE | CONCRETO DE f'c=150 Kg/cm²

Losa

$V_L = 3.46 \times 0.24 \times 10.23$

$V_L = 8.910\ m^3$

Guarniciones

$V_G = 0.20 \times 0.25 \times 1.99 \times 4$

$V_G = 0.398\ m^3$

$V_C = 9.308\ m^3$

Estribos

$V_E = \left\{\left(\frac{0.82+0.42}{2}\right)1.10 + \left[\frac{1.20+0.82}{2}\right]0.20 + [1.20 \times 0.50]\right\}10.73 \times 2$

$V_E = 35.205\ m^3$

Aletas

$V_A = (2.76 \times 2.61)\left[\frac{(0.40+0.85)1.78}{2} + (0.40+1.20)0.50 + \left\{\frac{0.35 \times 0.20}{3}\right\}\right]$

$V_A = 10.329\ m^3$

Dentellón

$V_d = (0.30 \times 0.50)\left[\frac{2(1.45+1.37+2.96)}{0.98481} - 0.30 \times 1.08078\right]$

$V_d = 1.212\ m^3$

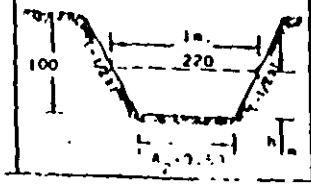
$V_m = 47.245\ m^3$

ZAMPEADO

$V_Z = 0.30\left[\left(\frac{1.45+1.37+2.96+2.00}{0.98481}\right) - 0.32423\right]\left[\left(\frac{2.71+2.57}{2}\right) - 0.30\right]\{10.73 \times 2.00\}$

$V_Z = 11.768\ m^3$

EXCAVACION

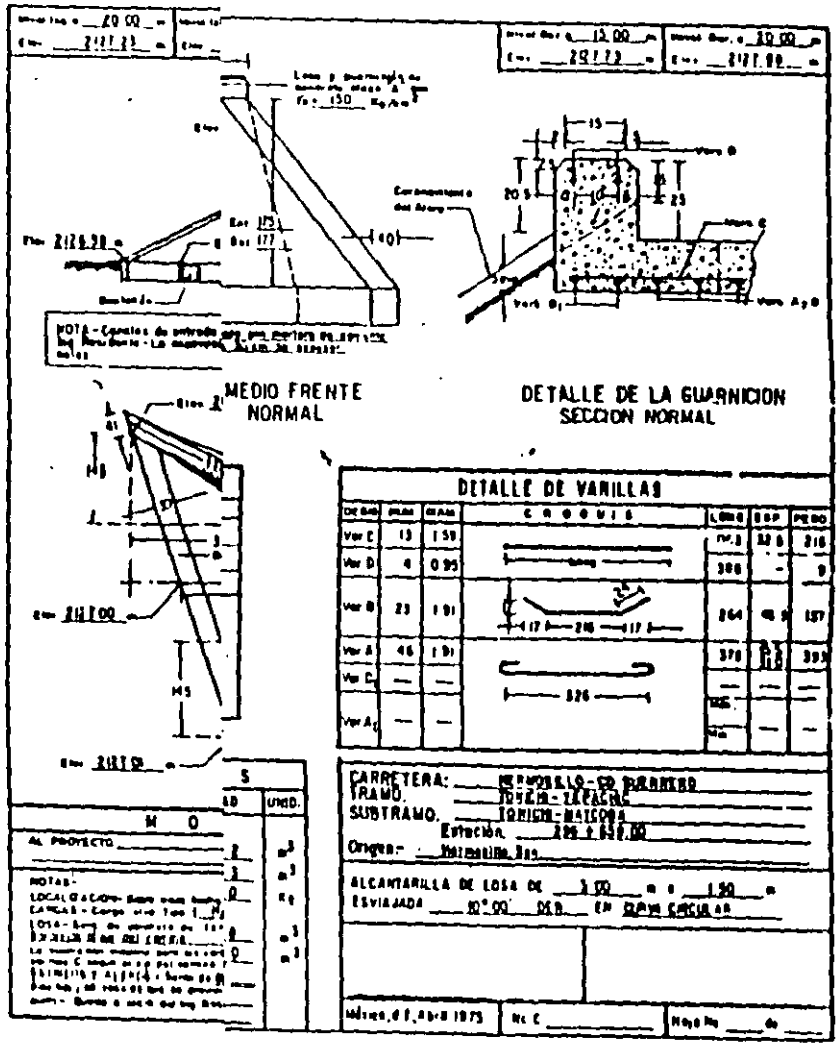


Long = 0.25+2.76+10.73+2.61+0.25

Long = 16.60 m.

Vol. = 12.20×1.00×16.6012

$V_E = 24.00\ m^3$



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

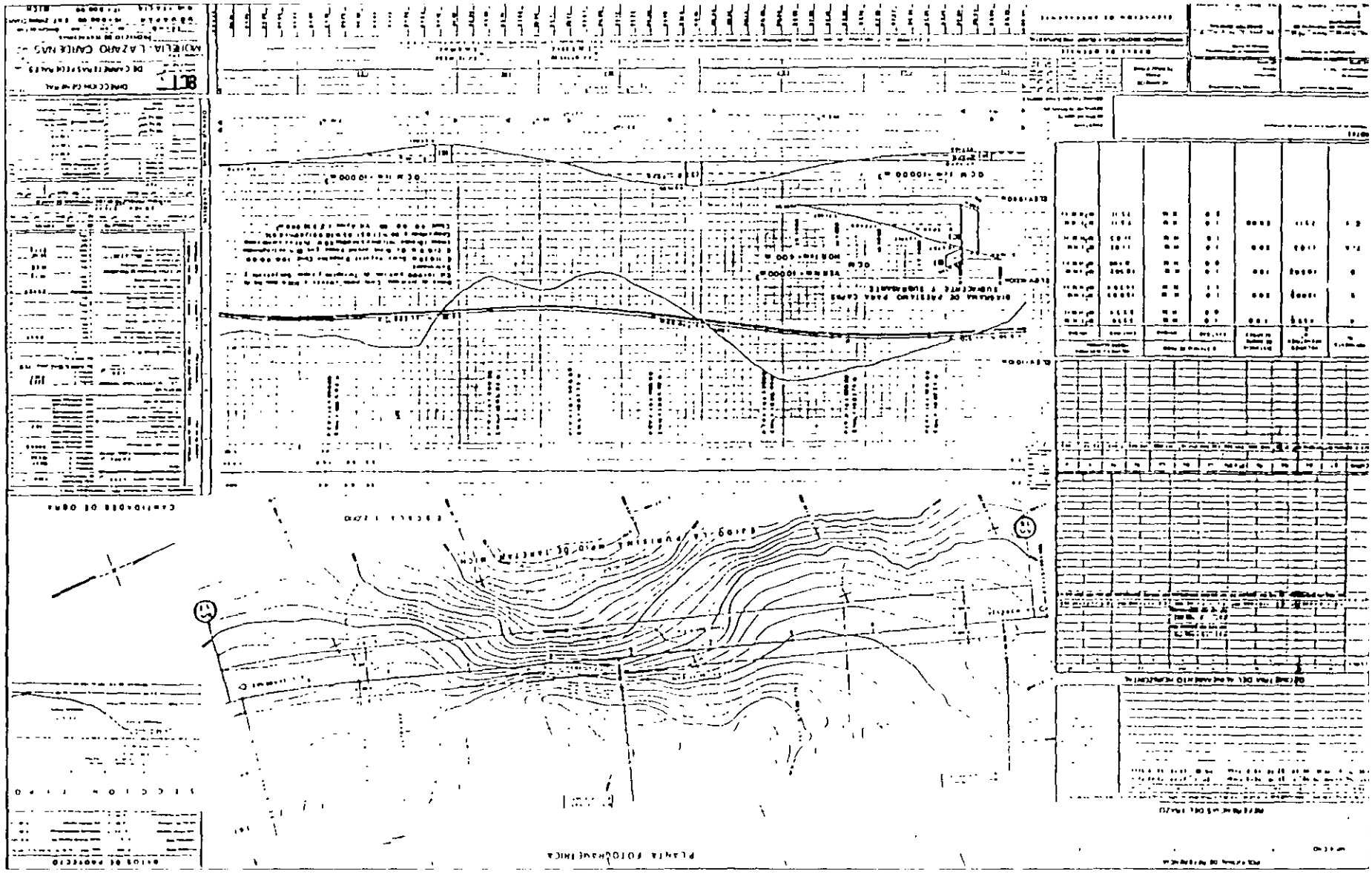
MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

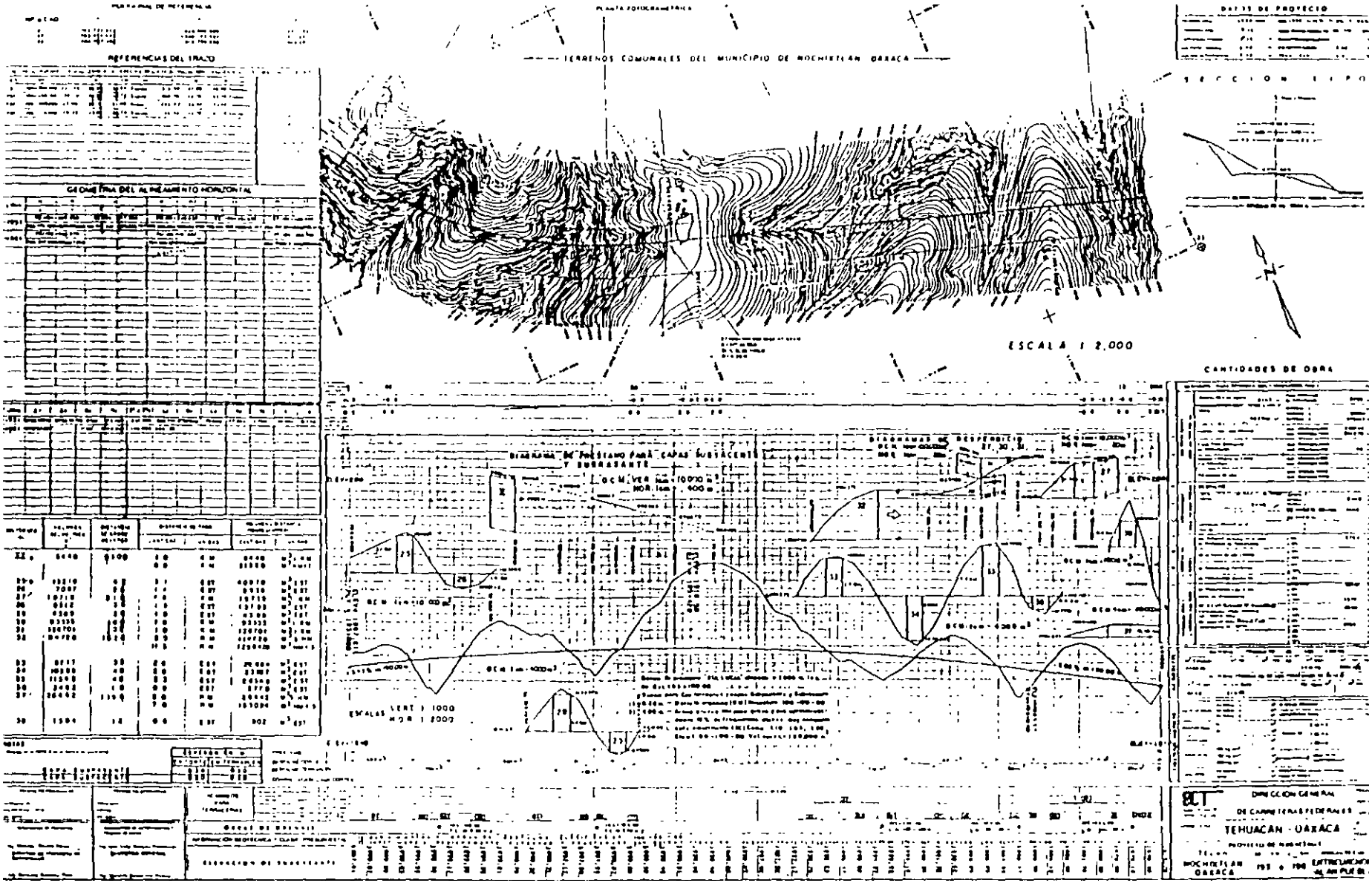
TEMA

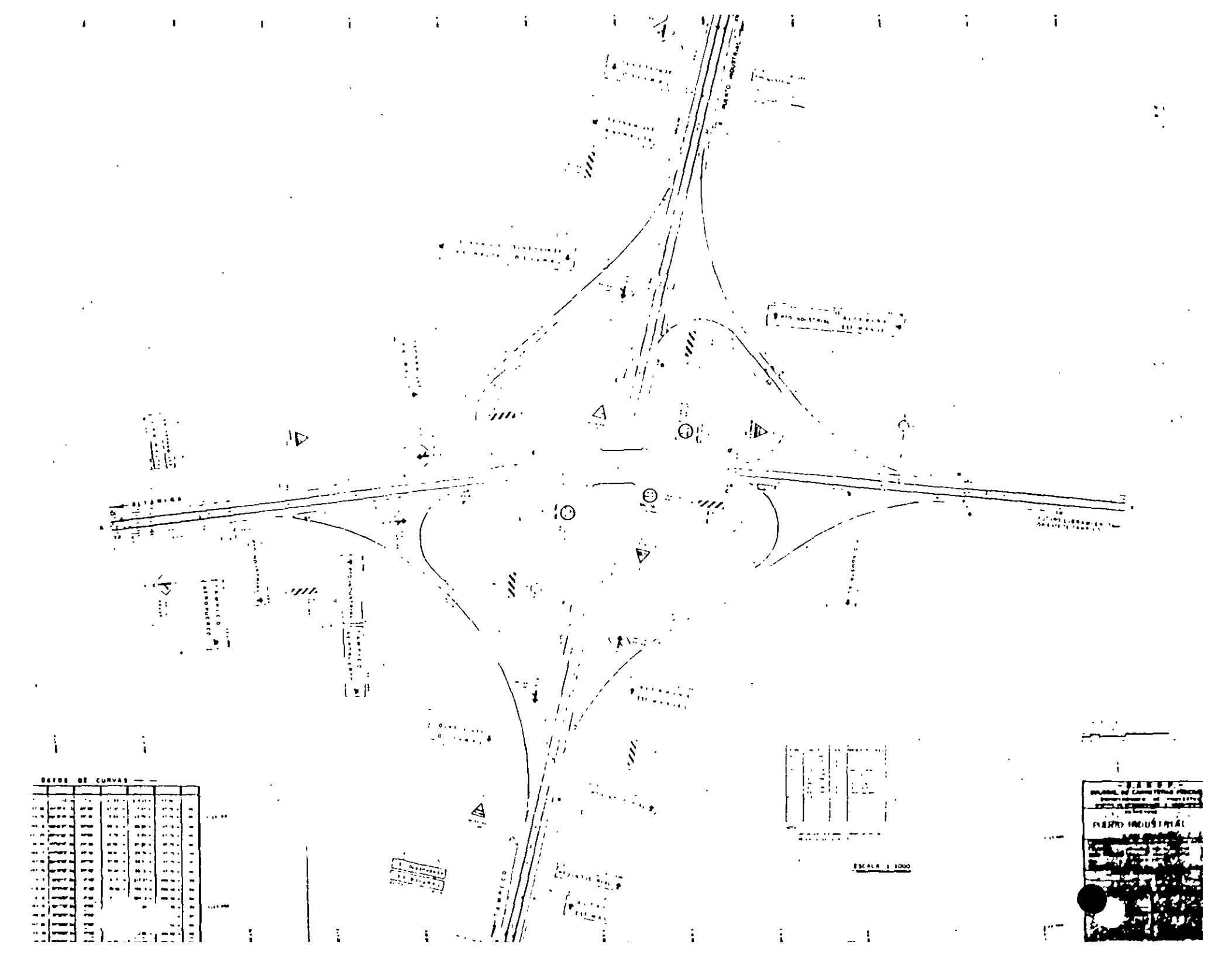
ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMETRICOS

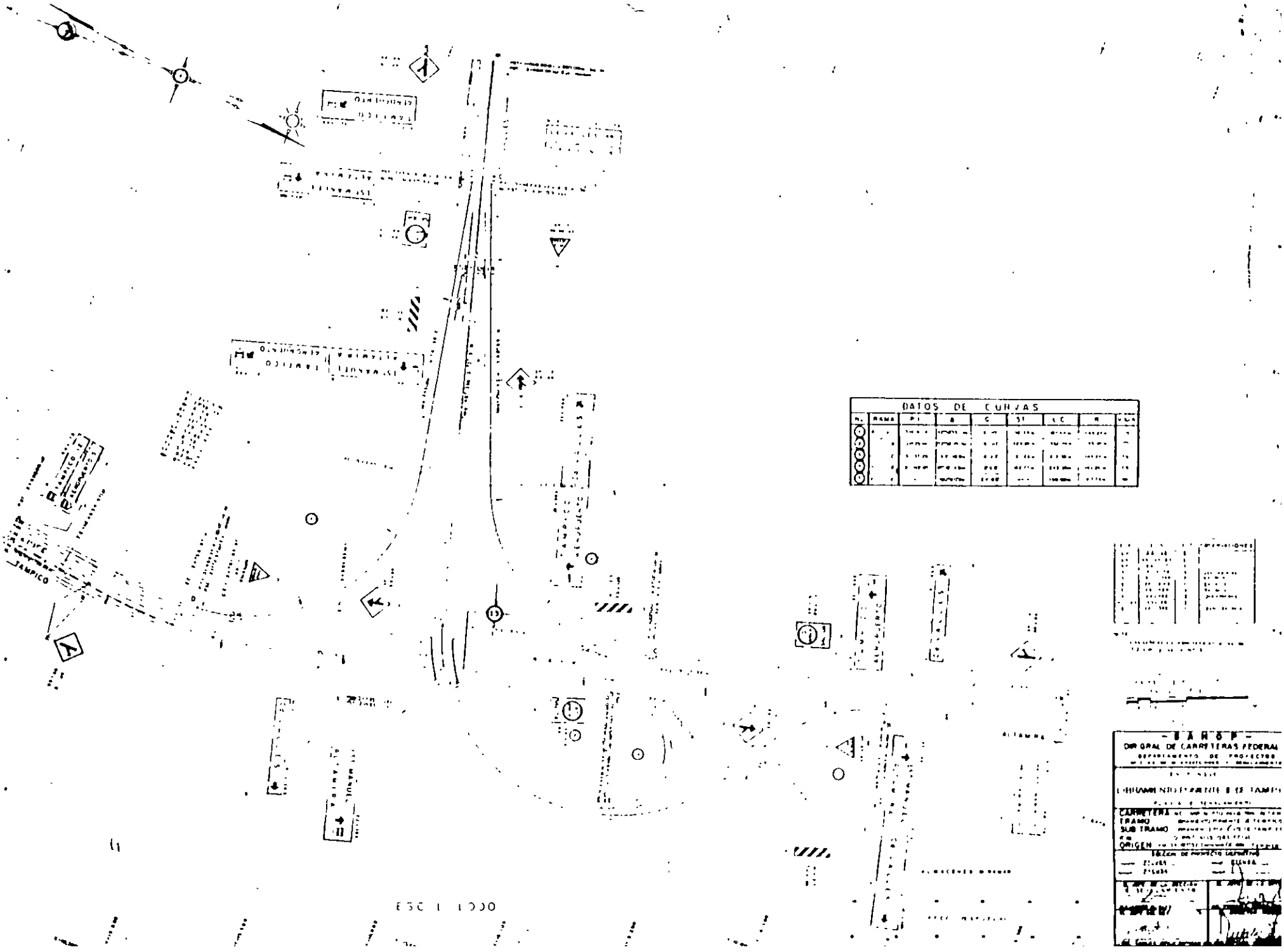
EXPOSITOR: ING. JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

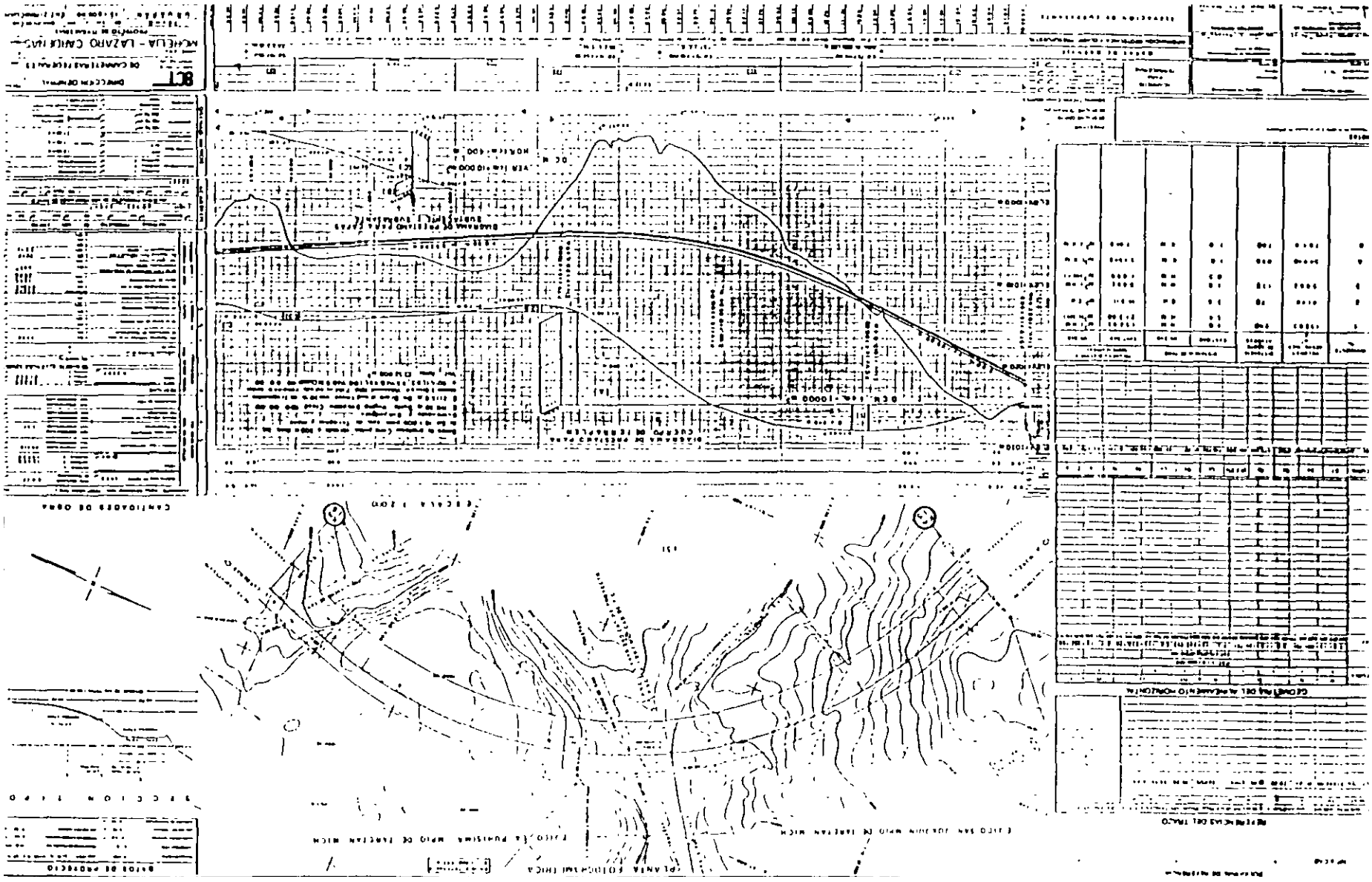
Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 Primer piso Deleg. Cuauhtémoc 06000 México D.F. APDO. Postal M-228
Teléfonos 5521-8355 5521-8121 5521-7335 5521-1987 Fax 5510-0573 5521-4021 AL 25

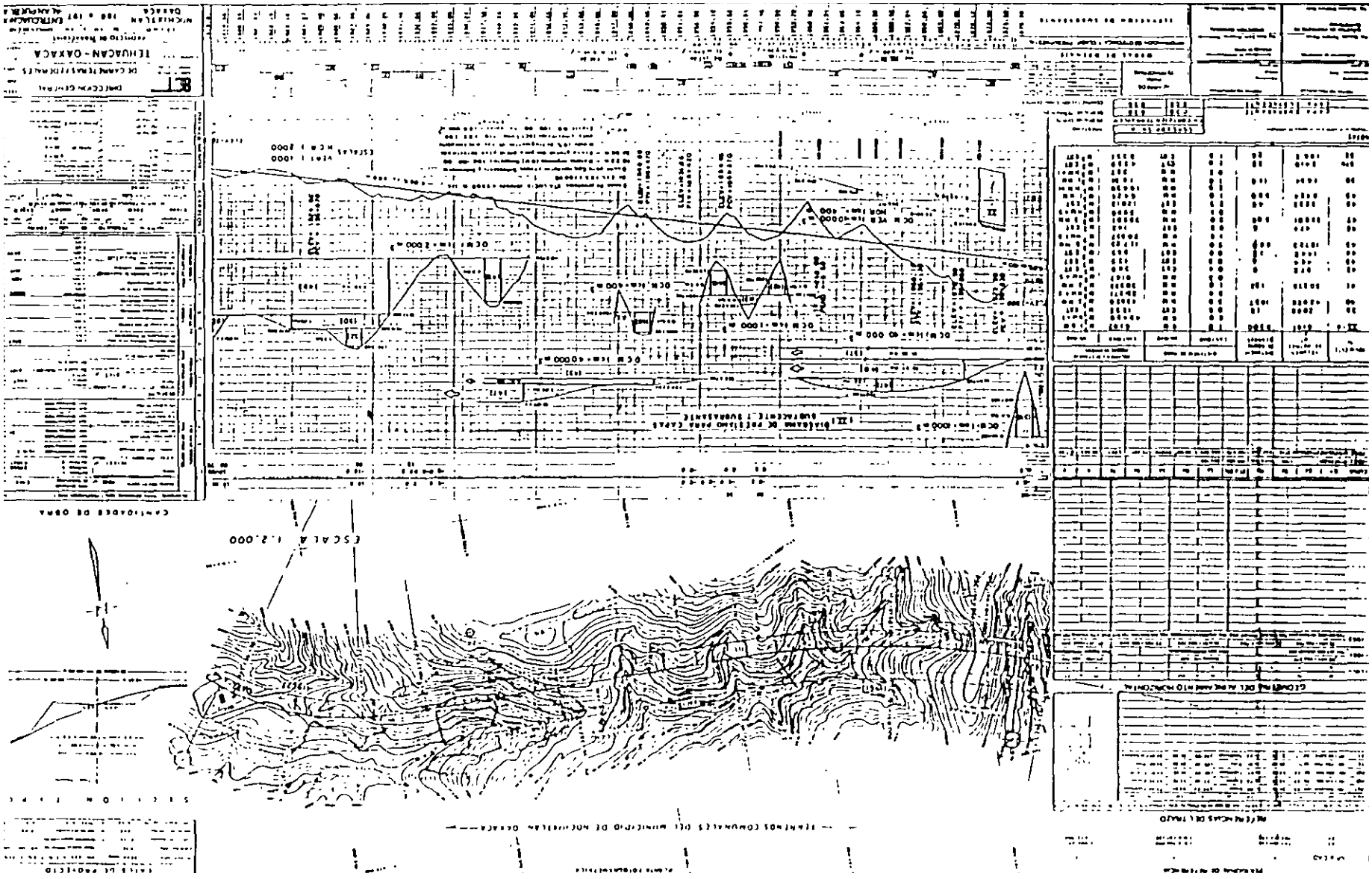


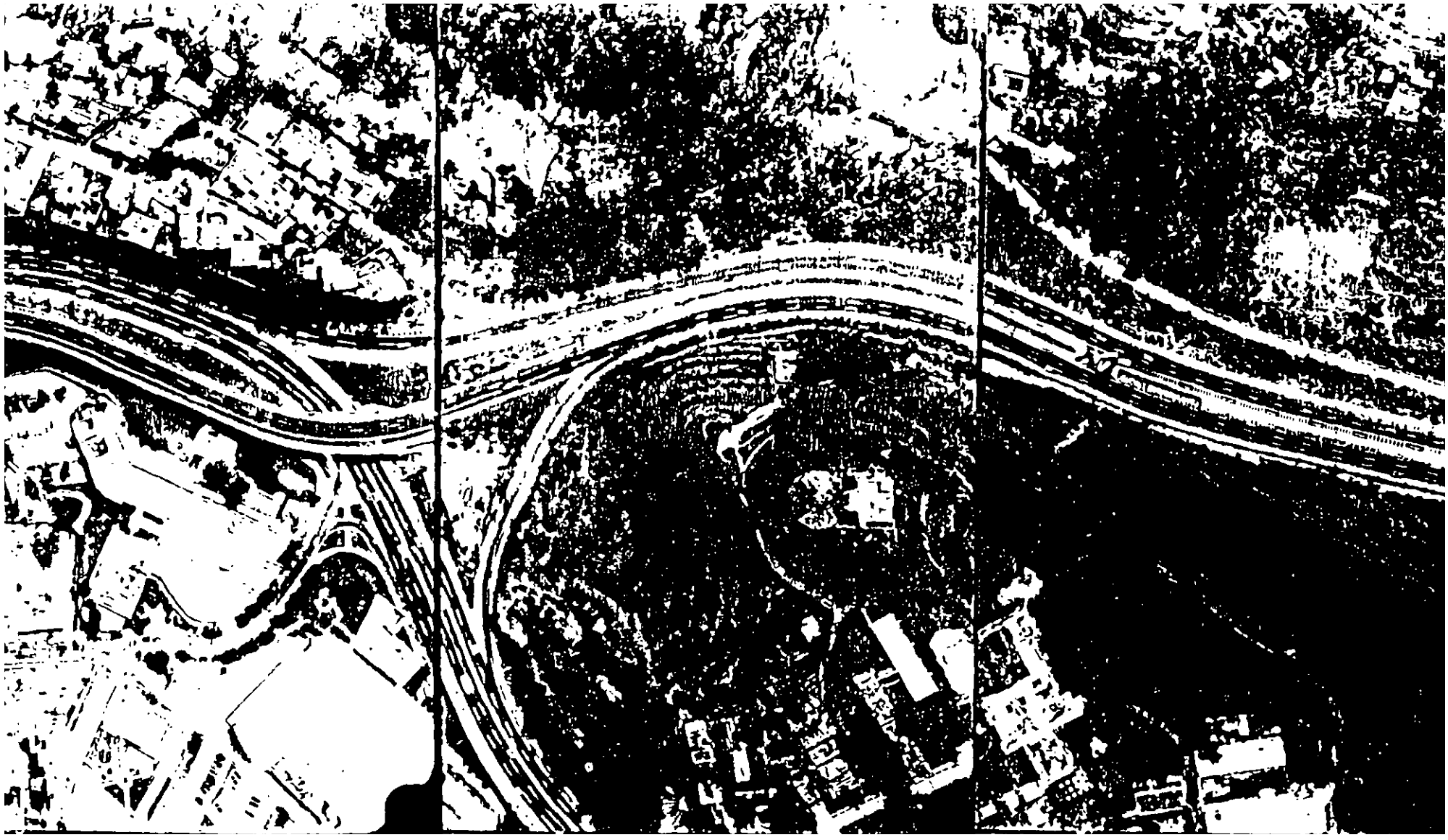

REFERENCIAS DEL TRAZO
GEOMETRIA DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL
TERRENOS COMUNALES DEL MUNICIPIO DE MOCHITLAN OAXACA
ESCALA 1 2,000
CANTIDADES DE OBRA
TEHUACAN - OAXACA


DATOS DE CURVAS
ESCALA 1:1000

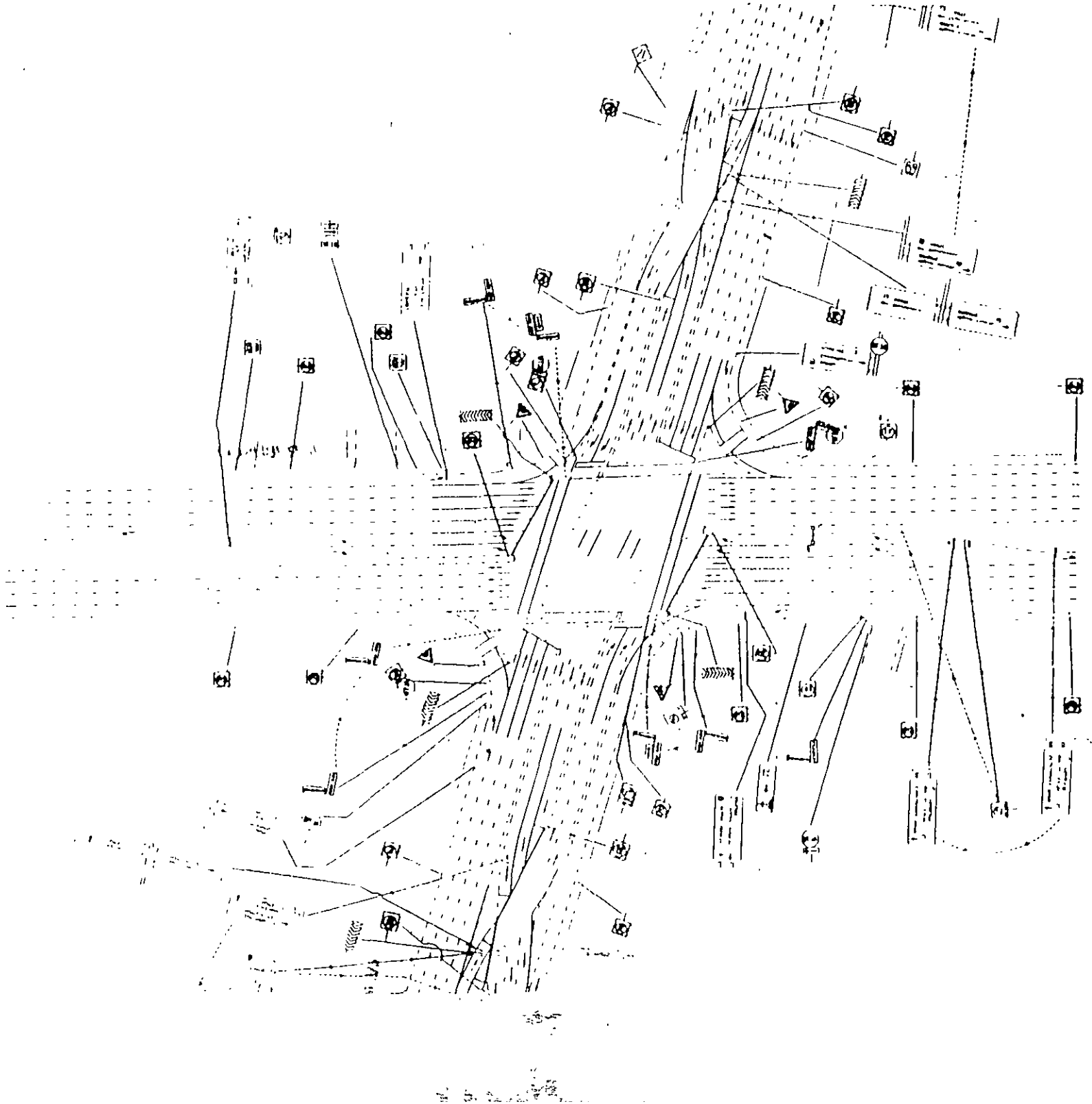

DATOS DE CURVAS
TAMPICO
ESC 1:1000
- S A H O P -
DIR GRAL DE CARRETERAS FEDERALES







ORTOFOTO



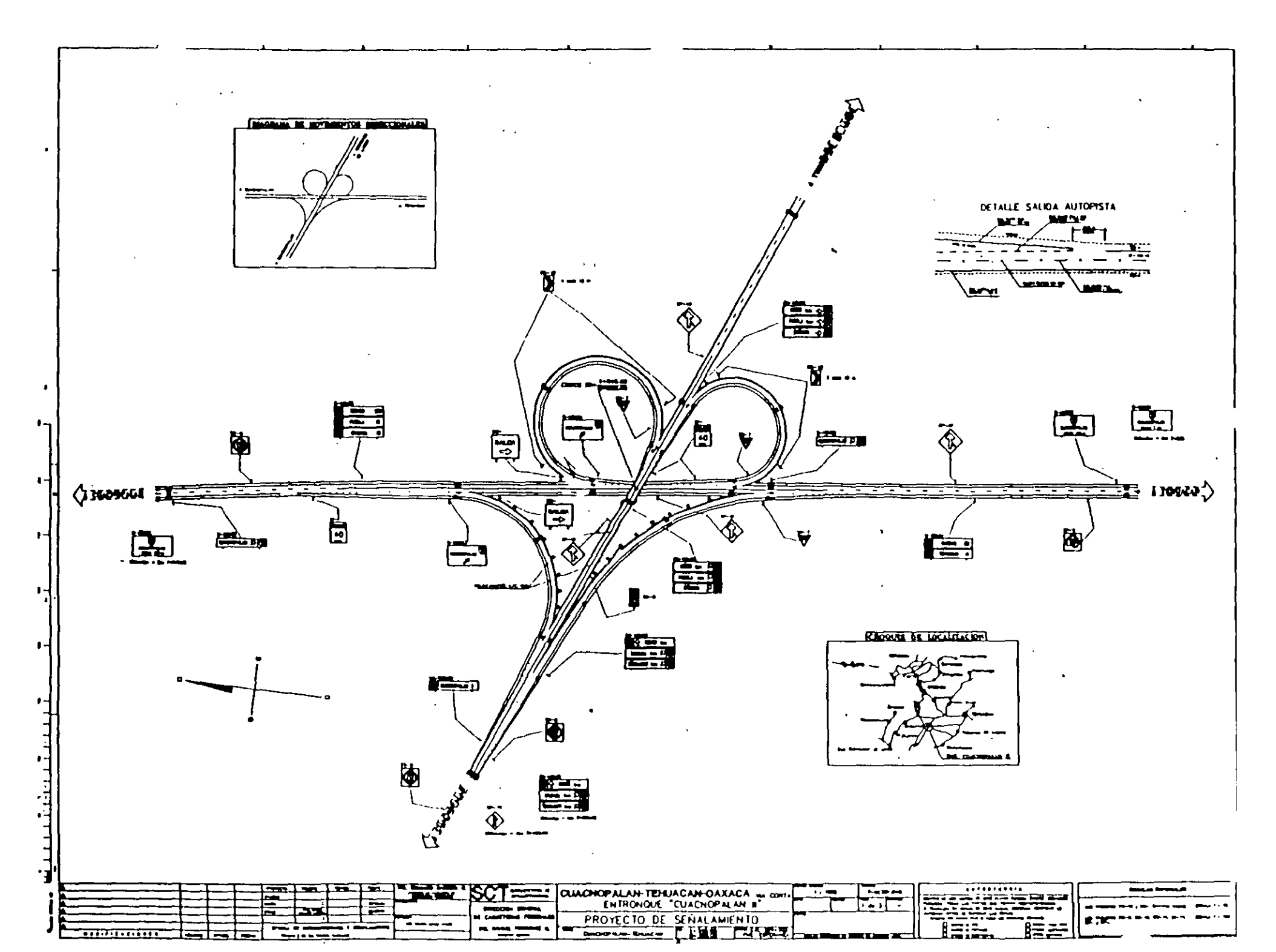
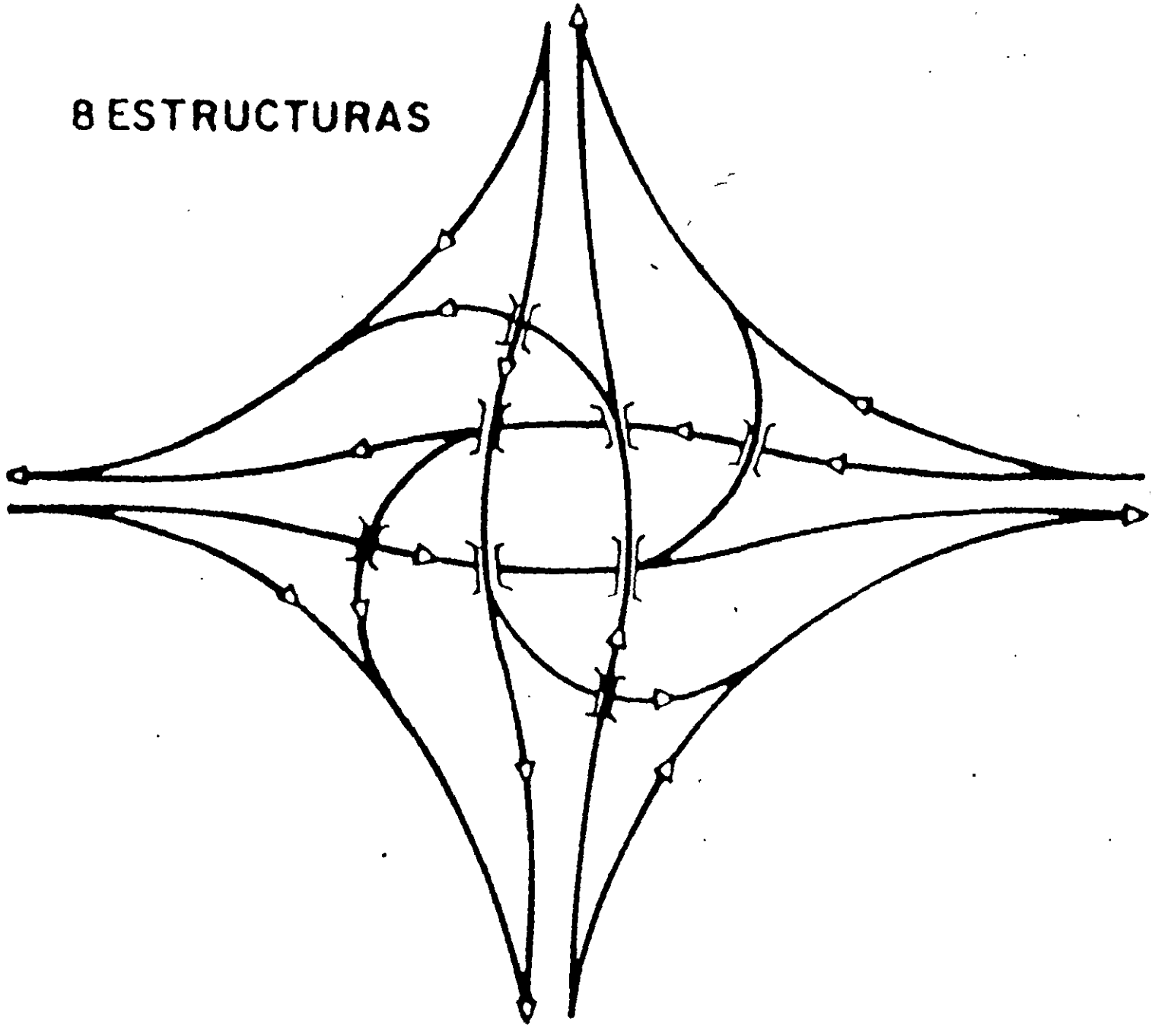
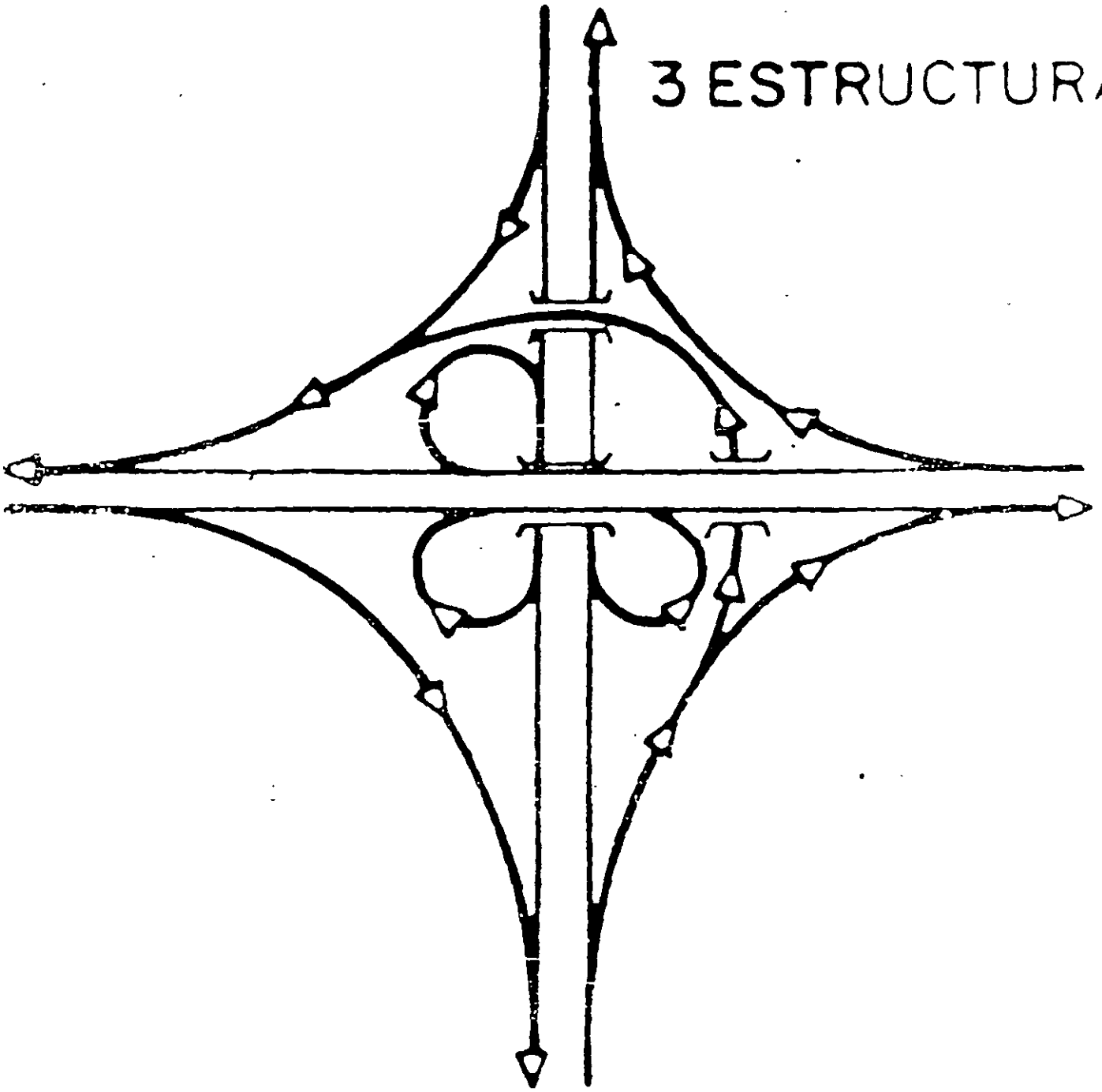


DIAGRAMA DE MOVIMIENTOS DIRECCIONALES
DETALLE SALIDA AUTOPISTA
CROQUIS DE LOCALIZACION
SCT
CUACNOPALAN-TEHUACAN-OAXACA
ENTRONQUE "CUACNOPALAN II"
PROYECTO DE SEÑALAMIENTO

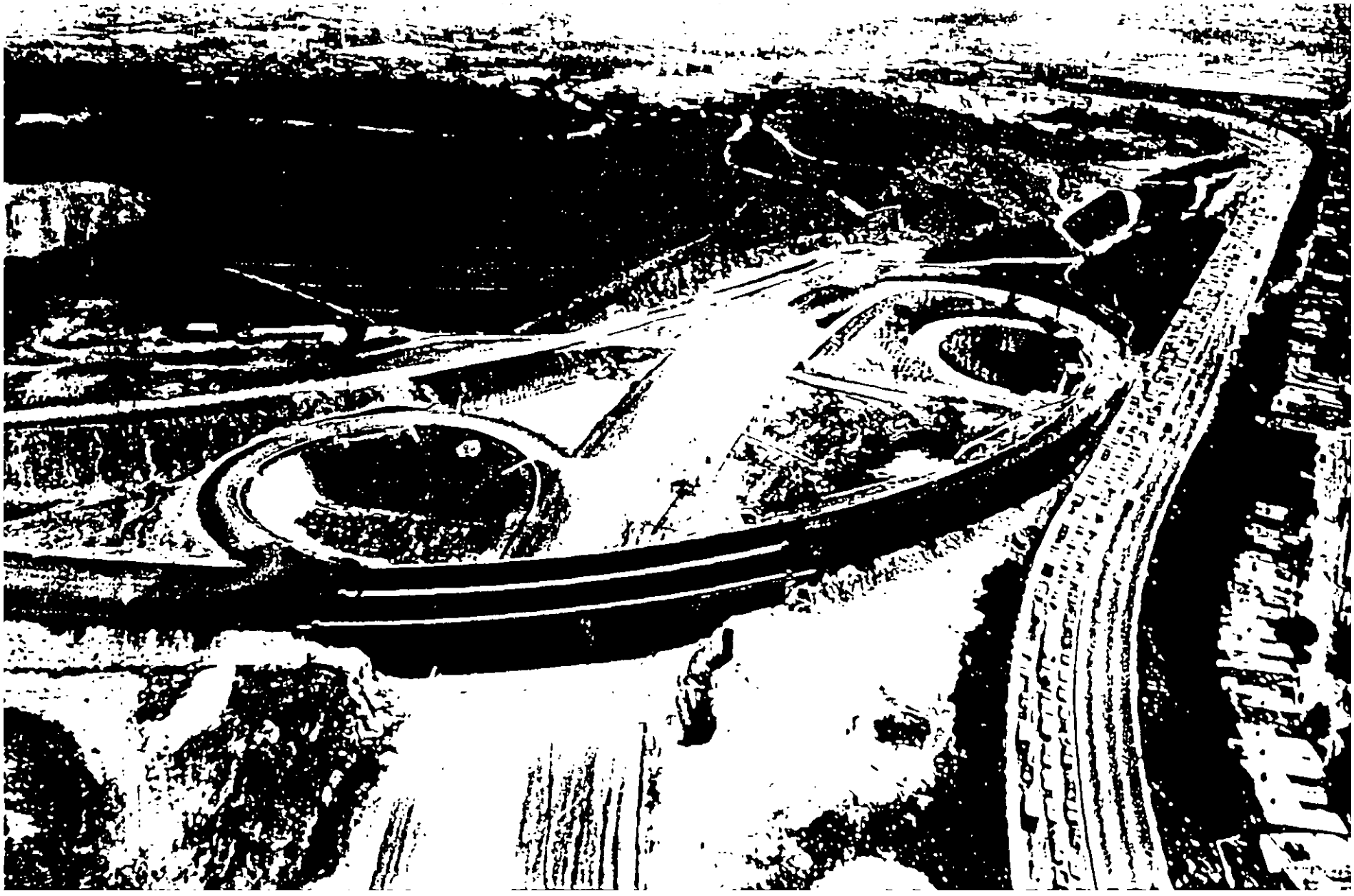
8 ESTRUCTURAS

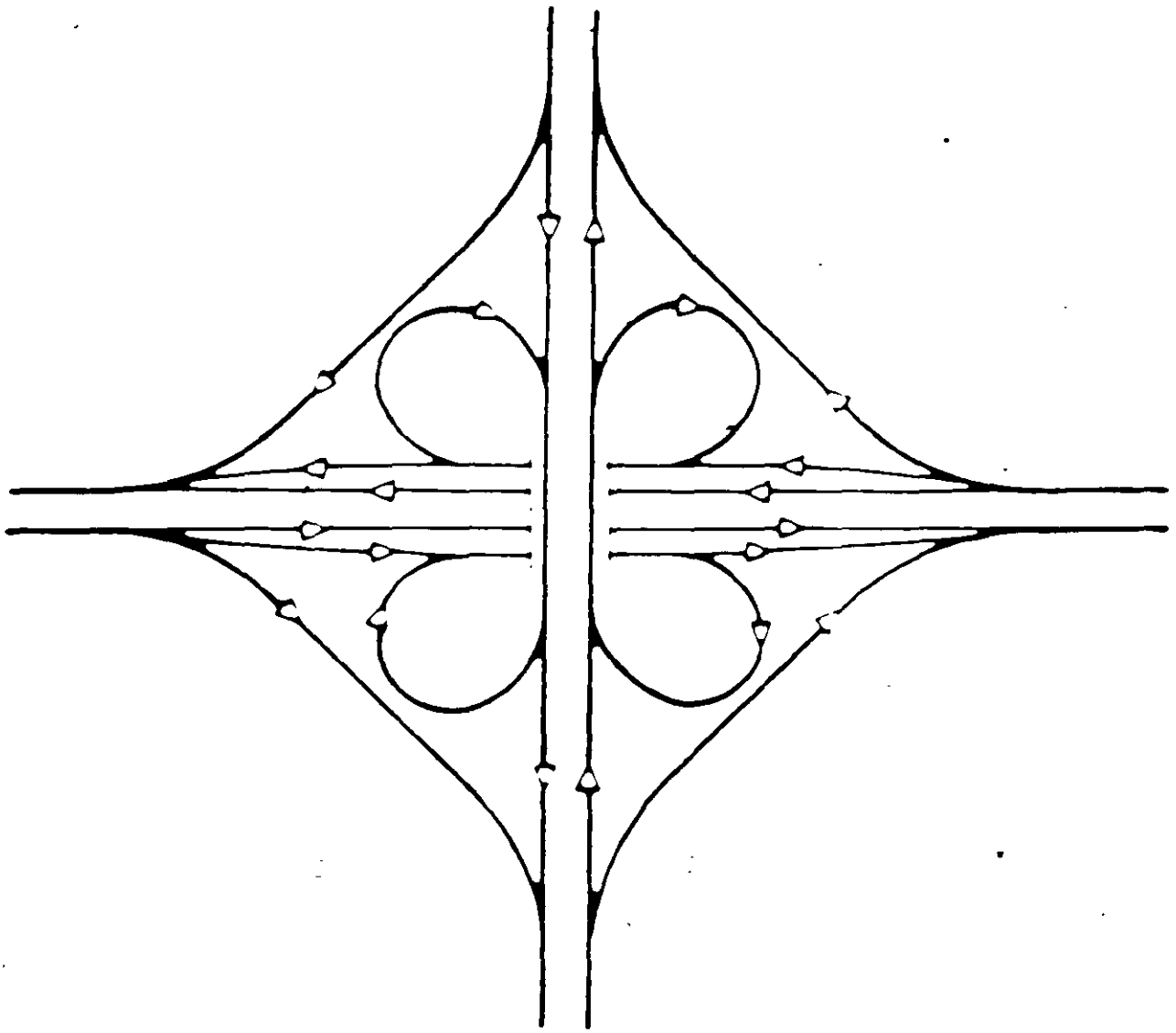


ESVASTICA



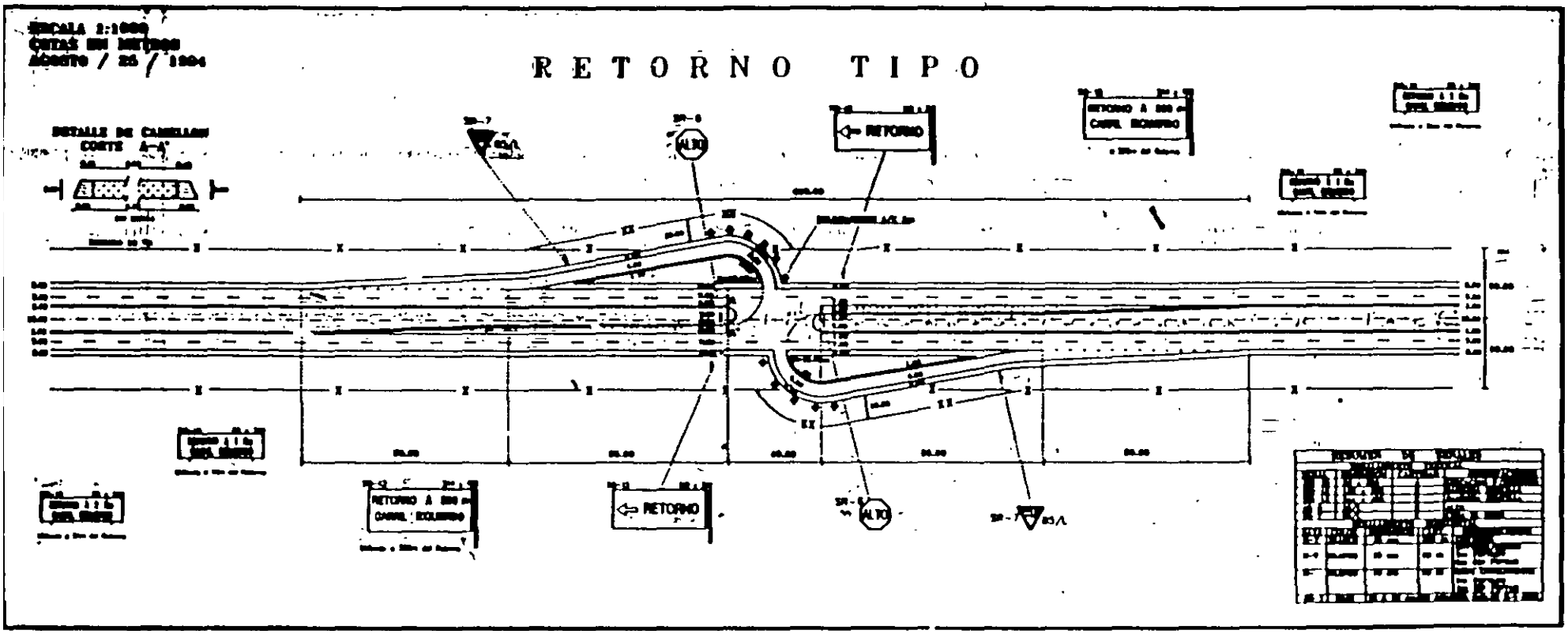
TREBOL MODIFICADO
POR UN CIRCULO

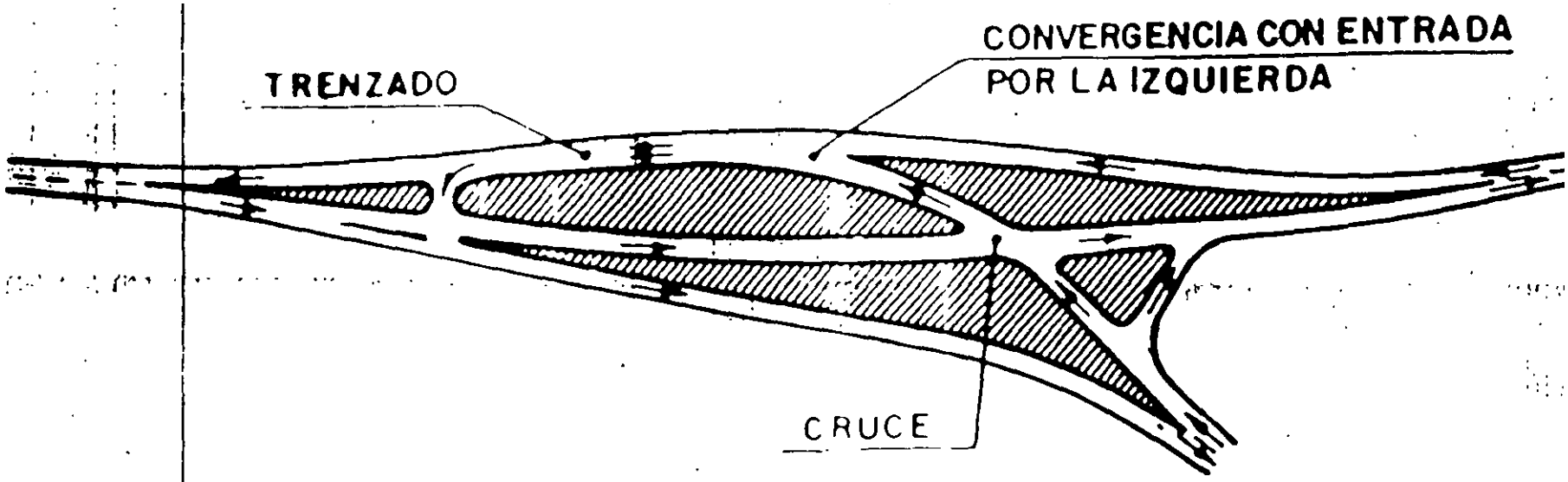




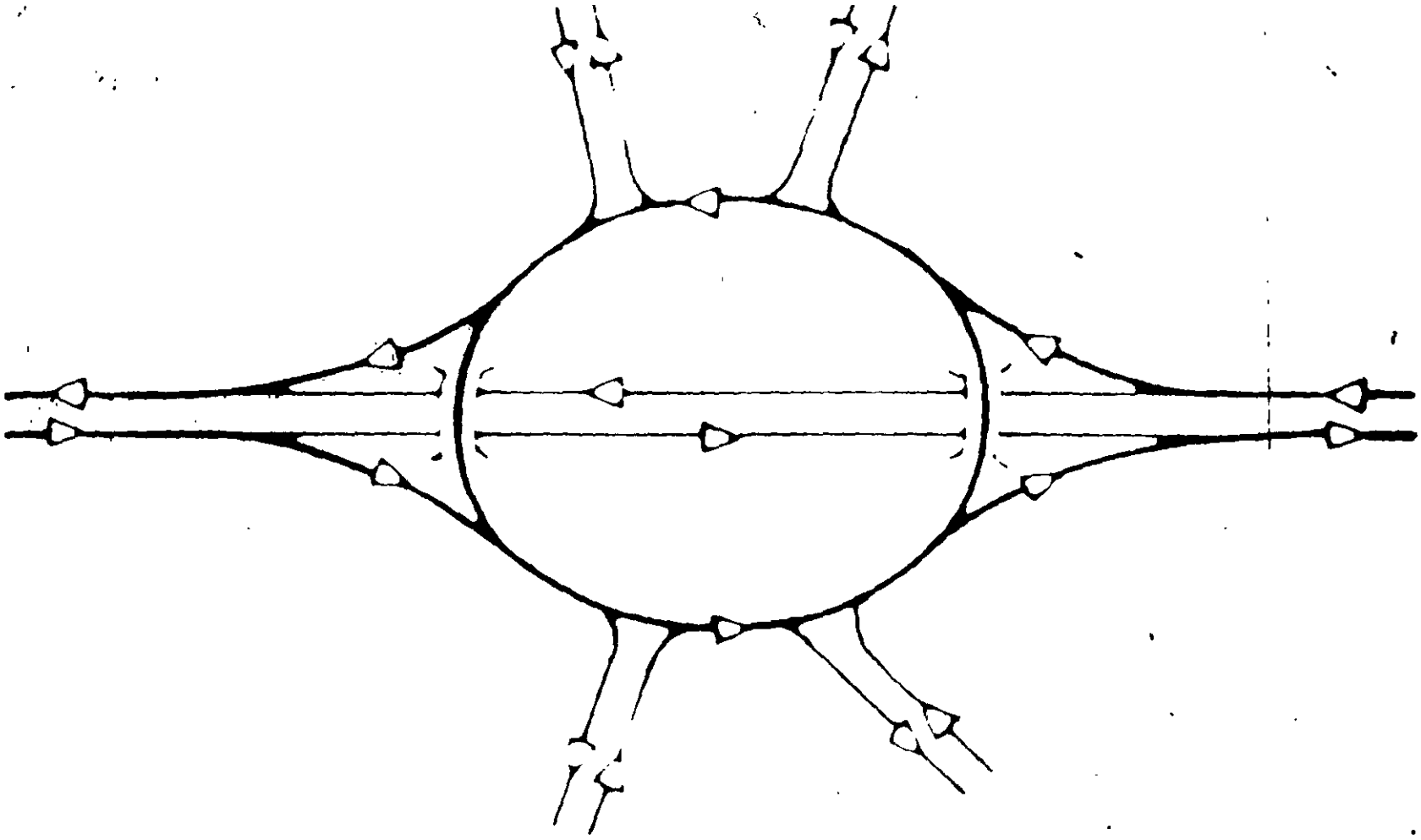
TREBOL COMPLETO CON DOS VIAS
COLECTORAS DISTRIBUIDORAS —

RETORNO TIPO

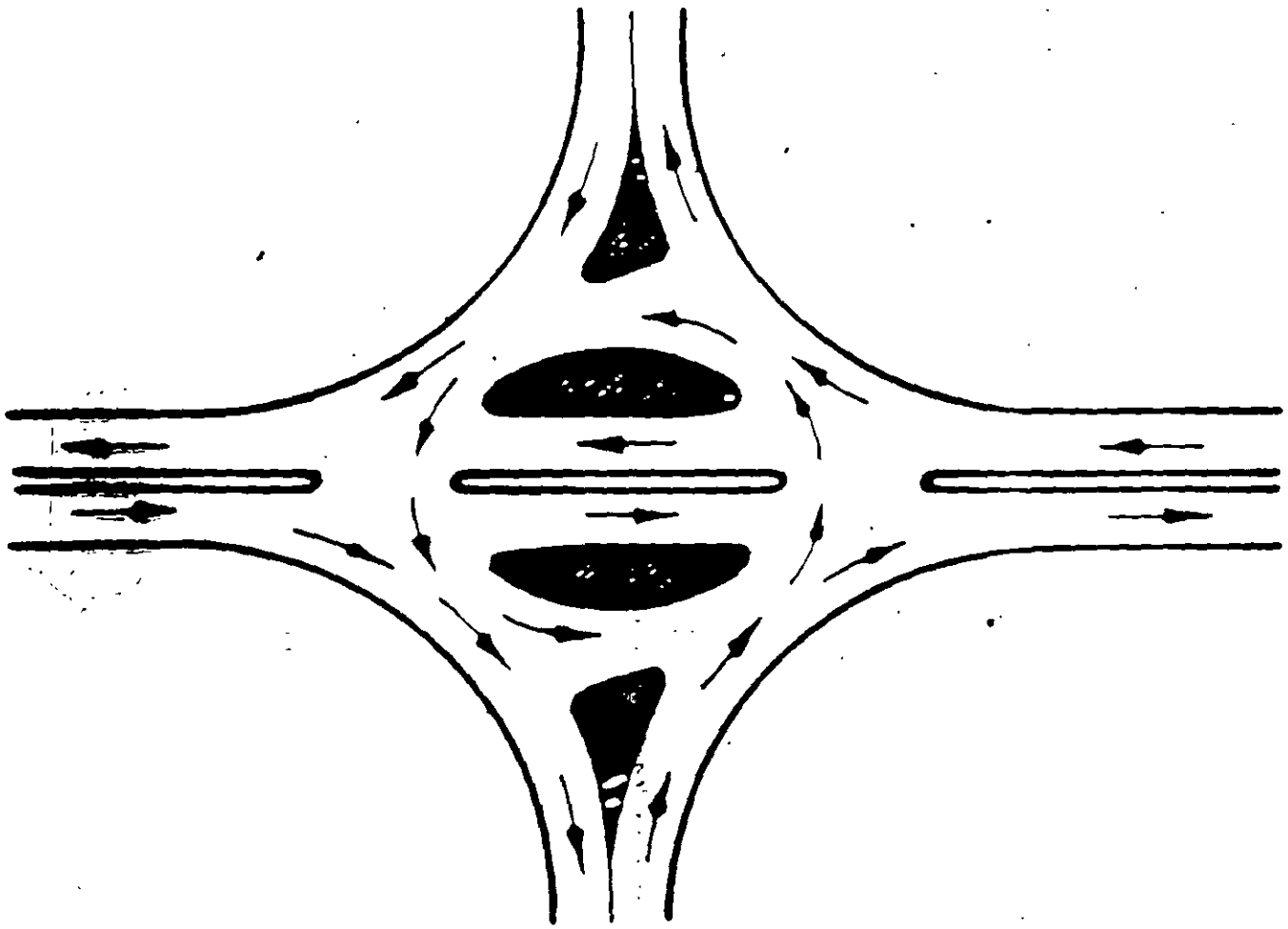




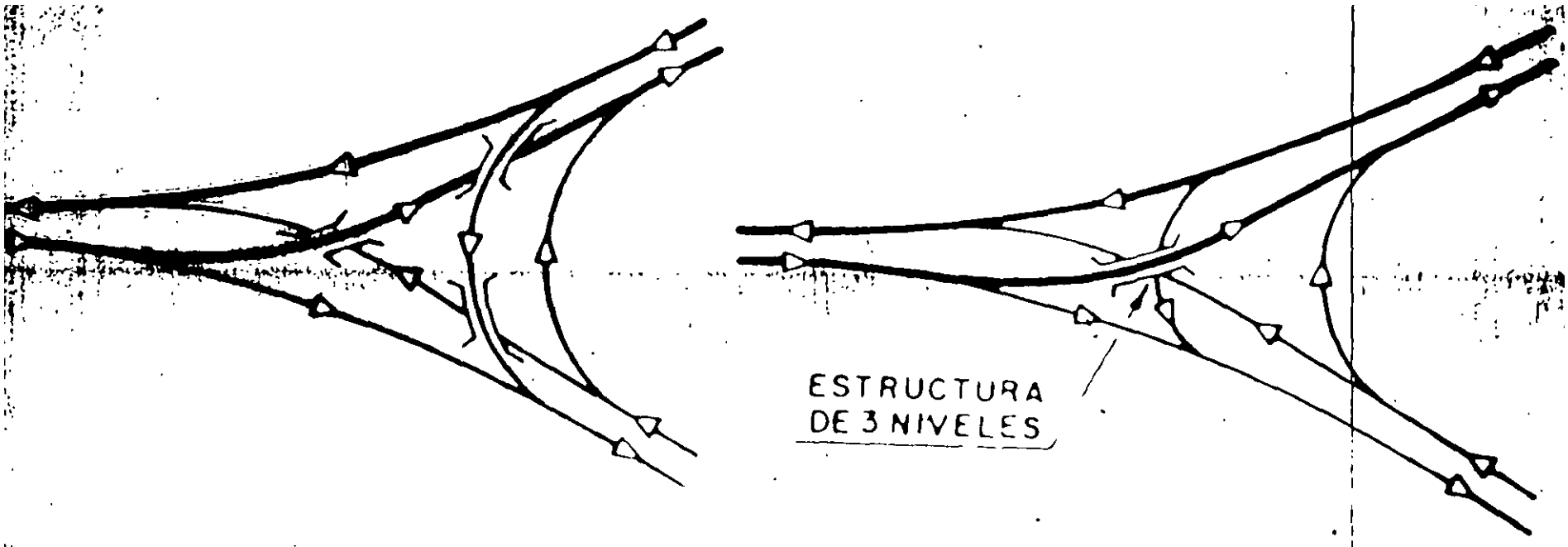
INTERSECCION EN Y (CANALIZACION COMPLETA)



GLORIETA A DESNIVEL

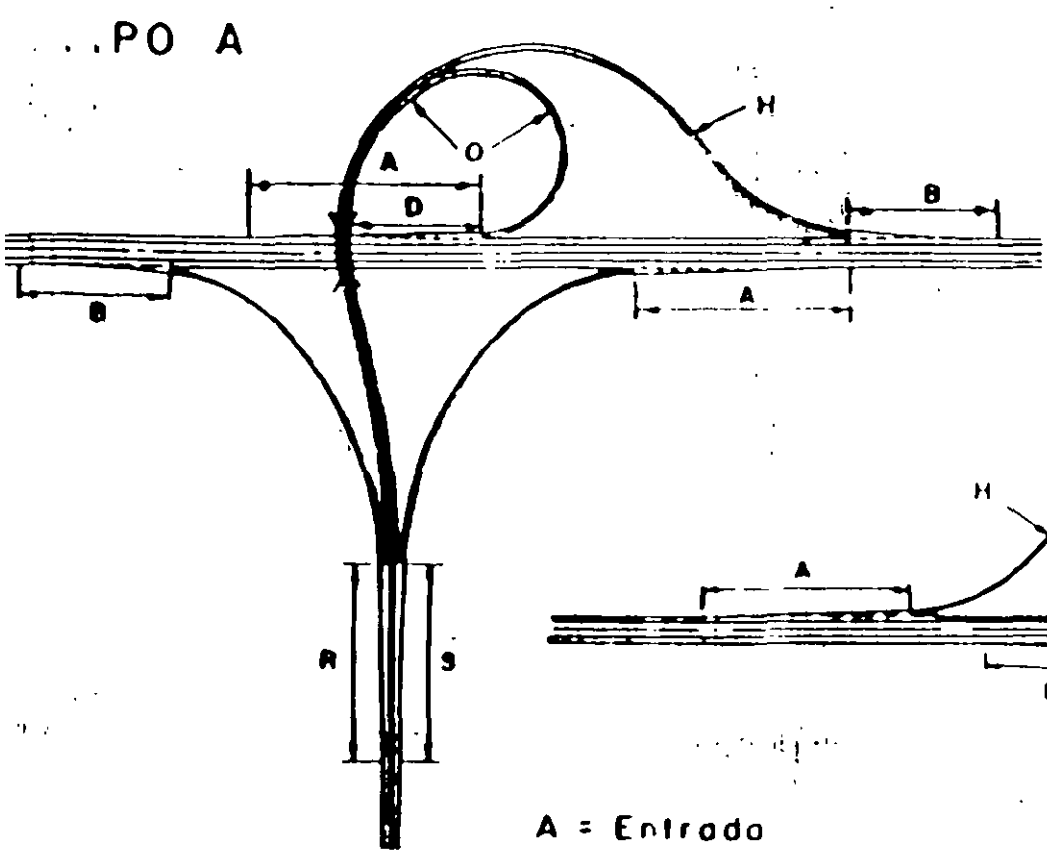


GLORIETA PARTIDA

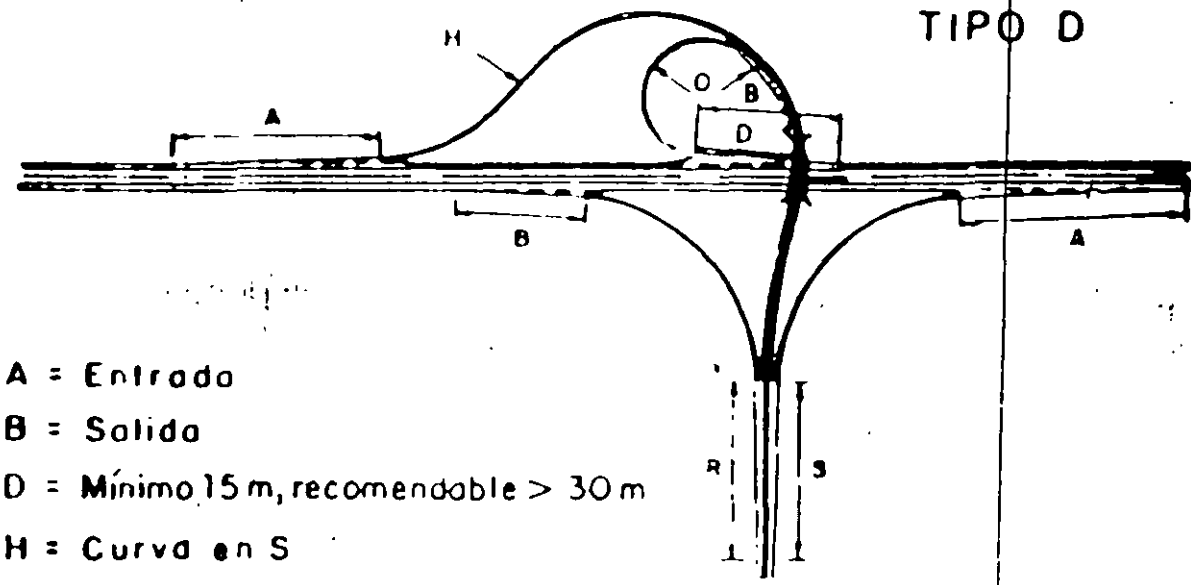


ENLACES DIRECCIONALES DE TRES TRAMOS

..PO A



TIPO D



A = Entrada

B = Salida

D = Mínimo 15 m, recomendable > 30 m

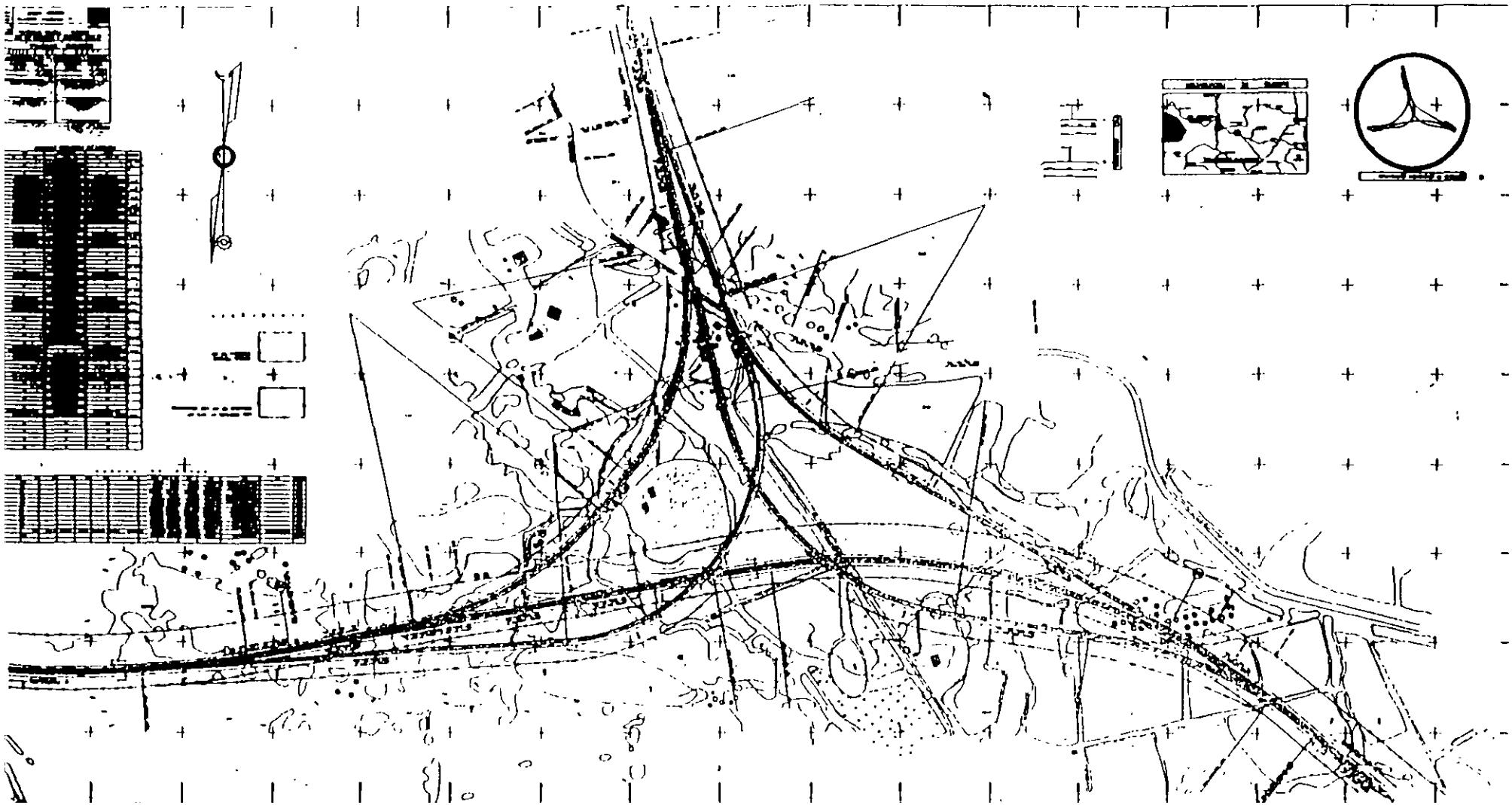
H = Curva en S

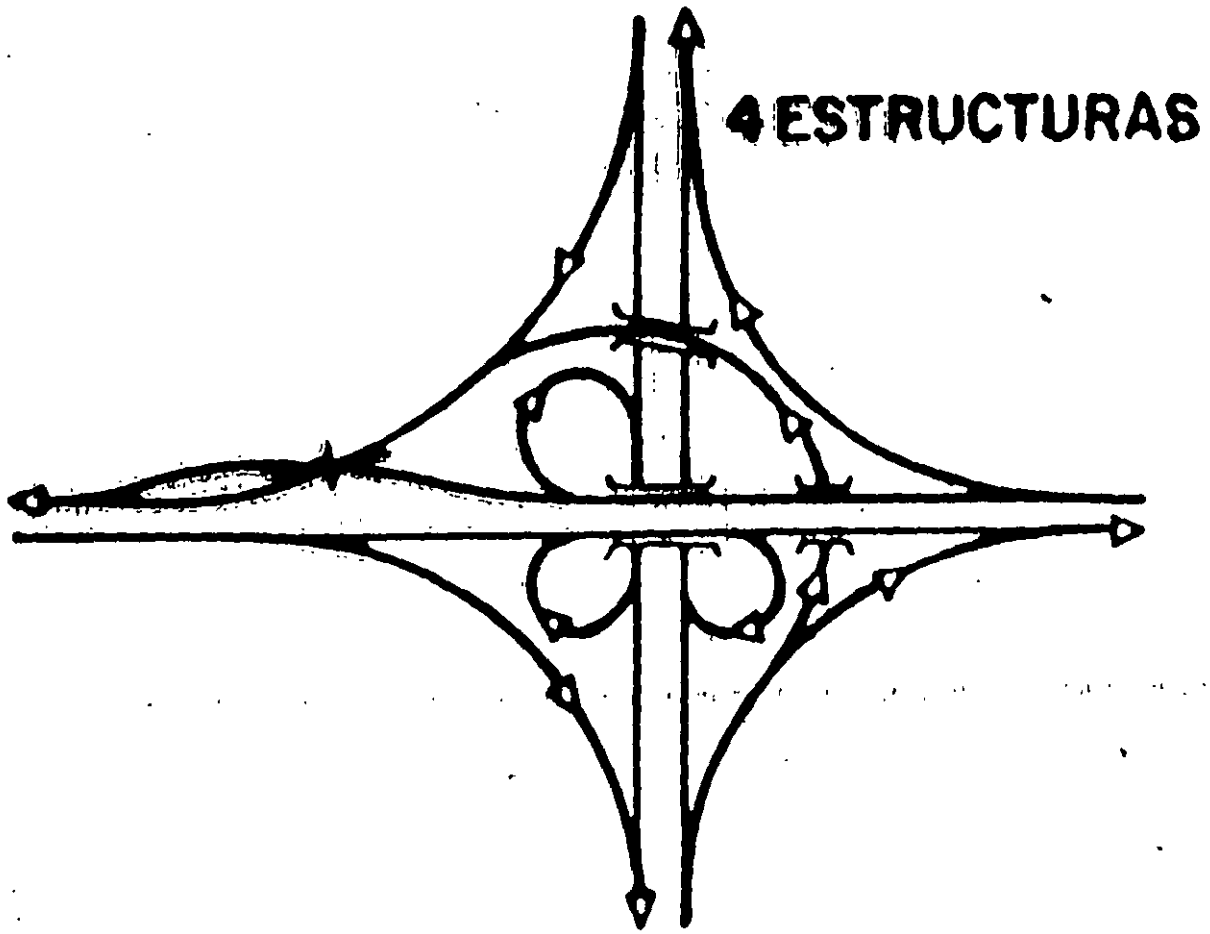
O = Curva "en Ovalo"

R = Confluencia

S = Bifurcación

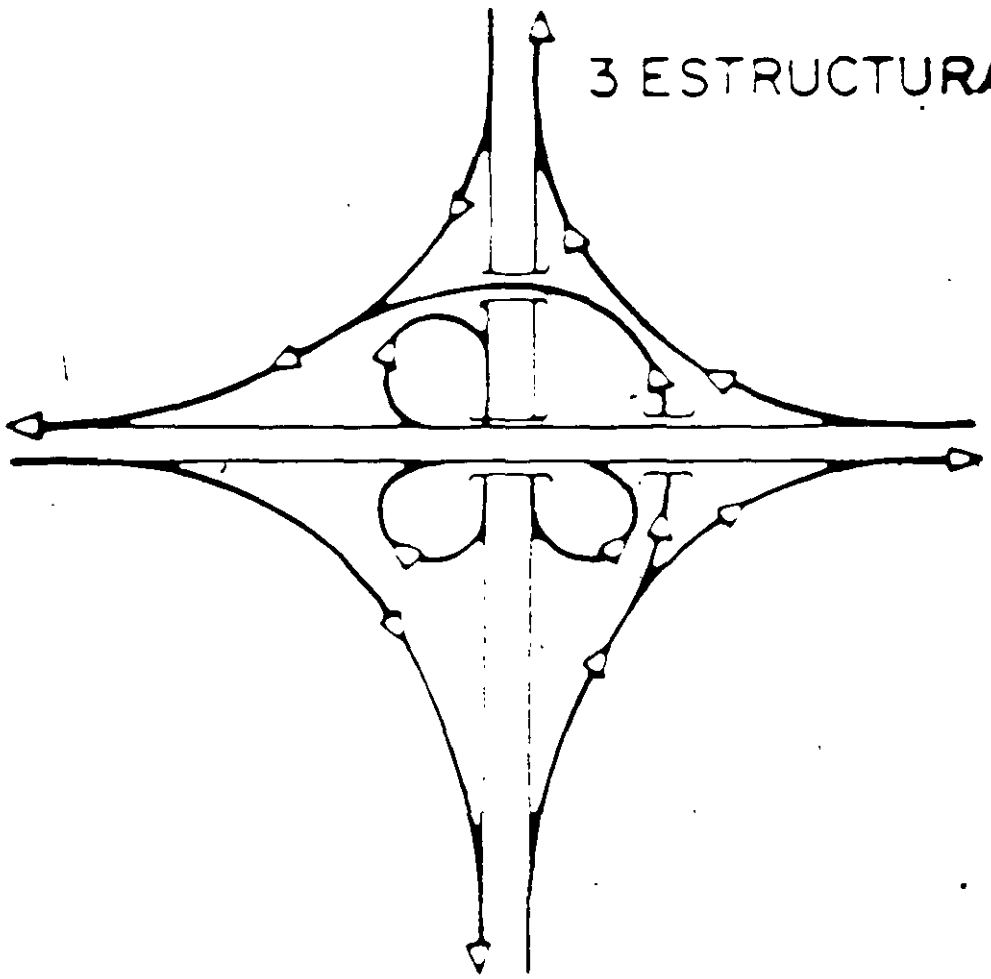
ENLACES EN TROMPETA



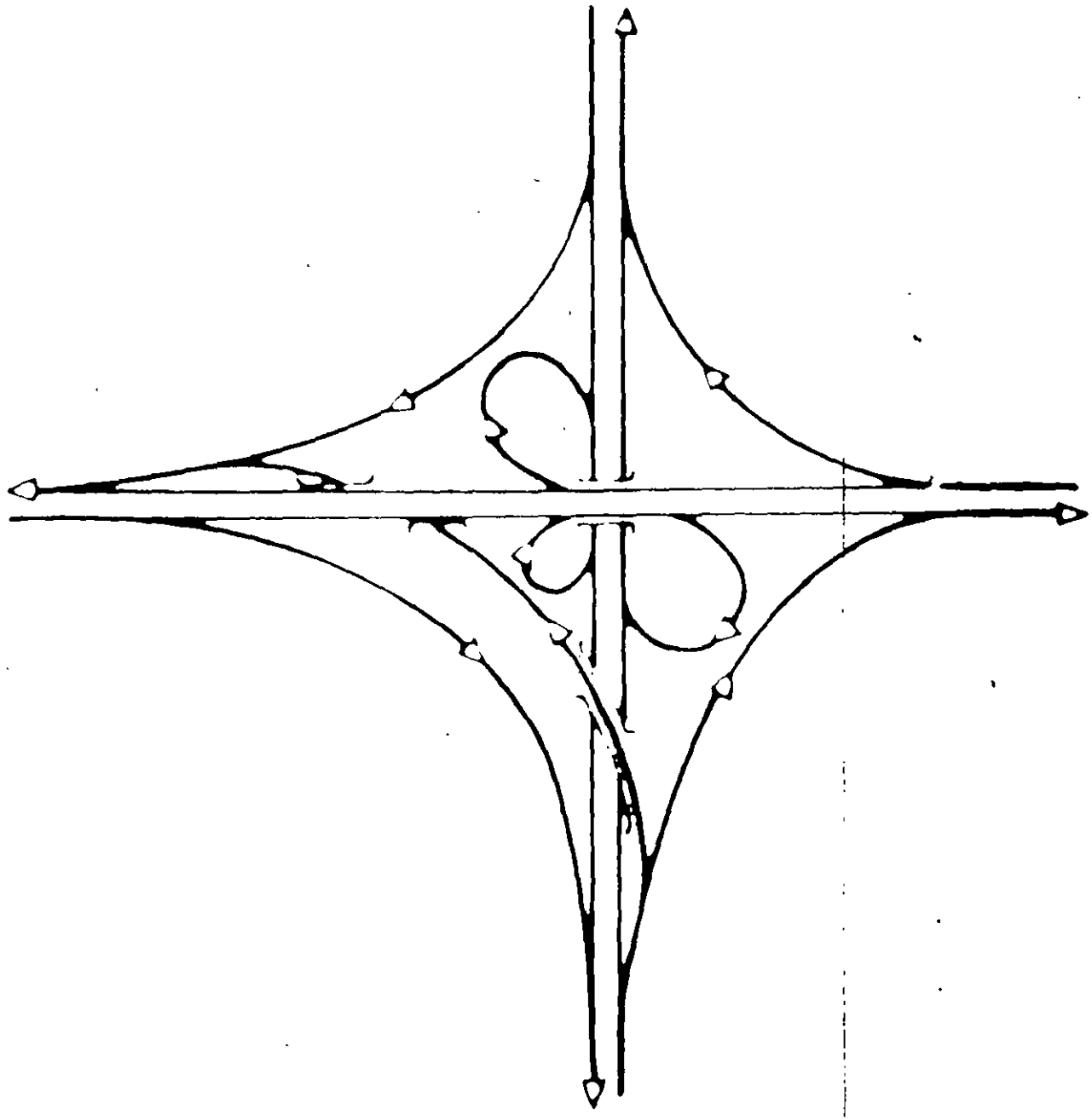


TREBOL MODIFICADO
POR UN CIRCULO

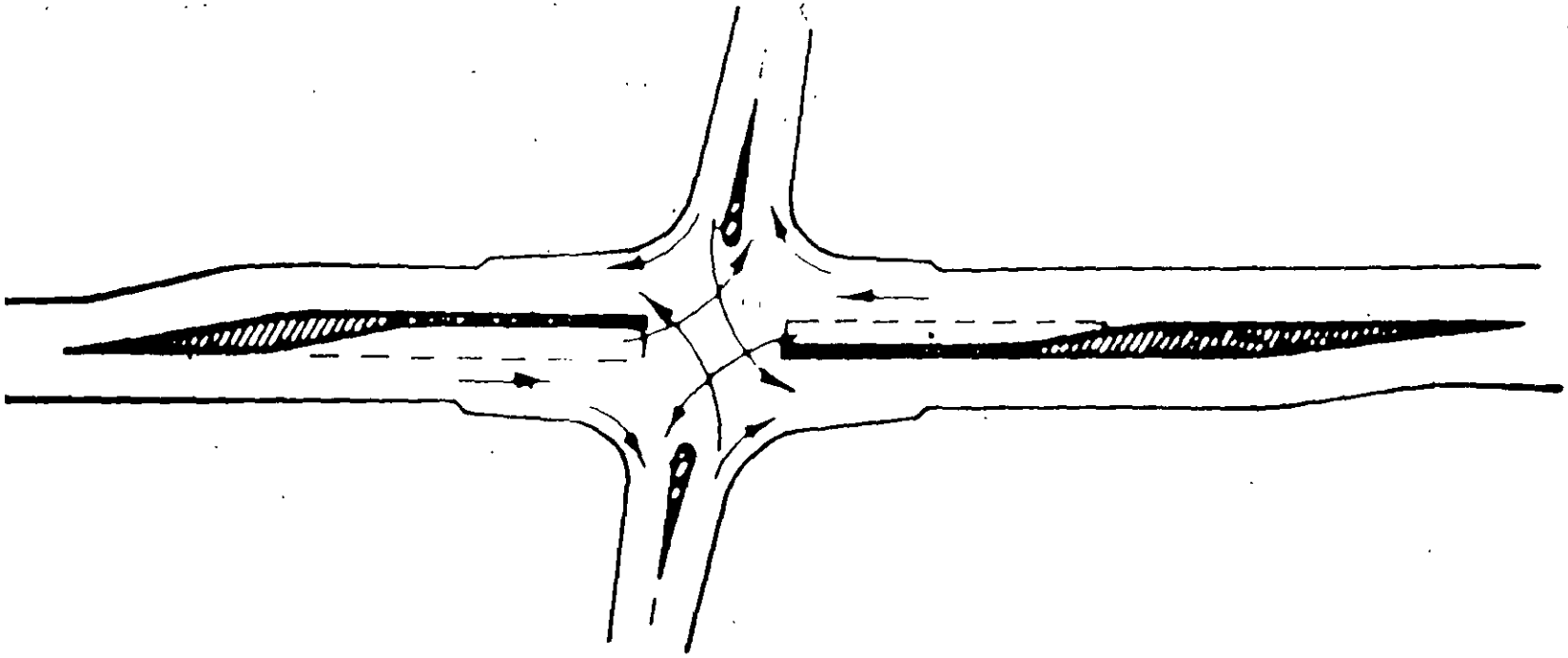
3 ESTRUCTURAS



TREBOL MODIFICADO
POR UN CIRCULO



TREBOL MODIFICADO
POR UN AS.. EXTERIOR



INTERSECCION EN CRUZ CON CARRILES DE ESPERA EN MEDIANA DE VIA PRINCIPAL

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMETRICOS

EXPOSITOR: ING. LEONEL GALINDO GONZÁLEZ
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

SECRETARIA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES

DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS

" ARTICULO DEL -MES "

"CRITERIOS HIDROLOGICOS PREVIOS A LA RECONSTRUCCION DE PUENTES".

POR LOS C.C. INGS. ARTURO M. MONFORTE-- OCAMPO Y LEONEL GALINDO GONZALEZ, JEFE- DEL DEPARTAMENTO DE HIDROLOGIA E HIDRAULICA Y JEFE DE LA OFICINA DE ANALISIS,- DE ESTA DIRECCION GENERAL.

SECRETARIADO TECNICO
DE DOCUMENTACION

CENTRO DE DOCUMENTACION
TECNICA

MÉXICO, D.F., AGOSTO DE 1987.

RESUMEN: Después de mencionarse en este trabajo las causas de tipo hidráulico más comunes de falla de puentes, y de comentarse -- brevemente los criterios hidrológicos que se emplean para el diseño de dichas estructuras, se propone que cuando un puente falle - por insuficiencia hidráulica, se determine la frecuencia de la -- avenida que la provocó, y que si ésta es mayor que la de diseño,- la estructura sea reconstruida con sus dimensiones originales, y no mayores como a lo que se tiende en estos casos. Ello, después de realizarse una revisión cuidadosa de los estudios previos al - diseño, y de concluir que fueron correctos.

I.- CAUSAS DE FALLA

Existen diferentes causas de tipo hidráulico que llegan a provo-- car la falla de los puentes. Algunas de ellas son las siguientes:

a) socavación

Quizá la causa más común sea la socavación en los apoyos de la estructura: puede provocar la falla total a la dislocación de- los elementos estructurales de la obra. La falla por socava -- ción puede deberse a un diseño deficiente de la cimentación, a un esviajamiento no considerado en el diseño, al atoramiento - de cuerpos flotantes en los apoyos, etc., o bien, a que sea -- excedida la avenida de diseño.

b) área insuficiente bajo el puente.

Cuando el área bajo la obra resulta insuficiente puede fallar- ésta por ser arrastrada la superestructura debido al empuje hi drodinámico, condición que puede verse empeorada si existen -- cuerpos flotantes que la golpean. También es factible que una-

vez que el agua sobrepase el nivel de rasante, erosione y destruya los terraplenes de acceso aunque el puente no sea dañado.

c) atoramiento de cuerpos flotantes.

Si los cuerpos flotantes se atoran en los apoyos, pueden propiciar la acumulación de más de ellos al grado de que constituyan una verdadera "represa", aumenten el tirante sobrepasando la superestructura, y hagan fallar el puente por empuje hidrodinámico.

d) mala ubicación.

Cuando un puente está mal ubicado respecto al alineamiento natural de la corriente, el agua golpea directamente sobre los terraplenes de acceso, lo que puede provocar la falla de éstos e incluso la del puente.

e) divagación de la corriente.

El cauce de la corriente puede cambiar su curso en la zona de cruce, ocasionando que el puente quede mal ubicado y suceda lo que se menciona en el inciso d).

f) degradación del fondo.

Si el fondo del cauce está siendo erosionado y no recupera su elevación media después de las avenidas, fenómeno que se conoce como degradación del fondo, puede llegar a fallar la cimentación de la estructura si no se detecta a tiempo tal fenómeno.

g) depósito de sedimentos.

Si contrariamente a lo mencionado en el inciso f) ocurre depósito excesivo de azolves en el sitio de cruce, el área bajo la obra llega a ser insuficiente, ocurriendo los efectos citados en el inciso b).

II.- CRITERIOS HIDROLOGICOS EN EL DISEÑO DE PUENTES.

En la ref. (1) se presenta un trabajo muy completo acerca de los criterios hidrológicos en los estudios para el diseño de puentes. Aquí sólo nos ocuparemos muy brevemente del período de retorno de las avenidas máximas. Como es sabido, el período de retorno que debe elegirse para el diseño de un puente se obtiene con la siguiente expresión:

$$Tr = \frac{1}{1 - (1-R)^{1/n}}$$

donde Tr = período de retorno, en años

n = vida útil de la obra, en años

R = riesgo o probabilidad de que el gasto de diseño sea igualado o excedido por lo menos 1 vez durante la vida útil, en decimales.

A continuación se presenta una tabla que muestra algunos valores del período de retorno en función del riesgo y de la vida útil:

Riesgo de falla	Vida útil, en años (n)				
(R, en %)	5	30	50	70	100
	Periodo de retorno, en años (Tr)				
40	10	59	98	138	196
50	8	44	73	101	145
60	6	33	55	77	110
80	4	19	32	44	63
99	1.7	7	11	16	22

La vida útil de los puentes, aunque no puede hablarse de cifras precisas, debe variar de unos cuantos años, si se trata de una obra provisional, a un límite superior difícil de fijar aunque, digamos, sea de 100 años, dependiendo de la importancia del camino, de la magnitud del puente, de las posibilidades de desarrollo de la región beneficiada con la vía terrestre, y de la evolución de la tecnología del autotransporte por lo que se refiere a dimensiones y peso de los vehículos.

El riesgo o probabilidad de falla de la obra durante su vida útil tiene que determinarse en forma relativamente arbitraria, aunque debe relacionarse con la importancia de la obra principalmente.

Otra forma de elegir el gasto de diseño y por consiguiente su periodo de retorno (también el riesgo correspondiente si se ha fijado la vida útil) consiste en analizar los costos inicial, de mantenimiento y de daños en caso de que falle la obra, para diferentes caudales eligiendo los valores de diseño para el menor costo (ref. 2). Sin embargo, resultaría muy difícil realizar un análisis como el anterior para cada una de las obras de drenaje --

transversal que se construyen en el país.

Wycoff y Harbaugh (ref. 2) realizaron el análisis anterior en diversas estructuras de drenaje de carreteras en Estados Unidos, y encontraron la relación que se muestra en seguida:

Tipo de Camino	Tamaño de la Estructura	Frecuencia promedio de diseño, en años.
Secundario	pequeña	24
	grande	35
Principal	pequeña	37
	grande	47
Interestatal	pequeña	47
	grande	50

La clasificación anterior puede relacionarse de la siguiente manera con las carreteras del país, para fines prácticos:

secundario = camino estatal (comúnmente construido por el sistema de "Cooperación") y vecinal

principal = camino federal (troncal)

interestatal = autopista (de cuota).

Sin embargo, no se establecen las fronteras entre estructuras pequeñas y grandes.

En la ref. 3 se presenta una tabla en la que se sugiere adoptar para el diseño los siguientes períodos de retorno dependiendo del tipo de camino y del tamaño de la estructura:

Tipo de camino	Tamaño de la estructura	Período de retorno (años)
Secundario	pequeña	25 a 50
	grande	50 a 100
Principal	pequeña	100
	grande	100
Interestatal	pequeña	100
	grande	200

n dicha referencia se dan las dimensiones mínimas para conside rar un puente como "grande". Así, para caminos secundarios, se da una longitud de 18 a 24m. Para caminos principales, 30m. y para caminos interestatales, 36m.

as referencias 2 y 3 no reportan nada acerca de obras de drena je ra vías férreas; sin embargo, los períodos de retorno de - l ..c en este tipo de obras deben ser más altos que en carrete ras, ya que en caso de accidentes provocados por fallas de las- estructuras los daños son en general de mayor cuantía que en ca reteras.

II.- INTENCION PRINCIPAL DE ESTE TRABAJO.

Cuando un puente falla existe la tendencia a construir una es- tructura más grande o ampliar la existente. Si la falla fue - ocada por insuficiencia hidráulica del puente, conviene de terminar la frecuencia de la avenida que la provocó; si ésta es mayor que la de diseño no tiene porqué llevarse a efecto la am- liación del puente existente o la construcción de un puente -- má rande que el fallado. Simplemente, y ésta es la intención rincipal de este trabajo, debe considerarse que el puente cum plió su función, y reconstruirse con las mismas dimensiones. -

Aún en el caso de que tempranamente se presente una avenida mayor que la de diseño que haga fallar la estructura, no hay ninguna justificación para construir un puente más grande (y por ende más costoso), a menos, por supuesto, que se determine que los estudios previos al diseño fueron realizados erróneamente.

IV.- CONCLUSIONES.

Cuando ocurre la falla de un puente por razones hidráulicas deben revisarse cuidadosamente, entre otros, los estudios hidrológico e hidráulico que fueron realizados para diseñar la obra. Si se determina que son correctos y que la avenida que provocó la falla tiene una frecuencia mayor que la de diseño, deberá reconstruirse la obra con las mismas características que tenía originalmente, y de ninguna manera hacerla de mayores dimensiones que conlleven un costo mayor.

R E F E R E N C I A S

1.- "Métodos hidrológicos para previsión de escurrimientos".

Seminario de Drenaje de la extinta SAHOP, en 1980. Autores: ingenieros. Osaín Dabián Rojas, Ramón Domínguez M. y Francisco Jiménez Z. Editado por la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT en 1984.

2.-"Hydrology for engineers and planners".

Allen T. Hjelmfelt y John Cassidy. Iowa State University Press, 1975.

3.-"Guide to bridge hydraulics". Editor C. R. Neill.

University of Toronto Press, 1973.

"CONSIDERACIONES HIDROLOGICAS E HDIRAULICAS APLICABLES AL ESTUDIO DEL DRENAJE EN LAS VIAS TERRESTRES".

ING. LEONEL GALINDO GONZALEZ

I.- GENERALIDADES.

En toda obra vial, el drenaje constituye un sistema para desalojar el agua que le llega ya sea por precipitación, escurrimiento e infiltración, por lo que las obras de drenaje deben desalojar un caudal determinado en forma rápida y eficientemente. Debido a lo anterior, los caminos adquieren una importancia preponderante, requiriendo la atención de personal técnico con mucho criterio y experiencia. En nuestro caso es importante mencionar que el Ingeniero Supervisor esté plenamente identificado con el comportamiento de las obras de drenaje y el funcionamiento de los ríos y arroyos de su zona.

Como todos sabemos, año con año se presentan en algunos estados de la República Mexicana, precipitaciones muy intensas, las cuales provocan cuantiosos daños a las obras de drenaje de su red carretera; esto se comprende en toda su magnitud, cuando se llegan a observar los efectos destructivos del agua en un camino en el cual su drenaje sea deficiente. Si la observación se efectúa inmediatamente después de un intenso período de lluvias, el panorama que a nuestros ojos se ofrece (generalmente desolador) bastará para convencernos plenamente de la tremenda utilidad de diseñar un buen sistema de drenaje. Es por eso que debemos estar concientes de la importancia de realizar estudios básicos para el diseño de las obras de drenaje. En la Dirección General elaboramos el Estudio Topohidráulico e Hidrológico, el cual contiene Conclusiones y Recomendaciones.

El objetivo del estudio de drenaje es obtener un caudal de diseño, asociado a una velocidad también de diseño, que debe estar relacionado a un período de retorno previamente establecido, el cual normalmente es de 25 años para caminos secundarios y de 50 años para caminos importantes.

Dentro de las recomendaciones que se proporcionen se debe considerar también - las diversas causas de tipo hidraúlico que provocan las fallas de los puentes, las más importantes son:

Socavación.- aproximadamente el 90 % de los puentes fallados en México son - Por este fenómeno.

Area hidráulica insuficiente bajo el puente.- esta área debe ser de acuerdo- al gasto de diseño y su correspondiente velocidad.

Atoramiento de cuerpos flotantes

Mala ubicación del puente

En términos generales los estudios que se realizan para el diseño de las obras mayores de drenaje, desde el punto de vista hidráulico son:

ESTUDIOS { **TOPOHIDRAULICOS**, **HIDROLOGICOS**

II.- ESTUDIO TOPOHIDRAULICO

Es un estudio de campo que sirve de apoyo para proyectar la estructura de drenaje, así como las obras auxiliares que aseguren el buen funcionamiento hidráulico de la obra, de este estudio obtenemos el gasto máximo que se ha presentado en el escurrimiento, partiendo de la información recabada en la zona en estudio. Para realizar el estudio en campo, es necesario apoyarlo en una configuración topográfica del sitio de cruce, la cual deberá cubrir el área necesaria para establecer el funcionamiento hidráulico del escurrimiento y conocer - las características topográficas de la zona, por lo que su amplitud variara en cada caso, para lo cual se deberá realizar una programación de los trabajos - de campo; este es un aspecto muy importante en la elaboración de los estudios-

topohidráulico, ya que de la programación depende de que en los planos se pue-de definir el funcionamiento hidráulico de la corriente y observar algunos de talles importantes. Esta programación la debe realizar el ingeniero que final mente va a proporcionar las recomendaciones para el proyecto de la obra de dre naje. la información que debe contener un estudio topohidráulico es la siguien te:

Planta General

Planta Detallada

Perfil de Construcción

Perfil Detallado

Plano de Pendiente y Secciones Hidráulicas

Croquis de Puentes Cercanos

Croquis de Localización

Informe Fotográfico

Informe General

Planta General.- Debe contener la topografía de una superficie lo suficientemente amplia para definir el funcionamiento hidráulico de la corrien-- te, por lo que su extensión en el sentido del escurrimiento será muy diferente para cada caso particular. en este plano debe es-tar contenida la siguiente información:

PLANTA GENERAL

Eje de trazo

Nivel de aguas máximas (NAME)

Ubicación de los Monumentos de Concreto

Sentido de la corriente

Longitud de tangentes, rumbos, datos de curva

Construcciones aledañas, líneas telegráficas de energía

Electrica, telefonicas, etc.

Las escalas más comunes son 1:500 se podrá dibujar también 1:1000 ó 1:2000 - equidistancia entre curvas de nivel a cada metro.

Se procurará que el largo del plano no exceda de 1.25 m.

No en todos los casos se necesita la realización de esta planta.

Planta Detallada.- Esta topografía debe permitir la ubicación de la obra de drenaje, así como la orientación de los apoyos. Se dibuja con curvas de nivel a cada 50 cm y contiene también todos los conceptos indicados : para la planta general.

Comunmente se dibuja a escala 1:200 y también puede ser a 1:500; 1:1000, procurando también que el largo no exceda 1.25 m.

Perfil de Construcción.- En este plano se dibuja el perfil del terreno natural sobre el eje de proyecto, cubriendo en 100 m, por lo menos en cada margen - a partir de la intersección de la subrasante de proyecto. Este perfil es útil para definir la localización de las obras auxiliares cuando se tienen llanuras de inundación amplias; también contiene datos de trazo como la existencia de curvas, la longitud de tangentes, el nivel de subrasante, los bancos de nivel, la ubicación de los monumentos de concreto, el - NAME de diseño, el NAMO, el NAMIN, estaciones y cotas del terreno.

Es muy usual utilizar una escala 1:2000 en el sentido horizontal y 1:200 en el vertical La longitud de este plano no debe exceder 1.25 m.

Perfil Detallado.- representa el perfil del T.N. sobre el eje de proyecto; su longitud deberá cubrir la obra de drenaje a proyectarse. Este plano es utilizado también en el estudio de cimentación para ubicar los sondeos efectuados - en campo. Deberá dibujarse a la misma escala horizontal y vertical, siendo muy usual 1:100 ó 1:200.

PLANO DE PENDIENTE Y SECCIONES HIDRAULICAS

ESTUDIO HIDRAULICO

Es la etapa más importante del estudio topohidraulico, ya que nos permite obtener el caudal máximo que ha circulado por el río o arroyo y depende básicamente de datos obtenidos en campo, recabados por huellas dejadas por el agua en las márgenes o por información proporcionada por vecinos del lugar. En este plano se dibujan entre otras cosas el perfil del fondo del cruce de la corriente y las secciones hidráulicas.

Este estudio, se fundamente en la fórmula de Manning (método conocido como de sección y pendiente) que es aplicable a flujo uniforme.

Lo más conveniente será levantar 3 secciones hidráulicas ubicadas, en el cruce, una aguas arriba y otra aguas abajo; la distancia entre secciones podrá ser como mínimo 300 m y deberán ubicarse en un tramo lo más recto posible y con pendiente de preferencia uniforme.

Para aplicar la fórmula de Manning es necesario obtener los siguientes paramétros de cálculo.

A Area hidráulica de la sección m^2

P Perímetro mojado m^2

r radio hidráulico m ($\frac{A}{P}$)

S Pendiente hidráulica Sh

n coeficiente de rugosidad

$$V = \frac{1}{n} \quad r^{2/3} \quad S^{1/2}$$

obteniendo la velocidad aplicamos el principio de continuidad.

$$Q = AV$$

Desventajas del método:

a) La ecuación de Manning se estudio para canales y el ingeniero de puentes la utiliza para corrientes naturales ya sea ríos o arroyos.

b) El régimen de la corriente no es uniforme

c) Incertidumbre en los datos del NAME y de la frcuencia de la avenida.

d) Dificultad para fijar los valores del coeficiente de rugosidad "n".

El coeficiente "n" varia de acuerdo a los siguientes factores.

1.- Rugosidad de la superficie

2.- Vegetación existente en fondo y márgenes

3.- Irregularidad del fondo

4.- Alineamiento del canal

5.- Dépositos y socavaciones

6.- Costrucción de puentes vados, cunetas, etc. → Por obras de drenaje existentes como

Cuando se realiza este tipo de estudios se conplementan con el estudio hidrológico, para comparar ambos resultados y elegir el gaso de diseño más adecuado, de acuerdo a los análisis y características de cada estudio.

PIYCSA PANAMA (CONSTRUCTORA VIAL)

BORO: ING. LEONEL GALINDO GONZA

CRUCE : *RIO CHILIBRE*
CAMINO : *AUTOPISTA PANAMA-COLON*
TRAMO : *RAMAL ALCALDE DIAZ*
KM ORIGEN : *INTERCAMBIO ALCALDE DIAZ*
ESTACION PLUVIOGRAFICA: *ISOYETAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA*

METODO DE VEN TE CHOW

CONSTANTES DE CALCULO	NOMENCLATUR	DATOS
AREA DE LA CUENCA (km²)	*A*	*4.3*
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (m)	*L*	*3750*
PENDIENTE MEDIA DEL CAUCE (%)	*S*	*0.021*
NUMERO DE ESCURRIMIENTO DE CHOW (adimensional)	*N*	*77*
PRECIPITACION MEDIA ANUAL EN LA ESTACION BASE (cm)	*Pb*	*1*
PRECIPITACION MEDIA EN LA CUENCA (cm)	*P*	*1*
FACTOR CLIMATICO Y = 2.78 P/Pb	*Y*	*2.78*
TIEMPO DE RETRASO (hr) tp=0 00505 (L/(S)^1/2)^0.64	*tp*	*3.3695*

Tr *50* años

d(min)	d(hr)	I	Pb*	Peb*	X	d/tp	Z	Q
5	*0.083*	*24.00*	*2.00*	*0.03*	*0.35*	*0.025*	*0.0202*	*0.1*
10	*0.250*	*19.00*	*4.75*	*0.97*	*3.86*	*0.074*	*0.0588*	*2.7*
20	*0.500*	*15.90*	*7.95*	*2.95*	*5.9*	*0.148*	*0.1154*	*8.1*
30	*0.750*	*13.20*	*9.90*	*4.4*	*5.87*	*0.223*	*0.1713*	*12.0*
60	*1.000*	*10.10*	*10.10*	*4.56*	*4.56*	*0.297*	*0.2267*	*12.3*
120	*1.330*	*6.20*	*8.25*	*3.16*	*2.38*	*0.395*	*0.2993*	*8.5*
180	*2.000*	*4.90*	*9.80*	*4.32*	*2.16*	*0.594*	*0.4453*	*11.5*
240	*4.000*	*3.82*	*15.28*	*8.87*	*2.22*	*1.187*	*0.7076*	*18.8*
300	*4.000*	*2.74*	*10.96*	*5.24*	*1.31*	*1.187*	*0.0000*	*0.0*

d = Duración de lluvia (hr)

I = Intensidad de lluvia (cm/hr)

Pb* = Id (cm)

$$Peb^* = \frac{(Pb^*-508/N+5.08)^2}{(Pb^*+2032/N-20.32)} \text{ (cm)}$$

X = Peb*/d Factor de escurrimiento

Z = Factor de reduccion de pico

Si d/tp >= 2, Z=1
Si d/tp >= 0 6; Z=0 6315(d/tp)^0.663
Si d/tp < 0.6, Z=0 7401 (d/tp)^0.974

Q = A X Y Z (m3/s)

CRUCE: *CHILIBRE*
CAMINO: *PANAMA -COLON*
TRAMO: *RAMAL ALCALDE DIAZ*
KM: ORIGEN : *INTERCAMBIO ALCALDE DIAZ*
ESTACION PLUVIOGRAFICA: *ISOYETAS DE INTENSIDAD DE LLUVIA*

METODO RACIONAL

CONSTANTES DE CALCULO	NOMECLATURA	DATOS
AREA DE LA CUENCA (km²)	A	4
LONGITUD DEL CAUCE PRINCIPAL (km)	L	3.75
PENDIENTE DEL CAUCE (decimales)	S	2 065
COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO (adimensional)	C	0.35
TIEMPO DE CONCENTRACION (min)	tc	8.31
INTENSIDAD DE LLUVIA PARA UN PERIODO DE RETORNO DE 50 AÑOS (mm/hr)	I	190

Tr : *50* años tc = 0.0662(L^0.77/S^.385) = 0.14 hrs

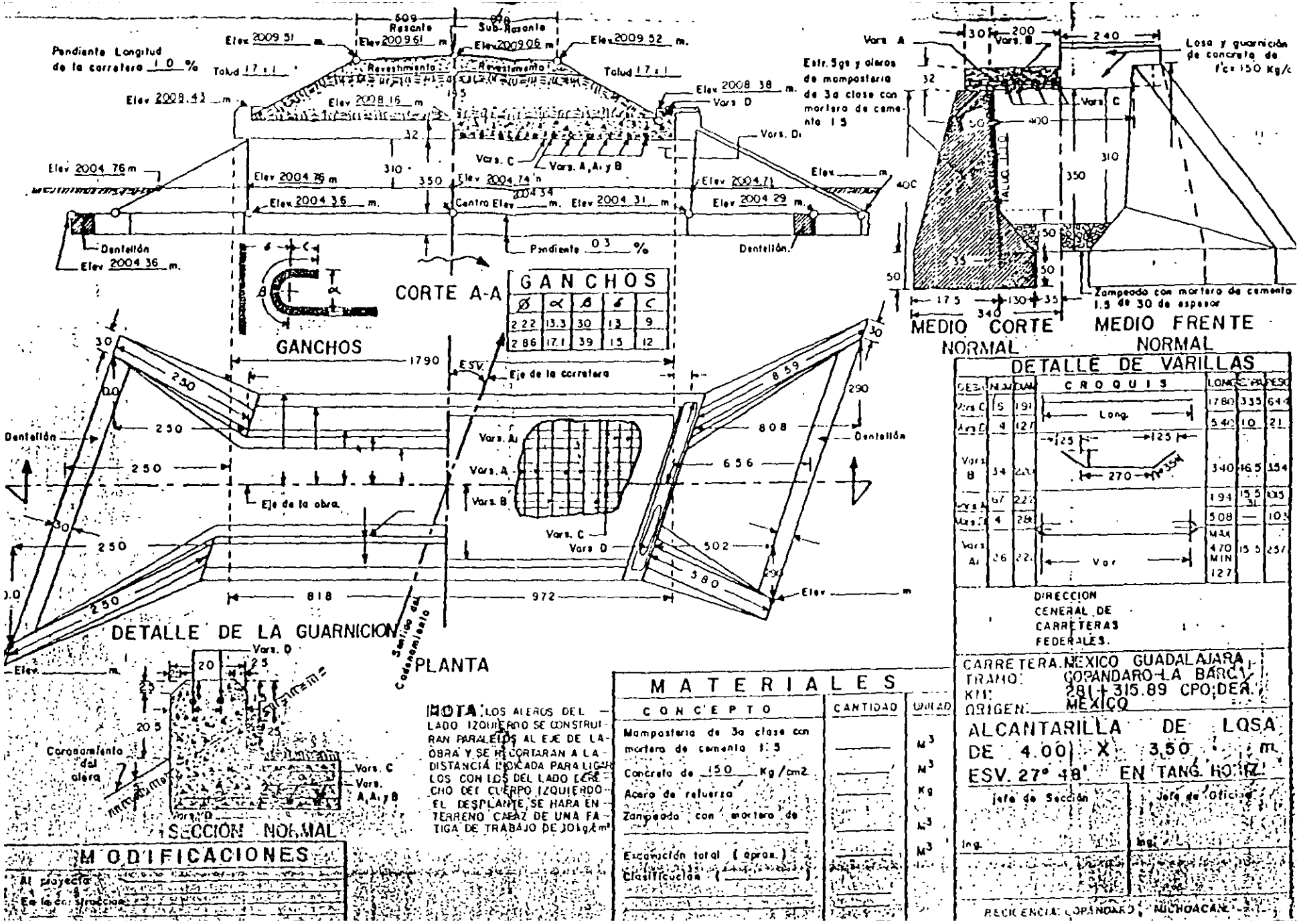
Q = 0.278(C)(I)(A)

C	I	A	Q
0 35	*190*	*4.3*	79.4941 m3/s

Tr . años

Q = 0.278(C)(I)(A)

C	I	A	Q
			m3/s



GANCHOS

Ø	α	A	δ	C
2 22	13.3	30	13	9
2 86	17.1	39	15	12

DETALLE DE VARILLAS

DES.	NUM.	LONG.	CROQUIS	LONG.	C/U	PESO
Vars C	5	191	Long.	1780	333	643
Vars D	4	127		540	10	21
Vars B	34	223	125 125 270	340	46.5	354
Vars A1	67	223		194	15.5	835
Vars A	4	288		508	—	103
Vars A1	26	223	Var	470 MIN 127	15 5	237

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES.

CARRETERA: MEXICO GUADALAJARA
TRAMO: COPANDARO-LA BARCA
KM: 281+315.89 CPO; DER.
ORIGEN: MEXICO

ALCANTARILLA DE LOSA
DE 4.00 X 3.50 m.
ESV. 27° 48' EN TANG. HOR.

Jefe de Sección | Jefe de Oficina
Ing. | Ing.

RESIDENCIA: COPANDARO, MICHOACAN.

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
Mampostería de 3a clase con mortero de cemento 1:5		M³
Concreto de 150 Kg/cm2		M³
Acero de refuerzo		Kg
Zampeado con mortero de		M³
Excavación total (aprox.)		M³
Clasificación ( )		

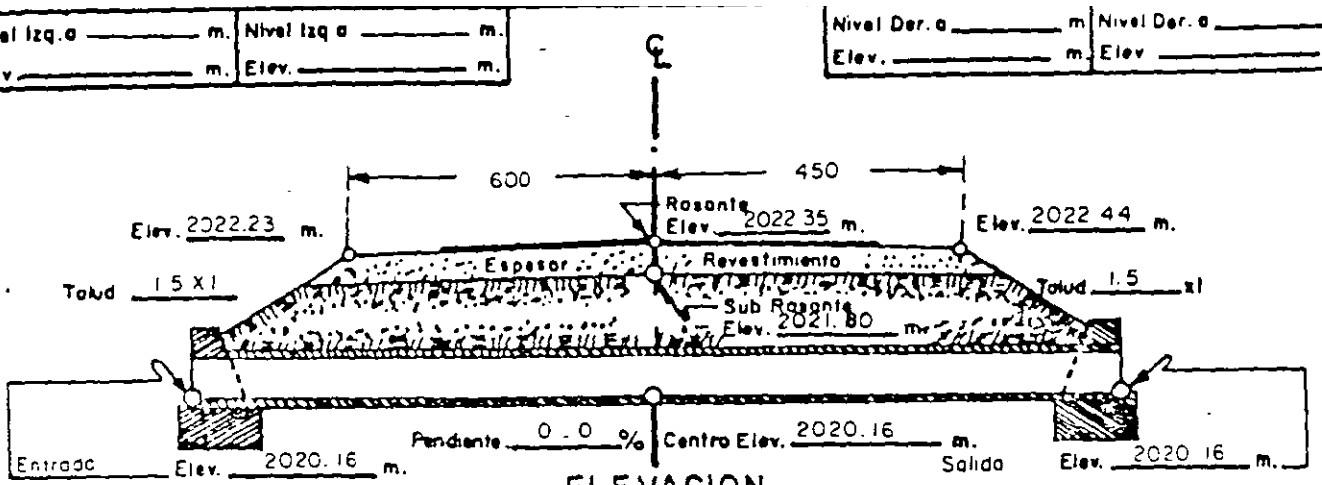
NOTA: LOS ALEROS DEL LADO IZQUIERDO SE CONSTRUIRAN PARALELOS AL EJE DE LA OBRA Y SE RECORTARAN A LA DISTANCIA INDICADA PARA LIGARLOS CON LOS DEL LADO DERECHO DEL CUERPO IZQUIERDO. EL DESPLANTE SE HARA EN TERRENO CAPAZ DE UNA FATIGA DE TRABAJO DE 30 kg/cm².

MODIFICACIONES

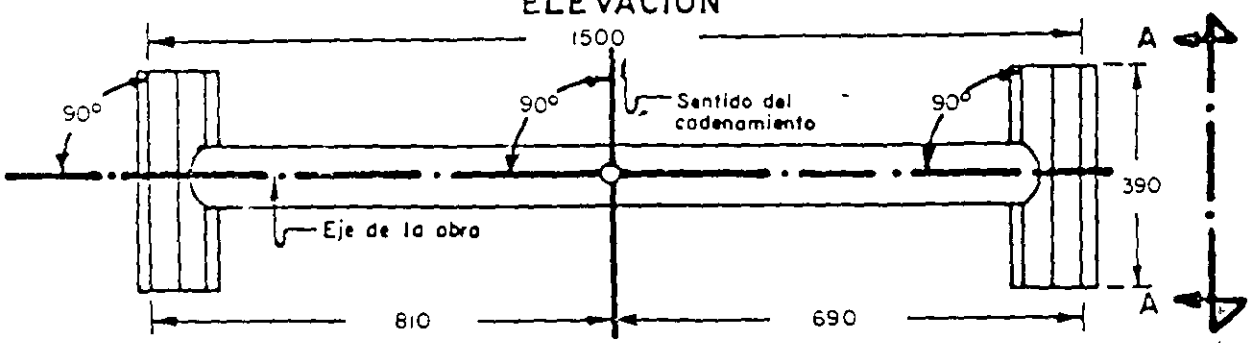
Al proyecto
En la construcción

Nivel Izq. a ____ m.	Nivel Izq a ____ m.
Elev. ____ m.	Elev. ____ m.

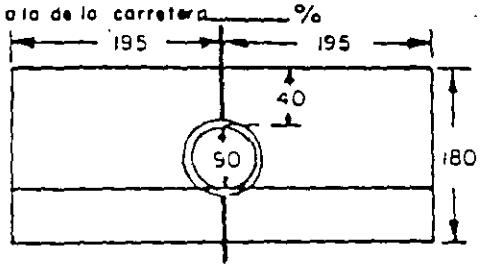
Nivel Der. a ____ m	Nivel Der. a ____ m.
Elev. ____ m.	Elev ____ m.



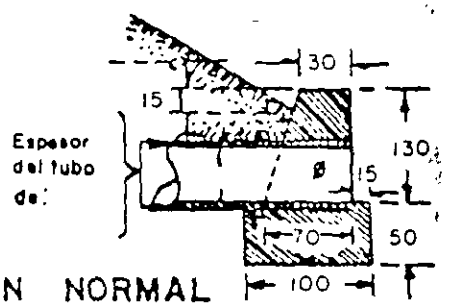
ELEVACION



PLANTA



VISTA A-A



SECCION NORMAL

NOTAS

Localización

Sobre trazo hecho en ____ por ____

Cargas:

Carga Viva tipo H20-

Tubos

Serán de concreto

Muros

Serán de mampostería de 3a El desplante se hara en ____ capaz de una fatiga de trabajo de ____ Kg/cm² para ello se podrá variar su elevación a juicio del Ing Residente hasta en ± 20cm modificando unicamente el espesor del cimiento Los cargamentos llevarán un chaflán de 3 de espesor con mortero de cemento 1:5

Dimensiones

En centimetros. Elevaciones en metros referido al B.M. ____ sobre ____ a ____ m. ____ de

Estacion ____ Elevación ____ m.

Especificaciones

Rigen las de la S.O.P de 1971.

Especiales ____

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	
Tubo de 0.9 m Diam	15 00	m.
Tramos de 1.25 m.	12	
Excavación Clasif (____)		m³
Mamposteria de 3a clase con mortero de cemento 1:5	7.9	m³

MODIFICACIONES AL PROYECTO

MODIFICACIONES EN LA CONSTRUCCION

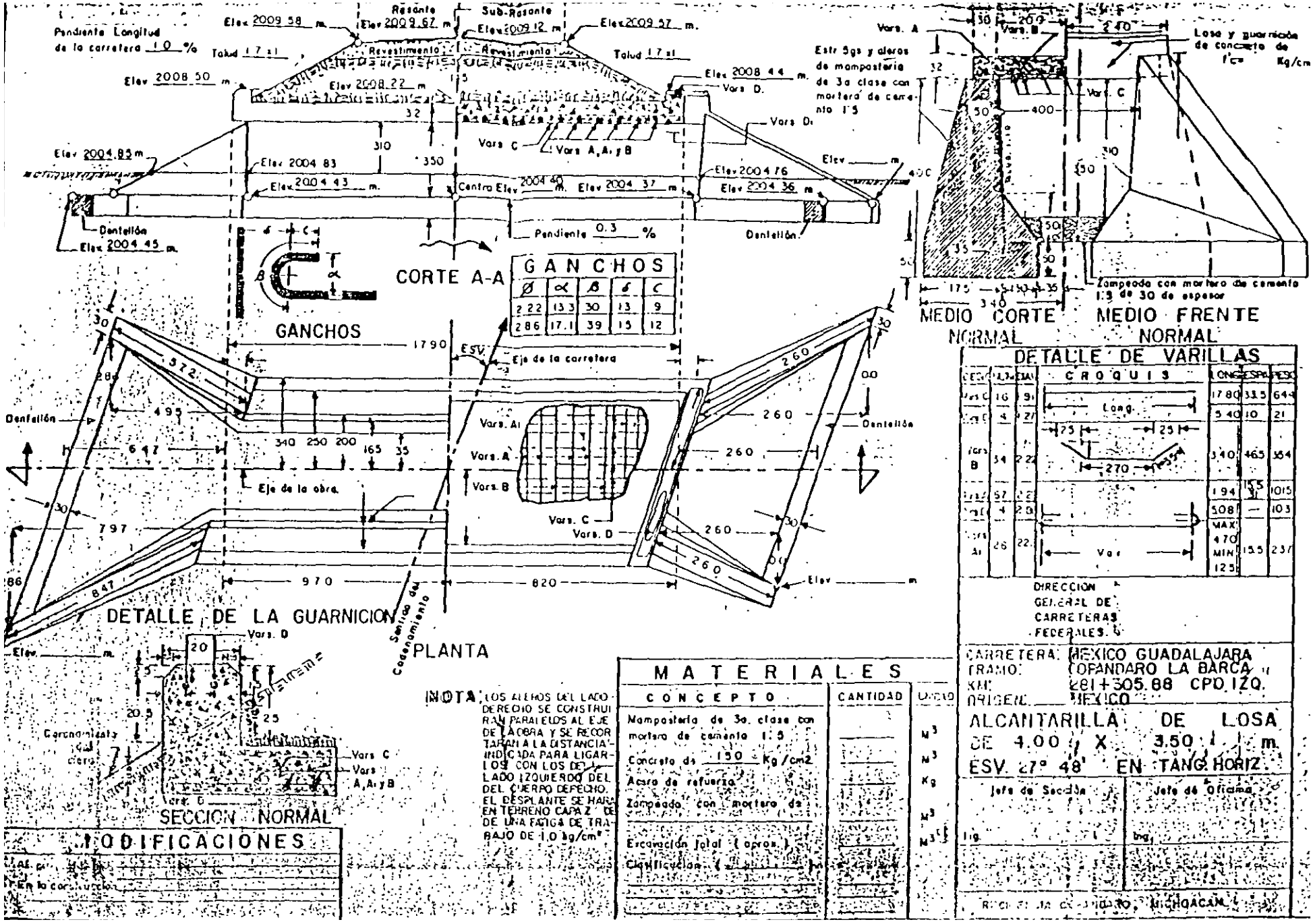
S. C. T.

DIR. GRAL. DE CARRETERAS FEDERALES

ALCANTARILLA DE TUBO DE CONCRETO DE 0.90 m.Ø

NORMAL EN TANGENTE HORIZ.

CARRETERA	TRAMO	Km 295+460
MEXICO-GUADALA.	COPANDARO-LA BCA.	Origen. MEXICO D.F.
		CUERPO IZQUIERDO
	Jefe de Oficina	
Mexico D.F. ____	Nº de Planos:	Nº C-



GANCHOS				
Ø	α	β	δ	C
2.22	13.3	30	13	9
2.86	17.1	39	15	12

DETALLE DE VARILLAS

CROQUIS	LONG.	ESP.	PESO
Vars C	1780	33.5	644
Vars D	540	10	21
Vars B	340	465	364
Vars A	194	155	1015
Vars A1	508	—	103
Vars A	MAX 470 MIN 125	155	237

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

MATERIALES

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
Mamposteria de 3a. clase con mortero de cemento 1:5		M³
Concreto de 150 Kg/cm2		M³
Acero de refuerzo		Kg
Zampeado con mortero de		M³
Excavación total (aprox.)		M³
Clasificación		

NOTA: LOS ALEROS DEL LADO DERECHO SE CONSTRUIRAN PARALELOS AL EJE DE LA OBRA Y SE RECORTARAN A LA DISTANCIA INDICADA PARA LIGARLOS CON LOS DEL LADO IZQUIERDO DEL CUERPO DEFECTO. EL DESPLANTE SE HARA EN TERRENO CAPAZ DE UNA FATIGA DE TRABAJO DE 1.0 kg/cm².

MODIFICACIONES	
Al proyecto en la construcción	

CARRETERA: MEXICO GUADALAJARA
TRAMO: COPANDARO LA BARCA
KM: 281+305.88 CPO. IZQ.
ORIGEN: MEXICO

ALCANTARILLA DE LOSA

DE 4.00 m. X 3.50 m.

ESV. 27° 48' EN TANG. HORIZ.

Jefe de Sección	Jefe de Oficina
Ing.	Ing.

RESIDENCIA DE ZAMORA, MICHOACAN

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

CONCEPTOS FUNDAMENTALES

EXPOSITOR: ING. JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

DIPLOMADO EN PROYECTO , CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

FECHA 19 DE OCTUBRE DE 1999

DE LAS 15:30 A LAS 19:00 HORAS

ETAPAS DE PROYECTO

SELECCIÓN DE RUTA

I.- RECOPILACIÓN DE INFORMACIÓN

CARTOGRAFIA
CARRETERAS EXISTENTES
OTROS MEDIOS DE COMUNICACION
DATOS DE TRANSITO
DATOS HISTORICOS
DATOS ECONOMICOS
DATOS HIDROLOGICOS
DATOS PLUVIOMÉTRICOS
DATOS GEOLÓGICOS
DATOS ECONOMICOS
DATOS SOCIALES
FOTOGRAFIAS AEREAS EXISTENTES

II - PLANTEAR POSIBLES RUTAS

EN PLANOS EXISTENTES A DIFERENTES ESCALAS
ESCALA USUAL 1: 50,000

III.- EN FOTOGRAFIAS AEREAS EXISTENTES A DIFERENTES ESCALAS
1. 25,000

IV - TOMA DE FOTOGRAFIAS AEREAS
1 25,000

V.- APOYO TERRESTRE
SEÑALADO 0 PRESEÑALADO

VI.- RECORRIDOS AEREOS

VII.- ANALISIS DE RUTAS EVALUACION CUANTITATIVA

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

PROYECTO PRELIMINAR

I.- TOMA DE FOTOGRAFÍAS AÉREAS ESCALA : 1:10,000
II.- APOYO TERRESTRE FOTOIDENTIFICABLE
III.- ANALISIS ESTEREOSCOPICO
IV.- ESTUDIOS GEOLOGICOS
V.- ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL
VI.- RESTITUCION FOTOGRAMETRICA
VII.- RECORRIDOS AEREOS
VIII.- RECORRIDOS TERRESTRES
IX.- DETERMINACION DE LAS ESPECIFICACIONES GEOMETRICAS
VELOCIDAD DE PROYECTO
SECCION TIPO
PENDIENTE MAXIMA
PENDIENTE GOBERNADORA
SOBREELEVACION MAXIMA
BOMBEO
X.- PROYECTAR LAS ALTERNATIVAS QUE SE REQUIERAN
XI - EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS
TOMANDO EN CUENTA : VOLÚMENES DE TERRACERIAS
GEOLOGÍA
ESTRUCTURAS VIADUCTOS
PUENTES
PASOS
TUNELES
ESTRUCTURAS MENORES
ENTRONQUES
IMPACTO AMBIENTAL
ZONAS ARQUEOLOGICAS
CENTROS HISTORICOS

XIII - LEVANTAMIENTO DE CAMPO DE LAS ALTERNATIVAS POSIBLES
METODOS TOPOGRAFICOS USUALES TRAZO HORIZONTAL
NIVELACION LONGITUDINAL
SECCIONAMIENTO TRANSVERSAL
XIV - ESTUDIOS HIDROLOGICOS Y TRAZO Y NIVELACION DE LAS OBRAS DE DRENAJE MENOR.
XV - ESTUDIOS GEOTECNICOS
XVI - ESTUDIOS GEOSISMICOS Y/O GEOFISICOS
XVII.- ESTUDIOS TOPOHIDRAULICOS
XVIII - ESTUDIOS HIDROLOGICOS
XIX - ESTUDIOS ECOLOGICOS
XX.- DEFINICION DEL DERECHO DE VIA

DIPLOMADO EN PROYECTO , CONSTRUCCIÓN CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

PROYECTO CONSTRUCTIVO (DEFINITIVO)

- PROYECTO DE TERRACERÍAS
  - REVISION DE LOS DATOS TOPOGRÁFICOS
  - CALCULO DE SOBREELEVACIONES
  - ANALISIS Y ADECUACIÓN AL ESTUDIO GEOTECNICO
  - PROYECTO DE ALINEAMIENTO VERTICAL
  - COMPENSACION DE LAS TERRACERÍAS (CÁLCULO DE LA CURVA MASA)
  - CALCULO DE CANTIDADES DE OBRA DE LAS TERRACERIAS
- PROYECTO DE INTERSECCIONES
- PROYECTO DE ESTRUCTURAS MENORES
- PROYECTO DE CONTRACUNETAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
- PROYECTO DE ESTRUCTURAS MAYORES
- PROYECTO DE TÚNELES
- PROYECTO DE PAVIMENTO
- PROYECTO DE SEÑALAMIENTO
- PROYECTO DE DEFENSAS METÁLICAS LATERALES
- PROYECTO DE MITIGACIÓN AL IMPACTO AMBIENTAL

AUTOPISTA AUTOPISTA MEXICO - TUXPAN

TRAMO SANTA ASUNCION NUEVO NECAXA

SUBTRAMO MODIFICACION

ORIGEN ECATEPEC EDO DE MEXICO

FECHA 7 de sept 1999

ARCHIVO Mextuxp

HOJA No 9

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE	130+827.121	600 408.142	2 233 153.755
EC	130+905.129	600 342.65	2 233 231.698
CE	131+195.037	600 155.962	2 233 455.549
ET	141+213.037	600 424.364	2 235 5?6.701
ET	141+234.014	600 514.000	2 233 450.000
CENTRO		599 980.229	2 233 087.690

S	8 900	N	17 528
Ampl	0 750	Ampl N	0 169
p	0 443	k	38 994
Xc	77 964	Yc	1 770
Le	78 000	m	
n	3	53	60
N	30	47	26 678
Dc	22	50	27
Gc	1	56	59 997
Rc	572 958	m	
Ste	196 885	m	
Lc	229 908	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

TANGENTE LIBRE =	9,273 448	m	AZIMUT =	333	49	45 047

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
TE	140+809 601	2 00	-2 00		
TE	140+827 129	2 00	0 00		
N2	140+844 657	2 00	2 00	0 17	
EC	140+905 129	8 90	8 90	0 75	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CE	141+195 037	8 90	8 90	0 75	
N3	141+195 509	2 00	2 00	0 17	
ET	141+213 037	2 00	0 00		
N4	141+230 565	-2 00	2 00		

CURVA 9

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	131+939 589	604 517 207	2 225 203 939
PT =	138+092 408	600 168 495	2 224 193 479
PI =	141+796 111	600 170 000	2 234 050 000
CENTRO		602 460 327	2 224 193 129

S =	2 700	N =	45 926
Ampl =	0 350	Ampl N =	0 259
p =			
LT =	62 000	m	
k =	1?3	47	13 551
Gc =	0	29	59 999
Rc =	2291 832	m	
ST =	9856 522	m	
Lc =	6152 819	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

TANGENTE LIBRE =	m	AZIMUT =	180	00	31 496

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
TE	131+862 663	-2 00	2 00		
TM	131+908 580	2 00	0 00		
N2	131+954 515	-2 00	2 00	0 26	
MC	131+970 589	2 70	2 70	0 35	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	138+0?1 995	2 70	2 70	0 35	
N3	138+027 484	2 00	2 00	0 26	
MT	138+123 408	2 00	0 00		
N4	138+169 134	2 00	2 00		

AUTOPISTA AUTOPISTA MEXICO TUXPAN

TRAMO SANTA ASUNCION - NUEVO NECAXA

SUBTRAMO MODIFICACION

ORIGEN ECATEPEC, EDO DE MEXICO

FECHA 7 de sept 1999

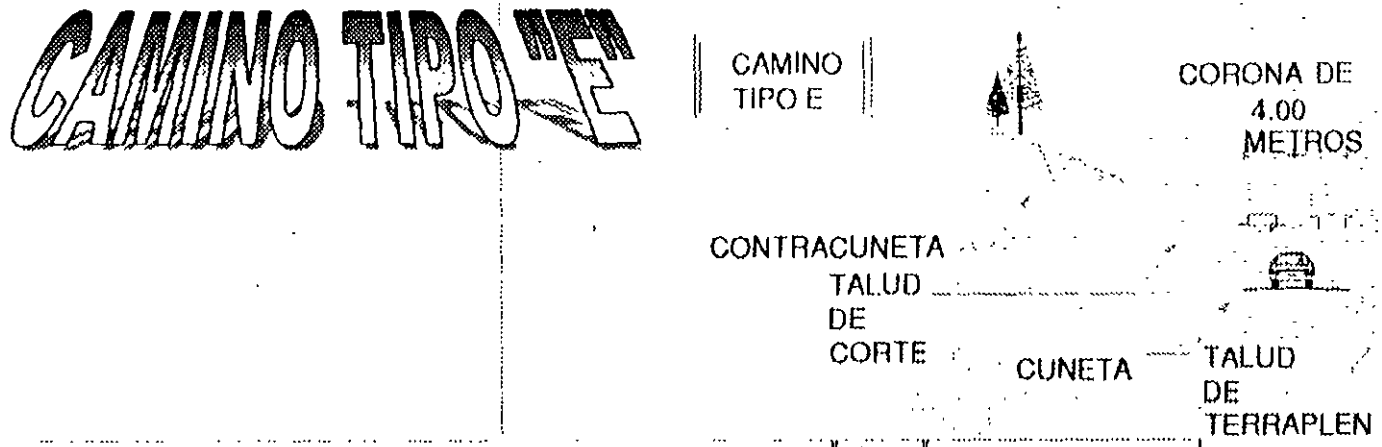
ARCHIVO Mextuxp

				AZIMUT			

FECHA De 10

PROYECTO DE TERRACERIAS
REVISIÓN DE LOS DATOS DE LA BRIGADA DE LOCALIZACIÓN
TRAZO, COORDENADAS REFERENCIAS
NIVELACION DIFERENCIAL Y SECCIONES TRANSVERSALES
DIMENSIÓN Y TIPO DE OBRA DRENAJE MENOR
ANÁLISIS Y APLICACIÓN DEL ESTUDIO GEOTÉCNICO
DEFINICIÓN DE LA SUBRASANTE POR PUENTES, PASOS Y TÚNELES
RECOPILACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES DE PROYECTO
PRONOSTICOS DE TRÁNSITO
TIPO DE CAMINO
VELOCIDAD DE PROYECTO
SECCIÓN TIPO
GRADO MÁXIMO DE CURVATURA
PENDIENTE GOBERNADORA
PENDIENTE MÁXIMA
BOMBEO
SOBREELEVACIÓN MÁXIMA
INCLINACIÓN DE TALUDES DE CORTE
INCLINACIÓN DE TALUDES DE TERRAPLEN
GÁLIBOS POR EL CRUCE DE OTRAS VÍAS TERRESTRES
PROYECTO DE LA SUBRASANTE ECONÓMICA
CÁLCULO DE VOLUMENES
CÁLCULO DE LA ORDENADA DE CURVA MASA
DETERMINACIÓN DE LA COMPENSADOR ECONOMICA DE TERRACERIAS
CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA DE CORTES, TERRAPLENES TRATAMIENTOS SOBREACARREOS PRESTAMOS Y DESPERDICIOS
ANÁLISIS DE LAS AFECTACIONES POR DERECHO DE VÍA, PRÉSTAMOS Y DESPERDICIOS

CAMINO TIPO "E"



CONCEPTO			UNIDAD	CAMINO TIPO E				
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Vehículo	HASTA 100				
TERRENO	MONTAÑOSO							
	LOMERIO							
	PLANO							
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	30	40	50	60	70
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	55	75	95
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m					
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	60	30	17	11	7.5
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	7	12	23	36
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	15	20
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40
PENDIENTE GOBERNADORA			%	9		7	-	
PENDIENTE MAXIMA			%	13		10	7	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5				
ANCHO DE CALZADA			m	4.00				
ANCHO DE CORONA			m	4.00				
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	-				
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-				
BOMBEO			%	3.00				
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00				
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA				
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m	CORRESPONDIEN				

CAMINO TIPO D			UNIDAD					
CONCEPTO								
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/día	100 a 500				
TERRENO	MONTAÑOSO							
	LOMERIO							
	PLANO							
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	30	40	50	60	70
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	55	75	95
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	135	100	225	270	315
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	60	30	17	11	7.5
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	3	4	8	14	20
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	15	20
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40
PENDIENTE GOBERNADORA			%		8	6	-	
PENDIENTE MAXIMA			%		12	9	6	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5				
ANCHO DE CALZADA			m	6.00				
ANCHO DE CORONA			m	6.00				
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	-				
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-				
BOMBEO			%	3.00				
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00				
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA				
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m	CORRESPONDIENTE				

CAMINO TIPO E

CONCEPTO			UNIDAD					
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/dia	HASTA 100				
TERRENO	MONTAÑOSO							
	LOMERIO							
	PLANO							
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	30	40	50	60	70
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	55	75	95
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m					
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	60	30	17	11	7.5
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	7	12	23	36
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	15	20
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40
PENDIENTE GOBERNADORA			%		9	7	-	
PENDIENTE MAXIMA			%		13	10	7	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5				
ANCHO DE CALZADA			m	4.00				
ANCHO DE CORONA			m	4.00				
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	-				
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-				
BOMBEO			%	3.00				
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00				
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA				
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m	CORRESPONDIENTE				

CONCEPTO			UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																							
				E					D					C						B						A		
TDPA	(VEHICULOS/DIA) DE PROYECTO		Vehículo	HASTA 100					100 a 500					500 a 1500						1500 a 3000						MAS DE 3000		
TERRENO	MONTAÑOSO																										
	LOMERIO																										
	PLANO																										
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	20	30	40	50	60	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	40	40	55	75	95	40	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PASO			m						115	160	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA				25	16	11	8	5	60	40	27	21	15	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	1		3	7	16	3	4	8	13	20	3	8	13	20	31	43	57	8	14	20	31	43	57	72	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/%	3	3	10	15	20	3	3	10	15	20	3	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40	20	30	30	40	40	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	9		7			8		6			6			5			5			4				4			3		
PENDIENTE MAXIMA			%	13		10		7	12		9		6	8			7			5	7			6			4	6			5		4
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5					VER FIGURA 5					VER FIGURA 5							VER FIGURA 5							VER FIGURA 5					
ANCHO DE CALZADA			m	4.00					6.00					6.00							7.00												
ANCHO DE CORONA			m	4.00					6.00					7.00							9.00												
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m											0.50							1.00												
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m																														
BOMBEO			%	3.00					3.00					2.00							2.00							2.00					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00					10.00					10.00							10.00							10.00					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE					VER TABLA CORRESPONDIENTE					VER TABLA CORRESPONDIENTE							VER TABLA CORRESPONDIENTE							VER TABLA CORRESPONDIENTE					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m																														

CARRETERA TIPO A			UNIDAD						
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/dia	MAS DE 3000					
TERRENO	MONTAÑOSO								
	LOMERIO								
	PLANO								
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/%	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	4		3		-	
PENDIENTE MAXIMA			%	6		5		4	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5					
ANCHO DE CALZADA			m	7.00					
ANCHO DE CORONA			m	12.00					
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	2.50					
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	0.00					
BOMBEO			%	2 por %					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10 por %					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m						

CARRETERA TIPO B			UNIDAD							
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/dia	1500 a 3000						
TERRENO	MONTAÑOSO									
	LOMERIO									
	PLANO									
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	50	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	55	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	225	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	8	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/%	10	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	30	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	5				4		-
PENDIENTE MAXIMA			%	7				6		4
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5						
ANCHO DE CALZADA			m	7.00						
ANCHO DE CORONA			m	9.00						
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	1.00						
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-						
BOMBEO			%	2.00						
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00						
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE						
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m							

CARRETERA TIPO C			UNIDAD							
CONCEPTO										
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/dia	500 a 1500						
TERRENO	MONTAÑOSO									
	LOMERIO									
	PLANO									
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	40	50	60	70	80	90	100
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	40	55	75	95	115	135	155
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	180	225	270	315	360	405	450
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	8	14	20	31	43	57
		COLUMPIO	m/%	7	10	15	20	25	31	37
	LONGITUD MINIMA		m	30	30	40	40	50	50	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	6				5		-
PENDIENTE MAXIMA			%	8				7		5
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5						
ANCHO DE CALZADA			m	6.00						
ANCHO DE CORONA			m	7.00						
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	0.50						
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-						
BOMBEO			%	2.00						
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00						
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE						
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m							

CONCEPTO			UNIDAD	TIPO DE CARRETERA																									
				E					D					C							B							A			
TDPA	(NIVEL HORIZONTE DE PROYECTO)		Vehículo	HASTA 100					100 a 500					500 a 1500							1500 a 3000							MAS DE 3000					
TERRENO	MONTAÑOSO																														
	LOMERIO																														
	PLANO																														
VELOCIDAD DE PROYECTO			K m/h	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	30	40	50	75	95	30	40	55	75	95	30	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m						150	180	220	270	315	180	220	270	315	360	405	450	220	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA				45	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	4	7	12	21	36	4	7	13	24	43	7	13	24	43	70	100	145	13	24	43	70	100	145	200	24	43	70	100	145	200
		COLUMPIO	m/%	4	7	10	17	26	4	7	10	17	26	7	10	17	26	36	50	64	10	17	26	36	50	64	80	17	26	36	50	64	80
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40	20	30	40	40	40	30	40	40	50	50	60	60	30	40	50	50	60	60	70	40	50	50	60	60	70
PENDIENTE GOBERNADORA			%		9	7				8	6				6		5					5		4				4		3		
PENDIENTE MAXIMA			%		11	10		7		12	9		6		8		7		5			7		6		4		6		5		4
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5					VER FIGURA 5					VER FIGURA 5							VER FIGURA 5							VER FIGURA 5					
ANCHO DE CALZADA			m	4.00					6.00					6.00							7.00												
ANCHO DE CORONA			m	4.00					6.00					7.00							9.00												
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m											0.50							1.00												
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m																														
BOMBEO			%	1.00					1.00					2.00							2.00							2.00					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10.00					10.00					10.00							10.00							10.00					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE					VER TABLA CORRESPONDIENTE					VER TABLA CORRESPONDIENTE							VER TABLA CORRESPONDIENTE							VER TABLA CORRESPONDIENTE					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m																														

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 70 KM/H							
		AMPLIACION			LONGITUD DE TRANSICION		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	4583.68	0.00	0.20	2.0	39.00	67.00	
0G 30M	2291.84	0.20	0.30	2.0	39.00	67.00	
0G 45M	1527.89	0.20	0.40	2.0	39.00	67.00	
1G 00M	1145.92	0.20	0.50	2.5	39.00	67.00	
1G 15M	916.74	0.30	0.50	3.0	39.00	67.00	
1G 30M	763.95	0.30	0.60	3.5	39.00	67.00	
1G 45M	654.81	0.30	0.60	4.1	39.00	67.00	
2G 00M	572.96	0.40	0.70	4.6	39.00	67.00	
2G 15M	509.30	0.40	0.80	5.1	39.00	67.00	
2G 30M	458.37	0.40	0.80	5.5	39.00	67.00	
2G 45M	416.70	0.40	0.80	6.0	39.00	67.00	
3G 00M	381.97	0.50	0.90	6.4	39.00	67.00	
3G 15M	352.59	0.50	0.90	6.7	39.00	67.00	
3G 30M	327.41	0.50	1.00	7.1	40.00	68.00	SE
3G 45M	305.58	0.50	1.10	7.5	42.00	71.00	REQUIERE
4G 00M	286.48	0.50	1.10	7.8	44.00	74.00	CURVA
4G 15M	269.63	0.60	1.10	8.1	45.00	77.00	ESPIRAL
4G 30M	254.65	0.60	1.20	8.4	47.00	80.00	
4G 45M	241.25	0.60	1.20	8.7	49.00	83.00	
5G 00M	229.18	0.60	1.30	8.9	50.00	85.00	
5G 15M	218.27	0.60	1.30	9.1	51.00	87.00	
5G 30M	208.35	0.70	1.40	9.3	52.00	89.00	
5G 45M	199.29	0.70	1.40	9.5	53.00	90.00	
6G 00M	190.99	0.70	1.50	9.6	54.00	91.00	
6G 15M	183.35	0.70	1.50	9.7	54.00	92.00	
6G 30M	176.29	0.80	1.60	9.8	55.00	93.00	
6G 45M	169.77	0.80	1.60	9.9	55.00	94.00	
7G 00M	163.70	0.80	1.60	9.9	55.00	94.00	
7G 15M	158.06	0.80	1.60	10.0	56.00	95.00	
7G 30M	152.79	0.80	1.70	10.0	56.00	95.00	

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 110 KM/H							
		AMPLIACIÓN			LONGITUD DE TRANSICIÓN		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	1583.58	0.00	0.30	2.0	62.00	105.00	
0G 30M	1527.89	0.30	0.60	4.0	62.00	105.00	
1G 00M	1145.92	0.30	0.70	5.2	62.00	105.00	
1G 15M	916.74	0.40	0.70	6.3	62.00	105.00	
1G 30M	763.95	0.40	0.80	7.3	64.00	109.00	SE
1G 45M	654.81	0.40	0.90	8.1	71.00	121.00	REQUIERE
2G 00M	572.96	0.40	0.90	9.0	78.00	133.00	CURVA
2G 15M	509.30	0.50	1.00	9.4	83.00	141.00	ESPIRAL
2G 30M	458.37	0.50	1.10	9.8	86.00	147.00	
2G 45M	416.70	0.60	1.10	10.0	88.00	150.00	

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 100 KM/H							
		AMPLIACIÓN			LONGITUD DE TRANSICIÓN		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	4583.68	0.00	0.30	2.0	56.00	95.00	
[illegible]	[illegible]	[illegible]	0.40	2.3	56.00	95.00	
[illegible]	[illegible]	[illegible]	0.60	3.4	56.00	95.00	
[illegible]	[illegible]	[illegible]	0.70	4.5	56.00	95.00	
1G 15M	916.74	0.40	0.70	5.5	56.00	95.00	
1G 30M	763.95	0.40	0.80	6.4	56.00	95.00	
1G 45M	654.81	0.40	0.90	7.3	58.00	99.00	SE
2G 00M	572.96	0.40	0.90	8.1	65.00	110.00	REQUIERE
2G 15M	509.30	0.50	1.00	8.7	70.00	118.00	CURVA
2G 30M	458.37	0.50	1.10	9.2	74.00	125.00	ESPIRAL
2G 45M	416.70	0.60	1.10	9.6	77.00	131.00	
3G 00M	381.97	0.60	1.20	9.9	79.00	135.00	
3G 15M	352.59	0.60	1.30	10.0	80.00	136.00	

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 90 KM/H							
		AMPLIACIÓN			LONGITUD DE TRANSICIÓN		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S.	A4	
0G 15M	4583.88	0.00	0.20	2.0	50.00	86.00	
0G 30M	2291.84	0.20	0.30	2.0	50.00	86.00	
0G 45M	1527.89	0.20	0.40	2.6	50.00	86.00	
1G 00M	1145.92	0.30	0.50	3.6	50.00	86.00	
1G 15M	[illegible]	[illegible]	0.60	[illegible]	50.00	86.00	
1G 30M	763.94	0.30	0.60	5.3	50.00	86.00	
1G 45M	684.81	0.40	0.70	6.1	50.00	86.00	
2G 00M	572.96	0.40	0.80	6.7	50.00	86.00	
2G 15M	509.30	0.50	0.90	7.3	53.00	89.00	SE
2G 30M	458.37	0.50	0.90	7.9	57.00	97.00	REQUIERE
2G 45M	416.70	0.50	0.90	8.4	60.00	103.00	CURVA
3G 00M	381.97	0.50	1.00	8.8	63.00	108.00	ESPIRAL
3G 15M	352.59	0.50	1.10	9.2	66.00	113.00	
3G 30M	327.41	0.60	1.10	9.6	69.00	118.00	
3G 45M	305.58	0.60	1.20	9.8	71.00	120.00	
4G 00M	286.48	0.60	1.20	9.9	71.00	121.00	
4G 15M	269.63	0.60	1.30	10.0	72.00	122.00	

DATOS PARA CARRETERAS DE CUATRO CARRILES

VELOCIDAD DE PROYECTO 80 KM/H							
		AMPLIACION			LONGITUD DE TRANSICION		
G DE CURV	RC	A4S	A4	SOBR.	A4S	A4	
0G 15M	4583.88	0.00	0.20	2.0	45.00	76.00	
0G 30M	2291.84	0.20	0.30	2.0	45.00	76.00	
0G 45M	1527.89	0.20	0.40	2.3	45.00	76.00	
1G 00M	1145.92	0.30	0.50	3.0	45.00	76.00	
1G 15M	916.14	0.30	0.60	3.7	45.00	76.00	
1G 30M	764.31	0.40	0.70	5.0	45.00	76.00	
2G 00M	572.96	0.40	0.80	5.7	45.00	76.00	
2G 15M	509.30	0.40	0.90	6.2	45.00	76.00	
2G 30M	458.37	0.50	0.90	6.8	45.00	76.00	
2G 45M	416.70	0.50	0.90	7.3	47.00	79.00	SE
3G 00M	381.97	0.50	1.00	7.7	49.00	84.00	REQUIERE
3G 15M	352.59	0.50	1.10	8.1	52.00	88.00	CURVA
3G 30M	327.41	0.60	1.10	8.5	54.00	92.00	ESPIRAL
3G 45M	305.58	0.60	1.20	8.8	56.00	96.00	
4G 00M	286.48	0.60	1.20	9.1	58.00	99.00	
4G 15M	269.63	0.60	1.30	9.4	60.00	102.00	
4G 30M	254.65	0.70	1.30	9.6	61.00	104.00	
4G 45M	241.25	0.70	1.40	9.7	62.00	106.00	
5G 00M	229.18	0.70	1.40	9.9	63.00	108.00	
5G 15M	218.27	0.80	1.40	10.0	63.00	108.00	
5G 30M	208.35	0.80	1.50	10.0	64.00	109.00	

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

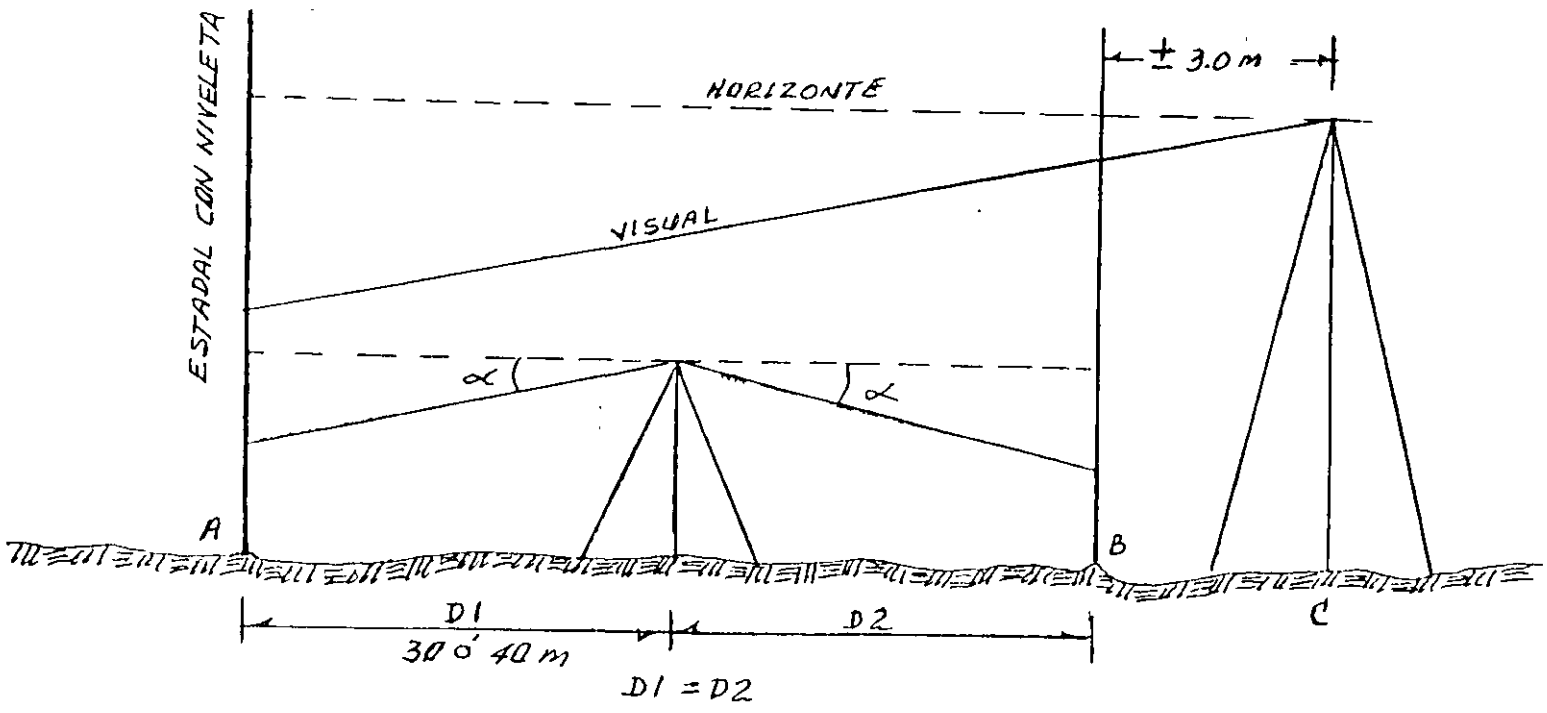
MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

GRAFICAS

EXPOSITOR: ING. GERARDO SÁNCHEZ BOCANEGRA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

COMPROBACION Y AJUSTE DEL NIVEL



DESNIVEL LIBRE DE ERROR = A - B

COMPROBACION

NIVEL EN LA POSICION C

LEER B =

LEER A =

DESNIVEL = ES IGUAL A-B

CORRECCION ESTANDO EN C = B ± DESN A-B

I.1. ELEMENTOS PARA LA FORMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE DRENAJE

A) PLANTA FOTOGRAMETRICA, ESCALA 1:2000, EN DONDE SE ENCUENTRA DIBUJADA LA LINEA DEL TRAZO Y SE DENOMINA ALINEAMIENTO HORIZONTAL TENIENDO INDICADOS DATOS DE TANGENTES DE CURVAS Y RUMBOS (GENERALMENTE ASTRONOMICOS CALCULADOS), CURVAS DE NIVEL (TOPOGRAFIA) DATOS DE UBICACIÓN DE INSTALACIONES, CRUCES DE RIOS, ARROYOS, CANALES, OTRAS OBRAS VIALES (CARRETERAS, CAMINOS, FF.CC.) Y POBLADOS.

B) PERFIL DE TERRENO OBTENIDO DE LA NIVELACION DEL EJE DEL TRAZO, DONDE NUEVAMENTE APARECE EN LA PARTE SUPERIOR EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL, BANCOS DE NIVEL, ELEVACIONES DEL TERRENO, ESTE PERFIL ES DIBUJADO A DOS ESCALAS, UNA VERTICAL 1:2000 Y OTRA HORIZONTAL 1:2000.

C) PLANO CON EL DIBUJO DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL TERRENO, LOS CUALES SON NORMALES AL EJE DEL TRAZO Y SE REPRESENTAN A ESCALAS 1:1000, TANTO VERTICAL COMO HORIZONTAL.

D) REGISTROS DE NIVEL Y PERFILES DE LOS EJES TRAZADOS PARA EL PROYECTO DE LAS OBRAS DE DRENAJE, ESTOS DIBUJADOS A ESCALA 1:1000.

E) PLANTA TOPOGRAFICA DE RESTITUCION FOTOGRAMETRICA DE LA ZONA, A LAS ESCALAS QUE EXISTAN.

F) FOTOGRAFIAS AEREAS DE CONTACTO A ESCALAS 1: 10,000, 1:25,000 Y/O 1:50,000.

G) CARTA GEOGRAFICA DE LA REGION DE LAS EDITADAS POR LA SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL O EL DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO NACIONAL DE LA SECRETARIA DE PROGRAMACION Y PRESUPUESTO, EN ESCALA 1:50,000.

H) HOJA DE DATOS GENERALES PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS MENORES.

UNA VEZ HABIENDO HECHO ACOPIO DE LOS ELEMENTOS QUE HAYA, SE PROCEDERA A UBICAR LA LINEA DEL TRAZO EN LAS FOTOGRAFIAS AEREAS O LA PLANTA DE RESTITUCION, APOYANDOSE EN LA PLANTA ESC. 1:2000; PROCURANDO OBTENER LA MAYOR EXACTITUD, CON AYUDA DE LA PLANIMETRIA Y DETALLES NOTABLES INDICADOS EN ELLA.

A CONTINUACION Y EN FUNCION DE LA ESCALA SE ANOTAN LOS KILOMETRAJES PARA TENER UNA BASE Y DEFINIR LOS SITIOS CORRESPONDIENTES A LAS OBRAS QUE SE CONSIDERARON PARA TRAZAR LOS EJES.

ACLARAREMOS QUE LA LINEA DEL TRAZO SE DIBUJARA, DE PREFERENCIA CON COLOR ROJO, LOS ESCURRIMIENTOS CON AZUL Y LAS CUENCAS CON COLOR DISTINTO A ELLAS.

CON LAS ANOTACIONES ANTERIORES HECHAS EN PLANTA DE RESTITUCION ESTAMOS EN CONDICIONES DE PROCEDER A DETERMINAR LAS AREAS TRIBUTARIAS DE CADA UNA DE LAS OBRAS, ESTAS AREAS SE DENOMINAN CUENCAS Y SE MIDEN EN HECTAREAS, CORRESPONDIENDO A UNA HECTAREA UN CUADRADO DE 100 METROS POR LADO O 10,000 METROS CUADRADOS.

ESTE PROCEDIMIENTO CONSISTE EN DIBUJAR UNA LINEA CONTINUA POR LOS PUNTOS MAS ALTOS DEL TERRENO QUE PARTIENDO DE UN PUERTO O DE UNA ELEVACION CONSIDERABLE SE VA DESCENDIENDO PERO SIN CORTAR O INTERCEPTAR LOS TALWEGS QUE SE PRESENTAN, LA LINEA QUE SE MENCIONA ES FACIL DE IDENTIFICAR YA QUE DE ELLA SIEMPRE PARTIRAN PEQUEÑOS ESCURRIDEROS, BAJOS Y HONDONADAS Y SE LE LLAMA LINEA DE PARTEAGUAS O SIMPLEMENTE PARTEAGUAS; ESTA LINEA Y SUS INTERSECCIONES CON LA DEL TRAZO DELIMITAN LA CUENCA.

I.2 AREA HIDRAULICA NECESARIA

PARA OBTENER EL AREA HIDRAULICA NECESARIA PARA LA OBRA DE DRENAJE MENOR O ALCANTARILLA EXISTEN VARIOS METODOS, TODOS BASADOS EN FORMULAS DE HIDRAULICA, YA QUE DE LO QUE SE TRATA ES DE HACER PASAR UNA CIERTA CANTIDAD

DE AGUA (GASTO) POR UN CONDUCTO O CAÑON DE DIMENSIONES CONOCIDAS (AREA HIDRAULICA).

PARA DEFINIR EL AREA HIDRAULICA, SE HAN LLEVADO AL CABO VARIOS PROCEDIMIENTOS, PERO LOS MAS COMUNES Y SOBRE TODO QUE SON DE FACIL MANEJO Y MAYOR RAPIDEZ PARA OBTENER EL RESULTADO SON LOS SIGUIENTES:

A) POR COMPARACION.
ESTE METODO CONSISTE EN OBSERVAR CUIDADOSAMENTE ALGUNAS ALCANTARILLAS QUE EXISTAN EN OTRA VIA DE COMUNICACIÓN TERRESTRE QUE HAYA PARALELA A LA OBRA EN ESTUDIO, YA QUE DE LA SUFICIENCIA Y EFICIENCIA DE SU TRABAJO HIDRAULICO PODEMOS DETERMINAR CON CIERTA SEGURIDAD EL AREA QUE DESEAMOS.

B) FORMULA EMPIRICA.
ESTE PROCEDIMIENTO CONSISTE EN OBTENER EL AREA HIDRAULICA A PARTIR DE UNA CUENCA O AREA POR DRENAR Y CONJUNTAR LAS CARACTERISTICAS DE LA MISMA COMO SON PRECIPITACION PLUVIAL, SUELO INFILTRACION, EVAPORACION, ARRASTRES, ETC., EN SOLO VALOR DENOMINAREMOS COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.

C) METODO DE SECCION Y PENDIENTE.
ESTO ES APLICABLE CUANDO SE TRATA DE ARROYOS Y ESCURRIDEROS, CON CAUCES BIEN DEFINIDOS Y SECCIONES MAS O MENOS REGULARES, ASIMISMO EN CANALES Y ZANJAS DE RIEGO.

DEBE EN ESTOS CASOS PROCEDERSE A MEDIR CON BASTANTE CUIDADO Y EXACTITUD LAS DIMENSIONES DE LA SECCION QUE DEBERA TOMARSE NORMAL O TRANSVERSAL AL EJE DE LA OBRA, LA PENDIENTE DEL CAUCE Y LA ALTURA DEL FONDO A LAS HUELLAS DEJADAS POR MAXIMAS AVENIDAS O EN EL CASO DE CANALES Y ZANJAS EL MAXIMO TIRANTE QUE SE HAYA PRESENTADO.

D) PROCEDIMIENTO RACIONAL.

ESTA BASADO EN LA MEDIDA DE LA PRECIPITACION PLUVIAL PARA CALCULAR EL ESCURRIMIENTO MAXIMO PROBABLE AL PRESENTARSE LA MAXIMA PRECIPITACION Y ADEMAS SE TOMAN EN CUENTA LAS CARACTERISTICAS DE LA CUENCA, OBTENIENDO CON ELLO EL GASTO CON LO QUE SE DIMENSIONA LA OBRA.

PARA MAYOR INFORMACION VEASE MANUAL DE DRENAJE DEL ING. SALVADOR MOSQUEIRA R.

EN ESTA OFICINA, A LA FECHA SE HAN UTILIZADO PARA DIMENSIONAR LAS OBRAS MENORES, LOS PROCEDIMIENTOS: POR COMPARACION, LA FORMULA EMPIRICA (TALBOT) Y SECCION Y PENDIENTE, POR LO QUE TRATAREMOS DE EXPONER LOS DOS Y A GRANDES RASGOS:

I.3 METODO EMPIRICO:

UNA VEZ QUE SE HA DETERMINADO Y MEDIDO EL AREA POR DRENAR SE APLICA LA FORMULA DE TALBOT QUE A LA FECHA A DADO RESULTADOS MAS O MENOS ACEPTABLES Y QUE REQUIERE DE POCO TIEMPO PARA OBTENER EL AREA HIDRAULICA NECESARIA DE LA OBRA QUE SE REQUIERE:

LA FORMULA EN CUESTION ESTA EXPRESADA COMO SIGUE:

$$'a = 0.1832\, C \sqrt[4]{A^3}$$

EN DONDE:

a= AREA HIDRAULICA NECESARIA (EN METROS CUADRADOS)
A= SUPERFICIE POR DRENAR (EN HECTAREAS)
C= COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO

EL COEFICIENTE "C" VARIA SEGÚN EL TIPO DEL TERRENO EN QUE SE ENCUENTRE EL ESCURRIDERO POR DRENAR, COMO SIGUE:

1.0 TERRENO MONTAÑOSO Y ESCARPADO
0.8 TERRENO LOMERIO FUERTE
0.6 TERRENO LOMERIO SUAVE
0.5 TERRENO MUY ONDULADO
0.3 TERRENO CASI PLANO

I.4 METODO DE SECCION Y PENDIENTE

CUANDO NO SE CUENTA CON MEDIOS EN DONDE DETERMINAR Y MEDIR EL AREA DE APORTACION O CUENCA DE UN ESCURRIDERO O CUANDO SE TRATA DE CANALES O ZANJAS, SE UTILIZA ESTE METODO, PARA LO CUAL ES NECESARIO QUE SE HAGA UN LEVANTAMIENTO DEL CAUCE NATURAL O ARTIFICIAL POR EL FONDO NIVELANDOLO PARA CONOCER LA PENDIENTE DEL MISMO.

HACER EL LEVANTAMIENTO DE POR LO MENOS 3 SECCIONES TRANSVERSALES AL EJE TRAZADO, PROCURANDO TENER EL CUIDADO SUFICIENTE PARA OBTENER CON ELLO UNA AREA HIDRAULICA CONFIABLE Y MEDIR DE ACUERDO CON ALGUNA HUELLA QUE HAYA DEJADO EL AGUA A SU PASO POR EL CAUCE O MEDIR EL TIRANTE SI SE TRATA DE CANAL O ZANJA.

CON ESTOS DATOS SE APLICA LA FORMULA DE MANNING:

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}$$

EN DONDE:

V = VELOCIDAD (M/SEG.)

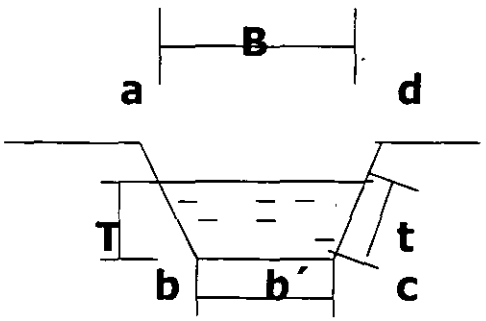
´n = COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

´r = RADIO HIDRAULICO (M)

S = PENDIENTE DEL CAUCE (DECIMALES)

EL RADIO HIDRAULICO SE OBTIENE DIVIDIENDO EL AREA HIDRAULICA ENTRE EL PERIMETRO MOJADO.

EL AREA HIDRAULICA SE OBTIENE TOMANDO EN CUENTA LA FORMA DE LA SECCION DEL CAUCE LIMITADO POR LA LAMINA DE AGUA EN LA PARTE SUPERIOR.



$$Ah = \frac{B + b'}{2} T$$

$$Pm = b' + 2t$$

$$Rh = \frac{Ah}{Pm}$$

EL PERIMETRO MOJADO ES LA PARTE DEL CAUCE QUE ESTA EN CONTACTO CON EL AGUA, EN LA FIGURA SERIA LA LONGITUD a-b-c-d.

HABIENDO OBTENIDO LA VELOCIDAD V POR LA FORMULA DE MANNING, PODEMOS OBTENER EL GASTO APLICANDO LA FORMULA DE LA CONTINUIDAD:

$$Q = A V$$

Q = GASTO EN M^3 / SEG.

A = AREA HIDRAULICA M^2

V = VELOCIDAD EN M/SEG

I.5 ALCANTARILLAS

ENTENDEMOS POR ALCANTARILLA LAS OBRAS QUE TIENEN POR OBJETO DAR PASO AL AGUA AL CRUZAR DE UN LADO A OTRO DE UNA VIA DE COMUNICACIÓN TERRESTRE.

GENERALMENTE SON OBRAS PEQUEÑAS; EN ESTA OFICINA SE PROYECTAN HASTA 6.00 M. DE CLARO Y AUNQUE NO SE PUEDE SEÑALAR UNA DIFERENCIA PRECISA ENTRE ALCANTARILLA Y PUENTE DIREMOS QUE LA CARACTERISTICA QUE MAS LOS DISTINGUE, ES QUE LA ALCANTARILLA LLEVA UN COLCHON DE TIERRA Y EL PUENTE NO LO LLEVA.

LAS ALCANTARILLAS CONSTAN DE DOS PARTES, EL CAÑON Y LOS MUROS DE CABEZA EN TUBOS Y LOS ALEROS EN LOSAS CAJONES Y BOVEDAS.

A) TUBOS

LAS ALCANTARILLA DE TUBO PUEDEN SER DE CONCRETO O DE LAMINA DE ACERO, LAS MAS USUALES SON CIRCULARES DE DIAMETROS:

DE CONCRETO: 0.90, 1.05, 1.20 Y 1.50 M.

DE LAMINA : 0.91, 1.07, 1.22 Y 1.52 M.

EN LAMINA TENEMOS LOS TUBOS ABOVEDADOS CUYAS DIMENSIONES SE DAN COMO CLARO Y FLECHA.

B) LOSAS

LAS OBRAS MENORES DE DRENAJE DE LOSA, ESTAN CONSTITUIDAS POR UNA LOSA, GENERALMENTE PLANA, DE CONCRETO ARMADO Y APOYADA EN ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA DE CONCRETO O MIXTOS.

EN ESTE TIPO DE OBRA DEBERAN DARSE LAS DIMENSIONES DEL CLARO (HORIZONTAL) Y EL GALIBO (VERTICAL) EN ESE ORDEN.

LAS DIMENSIONES DEL CLARO VARIAN EN 0.50 M. A PARTIR DE 1.00 M. Y HASTA 6.00 M.

EL CLARO VERTICAL (GALIBO) VARIA DE 0.75 M. A 3.00 M.

C) BOVEDAS

LAS ALCANTARILLAS DE BOVEDA, ESTAN FORMADAS POR UN CAÑON CONSTITUIDO POR UNA SECCION RECTANGULAR Y UN MEDIO CIRCULO EN LA PARTE SUPERIOR, GENERALMENTE DE MAMPOSTERIA.

LAS DIMENSIONES IGUAL QUE EN LA LOSA SE EXPRESAN, PRIMERO EL DIAMETRO O CLARO HORIZONTAL Y LUEGO LA ALTURA DEL PARAMENTO VERTICAL DE LA PARTE RECTANGULAR.

LA LUZ O CLARO HORIZONTAL EN LOS PROYECTOS TIPO, ESTA EXPRESADO EN FUNCION DEL RADIO DEL CIRCULO Y VARIA DE 0.50 M. A 2.00 M. DE 0.25 M. EN 0.25 M.

EL GALIBO O PARTE VERTICAL DE LA OBRA VARIA DE 0.50 EN 0.50 M. DE 1.00 M. A 5.00 M.

D) CAJONES

LAS OBRAS DE CAJON SON DE SECCION RECTANGULAR CUYAS DIMENSIONES VARIAN EN 0.50 M. Y LAS HORIZONTALES VAN DE 1.00 M. A 5.50 M. Y LAS VERTICALES DE 1.00 M. A 4.00 M. ESTAN ESTRUCTURAS SON DE CONCRETO ARMADO Y SE UTILIZAN CUANDO LAS CAPACIDADES DE CARGA SON MUY BAJAS POR LO GENERAL EN ZONAS PANTANOSAS CUANDO EL GASTO QUE SE TIENE ES DE CONSIDERACION Y NO PUEDE DRENARSE POR TUBOS.

E) VADOS

LOS VADOS SON ESTRUCTURAS DISEÑADAS DE TAL FORMA QUE EL AGUA PUEDA CIRCULAR SOBRE LA CORONA DE LA OBRA VIAL, SIN PERJUDICARLA; GENERALMENTE ESTAN FORMADAS POR UNA CURVA VERTICAL EN COLUMPIO Y CUANDO EL GASTO NO ES MUY GRANDE CON EL OBJETO DE QUE EL TIRANTE QUE SE FORMA EN LA ZONA DE VADO NO SE ELEVE A MAS DE 60 U 80 CM., PERMITIENDO LA CIRCULACION DE VEHICULOS EN TODO TIEMPO.

F) PASOS SUPERIORES

SE DENOMINAN PASOS SUPERIORES, A AQUELLAS OBRAS QUE POR SUS DIMENSIONES, PERMITEN QUE PASEN POR ELLAS PERSONAS, GANADO Y VEHICULOS AGRICOLAS Y ALGUNOS OTROS VEHICULOS DE MOTOR

ESTE TIPO DE OBRAS PUEDEN ESTAR CONSTITUIDAS POR LOSAS, CAJONES O BOVEDAS ADAPTADAS PARA TAL FIN .

I.6 UBICACION.

LOS EJES PARA APOYAR LOS PROYECTOS DE OBRAS MENORES DEBEN DE LOCALIZARSE EN EL CAMPO DE TAL MANERA QUE LA ENTRADA SIEMPRE QUEDE EN EL FONDO DEL ESCURRIDERO O BAJO POR DRENAR, PARA EVITAR UN CANAL DE ENTRADA QUE NO ES FUNCIONAL Y QUE PUEDE PERJUDICAR LA OBRA DESDE SUS CONDICIONES HIDRAULICAS HASTA SU ESTABILIDAD,

TAMBIEN DEBERA TRATARSE SIEMPRE DE NO CAMBIAR BRUSCAMENTE EL SENTIDO DE ESCURRIMIENTO DEL CAUCE, TRAZANDO EL EJE QUE FORME UN ANGULO DE DEFLEXION CON RESPECTO AL ORIGINAL MENOR O IGUAL A 30°-

LAS ALCANTARILLAS POR SU UBICACIÓN SE HAN DENOMINADO:

A) NORMAL EN TANGENTE, CUANDO EL ANGULO DE DEFLEXION DEL EJE TRAZADO PARA APOYO DEL PROYECTO DE LA OBRA MENOR, ES IGUAL CON 90°, EN ESTO NO INTERVIENE EL SENTIDO DEL ESCURRIMIENTO.

B) RADIAL EN CURVA HORIZONTAL, CUANDO EL ANGULO DE DEFLEXION DEL EJE DE LA OBRA ES DE 90° RESPECTO A LA TANGENTE QUE PASA POR EL PUNTO DE LA CURVA EN QUE SE INTERSECTA CON LA LINEA DEL TRAZO DE LA OBRA VIAL.

C) ESVIAJADA, ESTA SE CONSIDERA CUANDO EL ANGULO QUE FORMA EL EJE DE TRAZO PARA LA OBRA ES DIFERENTE DE 90° PUDIENDO SER ESVIAJADA DERECHA O ESVIAJADA IZQUIERDA.

PARA CONOCER EL ESVIAJE, EL LOCALIZADOR DE DRENAJE O DRENAJISTA DEBERA PARARSE EN EL PUNTO DE INTERSECCION DEL EJE DE TRAZO GENERAL CON EL EJE DE LA OBRA VIENDO HACIA EL SENTIDO DE CADENAMIENTO Y GIRAR A LADO EN QUE ESCURRE EL AGUA (AGUAS ABAJO); SI EL ANGULO ES MAYOR DE 90° EL ESVIAJE ES IZQUIERDO, SI ES MENOR , EL ESVIAJE ES DERECHO; ESTO SE PRESENTA CUANDO EL ESCURRIMIENTO ES HACIA LA IZQUIERDA. SI EL SENTIDO DEL ESCURRIMIENTO ES A LA DERECHA SE

INVIERTE LA SITUACION, ES DECIR; SI EL ANGULO ES MAYOR DE 90° EL ESVIAJE ES DERECHO Y SI ES MENOR EL ESVIAJE ES IZQUIERDO.

LOS ESVIAJES ACEPTADOS POR ESPECIFICACION DEBEN VARIAR DE 10° A 45° YA QUE SI ES MENOR DE 10° PRACTICAMENTE SE CONSIDERA NORMAL O RADIAL Y CUANDO EL ESVIAJE ES MAYOR DE 45° LA OBRA ADQUIERE UNA LONGITUD QUE LA HACE ANTIECONOMICA.

CUANDO SE TIENEN CAUCES MUY ENCAJONADOS Y PROFUNDOS O SUS MARGENES SON DE ROCA O CUANDO SE TRATA DE CANALES REVESTIDOS PUEDEN ACEPTARSE ESVIAJES MENORES DE 10° Y MAYORES DE 45° PARA EVITAR EN EL PRIMER CASO, COSTOS FUERTES DE EXCAVACION Y EN EL SEGUNDO ALTERAR LAS CONDICIONES HIDRAULICAS DEL ESCURRIMIENTO.

I.7. PENDIENTE

EN LAS ALCANTARILLAS ES FACTOR IMPORTANTE LA DETERMINACION DE LA PENDIENTE LONGITUDINAL QUE PERMITA EL ESCURRIMIENTO Y QUE LE DE ESTABILIDAD.

SE HAN ESPECIFICADO LAS DIFERENTES PENDIENTES ADMISIBLES PARA LOS TIPO DE OBRA QUE ACTUALMENTE SE PROYECTAN; ASI TENEMOS QUE:

PARA TUBOS DE 0.5% A 45% PERO A PARTIR DE 30% DEBEN PROYECTARSE MUROS DE ANCLAJE POR LO MENOS CADA 5 A 10 METROS.

PARA LOSAS Y CAJONES DE 0% A 12% AUNQUE AL ESTRIBO PUEDE DARSELE COMO MAXIMA 15 %.

PARA BOVEDAS DE 0% A 20% PUDIENDO INCREMENTARSE HASTA 25% SIEMPRE Y CUANDO EL CIMIENTO SEA ESCALONADO.

I.8 COLCHON

COMO SE INDICO ANTES, LAS ALCANTARILLAS DEBEN LLEVAR UN COLCHON DE TIERRA, ENTONCES AQUÍ MENCIONAREMOS EL ESPESOR MINIMO QUE DEBE GRAVITAR SOBRE LA SUPERESTRUCTURA PARA PROTEGERLAS Y EVITAR QUE LAS CARGAS QUE TRANSMITEN LOS VEHICULOS AL PASAR SOBRE ELLAS ORIGINEN DEFORMACIONES O DESTRUCCION DE LAS MISMAS

ESTE COLCHON NO SE MIDE EN EL CENTRO DE LINEA DE LA OBRA YA QUE EN LOS HOMBROS DEL CAMINO SON MENORES LOS ESPESORES Y POR TANTO MAS DESFAVORABLES PARA LA ALCANTARILLA; EN EL CASO DE QUE LA OBRA SE LOCALICE EN CURVA EL COLCHON MINIMO SE ANALIZARA DEL LADO INTERIOR DE LA MISMA.

POR LO TANTO ANOTAREMOS QUE LOS COLCHONES MINIMOS PARA LOS DIFERENTES TIPO DE OBRAS SON:

TUBO DE CONCRETO	**0.30 M.**
TUBO DE LAMINA	**0.30 M.**
TUBO DE LAMINA ABOVEDADO	**0.30 M.**
LOSA DE CONCRETO ARMADO	**0.20 M.**
CAJON DE CONCRETO ARMADO	**0.20 M.**
BOVEDA (MAMPOSTERIA)	**1.00 M.**

ESTE COLCHON SE MIDE A NIVEL DE LA RASANTE DE LA OBRA VIAL A LA PARTE SUPERIOR DE LA SUPERESTRUCTURA DE LA ALCANTARILLA.

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS

DEPARTAMENTO DE PROYECTO DEFINITIVO

℄ = 6+111.46

esviaje e = 0°

BOVEDA MULTIPLATE DE 4.00 X 2.50

ESTACION	(+)	⊼	(—)	LECTURA TERRENO	ELEVACIONES
6+100	2.06	132.19			130.13
Tda 30.00	Fe			2.89	29.30
Tda 25.00				2.41	29.78
5.00				2.73	29.46
℄				2.92	29.27
6.30	PLANTILLA ENTRADA			4.06	28.13
6.30	CLAVE			1.54	30.65
6.30	MURO			0.54	31.65
8.00	O C			0.64	31.55
11.70	C C			0.58	31.61
15.00	O C			0.62	31.57
16.10	MURO			0.56	31.63
16.10	CLAVE			1.64	30.55
16.10	PLANTILLA SALIDA			4.14	28.05
Td a 25°				2.86	29.33
Td a 30°				2.71	29.48
a 4.00 m Izq. de Td a 30°		Fe.		2.99	29.20
6+120			2.78		29.41
					129.37

CARRETERA: NVO LAREDO - PIEDRAS NEGRAS.

TRAMO: NUEVO LAREDO - COLONBIA N.L.

ORIGEN: NUEVO LAREDO.

NIVELO: ING. M. VILLEGAS E. FECHA MARZO 2000

CRUCE: NORMAL

AREA POR DRENAR: _____ ha. _____

COEF. RUGOSIDAD DEL TERRENO: _____ (TALBOT)

AREA HID. NECESARIA: _____ m²

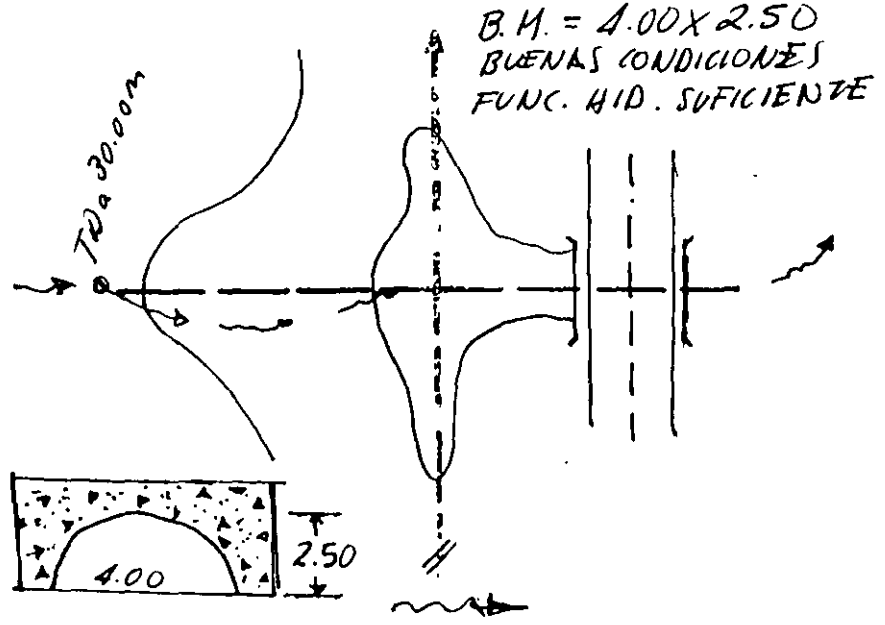
MATERIAL EN EL CAUCE: Arcilla con limo y arena

ARRASTRES: Hojarasca y arena

PENDIENTE DEL CAUCE: _____

DRENA HACIA LA: Derecha

CROQUIS DE LOCALIZACION



PLANTA TOPOGRAFICA
A ZOOCHINA
Eje de obra
Linea parteaguas
Puerto

AREA HIDRAULICA NECESARIA SEGUN FORMULA DE TALBOT

"C" / Has	0.1	0.3	0.5	0.6	0.8	1.0
41	0.297	0.891	1.484	1.781	2.375	2.968
42	0.302	0.901	1.511	1.814	2.419	3.023
43	0.308	0.923	1.538	1.846	2.461	3.076
44	0.313	0.940	1.565	1.878	2.504	3.129
45	0.318	0.955	1.592	1.910	2.546	3.183
46	0.324	0.971	1.618	1.942	2.589	3.236
47	0.329	0.987	1.644	1.973	2.631	3.289
48	0.334	1.002	1.671	2.005	2.673	3.341
49	0.339	1.018	1.697	2.036	2.714	3.393
50	0.345	1.033	1.722	2.067	2.756	3.445
55	0.370	1.110	1.850	2.220	2.960	3.700
60	0.395	1.185	1.975	2.370	3.160	3.950
65	0.419	1.258	2.097	2.516	3.355	4.194
70	0.443	1.330	2.217	2.660	3.547	4.434
75	0.467	1.401	2.335	2.801	3.735	4.669
80	0.490	1.470	2.450	2.940	3.920	4.904
85	0.513	1.539	2.564	3.077	4.103	5.126
90	0.535	1.606	2.677	3.212	4.283	5.352
95	0.558	1.672	2.787	3.345	4.460	5.575
100	0.579	1.738	2.897	3.476	4.635	5.793
105	0.600	1.801	3.002	3.602	4.802	6.003
110	0.622	1.865	3.108	3.730	4.973	6.216
115	0.643	1.928	3.214	3.856	5.142	6.427
120	0.664	1.991	3.318	3.981	5.308	6.635
125	0.684	2.052	3.421	4.105	5.473	6.841
130	0.705	2.114	3.523	4.228	5.637	7.046
135	0.725	2.174	3.624	4.349	5.798	7.248
140	0.745	2.234	3.724	4.469	5.958	7.448
145	0.765	2.294	3.823	4.588	6.118	7.647
150	0.784	2.353	3.922	4.706	6.275	7.844
155	0.804	2.412	4.020	4.823	6.431	8.039
160	0.823	2.470	4.117	4.940	6.586	8.233
165	0.843	2.528	4.213	5.055	6.740	8.425
170	0.862	2.585	4.308	5.170	6.893	8.616
175	0.881	2.642	4.403	5.283	7.044	8.805
180	0.899	2.698	4.497	5.396	7.194	8.993
185	0.918	2.754	4.591	5.509	7.345	9.181
190	0.937	2.810	4.683	5.619	7.492	9.365
195	0.955	2.865	4.775	5.729	7.639	9.549
200	0.973	2.920	4.866	5.839	7.786	9.732

AREA HIDRAULICA NECESARIA SEGUN FORMULA DE TALBOT

"C" / Has	0.1	0.3	0.5	0.6	0.8	1.0
205	0.941	2.974	4.607	5.528	7.931	9.914
210	1.010	3.194	4.947	5.937	8.516	10.645
215	1.080	3.413	5.286	6.345	9.100	11.375
220	1.045	3.304	5.117	6.140	8.807	11.009
225	1.063	3.359	5.202	6.242	8.953	11.192
230	1.081	3.242	5.404	6.484	9.646	12.058
235	1.099	3.295	5.492	6.590	8.787	10.984
240	1.116	3.348	5.580	6.695	8.927	11.159
245	1.133	3.400	5.666	6.799	9.066	11.332
250	1.151	3.452	5.753	6.904	9.205	11.506
255	1.168	3.503	5.839	7.007	9.342	11.678
260	1.185	3.555	5.924	7.109	9.479	11.849
265	1.202	3.606	6.010	7.211	9.615	12.019
270	1.219	3.657	6.094	7.313	9.751	12.189
275	1.236	3.707	6.178	7.714	9.885	12.356
280	1.253	3.758	6.263	7.516	10.021	12.526
285	1.269	3.808	6.347	7.616	10.155	12.694
290	1.286	3.858	6.430	7.716	10.288	12.860
295	1.303	3.908	6.513	7.816	10.421	13.026
300	1.319	3.957	6.596	7.915	10.553	13.191
310	1.352	4.056	6.760	8.112	10.816	13.520
320	1.385	4.154	6.923	8.308	11.077	13.846
330	1.417	4.251	7.084	8.501	11.335	14.169
340	1.449	4.347	7.244	8.693	11.591	14.489
350	1.481	4.442	7.404	8.884	11.846	14.808
360	1.512	4.537	7.562	9.074	12.099	15.124
370	1.544	4.631	7.719	9.263	12.350	15.438
380	1.575	4.725	7.875	9.450	12.600	15.750
390	1.606	4.818	8.030	9.636	12.848	16.060
400	1.637	4.910	8.184	9.821	13.094	16.368
420	1.698	5.093	8.489	10.187	13.582	16.978
440	1.758	5.274	8.790	10.549	14.065	17.581
460	1.818	5.453	9.089	10.906	14.542	18.177
480	1.877	5.630	9.384	11.260	15.014	18.767
500	1.935	5.805	9.675	11.610	15.480	19.350
600	2.219	6.655	11.093	13.311	17.748	22.185
700	2.490	7.471	12.452	14.942	19.923	24.904
800	2.753	8.258	13.763	16.516	22.022	27.527
900	3.007	9.021	15.036	18.043	24.057	30.071
1000	3.254	9.763	16.272	19.526	26.034	32.543

NOTA : Después de 500 Has. se condiciona el estudio para obra mayor de 6.00 m. de claro horizontal (Puente).

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS

DEPARTAMENTO DE PROYECTO DEFINITIVO

℄ = 9+584.52

esviaje e = 0°00'00"

2 TUBOS ABOVEDADOS DE 1.20 x 0.80 m

ESTACION	(+)	⊼	(—)	LECTURA INTERMEDIA	ELEVACIONES
9+580	1.54	145.16			143.62
Tia = 30.00				0.90	44.26
Tia = 18.00				0.96	44.20
Tia = 15.00				1.02	44.14
9+584.52	℄			1.62	43.54
3.00	F.e.			1.56	43.60
6.50	F.e.			2.12	43.04
6.50	Plantilla			1.82	43.34
6.50	clave			1.06	44.10
6.50	Muro			0.74	44.42
8.20	⊙.c.			0.47	44.69
11.60	c.c.			0.39	44.77
15.00	⊙.c.			0.51	44.65
16.70	Muro			0.81	44.35
17.00	Muro			0.81	44.35
17.00	clave			1.13	44.03
17.00	Plantilla			1.94	43.22
17.20				2.25	42.91
25.00				2.04	43.12
Tda = 26				1.44	43.72
Tda = 30				1.43	43.73
9+600			0.89		44.27

CARRETERA: NUEVO LAREDO - PIEDRAS NEGRAS

TRAMO: NUEVO LAREDO - COLOMBIA

ORIGEN: NUEVO LAREDO, TAMPS.

NIVELO: ING. M VILLEGAS E. FECHA MARZO/2000

CRUCE: NORMAL

AREA POR DRENAR: _____ ha.

COEF. RUGOSIDAD DEL TERRENO: _____ (TALBOT)

AREA HID. NECESARIA: _____ m²

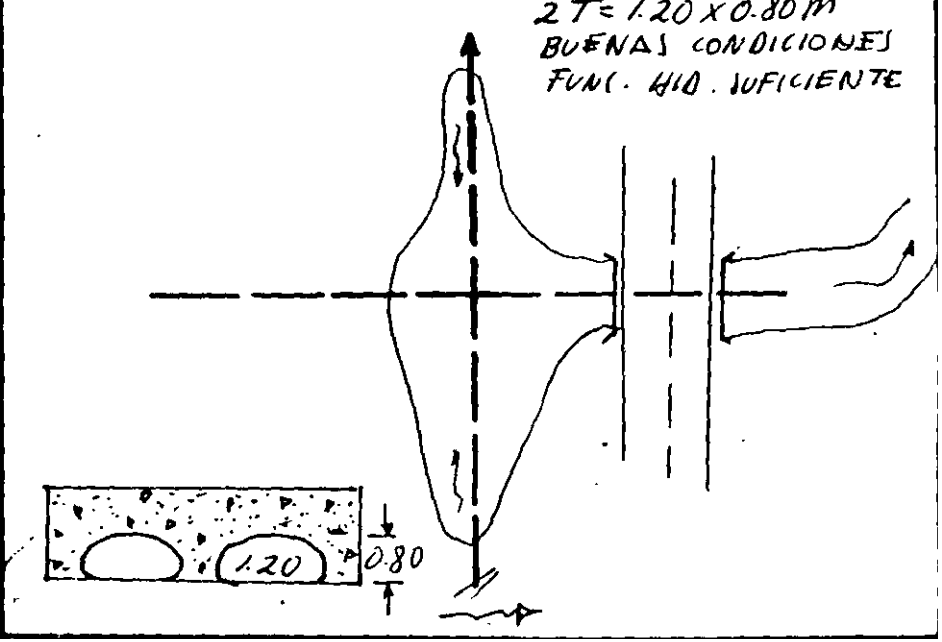
MATERIAL EN EL CAUCE: Arcilla con limo y Arena.

ARRASTRES: Hojarasca

PENDIENTE DEL CAUCE: _____

DRENA HACIA LA: DER.

CROQUIS DE LOCALIZACION



FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

AUTOPISTA: PEROTE – XALAPA - CARDEL

EXPOSITOR: JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

OJO NO ESCRIBIR DATOS EN LAS CELDAS BLANCAS

AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
DOS RIOS - CARDEL
DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

30-Dic 1999
XAL- CARDEL

67+000.000

HOJA No. 1.0

S_{bombeo} % = -2.0

PI	X	Y	RADIO	GRADO DE CURVATURA			ESPIRAL	Vel. de Proy.	le ó lt	Smax.	Amp. max.
INICIO	731,311.980	2,156,332.000	Rc	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	SI=1;NO=0	KPH	mts.	%	mts.
1	731,948.200	2,155,847.000	0.000	999999999	00	00	0	110	0.00	-2.00	0 00
2	732,427.000	2,155,482.000	4,583.664	00	15	00	0	110	78.00	5.20	0.50
3	733,668.000	2,154,565 000	572.958	02	00	00	1	110	133.00	9.00	0.90
FINAL	735,409.740	2,153,916.880									

636.220	-485 000	800.001	-37.32	**127.32**	127	19	7.732	307.318814	0.000274	DERECHA	0	0	0 985	999999641	999999641	26	9 461
478.800	-365.000	602 059	-37.32	**127.32**	127	19	8 717	307.319088	-0.85764	IZQUIERDA	0	51	27.516	0.24999991	0	14	60.000
1241.000	-917.000	1543.039	-36.46	**126.46**	126	27	41 201	306.461445	-16.0507	IZQUIERDA	16	3	2.429	1.99999928	1	59	59 997
1741.740	-648.120	1858.418	-20.41	**110.41**	110	24	38.771	290 41077									

						Coor. PC		Coor. PT		Ec	Coor. CENTRO	
						X	Y	X	Y		X	Y
1E-06	5E-12	2.74E-12	67+800 001	67+800 001	67+800 001	731948.200	2155847.000	731948 200	2155847.000	0 000	731948 200	2155847 000
4583.7	68.611	34.30638	68+402.059	68+367.753	68+436.364	732399.717	2155502 798	732454.591	2155461.612	0.128	735178.579	2159148.056
572.96	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
6.650	2.7507	132.8206	5 142568978	66.46981388	1.287759456	147.43377	27 506806	69945 097	69797.663	6 967	69930 663	69958 170

coord. TE		coord. EC		coord. CE		coord. ET		coord. CENTRO	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
733549.4254	2154652.617	733659.3034	2154577.82	733683.4892	2154564.723	733806.1774	2154513.583	733870.248	2155108.516

AUTOPISTA : AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
TRAMO : DOS RIOS - CARDEL
SUBTRAMO : DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ORIGEN : ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

ARCHIVO: XAL- CARDEL
FECHA :
30 DIC 1999

HOJA No 1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
INICIO	67+000 000	731,311 980	2,156,332 000
TANGENTE LIBRE =	800 001	m	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	127	19	07 732

PST

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	67+800 001	731,948 200	2,155,847 000
PT =	67+800 001	731,948 200	2,155,847 000
PI =	67+800 001	731,948 200	2,155,847 000
CENTRO		731,948 200	2,155,847 000

S =	-2 000	N =	0 000
Ampl =	0 000	Ampl N=	#¡DIV/0!
Lt =	0 000	m.	
Δ =	0	00	00 985
Gc =	999999641	26	09 461
Rc =	0 000	m	
ST =	0 000	m	
Lc =	0 000	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	67+800.001	-2 00	-2 00		
TM	67+800 001	0 00	-2.00		
N2	67+800 001	2.00	-2 00	#¡DIV/0!	
MC	67+800.001	-2 00	2 00	0 00	
DERECHA		VEL. DE PROY =		110	KPH
CM	67+800 001	-2 00	2 00	0 00	0 00
N3	67+800 001	2 00	-2 00	#¡DIV/0!	0 00
MT	67+800 001	0 00	-2 00		
N4	67+800 001	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	567 752	m.	AZIMUT =	127	19	08.717

CURVA 68-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	68+367.753	732,399 717	2,155,502.798
PT =	68+436 364	732,454 591	2,155,461 612
PI =	68+402.059	732,427.000	2,155,482 000
CENTRO		735,178 579	2,159,148 056

S =	5 200	N =	30.000
Ampl =	0 500	Ampl N=	0 192
Lt =	78 000	m	
Δ =	0	51	27.516
Gc =	0	14	60.000
Rc =	4583.664	m	
ST =	34.306	m	
Lc =	68 611	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	68+298 753	-2 00	-2.00		
TM	68+328 753	-2 00	0 00	0 00	
N2	68+358 753	-2.00	2 00	0 19	
MC	68+406 753	-5 20	5 20	0 50	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	68+397.364	-5 20	5 20	0 50	
N3	68+445 364	-2 00	2 00	0 19	
MT	68+475 364	-2 00	0 00	0.00	
N4	68+505 364	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	1,361 299	m.	AZIMUT =	126	27	41 201

CURVA 69-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	69+797 663	733,549 425	2,154,652 617
EC =	69+930 663	733,659 303	2,154,577 820
CE =	69+958 170	733,683 489	2,154,564 723
ET =	70+091.170	733,806 177	2,154,513 583
PI =	69+945 097	733,668 000	2,154,565 000
CENTRO		733,870 248	2,155,108 516

S =	9 000	N =	29.556
Ampl =	0.900	Ampl N=	0 200
p =	1 288	k =	66 470
Xc =	132.821	Yc =	5.143
Le =	133 000	m	
θc =	6	38	60
Δ =	16	03	02 429
Dc =	2	45	02
Gc =	1	59	59 997
Rc =	572 958	m	
STe =	147 434	m	
Lc =	27 507	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	69+768 108	-2 00	-2 00		
TE	69+797.663	-2 00	0 00		
N2	69+827 219	-2 00	2 00		0 20
EC	69+930 663	-9 00	9 00		0 90
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CE	69+958 170	-9 00	9 00		0 90
N3	70+061 614	-2 00	2 00		0 20
ET	70+091 170	-2 00	0 00		
N4	70+120 726	-2 00	2 00		

TANGENTE LIBRE =		m	AZIMUT =	110	24	38 771

OJO NO ESCRIBIR DATOS EN LAS CELDAS BLANCAS

AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
DOS RIOS - CARDEL
DOS RIOS - ENTRONQUE ACTOPAN
ECATEPEC, EDO DE MÉXICO

30-Dic 1999
XAL- CARDEL
67+000.000

HOJA No. 2.0
S_{bombeo} % = -2.0

PI	X	Y	RADIO	GRADO DE CURVATURA			ESPIRAL	Vel. de Proy.	le ó lt	Smax.	Amp. max.
INICIO	731,311.980	2,156,332.000	Rc	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	SI=1;NO=0	KPH	mts.	%	mts.
1	732,427.000	2,155,482.000	4,583.664	00	15	00	0	110	105.00	2.00	0.30
2	733,668.000	2,154,565.000	572.958	02	00	00	1	110	133.00	9.00	0.90
3	735,409.740	2,153,916.880	1,145.916	01	00	00	0	110	105.00	5.20	0.70
FINAL	736,422.970	2,153,276.460									

1115.020	-850.000	1402.059	-37.32	**127.32**	127	19	8.155	307.318932	-0.85749	IZQUIERDA	0	51	26.954	0 25	0	14	60.000
1241.000	-917.000	1543.039	-36.46	**126.46**	126	27	41.201	306.461445	-16.0507	IZQUIERDA	16	3	2.429	2	1	59	59.997
1741.740	-648.120	1858.418	-20.41	**110.41**	110	24	38.771	290.41077	11.88449	DERECHA	11	53	4.150	1	0	59	59.999
1013.230	-640.420	1198.655	-32.30	**122.3**	122	17	42.921	302.295256									

						Coor. PC		Coor. PT		Ec	Coor. CENTRO	
						X	Y	X	Y		X	Y
4583.7	68.599	34.30014	68+402.059	68+367 759	68+436 358	732399.722	2155502.795	732454.586	2155461.616	0.128	735178.574	2159148 060
572.96	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
1145.9	237.69	119.2728	71+802.154	71+682 881	71+920 571	735297.96	2153958.48	735510 562	2153853.155	6.191	734898.319	2152884 505

-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
6.650	2 7507	132.8206	5.142568978	66 46981388	1.287759456	147 43377	27 506806	69945.097	69797 663	6 967	69930.663	69958.170	70091.170
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

coord. TE		coord. EC		coord. CE		coord. ET		coord. CENTRO	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---
733549.4254	2154652.617	733659.3034	2154577.82	733683.4892	2154564.723	733806.1774	2154513.583	733870 248	2155108.516
---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

AUTOPISTA : AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
TRAMO : DOS RIOS - CARDEL
SUBTRAMO : DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ORIGEN : ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

ARCHIVO: XAL- CARDEL
FECHA :
30 DIC 1999

HOJA No 2

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
INICIO	67+000 000	731,311 980	2,156,332 000
TANGENTE LIBRE =	1,367 759	m	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	127	19	08 155

CURVA 68-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	68+367 759	732,399 722	2,155,502 795
PT =	68+436 358	732,454 586	2,155,461 616
PI =	68+402 059	732,427 000	2,155,482 000
CENTRO		735,178 574	2,159,148 060

S =	2 000	N =	105 000
Ampl =	0 300	Ampl N=	0 300
Lt =	105 000	m	
Δ =	0	51	26 954
Gc =	0	14	60 000
Rc =	4583 664	m	
ST =	34 300	m	
Lc =	68 599	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	68+210 259	-2 00	-2 00		
TM	68+315 259	-2 00	0 00		
N2	68+420 259	-2 00	2 00	0 30	
MC	68+420 259	-2 00	2 00	0 30	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	68+383 858	-2 00	2 00	0 30	0 00
N3	68+383 858	-2 00	2 00	0 30	0 00
MT	68+488 858	-2 00	0 00		
N4	68+593 858	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	1,361.305	m.

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	126	27	41.201

CURVA 69-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	69+797 663	733,549 425	2,154,652 617
EC =	69+930 663	733,659 303	2,154,577 820
CE =	69+958 170	733,683 489	2,154,564 723
ET =	70+091 170	733,806 177	2,154,513 583
PI =	69+945 097	733,668.000	2,154,565 000
CENTRO		733,870 248	2,155,108 516

S =	9.000	N =	29.556
Ampl =	0 900	Ampl N=	0 200
p =	1 288	k =	66 470
Xc =	132 821	Yc =	5 143
Le =	133 000	m	
θε =	6	38	60
Δ =	16	03	02.429
Dc =	2	45	02
Gc =	1	59	59 997
Rc =	572 958	m	
STe =	147 434	m.	
Lc =	27 507	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	69+768 108	-2 00	-2 00		
TE	69+797 663	-2 00	0 00	0 00	
N2	69+827.219	-2 00	2 00	0 20	
EC	69+930 663	-9 00	9 00	0 90	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CE	69+958 170	-9 00	9 00	0 90	
N3	70+061 614	-2 00	2 00	0 20	
ET	70+091 170	-2 00	0.00	0 00	
N4	70+120 726	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	1,591 711	m.

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	110	24	38.771

CURVA 71-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	71+682 881	735,297 956	2,153,958 476
PT =	71+920 571	735,510 562	2,153,853 155
PI =	71+802 154	735,409 740	2,153,916 880
CENTRO		734,898.319	2,152,884 505

S =	5 200	N =	40.385
Ampl =	0 700	Ampl N=	0 269
p =			
Lt =	105 000	m	
Δ =	11	53	04 150
Gc =	0	59	59 999
Rc =	1145 916	m	
ST =	119 273	m.	
Lc =	237.690	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	71+589 997	-2 00	-2 00		
TM	71+630.381	0 00	-2 00		
N2	71+670 766	2 00	-2 00		0 27
MC	71+735 381	5 20	-5 20		0 70
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	71+868 071	5 20	-5 20		0 70
N3	71+932 687	2 00	-2 00		0 27
MT	71+973 071	0 00	-2 00		
N4	72+013 456	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	m

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	122	17	42.921

XAL-02

OJO NO ESCRIBIR DATOS EN LAS CELDAS BLANCAS

AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
DOS RIOS - CARDEL
DOS RIOS - ENTRONQUE ACTOPAN
ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

30-Dic 1999
XAL- CARDEL
71+920.571

HOJA No. 3.0
S_{bombeo} % = -2.0

PI	X	Y	RADIO	GRADO DE CURVATURA			ESPIRAL	Vel. de Proy.	le ó lt	Smax.	Amp. max.
INICIO	735,510.562	2,153,853.155	Rc	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	Si=1;NO=0	KPH	mts.	%	mts.
1	737,123.000	2,152,834.000	416.697	02	45	00	1	110	150.00	10.00	1.10
2	737,657.000	2,152,937.000	416.697	02	45	00	1	110	150.00	10.00	1.10
3	738,303.000	2,152,437.000	458.366	02	30	00	1	110	147.00	9.80	1.10
FINAL	739,734.000	2,152,706.000									

1155.575	217.225	1175.814	10.65	**79.354**	79	21	13.518	259.353755	29.51281	DERECHA	29	30	46.110	0.75	0	44	59.999
2863.270	-978.450	3025.835	-18.87	**108.87**	108	51	59.629	288.866564	11.07187	DERECHA	11	4	18.738	0.5	0	29	59.999
1747.730	-1006.550	2016.855	-29.94	**119.94**	119	56	18 366	299.938435	-1.71043	IZQUIERDA	1	42	37.538	0.25	0	14	60.000
353 430	-189.730	401.136	-28.23	**118.23**	118	13	40.828	298.228008									

21

						Coor. PC		Coor. PT		Ec.	Coor. CENTRO	
						X	Y	X	Y		X	Y
1527.9	787 01	402.442	76+576 274	76+173 832	76+960 840	739338.485	2152631.651	740114 820	2152575.864	52.112	739620.755	2151130.063
2291.8	442.88	222.1292	79+584.234	79+362 104	79+804.979	742387.075	2151799.379	742789.759	2151616.692	10 739	741645 976	2149630 677
4583.7	136 83	68.4222	81+599.705	81+531 283	81+668.117	744285.71	2150755 15	744405.285	2150688 638	0 511	746573.273	2154727.177

----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

13

coord. TE		coord. EC		coord. CE		coord. ET		coord. CENTRO	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

14

AUTOPISTA : AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
TRAMO : DOS RIOS - CARDEL
SUBTRAMO : DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ORIGEN : ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

ARCHIVO: XAL- CARDEL
FECHA :
30 DIC 1999

HOJA No 2

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
INICIO	71+920 571	735,510 562	2,153,853 155
TANGENTE LIBRE =	1,666 676	m	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	122	17	42 970

CURVA 68-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	73+587.247	736,919 413	2,152,962 679
EC =	73+737.247	737,050 597	2,152,890 389
CE =	73+901 521	737,210 977	2,152,860 117
ET =	74+051 521	737,359 485	2,152,879 614
PI =	73+828.091	737,123 000	2,152,834 000
CENTRO		737,037 658	2,153,276 454

S =	10 000	N =	30 000
Ampl =	1.100	Ampl N=	0 220
p =	2 251	k =	74 918
Xc =	149 513	Yc =	8 982
Le =	150 000	m.	
θε =	10	18	45
Δ =	43	12	45 466
Dc =	22	35	15
Gc =	2	44	59 996
Rc =	416 697	m	
STe =	240 844	m	
Lc =	164 274	m.	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER.
N1	73+557 247	-2 00	-2 00		
TE	73+587 247	-2 00	0 00		
N2	73+617 247	-2 00	2.00	0 22	
EC	73+737.247	-10 00	10 00	1.10	
IZQUIERDA		VEL DE PROY. =		110	KPH
CE	73+901 521	-10 00	10 00	1 10	0 00
N3	74+021 521	-2 00	2 00	0.22	0 00
ET	74+051 521	-2 00	0 00		
N4	74+081 521	-2 00	-2.00		

TANGENTE LIBRE =	38.668	m.	AZIMUT =	79	04	57.503

CURVA 69-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	74+090.189	737,397.453	2,152,886 938
EC =	74+240 189	737,545 962	2,152,906 435
CE =	74+444 058	737,742 300	2,152,859 620
ET =	74+594 058	737,866 033	2,152,775 210
PI =	74+354.519	737,657 000	2,152,937 000
CENTRO		737,550 361	2,152,489 761

S =	10 000	N =	30 000
Ampl =	1 100	Ampl N=	0 220
p =	2 251	k =	74 918
Xc =	149 513	Yc =	8.982
Le =	150 000	m	
θε =	10	18	45
Δ =	48	39	25 234
Dc =	28	01	55
Gc =	2	44	59 996
Rc =	416 697	m.	
STe =	264 331	m	
Lc =	203.869	m	
VEL PROY	110.000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	74+060 189	-2 00	-2 00		
TE	74+090 189	0 00	-2 00	0 00	
N2	74+120 189	2 00	-2 00	0 22	
EC	74+240 189	10 00	-10 00	1.10	
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CE	74+444 058	10 00	-10 00	1.10	
N3	74+564 058	2.00	-2.00	0 22	
ET	74+594 058	0 00	-2 00	0.00	
N4	74+624 058	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	272 314	m	AZIMUT =	127	44	22.737

CURVA 71-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	74+866 372	738,081.379	2,152,608 533
EC =	75+013 372	738,202.129	2,152,524 995
CE =	75+253 459	738,432 878	2,152,469 398
ET =	75+400.459	738,578 425	2,152,488 775
PI =	75+146 621	738,303 000	2,152,437.000
CENTRO		738,209.768	2,152,932 969

S =	9 800	N =	30 000
Ampl =	1 100	Ampl N=	0 224
p =	1 966	k =	73 436
Xc =	146 622	Yc =	7 846
Le =	147 000	m.	
θε =	9	11	15
Δ =	48	23	09 219
Dc =	30	00	39
Gc =	2	29	59 997
Rc =	458 366	m	
STe =	280 249	m	
Lc =	240 087	m	
VEL PROY	110.000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	74+836 372	-2 00	-2 00		
TE	74+866 372	-2 00	0 00		
N2	74+896.372	-2 00	2 00		0 22
EC	75+013 372	-9 80	9 80		1 10
IZQUIERDA		VEL DE PROY. =		110	KPH
CE	75+253 459	-9 80	9 80		1.10
N3	75+370 459	-2 00	2.00		0 22
ET	75+400 459	-2 00	0 00		
N4	75+430 459	-2 00	2 00		

TANGENTE LIBRE =		m	AZIMUT =	79	21	13.518

XAL-03

OJO NO ESCRIBIR DATOS EN LAS CELDAS BLANCAS

AUTOPISTA . PEROTE - XALAPA - CARDEL
DOS RIOS - CARDEL
DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

30-Dic
XAL- CARDEL

75+400.459

HOJA No. 3.0

S_{bombeo} % = -2.0

PI	X	Y	RADIO	GRADO DE CURVATURA			ESPIRAL	Vel. de Proy.	le ó lt	Smax.	Amp. max.
INICIO	738,578 425	2,152,488.775	Rc	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	Si=1;NO=0	KPH	mts.	%	mts.
1	739,734.000	2,152,706.000	1,527.888	00	45	00	0	110	105.00	4.00	0.60
2	742,597.270	2,151,727.550	2,291 832	00	30	00	0	110	105 00	2.70	0 40
3	744,345 000	2,150,721.000	4,583 664	00	15	00	0	110	105.00	2 00	0.30
FINAL	744,698.430	2,150,531 270									

1155.575	217.225	1175.814	10.65	**79.354**	79	21	13.518	259.353755	29.51281	DERECHA	29	30	46 110	0.75	0	44	59.999
2863.270	-978 450	3025.835	-18 87	**108.87**	108	51	59.629	288.866564	11.07187	DERECHA	11	4	18.738	0.5	0	29	59.999
1747.730	-1006.550	2016.855	-29 94	**119.94**	119	56	18.366	299.938435	-1.71043	IZQUIERDA	1	42	37.538	0.25	0	14	60.000
353.430	-189.730	401.136	-28.23	**118.23**	118	13	40.828	298.228008									

						Coor. PC		Coor. PT		Ec	Coor. CENTRO	
						X	Y	X	Y		X	Y
1527.9	787 01	402 442	76+576 274	76+173.832	76+960.840	739338.485	2152631.651	740114 820	2152575.864	52.112	739620.755	2151130 063
2291.8	442 88	222.1292	79+584.234	79+362.104	79+804.979	742387.075	2151799 379	742789 759	2151616.692	10.739	741645 976	2149630 677
4583.7	136.83	68 4222	81+599.705	81+531.283	81+668 117	744285 71	2150755.15	744405.285	2150688.638	0.511	746573.273	2154727.177

-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

coord. TE		coord. EC		coord. CE		coord. ET		coord. CENTRO	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

14

AUTOPISTA : AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
TRAMO : DOS RIOS - CARDEL
SUBTRAMO : DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ORIGEN : ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

ARCHIVO: XAL- CARDEL
FECHA :
30 DIC 1999

HOJA No 2

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
INICIO	75+400 459	738,578 425	2,152,488 775

TANGENTE LIBRE =	773.372	m	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	79	21	13 518

CURVA 68-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	76+173 832	739,338 485	2,152,631 651
PT =	76+960 840	740,114 820	2,152,575 864
PI =	76+576 274	739,734 000	2,152,706 000
CENTRO		739,620 755	2,151,130 063

S =	4 000	N =	52 500	
Ampl =	0 600	Ampl N=	0 300	
Lt =	105 000	m		
Δ =	29	30	46 110	
Gc =	0	44	59 999	
Rc =	1527 888	m		
ST =	402 442	m		
Lc =	787 009	m		
VEL PROY	110 000	KPH		

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	76+068 832	-2 00	-2 00		
TM	76+121 332	0 00	-2 00		
N2	76+173 832	2 00	-2 00	0 30	
MC	76+226 332	4 00	-4 00	0 60	
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	76+908 340	4 00	-4 00	0 60	0 00
N3	76+960 840	2 00	-2 00	0 30	0 00
MT	77+013 340	0 00	-2 00		
N4	77+065.840	-2.00	-2.00		

TANGENTE LIBRE =	2,401 264	m	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	108	51	59.629

CURVA 69-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	79+362.104	742,387 075	2,151,799 379
PT =	79+804 979	742,789 759	2,151,616 692
PI =	79+584 234	742,597 270	2,151,727.550
CENTRO		741,645 976	2,149,630 677

S =	2 700	N =	77 778	
Ampl =	0 400	Ampl N=	0 296	
Lt =	105 000	m		
Δ =	11	04	18 738	
Gc =	0	29	59 999	
Rc =	2291 832	m		
ST =	222.129	m		
Lc =	442 875	m.		
VEL PROY	110 000	KPH		

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	79+231.827	-2 00	-2 00		
TM	79+309 604	0 00	-2 00	0 00	
N2	79+387 382	2 00	-2 00	0 30	
MC	79+414.604	2.70	-2.70	0 40	
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	79+752.479	2 70	-2 70	0 40	
N3	79+779 702	2 00	-2 00	0 30	
MT	79+857 479	0 00	-2 00	0 00	
N4	79+935 257	-2.00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	1,726 303	m	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	119	56	18 366

CURVA 71-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	81+531 283	744,285 708	2,150,755 147
PT =	81+668.117	744,405 285	2,150,688 638
PI =	81+599 705	744,345 000	2,150,721 000
CENTRO		746,573,273	2,154,727.177

S =	2 000	N =	105 000	
Ampl =	0 300	Ampl N=	0 300	
p =				
Lt =	105 000	m.		
Δ =	1	42	37 538	
Gc =	0	14	60.000	
Rc =	4583 664	m.		
ST =	68 422	m		
Lc =	136 834	m.		
VEL PROY	110 000	KPH		

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	81+373 783	-2 00	-2 00		
TM	81+478 783	-2 00	0 00		
N2	81+583.783	-2 00	2 00		0 30
MC	81+583 783	-2 00	2 00		0 30
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	81+615 617	-2 00	2 00		0 30
N3	81+615 617	-2 00	2 00		0 30
MT	81+720 617	-2 00	0 00		
N4	81+825 617	-2 00	. 2 00		

TANGENTE LIBRE =		m	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	118	13	40 828

XAL-04

OJO NO ESCRIBIR DATOS EN LAS CELDAS BLANCAS

AUTOPISTA . PEROTE - XALAPA - CARDEL
DOS RIOS - CARDEL
DOS RIOS - ENTRONQUE ACTOPAN
ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

30-Dic
XAL- CARDEL

81+668.117

HOJA No. 3 0

S_{bombeo} % = -2.0

PI	X	Y	RADIO	GRADO DE CURVATURA			ESPIRAL	Vel. de Proy.	le ó lt	Smax.	Amp. max.
INICIO	744,405 285	2,150,688.638	Rc	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	SI=1;NO=0	KPH	mts.	%	mts.
1	744,942 590	2,150,400.200	1,527.888	00	45	00	0	110	105.00	4 00	0.60
2	748,843.830	2,149,850.350	1,145 916	01	00	00	0	110	105.00	2 70	0 40
3	749,873.500	2,150,227.000	572.958	02	00	00	1	110	133.00	9.00	0 90
FINAL	752,636.000	2,150,086.000									

21

537.305	-288.438	609.830	-28.23	**118.23**	118	13	40.485	298.227913	-20.2054	IZQUIERDA	20	12	19.272	0.75	0	44	59.999
3901.240	-549.850	3939.798	-8.02	**98.023**	98	1	21.213	278.022559	-28.1149	IZQUIERDA	28	6	53.704	1	0	59	59.999
1029.670	376.650	1096.397	20.09	**69.908**	69	54	27.510	249.907642	23.01424	DERECHA	23	0	51.267	2	1	59	59.997
2762.500	-141.000	2766.096	-2.92	**92.922**	92	55	18.777	272.921883									

						Coor. PC		Coor. PT		Ec	Coor. CENTRO	
						X	Y	X	Y		X	Y
1527.9	538.81	272.2319	82+277 947	82+005.715	82+544.525	744702.734	2150528.960	745212.158	2150362.206	24.063	745425.394	2151875.141
1145.9	562.3	286.9299	86+212.091	85+925.161	86+487.460	748559.708	2149890.395	749113.297	2149948.920	35.377	748719 636	2151025.096
572.96	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
6.650	9.7142	132.8206	5.142568978	66.46981388	1.287759456	183.37575	97.1424913	87296.926	87113.551	13.067	87246.551	87343.693

coord TE		coord. EC		coord CE		coord. ET		coord. CENTRO	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
749701.2845	2150164.004	749827.7883	2150204.803	749923.7273	2150219.287	750056.6374	2150217.653	749960.982	2149647.542

AUTOPISTA : AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
TRAMO : DOS RIOS - CARDEL
SUBTRAMO : DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ORIGEN : ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

ARCHIVO: XAL- CARDEL
FECHA :
30 DIC 1999

HOJA No 5

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y		GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
INICIO	81+668 117	744,405 285	2,150,688 638				
TANGENTE LIBRE =		337 598	m.	AZIMUT =	118	13	40 485

CURVA 68-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y				
				S =	4.000	N =	52 500
				Ampl =	0 600	Ampl N=	0 300
PC =	82+005 715	744,702 734	2,150,528.960	Lt =	105 000	m.	
PT =	82+544 525	745,212 158	2,150,362 206	Δ =	20	12	19 272
PI =	82+277.947	744,942 590	2,150,400 200	Gc =	0	44	59 999
				Rc =	1527.888	m.	
CENTRO		745,425 394	2,151,875 141	ST =	272 232	m	
				Lc =	538.810	m	
				VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ.	AMPL DER
N1	81+900 715	-2 00	-2 00		
TM	81+953 215	-2 00	0 00		
N2	82+005 715	-2 00	2 00	0 30	
MC	82+058 215	-4 00	4 00	0 60	
IZQUIERDA		VEL. DE PROY =		110	KPH
CM	82+492 025	-4 00	4 00	0 60	0 00
N3	82+544 525	-2 00	2 00	0 30	0 00
MT	82+597 025	-2 00	0 00		
N4	82+649 525	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	3,380 636	m.	AZIMUT =	98	01	21.213

CURVA 69-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y				
				S =	2.700	N =	77 778
				Ampl =	0 400	Ampl N=	0 296
PC =	85+925 161	748,559.708	2,149,890 395	Lt =	105.000	m	
PT =	86+487.460	749,113.297	2,149,948 920	Δ =	28	06	53 704
PI =	86+212 091	748,843 830	2,149,850 350	Gc =	0	59	59 999
				Rc =	1145.916	m	
CENTRO		748,719 636	2,151,025 096	ST =	286 930	m	
				Lc =	562 299	m	
				VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	85+794 883	-2.00	-2 00		
TM	85+872 661	-2.00	0 00	0 00	
N2	85+950 439	-2.00	2 00	0 30	
MC	85+977 661	-2.70	2 70	0.40	
IZQUIERDA		VEL DE PROY. =		110	KPH
CM	86+434 960	-2 70	2 70	0 40	
N3	86+462 182	-2.00	2 00	0 30	
MT	86+539.960	-2 00	0 00	0 00	
N4	86+617 737	-2.00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	626.091	m	AZIMUT =	69	54	27 510

CURVA 71-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y				
				S =	9.000	N =	29 556
				Ampl =	0 900	Ampl N=	0 200
				p =	1 288	k =	66 470
				Xc =	132 821	Yc =	5 143
TE =	87+113.551	749,701.284	2,150,164 004	Le =	133.000	m	
EC =	87+246.551	749,827 788	2,150,204 803	θε =	6	38	60
CE =	87+343 693	749,923 727	2,150,219 287	Δ =	23	00	51 267
ET =	87+476 693	750,056 637	2,150,217 653	Dc =	9	42	51
PI =	87+296 926	749,873 500	2,150,227 000	Gc =	1	59	59 997
CENTRO		749,960 982	2,149,647.542	Rc =	572 958	m	
				STe =	183 376	m	
				Lc =	97.142	m.	
				VEL PROY	110.000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	87+083 995	-2 00	-2 00		
TE	87+113 551	0 00	-2 00		
N2	87+143 106	2 00	-2 00		0 20
EC	87+246 551	9 00	-9 00		0 90
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CE	87+343 693	9 00	-9 00		0 90
N3	87+447 138	2.00	-2 00		0 20
ET	87+476 693	0 00	-2 00		
N4	87+506 249	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =		m	AZIMUT =	92	55	18 777

XAL-05

OJO NO ESCRIBIR DATOS EN LAS CELDAS BLANCAS

AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
DOS RIOS - CARDEL
DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

30-Dic
XAL- CARDEL
86+487.460

HOJA No.: 3.0
S_{bombeo} % = -2 0

PI	X	Y	RADIO	GRADO DE CURVATURA			ESPIRAL	Vel de Proy.	le ó lt	Smax.	Amp. max.
INICIO	749,113.297	2,149,948.920	Rc	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	SI=1;NO=0	KPH	mts.	%	mts.
1	749,873.500	2,150,227 000	572.958	02	00	00	1	110	133.00	4 00	0 40
2	752,636.000	2,150,086.000	1,527.888	00	45	00	0	110	105.00	9.00	0.60
3	755,911.500	2,149,465.000	572.958	02	00	00	1	110	78.00	9.00	0.40
FINAL	757,769.000	2,147,853.290									

760.203	278.080	809.467	20 09	**69.908**	69	54	27.510	249.907642	23.01424	**DERECHA**	23	0	51.267	2	1	59	59.997
2762.500	-141.000	2766 096	-2.92	**92.922**	92	55	18.777	272.921883	7.813376	**DERECHA**	7	48	48.152	0.75	0	44	59.999
3275.500	-621.000	3333.848	-10.74	**100.74**	100	44	6.929	280.735258	30.21217	**DERECHA**	30	12	43.797	2	1	59	59 997
1857.500	-1611.710	2459.251	-40.95	**130.95**	130	56	50.726	310 947424									

27

						Coor. PC		Coor. PT		Ec	Coor. CENTRO		
						X	Y	X	Y		X	Y	
572.96	-----	-----	-----	-----	-----	----	-----	-----	----	-----	-----	-----	
1527.9	208.36	104 3401	90+059 413	89+955.073	90+163.430	752531.796	2150091.319	752738.514	2150066.564	3 559	752453.912	2148565 417	
572.96	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
6.650	9.7142	132.8206	5.142568978	66 46981388	1 287759456	183.37575	97.1424913	87296.926	87113.551	13.067	87246.551	87343.693	87476 693
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
3 900	22.412	77.96382	1.76986038	38.99392444	0.443050362	193.77471	224.121767	93392.938	93199 163	20 966	93277.163	93501.285	93579 285

coord. TE		coord. EC		coord. CE		coord. ET		coord. CENTRO	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
749701.2845	2150164.004	749827.7883	2150204.803	749923.7273	2150219.287	750056 6374	2150217.653	749960.982	2149647.542
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
755721.1167	2149501.095	755797.3863	2149484.833	755997.8134	2149387.765	756057.8602	2149338.007	755652.620	2148930.466

AUTOPISTA : AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
TRAMO : DOS RIOS - CARDEL
SUBTRAMO : DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ORIGEN : ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

ARCHIVO: XAL- CARDEL
FECHA :
30 DIC 1999

HOJA No 5

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
INICIO	86+487 460	749,113 297	2,149,948 920
TANGENTE LIBRE =	626.091	m	

		GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =		69	54	27 510

CURVA 68-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	87+113 551	749,701 284	2,150,164 004
EC =	87+246 551	749,827 788	2,150,204 803
CE =	87+343 693	749,923 727	2,150,219 287
ET =	87+476 693	750,056 637	2,150,217 653
PI =	87+296 926	749,873 500	2,150,227 000
CENTRO		749,960 982	2,149,647 542

S =	4 000	N =	66 500
Ampl =	0 400	Ampl N=	0 200
p =	1 288	k =	66 470
Xc =	132 821	Yc =	5 143
Le =	133 000	m.	
θε =	6	38	60
Δ =	23	00	51 267
Dc =	9	42	51
Gc =	1	59	59.997
Rc =	572 958	m	
STe =	183 376	m	
Lc =	97.142	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	87+047 051	-2 00	-2.00		
TE	87+113 551	0 00	-2 00		
N2	87+180 051	2.00	-2 00	0 20	
EC	87+246 551	4.00	-4.00	0 40	
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CE	87+343 693	4 00	-4 00	0 40	0 00
N3	87+410 193	2 00	-2 00	0 20	0 00
ET	87+476 693	0 00	-2 00		
N4	87+543 193	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	2,478 380	m	
AZIMUT =	92	55	18.777

CURVA 69-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	89+955 073	752,531 796	2,150,091 319
PT =	90+163 430	752,738 514	2,150,066 564
PI =	90+059 413	752,636 000	2,150,086 000
CENTRO		752,453 912	2,148,565 417

S =	9 000	N =	23 333
Ampl =	0 600	Ampl N=	0 133
Lt =	105 000	m	
Δ =	7	48	48 152
Gc =	0	44	59 999
Rc =	1527 888	m	
ST =	104 340	m.	
Lc =	208 357	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	89+879 240	-2 00	-2 00		
TM	89+902 573	0 00	-2 00	0 00	
N2	89+925 907	2 00	-2 00	0 13	
MC	90+007 573	9 00	-9 00	0 60	
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	90+110 930	9 00	-9 00	0 60	
N3	90+192 597	2 00	-2.00	0 13	
MT	90+215 930	0 00	-2 00	0 00	
N4	90+239 263	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	3,035.733	m.	
AZIMUT =	100	44	06.929

CURVA 71-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	93+199 163	755,721 117	2,149,501 095
EC =	93+277 163	755,797.386	2,149,484 833
CE =	93+501 285	755,997 813	2,149,387 765
ET =	93+579 285	756,057 860	2,149,338 007
PI =	93+392 938	755,911.500	2,149,465 000
CENTRO		755,652 620	2,148,930 466

S =	9 000	N =	17.333
Ampl =	0 400	Ampl N=	0 089
p =	0 443	k =	38.994
Xc =	77 964	Yc =	1.770
Le =	78 000	m	
θε =	3	53	60
Δ =	30	12	43 797
Dc =	22	24	44
Gc =	1	59	59 997
Rc =	572 958	m	
STe =	193 775	m.	
Lc =	224 122	m	
VEL PROY	110.000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	93+181 830	-2 00	-2 00		
TE	93+199 163	0 00	-2 00		
N2	93+216 496	2 00	-2 00		0 09
EC	93+277 163	9 00	-9 00		0 40
DERECHA		VEL DE PROY. =		110	KPH
CE	93+501 285	9 00	-9 00		0 40
N3	93+561 952	2 00	-2 00		0 09
ET	93+579 285	0 00	-2 00		
N4	93+596 618	-2 00	-2.00		

TANGENTE LIBRE =		m	
AZIMUT =	130	56	50 726

XAL-06

OJO NO ESCRIBIR DATOS EN LAS CELDAS BLANCAS

AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
DOS RIOS - CARDEL
DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

30-Dic
XAL- CARDEL

93+579.285

HOJA No. 3.0

S_{bombeo} % = -2.0

PI	X	Y	RADIO	GRADO DE CURVATURA			ESPIRAL	Vel. de Proy.	le ó lt	Smax.	Amp. max.
INICIO	756,057.860	2,149,338.007	Rc	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	SI=1;NO=0	KPH	mts.	%	mts.
1	757,769.040	2,147,853 290	572 958	02	00	00	1	110	78.00	6.30	0 40
2	758,737.000	2,147,760.500	916 733	01	15	00	0	110	62.00	9.00	0.40
3	762,220.000	2,146,975.000	572.958	02	00	00	1	110	78.00	6.30	0.40
FINAL	767,968.440	2,146,809.990									

3

1711.180	-1484.717	2265.506	-40 95	**130.95**	130	56	48.340	310.946761	-35.471	IZQUIERDA	35	28	15.742	2	1	59	59.997
967 960	-92.790	972.397	-5.48	**95.476**	95	28	32.598	275.475722	7.233234	DERECHA	7	13	59 641	1.25	1	14	59 998
3483 000	-785.500	3570.476	-12.71	**102.71**	102	42	32.239	282.708955	-11.0647	IZQUIERDA	11	3	52.996	2	1	59	59 997
5748.440	-165.010	5750.808	-1.64	**91.644**	91	38	39.243	271.644234									

32

						Coor. PC		Coor. PT		Ec	Coor. CENTRO		
						X	Y	X	Y		X	Y	
572.96	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
916.73	115.73	57.94286	96+805.137	96+747.194	96+862.925	758679.322	2147766.029	758793.523	2147747.753	1.829	758591.843	2146853.480	
572.96	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	
3.900	27.671	77.96382	1.76986038	38.99392444	0.443050362	222.3813	276.710521	95844.791	95622.410	29.055	95700.410	95977.121	96055.121
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
3.900	3.2647	77.96382	1.76986038	38.99392444	0.443050362	94.533042	32.6472501	100375.459	100280.926	3.127	100358.926	100391.573	100469.573

coord. TE		coord. EC		coord. CE		coord. ET		coord. CENTRO	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
757601.0712	2147999.029	757661.1186	2147949.272	757912 9674	2147841.271	757990.4065	2147832.069	757826.486	2148452.556
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
762127.783	2146995.797	762204.2261	2146980.372	762236.6132	2146976.294	762314 4941	2146972.288	762236.530	2147550 847

34

AUTOPISTA : AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
TRAMO : DOS RIOS - CARDEL
SUBTRAMO : DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ORIGEN : ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

ARCHIVO: XAL- CARDEL
FECHA :
30 DIC 1999

HOJA No 5

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
INICIO	93+579 285	756,057 860	2,149,338 007
TANGENTE LIBRE =	2,043.125	m.	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	130	56	48 340

CURVA 68-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	95+622 410	757,601 071	2,147,999 029
EC =	95+700 410	757,661.119	2,147,949 272
CE =	95+977 121	757,912 967	2,147,841 271
ET =	96+055.121	757,990 407	2,147,832.069
PI =	95+844 791	757,769 040	2,147,853 290
CENTRO		757,826 486	2,148,452 556

S =	6 300	N =	24 762
Ampl =	0 400	Ampl N=	0 127
p =	0 443	k =	38.994
Xc =	77 964	Yc =	1.770
Le =	78.000	m	
θε =	3	53	60
Δ =	35	28	15 742
Dc =	27	40	16
Gc =	1	59	59 997
Rc =	572 958	m	
STe =	222 381	m	
Lc =	276 711	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	95+597 648	-2 00	-2 00		
TE	95+622 410	-2 00	0 00		
N2	95+647 172	-2 00	2 00	0 13	
EC	95+700 410	-6 30	6 30	0 40	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CE	95+977 121	-6 30	6 30	0 40	0.00
N3	96+030.359	-2 00	2 00	0 13	0 00
ET	96+055 121	-2 00	0.00		
N4	96+079 882	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	692.073	m.

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	95	28	32.598

CURVA 69-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	96+747 194	758,679 322	2,147,766 029
PT =	96+862 925	758,793 523	2,147,747 753
PI =	96+805 137	758,737 000	2,147,760 500
CENTRO		758,591 843	2,146,853 480

S =	9 000	N =	13 778
Ampl =	0 400	Ampl N=	0 089
Lt =	62 000	m	
Δ =	7	13	59 641
Gc =	1	14	59 998
Rc =	916 733	m	
ST =	57 943	m	
Lc =	115 732	m	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	96+702 416	-2.00	-2 00		
TM	96+716 194	0 00	-2 00	0.00	
N2	96+729 971	2 00	-2 00	0 09	
MC	96+778.194	9 00	-9 00	0 40	
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	96+831 925	9 00	-9.00	0.40	
N3	96+880 148	2 00	-2 00	0 09	
MT	96+893 925	0 00	-2 00	0 00	
N4	96+907.703	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	3,418 000	m

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	102	42	32 239

CURVA 71-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
TE =	100+280.926	762,127.783	2,146,995 797
EC =	100+358 926	762,204 226	2,146,980 372
CE =	100+391 573	762,236 613	2,146,976 294
ET =	100+469 573	762,314 494	2,146,972 288
PI =	100+375 459	762,220 000	2,146,975.000
CENTRO		762,236.530	2,147,550.847

S =	6 300	N =	24.762
Ampl =	0 400	Ampl N=	0 127
p =	0 443	k =	38 994
Xc =	77.964	Yc =	1 770
Le =	78 000	m	
θε =	3	53	60
Δ =	11	03	52 996
Dc =	3	15	53
Gc =	1	59	59 997
Rc =	572 958	m	
STe =	94 533	m	
Lc =	32 647	m.	
VEL PROY	110 000	KPH	

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	100+256 164	-2 00	-2 00		
TE	100+280 926	-2.00	0 00		
N2	100+305 688	-2 00	2 00		0 13
EC	100+358 926	-6 30	6 30		0 40
IZQUIERDA		VEL. DE PROY =		110	KPH
CE	100+391 573	-6 30	6 30		0 40
N3	100+444 811	-2 00	2 00		0 13
ET	100+469 573	-2.00	0 00		
N4	100+494 335	-2 00	2 00		

TANGENTE LIBRE =		m.

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	91	38	39 243

XAL-07

OJO NO ESCRIBIR DATOS EN LAS CELDAS BLANCAS

AUTOPISTA . PEROTE - XALAPA - CARDEL
DOS RIOS - CARDEL
DOS RIOS - ENTRONQUE ACTOPAN
ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

30-Dic
XAL- CARDEL

100+469.573

HOJA No. 30

S_{bombeo} % = -2.0

PI	X	Y	RADIO	GRADO DE CURVATURA			ESPIRAL	Vel. de Proy.	le ó lt	Smax.	Amp. max.
INICIO	762,314.494	2,146,972.288	Rc	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS	SI=1;NO=0	KPH	mts.	%	mts.
1	767,968.440	2,146,809.990	1,145.916	01	00	00	0	110	62 00	5.20	0.30
2	772,247.810	2,146,277.630	2,291 832	00	30	00	0	110	62.00	2.70	0 20
3	774,041.730	2,146,157 010	4,583 664	00	15	00	0	110	62.00	5 20	0.40
FINAL	776,863.000	2,145,863 000									

5653.946	-162.298	5656.275	-1.64	**91.644**	91	38	39.243	271.644234	5.447015	DERECHA	5	26	49.255	1	0	59	59.999
4279.370	-532.360	4312.356	-7.09	**97.091**	97	5	28.497	277.091249	-3.24457	IZQUIERDA	3	14	40.461	0.5	0	29	59.999
1793.920	-120.620	1797.971	-3.85	**93.847**	93	50	48.036	273.846677	2.102752	DERECHA	2	6	9.908	0.25	0	14	60.000
2821.270	-294.010	2836.548	-5.95	**95.949**	95	56	57.944	275.949429									

37

						Coor. PC		Coor. PT		Ec	Coor. CENTRO	
						X	Y	X	Y		X	Y
1145.9	108.94	54.51123	106+125.848	106+071.336	106+180 277	767913 951	2146811 554	768022.534	2146803.261	1 296	767881.071	2145666 110
2291 8	129.78	64 90882	110+438.122	110+373 213	110+502 996	772183.398	2146285 643	772312 573	2146273.275	0 919	772466 324	2148559.944
4583.7	168.22	84.11956	112+236 057	112+151.938	112+320.158	773957.80	2146162 65	774125.396	2146148.291	0.772	773650.297	2141589.316

coord. TE		coord. EC		coord. CE		coord. ET		coord. CENTRO	
X	Y	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----

AUTOPISTA : AUTOPISTA : PEROTE - XALAPA - CARDEL
TRAMO : DOS RIOS - CARDEL
SUBTRAMO : DOS RIOS - ENTROQUE ACTOPAN
ORIGEN : ECATEPEC, EDO. DE MÉXICO

ARCHIVO: XAL- CARDEL
FECHA :
30 DIC 1999

HOJA No. 5

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
INICIO	100+469 573	762,314.494	2,146,972 288
TANGENTE LIBRE =	5,601 764	m	

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	91	38	39 243

CURVA 68-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	106+071 336	767,913 951	2,146,811.554
PT =	106+180 277	768,022.534	2,146,803 261
PI =	106+125 848	767,968 440	2,146,809 990
CENTRO		767,881.071	2,145,666 110

S =	5 200	N =	23 846	
Ampl =	0 300	Ampl N=	0 115	
Lt =	62 000	m		
Δ =	5	26	49 255	
Gc =	0	59	59 999	
Rc =	1145 916	m		
ST =	54 511	m		
Lc =	108 940	m		
VEL PROY	110 000	KPH		

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	106+016 490	-2 00	-2 00		
TM	106+040 336	0 00	-2 00		
N2	106+064 183	2 00	-2 00	0 12	
MC	106+102.336	5 20	-5 20	0 30	
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	106+149 277	5 20	-5 20	0 30	0 00
N3	106+187 431	2 00	-2 00	0 12	0 00
MT	106+211 277	0 00	-2 00		
N4	106+235 123	-2 00	-2.00		

TANGENTE LIBRE =	4,192.936	m

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	97	05	28 497

CURVA 69-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	110+373 213	772,183 398	2,146,285 643
PT =	110+502 996	772,312 573	2,146,273 275
PI =	110+438 122	772,247 810	2,146,277 630
CENTRO		772,466 324	2,148,559 944

S =	2.700	N =	45.926	
Ampl =	0 200	Ampl N=	0.148	
Lt =	62 000	m		
Δ =	3	14	40 461	
Gc =	0	29	59.999	
Rc =	2291 832	m		
ST =	64 909	m		
Lc =	129 783	m		
VEL PROY	110 000	KPH		

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER.	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	110+296 287	-2 00	-2.00		
TM	110+342 213	-2 00	0 00	0 00	
N2	110+388 139	-2 00	2 00	0.15	
MC	110+404 213	-2.70	2 70	0 20	
IZQUIERDA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	110+471 996	-2 70	2.70	0 20	
N3	110+488.070	-2 00	2 00	0 15	
MT	110+533 996	-2 00	0 00	0.00	
N4	110+579 922	-2.00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =	1,648.942	m

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	93	50	48 036

CURVA 71-1

PUNTO	CADENAMIENTO	X	Y
PC =	112+151 938	773,957 800	2,146,162 653
PT =	112+320 158	774,125.396	2,146,148 291
PI =	112+236 057	774,041.730	2,146,157 010
CENTRO		773,650 297	2,141,589 316

S =	5 200	N =	23 846	
Ampl =	0 400	Ampl N=	0.154	
p =				
Lt =	62 000	m		
Δ =	2	06	09 908	
Gc =	0	14	60 000	
Rc =	4583 664	m		
ST =	84.120	m.		
Lc =	168 220	m.		
VEL PROY	110.000	KPH		

PUNTO	CADENAMIENTO	SOB IZQ	SOB DER	AMPL IZQ	AMPL DER
N1	112+097 092	-2 00	-2 00		
TM	112+120 938	0 00	-2 00		
N2	112+144 784	2 00	-2 00		0.15
MC	112+182.938	5.20	-5 20		0 40
DERECHA		VEL DE PROY =		110	KPH
CM	112+289 158	5 20	-5 20		0 40
N3	112+327 312	2 00	-2 00		0 15
MT	112+351 158	0 00	-2 00		
N4	112+375 004	-2 00	-2 00		

TANGENTE LIBRE =		m.

	GRADOS	MINUTOS	SEGUNDOS
AZIMUT =	95	56	57.944

XAL-06

Pagina 1

Reglamento AASHTO 1993 (no vigente)

A la fecha del presente trabajo esta versión de 1993, no es vigente , ya que es la inmediata anterior al nuevo reglamento de puentes estadounidense. El objetivo de las especificaciones del reglamento AASHTO 1993 (ref. 2), es dar al calculista recursos para un diseño integral de puentes. Recomienda que se hagan estudios hidrológicos y topográficos para la buena localización de un puente. Los gálibos verticales y horizontales se definen en la sección 2 de este reglamento. A los miembros estructurales se les pueden aplicar cargas de servicio o cargas factorizadas. Los puentes esviajados se deben analizar en la dirección vertical, longitudinal y lateral (siguiendo el ángulo de esviajamiento). En el caso de cargas muertas, se dan recomendaciones de pesos volumétricos de algunos materiales. Además de las cargas permanentes y vivas, se definen cargas accidentales, como son las sísmicas y las de viento.

El reglamento está organizado de tal manera que permite el diseño de los diferentes componentes de un puente (cimentación, muros de retención, aplenes de acceso, elementos de concreto reforzado o presforzado, elementos de acero, alcantarillas, etc.), utilizando, ya sea el método de diseño basado en esfuerzos permisibles (teoría elástica), o bien el método basado en factores de carga y esfuerzos últimos. En su última parte proporciona especificaciones para construcción.

3.1 Carga Viva

La carga viva estipulada por este reglamento consiste en dos vehículos, uno con dos ejes, denominado con la letra "H", y el otro del tipo de trailer y semirremolque con tres ejes, denominado "HS". Además de estos vehículos, el reglamento define cuatro cargas uniformemente repartidas; dos para representar trenes de vehículos de la serie "H", y las otras dos para los vehículos de la serie "HS". En las cargas uniformes se utiliza adicionalmente una carga concentrada, con valor diferente para el cálculo de momentos o cortantes. En las figuras 3.1 y 3.2 se muestran las cargas de los vehículos, y en la 3.3, las cargas uniformes.

ara el diseño del puente, se deberá utilizar la combinación de carga que oduzca los esfuerzos más desfavorables. En términos generales, las cargas puntuales dadas por los vehículos, producen efectos más

Tabla 2.12. MODIFICADORES DEL FACTOR DE CARGA VIVA γ_x.

COMBINACIÓN DE CARGA	FACTOR DE CARGA	VIDA ÚTIL PLANEADA (en años)		
	MODIFICADOR	> 25	10 a 25	< 10
Combinación 1 ULS	γ_L	1.0	1.0	0.95
Combinación 2 ULS	γ_L	0.9	0.9	0.85
Combinación 3 ULS	γ_L	0.8	0.8	0.75
Combinación 4 ULS	γ_Q	1.0	0.5	0
Combinación 5 ULS	γ_E	1.0	1.0	0

Fuente: Ontario Highway Bridge Design Code. Tercera edición. 1991.

2.9 Resumen de cláusulas remitidas del "OHBDC".

Cláusula 2-4.3 se refiere a la carga viva, que se idealiza como un vehículo o una carga uniformemente distribuida.

Cláusula 2-4.3.2.2 expresa que como alternativa se pueden usar valores de factores de amplificación dinámicos basados en mediciones.

Cláusulas 2-4.3.2.3 a 2-4.3.2.7 se refieren al factor de amplificación para casos de puentes de madera, de estribos cerrados y de tierra armada.

Cláusula 2-5.2.2 especifica que las distorsiones elásticas (o desplazamientos prescritos) se deben tomar en cuenta en el análisis.

Cláusula 2-5.3.2. aclara que se deben usar los factores de carga, de tal suerte que produzcan los mayores efectos de las presiones hidrostáticas, de tierras o de presfuerzo; la carga muerta tendrá un factor de carga mínimo de uno cuando no se esté seguro de la supervisión que tuvo el puente.

Cláusula 2-6.2.2.2 limita los desplazamientos máximos obtenidos con las cargas factorizadas, de tal suerte que no excedan las deflexiones máximas de los puentes peatonales, atendiendo a un uso adicional anticipado peatonal (revisándose en la zona donde pueden transitar los peatones).

Apéndice A2-2 se refiere a parapetos, postes y atiezadores.

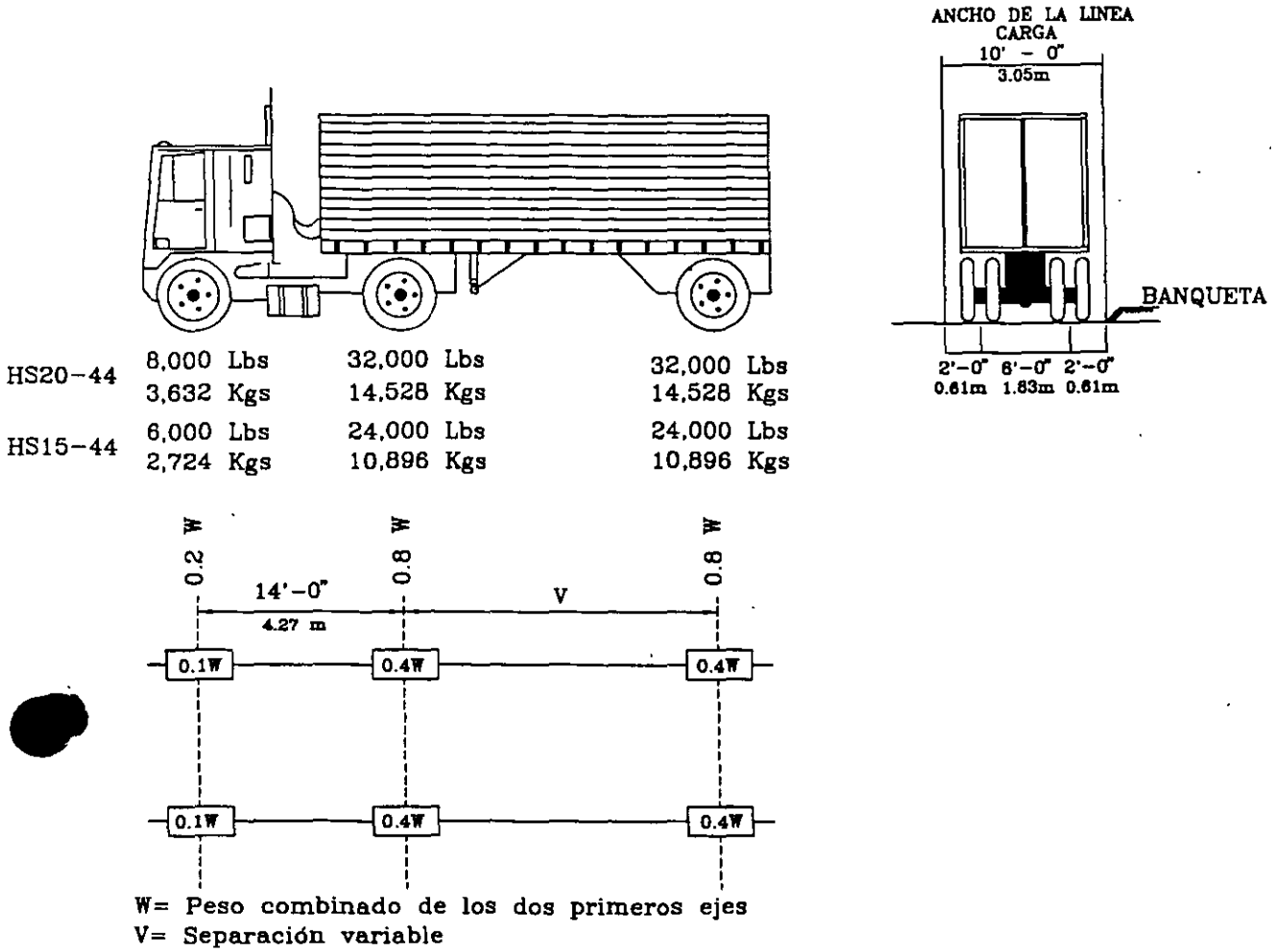
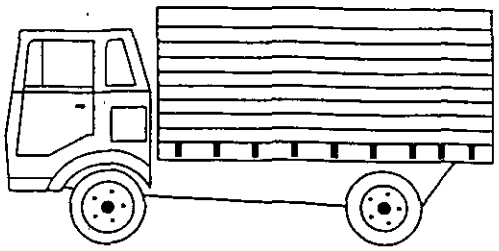


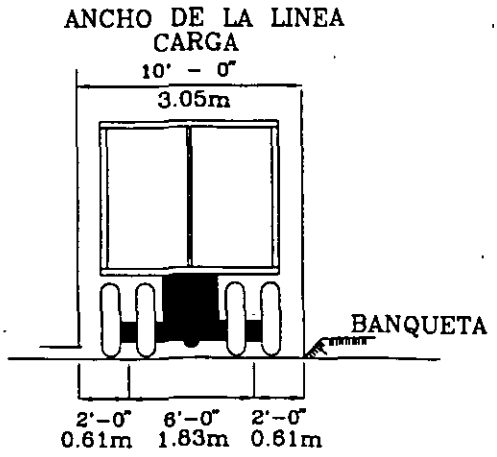
Figura 3.2. Vehículo denominado HS15-44 y HS20-44

Las cargas vivas se aplican en "carriles de carga de diseño", los cuales tienen un ancho de 12 pies (3.66 m) ; en ellos se coloca la carga viva, la cual tiene un ancho de 10 pies (3.05 m), de manera que produzcan los efectos más desfavorables para el elemento que se esté diseñando (figura 3.3).

desfavorables en puentes con claros menores a 40 m, y las cargas uniformes en puentes continuos con claros mayores.

Las cargas de la serie "HS" se utilizan en el diseño de puentes de carreteras interestatales o principales. Además, como carga alternativa para los caminos principales, se especifica una carga de origen militar consistente en un vehículo con dos ejes separados 4 pies (1.22 m) y con 24,000 libras de peso bruto (10,896 kg).





H20–44	8,000 Lbs 3,632 Kgs	32,000 Lbs 14,528 Kgs
H15–44	6,000 Lbs 2,724 Kgs	24,000 Lbs 10,896 Kgs

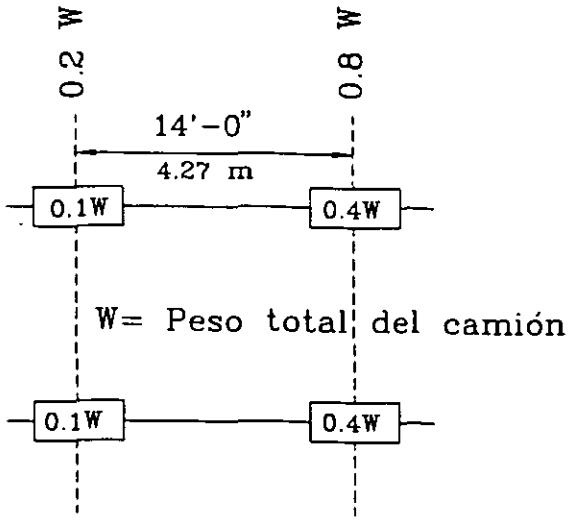


Figura 3.1. Vehículo denominado H15-44 y H20-44

Tabla 3.1. FACTOR POR MULTIPLICIDAD DE CARRILES CARGADOS

Carriles	Porcentaje
uno o dos	100
tres	90
cuatro o más	75

Fuente: Propia basada en datos de Standard Specifications for Highway Bridges. 1993.

3.2 Factor de Impacto

Las cargas vivas deben aumentarse multiplicándose por un factor (factor de impacto), para tomar en cuenta los efectos dinámicos producidos por los vehículos en movimiento.

El factor de impacto, I, es función de la longitud, L, y en unidades métricas se define como:

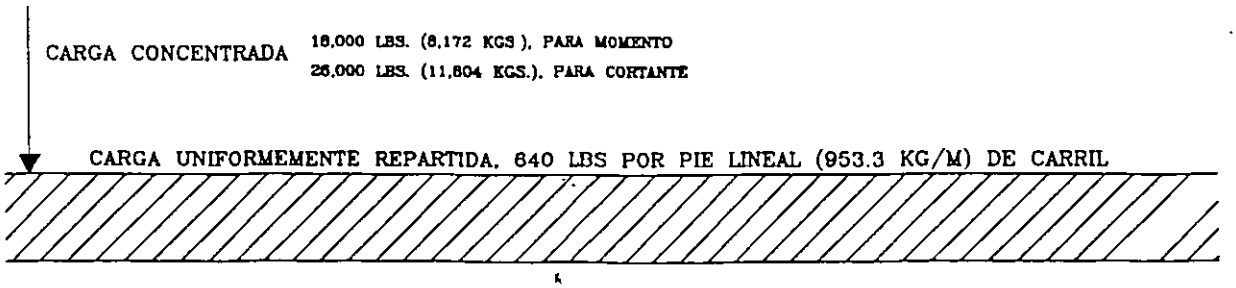
$$I = \frac{15.24}{L + 38} \qquad (3.1)$$

Este valor no debe ser mayor de 0.30.

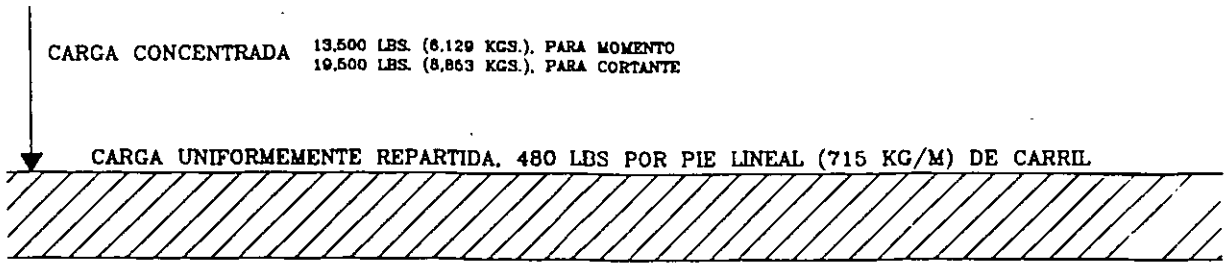
3.3 Combinaciones de cargas

Existe una serie de combinaciones de cargas, según se analicen cargas de servicio o factorizadas, a las cuales se les aplicarán los coeficientes que se consignan en la tabla 3.2. La ecuación general para la combinación de cargas es:

$$\text{Grupo (N)} = \gamma\,(\beta_D D + \beta_L (L + I) + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \beta_R (R+S+T) + \beta_{EQ} EQ + \beta_{ICE} ICE) \qquad (3.2)$$



CARGA H20–44 Y HS20–44



CARGA H15–44 Y HS15–44

Figura 3.3. Carga uniforme más carga puntual

Cuando el ancho de la superficie de rodamiento se encuentra entre 20 pies (6.10 m) y 24 pies (7.32 m) se toman dos carriles de carga; esto significa, a manera de generalización, que no se permite tener carriles fraccionarios.

En un puente, por el ancho, pueden existir varios carriles de carga, para lo cual el reglamento permite la aplicación de factores de reducción de intensidad, los cuales se muestran en la tabla 3.1.

A continuación se describen las abreviaturas y símbolos incluidos en la tabla anterior:

- $(L+I)_n$ Es la carga viva + impacto, correspondiente a la carga "H" o "HS".
- $(L+I)_p$ Corresponde al análisis del sobre-esfuerzo, especificado en el AASHTO de mantenimiento de puentes.
- % Es el porcentaje del esfuerzo unitario básico.
- β_E = 1 para cargas verticales y laterales en las otras estructuras.

Para alcantarillas.

- β_E = 1.0 y 0.5 para cargas laterales y marcos rígidos.

Factores de carga para diseño:

- β_E = 1.3 en el caso de presión lateral para muros de contención y marcos rígidos (excluyendo el caso anterior de alcantarillas).
- β_E = 0.5 en las presiones laterales cuando se revisa el momento positivo en marcos rígidos.
- β_E = 1.0 presiones de suelo verticales.
- β_D = 0.75 en diseño de columnas.- carga axial mínima y momento máximo en excentricidad extrema.
- β_D = 1.0 también para columnas.- carga máxima axial y momentos mínimos.
- β_D = 1.0 flexión y tensión.
- β_E = 1.0 para alcantarillas rígidas.
- β_E = 1.5 para alcantarillas flexibles.

Nomenclatura general de la tabla:

- γ = factor de carga.
- β = coeficiente.
- D = carga muerta.
- L = carga viva.
- I = carga viva factorizada por impacto.
- E = carga por presión de tierra.
- B = bufamiento.

Tabla 3.2. FACTORES DE CARGA PARA DIFERENTES COMBINACIONES

Columna No		1	2	3	3A	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Grupo		γ	Factor β													%
			D	$(L+I)_n$	$(L+I)_p$	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	ICE	
CARGAS DE SERVICIO	I	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	100
	IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
	IB	1.0	1	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	**
	II	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	125
	III	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	125
	IV	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	125
	V	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	0	140
	VI	1.0	1	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	140
	VII	1.0	1	0	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	0	133
	VIII	1.0	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	1	140
	IX	1.0	1	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	1	150
	X	1.0	1	1	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	100
FACTORES DE CARGA	I	1.3	β_D	1.67	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	No aplica
	IA	1.3	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	IB	1.3	β_D	0	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	0	
	II	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	0	
	III	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0	0	
	IV	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0	0	
	V	1.25	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0	0	
	VI	1.25	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0	0	
	VII	1.3	β_D	0	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1	0	
	VIII	1.3	β_D	1	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0	1	
	IX	1.2	β_D	0	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0	1	
	X	1.3	1	1.67	0	0	β_E	0	0	0	0	0	0	0	0	

* 1.25 en partes voladas.

** Porcentaje correspondiente al resultado de dividir el esfuerzo de operación entre el esfuerzo real del material.

Lo sombreado corresponde al caso de alcantarillas, por lo que los coeficientes β_E serán aplicados a las cargas horizontales y verticales.

Fuente: Standard Specifications for Highway Bridges. 1993

donde:

M_{x1}, es el momento longitudinal en cualquier punto de la sección 1
M_1, es el momento longitudinal en la sección 1
M_{x2}, es el momento longitudinal en cualquier punto de la sección 2
M_2, es el momento longitudinal en la sección 2

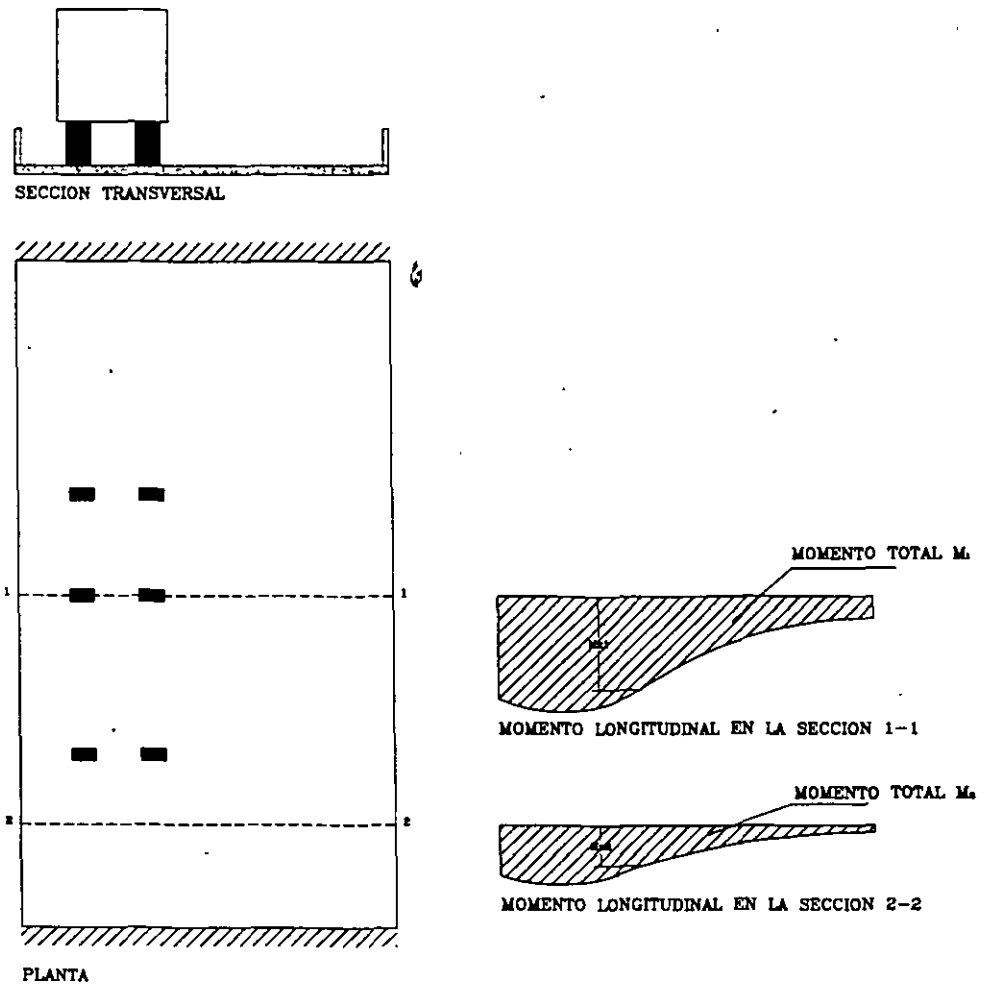


Figura 3.4. Forma de la distribución transversal del momento longitudinal

Para obtener el momento flexionante en una viga en particular, se utiliza la ecuación 3.4, en la cual el cociente S/D trata de representar la fracción de carga que influye en la viga.

$$M_g = \frac{S}{D} M \qquad (3.4)$$

W = viento.
WL = viento sobre la carga viva.
LF = fuerza longitudinal que provoca la carga viva.
CF = fuerza centrífuga.
R = acortamientos de diferentes materiales que conforman el puente.
S = contracciones.
T = temperatura.
EQ = sismo.
SF = flujo de agua.
ICE = hielo.

También se debe hacer una revisión local de miembros, principalmente en puentes con trabes tipo cajón, estipulándose el área de contacto de la llanta.

3.4 Análisis de la superestructura

En esta parte se describirá el método simplificado para obtener los momentos de diseño ocasionados por la carga viva cuando ocurre la flexión longitudinal. Este método se limita a geometrías regulares, puentes rectos, puentes no esviajados, secciones constantes tanto transversalmente como longitudinalmente, volados menores a 2.50 m, entre otras limitantes; para puentes complejos se requerirán procedimientos más elaborados, como por ejemplo el método del elemento finito.

Este método idealiza el puente como una placa ortotrópica, con la premisa adicional de que la posición de la carga en la dirección longitudinal no afecta la "forma" de la repartición transversal al flexionarse longitudinalmente (fig. 3.4). También en la figura 3.4 se puede observar que la distribución del momento longitudinal en dos diferentes secciones transversales es proporcional una de otra, lo cual constituye la base del método simplificado.

Esta proporción se puede expresar mediante la ecuación 3.3.

$$\frac{M_{x1}}{M_1} \cong \frac{M_{x2}}{M_2} \qquad (3.3)$$

4. Reglamento AASHTO 1994

4.1 Introducción

En 1994 aparece la más reciente versión del reglamento de puentes estadounidense. Las especificaciones abarcan el diseño, la evaluación y la rehabilitación, aclarando que son los requerimientos mínimos para garantizar la seguridad pública. La seguridad se procura en este reglamento haciendo énfasis en la redundancia y la ductilidad, tanto de los elementos aislados, como del puente en su conjunto. Los puentes que considera este reglamento son los que tienen claros mayores de los 6 m.

El método de diseño empleado por el AASHTO nuevo se denomina "Método de Diseño Basado en Factores de Carga y Resistencia" (Load and Resistance Factor Design, LRFD), con la nueva filosofía de definir "estados límites". Por cerca de 100 años se ha usado la filosofía de diseño basada en esfuerzos permisibles, los cuales se consideran como fracciones fijas de la resistencia máxima o de la resistencia de fluencia; sin embargo, esta nueva versión del AASHTO evoluciona al método de "estados límites". Los "estados límites" incluyen la resistencia, la fatiga, la fractura, la serviciabilidad y la existencia de algún evento extremo, tomando en cuenta al puente en su totalidad (el suelo se incluye en la revisión).

Los puentes nuevos se diseñan bajo esta filosofía, de tal manera que deben cumplir con los estados límites para garantizar: seguridad, serviciabilidad y fácil construcción. Además, se busca que los puentes tengan accesibilidad para tareas de inspección y mantenimiento, así como que sean económicos y estéticos.

La ecuación de los estados límites (tanto de servicio como de resistencia), que se consideran en elementos y en conexiones, debe cumplir:

$$\eta \sum \gamma_i Q_f \leq \phi R_n = R_f \qquad (4.1)$$

en la cual:

$$\eta = \eta_D \ \eta_R \ \eta_I > 0.95$$

//

donde:

Mg, momento asociado a una viga en particular
M, momento longitudinal en la sección considerada
S, separación de vigas
D, dado por el reglamento en unidades de longitud

El reglamento proporciona los valores "D" en función del tipo de puente, número de carriles, importancia de la carretera y del estado límite que se esté revisando.

En la figura 3.5 se muestra la distribución del momento Mx a lo largo de la sección transversal, idealizando la losa como una placa ortotrópica. El momento por carga viva en la segunda viga es igual al área bajo la curva asociada a la viga.

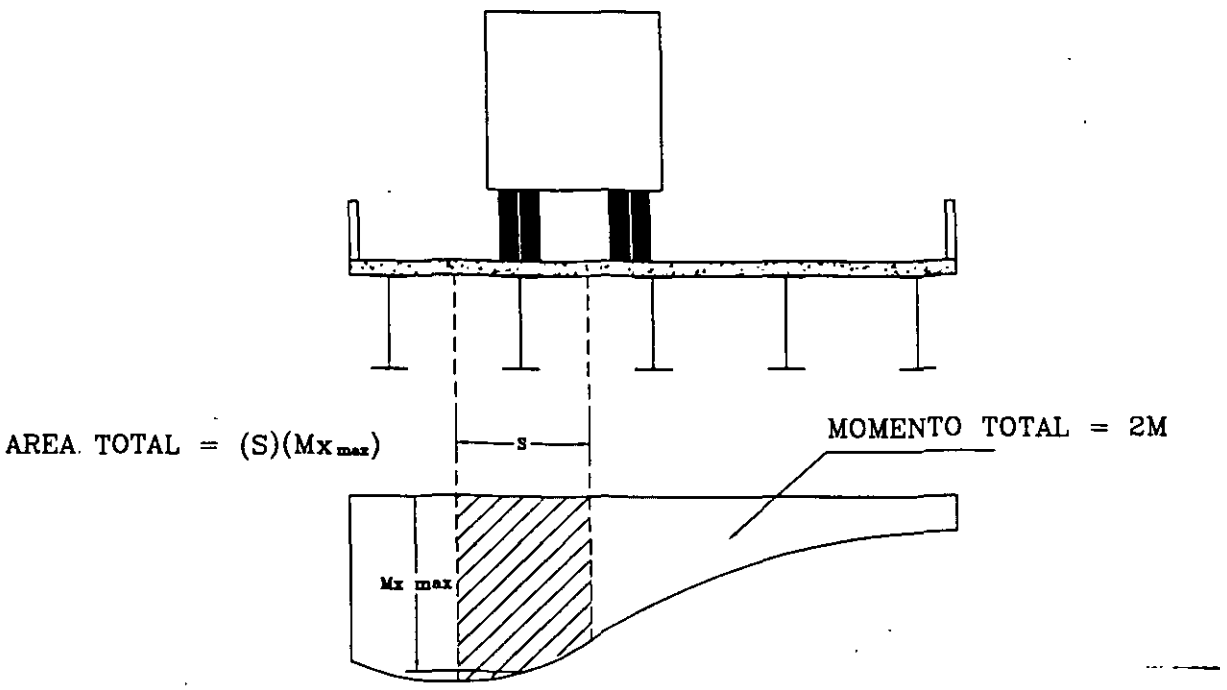


Figura 3.5. Distribución transversal del momento longitudinal

Este método es semejante al OHBDC, pero el reglamento canadiense refina el cálculo dependiendo del puente analizado, lo cual el ASSHTO no realiza, terminando la distribución en esta etapa.

Para el estado límite de resistencia:

η_D = 1.05, cuando las conexiones y componentes no presentan ductilidad
η_D = 0.95, cuando sí presentan ductilidad

Para los otros estados:

η_D = 1.00

Con relación a la *redundancia*, se definen los factores η de la siguiente manera:

η_R =1.05, cuando las conexiones y componentes no presentan ductilidad
η_R = 0.95, cuando sí presentan ductilidad

Para los otros estados:

η_R = 1.00

Partiendo de que todos los puentes tienen algún grado de *importancia operacional*, se usará el siguiente rango para el factor η_I , operacional:

$0.95 \leq \eta_I \leq 1.05$,

adoptándose el valor al puente específico (más adelante se dará una clasificación relativa a la importancia del puente).

En esta nueva versión, de nuevo se hace hincapié en los estudios hidrológicos, topográficos, geológicos y económicos para la ubicación óptima del puente.

En esta ecuación:

γ_i = factor de carga i
ϕ = factor de resistencia
η = factor relativo a la ductilidad, redundancia e importancia operacional
η_D = factor relativo a la ductilidad
η_R = factor relativo a la redundancia
η_I = factor relativo a la importancia operacional
Q_f = efecto de la fuerza
R_n = resistencia nominal
R_f = resistencia factorizada ϕR_n

En esta metodología de diseño, la resistencia de componentes y conexiones estructurales se determina, en muchos casos, sobre la base del comportamiento inelástico, y los efectos de las fuerzas son determinados mediante el uso de análisis elásticos con cargas factorizadas (cargas últimas).

Los estados límites de servicio se refieren, en este reglamento, a restricciones dadas en los esfuerzos, deformaciones y agrietamiento para las condiciones regulares de servicio.

En los estados límites de fatiga se analizan los rangos de esfuerzos, que bajo condiciones de servicio normales, hacen a la estructura segura contra la variación de rangos de esfuerzos esperados (fatiga) y ciclos de carga.

Los estados límites de resistencia se verifican, tanto local como globalmente, para resistir las combinaciones de cargas posibles. Podrá incorporarse en este estado límite la aparición de algún "evento extremo", tal como es el caso de un gran sismo y flujo de hielo.

Con respecto a la *ductilidad*, también se deben tomar en cuenta los mecanismos para la disipación de energía, usándose en todos los casos los siguientes valores para los factores η :

El reglamento presenta la tabla 4.2 donde se recomiendan peraltes mínimos para superestructuras (aunque no invalida otro criterio para obtener dichos valores), en donde "S" es la longitud de la losa y "L" es la longitud del claro , ambos en mm:

Tabla 4.2. PERALTES MÍNIMOS PARA SUPERESTRUCTURAS

SUPERESTRUCTURA		**Espesor mínimo (incluyendo losa de piso). En estructuras con espesor variable, analizar dicho espesor de la misma forma como se toman en cuenta los cambios en la rigidez relativa en secciones con momentos positivos y negativos.**	
Material	**Tipo**	**Claro Sencillo**	**Claro Continuo**
Concreto Reforzado	Losa	1.2(S + 3,000)/30	(S + 3,000)/30 ≥ 165 mm
	Viga-T	0.070L	0.065L
	Viga en cajón	0.060L	0.055L
	Peatonal	0.035 L	0.033 L
Concreto Presforzado	Losa	0.30 L ≥ 165 mm	0.27 L ≥ 165 mm
	Cajón	0.045 L	0.040L
	Viga I	0.045 L	0.040L
	Peatonal	0.033 L	0.030 L
	Viga adyacente	0.030 L	0.025
Acero	Toda la sección compuesta	0.040 L	0.025 L
	Vigas I	0.033 L	0.027 L
	Armaduras	0.100 L	0.100 L

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Primera edición. 1994

4.2 Lineamientos generales para revisión y prediseño

Un criterio muy importante es el referente a los límites de deflexiones, dado en la tabla 4.1. Para el cálculo de deflexiones y su comparación con las deflexiones máximas estipuladas en la tabla 4.1, deberán utilizarse cargas dinámicas, es decir, las cargas vivas incrementadas por el factor de impacto correspondiente.

Tabla 4.1. DEFLEXIONES MÁXIMAS PERMITIDAS

TIPO DE CARGA	DEFLEXIÓN MÁXIMA
Puentes de acero, aluminio y concreto	
En general para la carga vehicular	Claro/800
Cargas vehiculares y/o peatonales	Claro/1000
Cargas vehiculares en zona cantiliver	Claro/300
Cargas vehiculares y/o peatonales en la zona cantiliver	Claro/375
Puentes de madera	
Cargas vehiculares y/o peatonales	Claro/425
Cargas vehiculares sobre tablones y paneles: deflexión relativa extrema entre bordes adyacentes.	2.5 mm
Puentes con sistema de piso ortotrópico	
Carga vehicular sobre losa	Claro/300
Carga vehicular en nervadura del sistema de piso ortotrópico	Claro/1000
Carga vehicular en nervadura: deflexión relativa extrema entre nervaduras adyacentes	2.5 mm

Fuente: Propia con datos de AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Primera edición. 1994.

Cuando el puente está sobre varias vigas, a la deflexión se le multiplica por un factor que resulta de dividir el número de carriles entre el número de vigas.

- Servicio III.- Sólo para tensión en concreto presforzado.

- Fatiga.- Para fatiga y fractura (relacionada con el paso cíclico de un solo vehículo).

Los factores de carga para varias combinaciones se tomarán de acuerdo a las tablas 4.3 y 4.4. Todas las combinaciones indicadas deben analizarse para obtener el evento máximo; cuando existan efectos de distorsión, se les aplicará adicionalmente el factor de redundancia correspondiente antes mencionado.

Tabla 4.3. COMBINACIONES DE CARGA Y FACTORES DE CARGA

Combinación de carga / **Estados límite**	**DC DD DW EH EV ES**	**LL IM CE BR PL LS**	**WA**	**WS**	**WL**	**FR**	**TU CR SH**	**TG**	**SE**	Use éstas, una a la vez **EQ**	**IC**	**CT**	**CV**
Resistencia - I	γ_p	1.75	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia - II	γ_p	1.35	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia - III	γ_p	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Resistencia - IV EH, EV, ES, DW Sólo DC	γ_p 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
Resistencia - V	γ_p	1.35	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Evento extremo - I	γ_p	γ_{EQ}	1.00	-	-	1.00	-			1.00	-	-	-
Evento extremo - II	γ_p	0.50	1.00	-	-	1.00	-			-	1.00	1.00	1.00
Servicio - I	1.00	1.00	1.00	0.30	0.30	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Servicio - II	1.00	1.30	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20			-	-	-	-
Servicio - III	1.00	0.80	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
Fatiga, LL, IM y sólo CE	-	0.75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Primera edición. 1994

4.3 Factores de Carga

La carga factorizada total, se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q = \eta \sum \gamma_i q_i \qquad (4.2)$$

donde:

γ_i = factor de carga
q_i = carga
η = factor modificador

Los estados límites que se deben verificar son los siguientes:

- Resistencia I.- Combinación básica, con el **vehículo virtual** que se describe más adelante, sin incluir viento.
- Resistencia II.- Incluye vehículos especiales, sin viento.
- Resistencia III.- Se incluye al viento, con velocidades mayores a los 90 km/hr.
- Resistencia IV.- Rangos altos de relaciones de carga muerta con respecto a la carga viva.
- Resistencia V.- **Vehículo virtual básico** y vientos de cerca de 90 km/hr.
- Evento extremo I.- Combinación con sismo.
- Evento extremo II.- Combinación que incluye la nieve, hielo, colisiones, eventos hidráulicos (la carga viva se aplica con valor reducido).
- De Servicio I.- Combinación con operación normal y vientos cercanos a los 90 km/h; también se utiliza para revisión de grietas.
- De Servicio II.- Cuando no se sobrepasa el límite elástico en estructuras metálicas.

equipamiento
EH = Presión de tierra horizontal
EV = Carga muerta por presión vertical de terraplén de tierra
ES = Sobrecarga por rellenos de tierra

Para cargas transitorias

BR = Fuerzas de frenado vehicular
CE = Fuerza centrífuga vehicular
CR = Derrapamiento
CT = Fuerzas de colisiones vehiculares
CV = Fuerzas de colisiones de embarcaciones
EQ = Sismo
FR = Fricción
ICE = Hielo
IM = Carga dinámica permisible vehicular
LL = Carga viva vehicular
LS = Sobrepesos de la carga viva
PL = Carga viva peatonal
SE = Asentamientos
SH = Contracción y retracción
TG = Gradiente de temperatura
TU = Temperatura uniforme
WA = Presión por avenidas y cargas de agua
WL = Viento sobre carga viva
WS = Viento sobre la estructura

4.4 Carga Viva

El número de carriles de diseño se toma como la parte entera que resulta de dividir el ancho del puente entre 3,600. Cuando el ancho del carril sea menor de 3,600 mm, se tomarán como carriles de diseño, el número y ancho de los carriles de tráfico correspondientes. Cuando el ancho esté entre 6,000 mm y 7,200 mm, se tomarán dos carriles de diseño, con un ancho igual a vez y media el ancho de la superficie de rodamiento.

Tabla 4.4. FACTORES DE CARGA PARA CARGAS PERMANENTES γ_p

TIPO DE CARGA	FACTOR DE CARGA	
	Máximo	**Mínimo**
DC : Componentes estructurales y ligados	1.25	0.90
DD : "downdrag"	1.80	0.45
DW : Superficies de rodamiento y equipamiento	1.50	0.65
EH : Presión de tierra horizontal		
· Activa	1.50	0.90
· Reposo	1.35	0.90
EV : Presión de tierra vertical :		
· Estabilidad total	1.35	N/A
· Estructuras de retención	1.35	1.00
· Alcantarillas rígidas	1.30	0.90
· Marcos rígidos	1.35	0.90
· Alcantarillas flexibles	1.95	0.90
· Alcantarillas flexibles de sección cajón metálicas	1.50	0.90
ES : Terraplén	1.50	0.75

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Primera edición. 1994

Las abreviaturas empleadas en las tablas anteriores se refieren a:

Para cargas permanentes

DC = carga muerta de componentes estructurales y uniones no estructurales

DD = "downdrag" (fuerzas hacia abajo inducidas por el movimiento relativo entre el suelo y la estructura)

DW = carga muerta de la superficie de rodamiento, banquetas y su

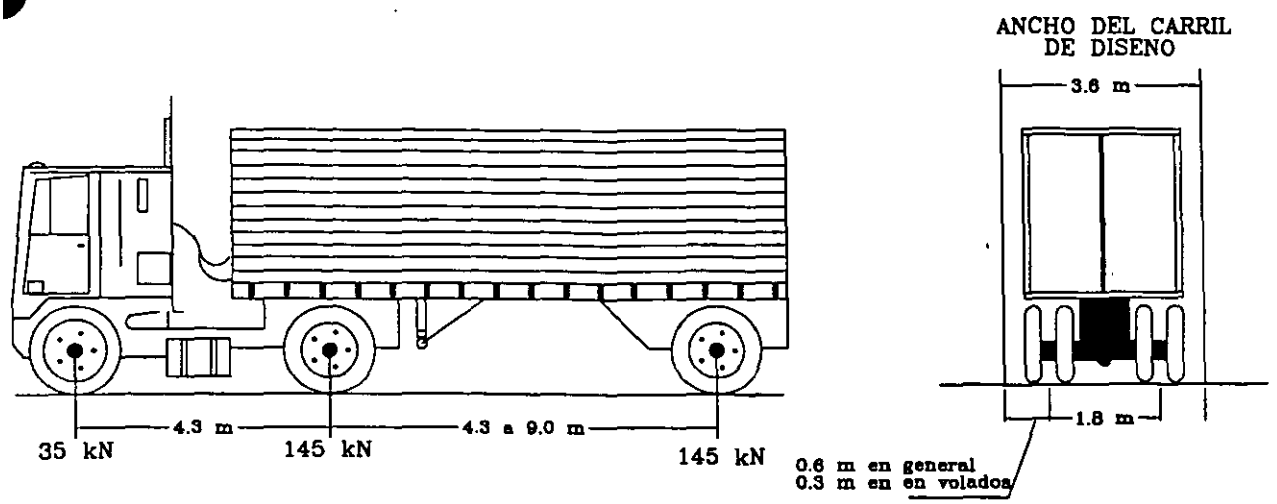
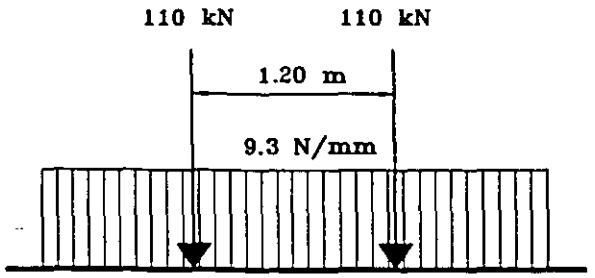


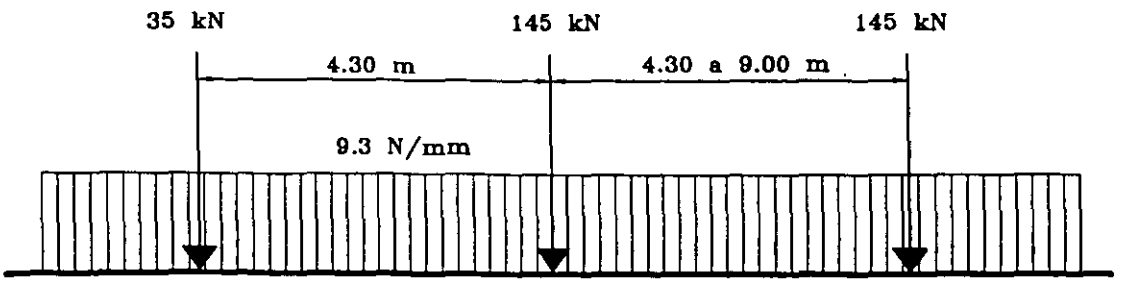
Figura 4.1. Vehículo virtual de tres ejes

Las cargas vivas para el diseño y revisión resultan de dos combinaciones de las cargas básicas anteriores (ver figura 4.2):

- vehículo de tres ejes con una carga uniforme.
- vehículo con dos ejes (tándem) con una carga uniforme.



CARGA DE TANDEM + CARGA UNIFORME



CARGA DE CAMION CON TRES EJES + CARGA UNIFORME

Figura 4.2. Combinaciones de cargas básicas para diseño y revisión

Aquí desaparece la denominación de las cargas "HS" y surge la de **vehículo virtual "HL-93"**. Esta carga se llama "virtual" porque no representa algún vehículo en particular, y no intenta relacionar la carga permitida, pesos ilegales ni cargas de corta duración.

Cuando se analizan varios carriles cargados, se aplica alguno de los factores por presencia múltiple mostrados en la tabla 4.5.

Tabla 4.5. FACTOR POR MULTIPLICIDAD DE CARRILES CARGADOS

Carriles	Porcentaje
uno	120
dos	100
tres	85
cuatro o más	65

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Primera edición. 1994

El modelo básico de cargas vivas que propone este reglamento, consiste en tres cargas virtuales: carga de camión de tres ejes, carga de tándem (dos ejes) y carga uniforme.

Para el caso de la carga de camión de tres ejes (figura 4.1), el espaciamiento entre los ejes traseros debe variar entre 4.3 m y 9.0 m y, en su caso, producir los mayores elementos mecánicos. Además, esta carga se debe de afectar por un factor de impacto.

La carga de tándem está formada por un par de ejes de 110 kN, espaciados longitudinalmente a 1,200 mm y, transversalmente, a 1,800 mm. Adicionalmente, a esta carga se le afecta por un factor de impacto.

La carga uniformemente repartida tiene una intensidad de 9.3 N/mm y abarca un ancho de 3,000 mm. A esta carga uniforme no se le afecta por un factor de impacto.

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT \qquad (4.4)$$

donde :

ADTT = Corresponde al número de camiones por día en una dirección, promediados en el tiempo de la vida útil de diseño.

$ADTT_{SL}$ = El número de camiones por día asociados a un solo carril, promediados en el tiempo de la vida útil de diseño.

p = Se obtiene de la tabla 4.6.

Tabla 4.6. FRACCION DEL TRAFICO TOTAL DE CAMIONES ASOCIADO A UN CARRIL

Número de carriles disponibles para camiones	p
uno	1.00
dos	0.85
tres o más	0.80

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Primera edición. 1994

4.5 Carga dinámica permisible IM

El concepto de factor de impacto, manejado por versiones anteriores del reglamento desaparece (el cual era función de la longitud); para esta versión, su equivalente es independiente del claro. La carga dinámica se obtiene al multiplicar la carga viva virtual, por el factor (1 + IM/100), para el cual el valor de IM se obtiene de la tabla 4.7; este factor no debe aplicarse a los puentes peatonales ni a la carga uniformemente distribuida.

Para la evaluación de efectos locales, el reglamento define un área de contacto, para la distribución de la presión de la llanta y la evaluación de efectos locales. El ancho del área de contacto es 510 mm y su longitud en mm, se obtiene mediante la ecuación 4.3:

$$I = 2.28\gamma\left(1+\frac{IM}{100}\right)P \qquad (4.3)$$

donde :

γ = factor de carga
IM = carga dinámica permisible, %
P = 72.5 kN para el camión de tres ejes y 55 kN para la carga de tándem

Para obtener los momentos negativos máximos en los apoyos interiores, se usa la combinación al 90% de dos vehículos de tres ejes espaciados 15,000 mm, medido del eje delantero de uno al eje trasero del otro, junto con el 90% de la carga uniformemente distribuida (el eje con espaciamiento variable se deja a su mínimo valor de 4,300 mm). Cuando el claro es pequeño no se incluyen los ejes excedentes.

Cuando se desea encontrar las deflexiones bajo condiciones de servicio, sólo se debe usar el vehículo de tres ejes, o al 25% la combinación vehículo de tres ejes con carga uniformemente distribuida .

La carga viva para fatiga es la del vehículo de tres ejes, pero en lugar del espaciamiento variable, en los ejes traseros, se usa uno constante de 9,000 mm, y se incluye el concepto de frecuencia de la carga de fatiga.

La frecuencia de la carga por fatiga debe ser tomada como el valor del tráfico promedio diario correspondiente a un carril, $ADTT_{SL}$. Esta frecuencia se aplica a todos los componentes del puente. Si no se tiene información mejor, el tráfico promedio diario correspondiente a un carril se calcula como:

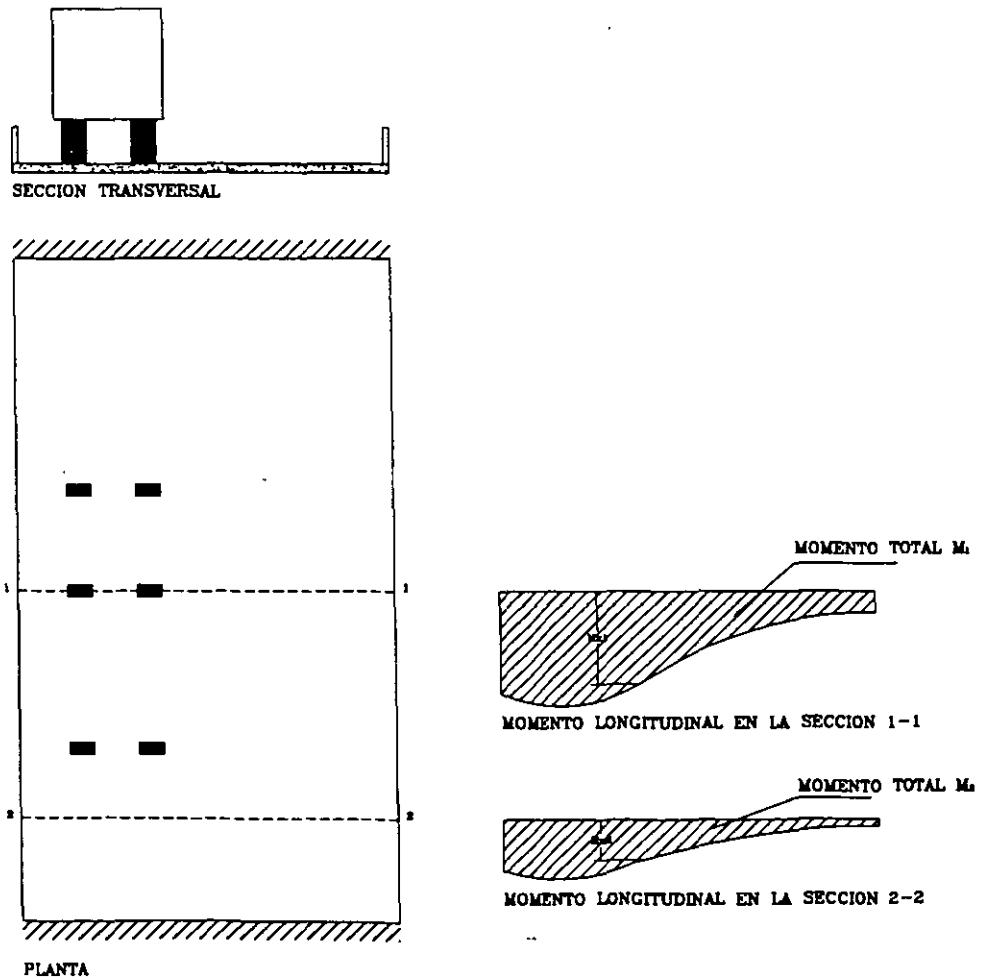
mento longitudinal en dos diferentes secciones transversales es proporcional una de otra, lo cual constituye la base del método simplificado.

Esta proporción se puede expresar mediante la ecuación 4.6.

$$\frac{M_{x1}}{M_1} \cong \frac{M_{x2}}{M_2} \qquad (4.6)$$

donde:

M_{x1}, es el momento longitudinal en cualquier punto de la sección 1
M_1, es el momento longitudinal en la sección 1
M_{x2}, es el momento longitudinal en cualquier punto de la sección 2
M_2, es el momento longitudinal en la sección 2



gura 4.3. Forma de la distribución transversal del momento longitudinal

Tabla 4.7. FACTOR DE CARGA DINAMICA PERMISIBLE

COMPONENTE	IM
Losas con juntas, en todos los estados límites	75%
Otros componentes: • Para estado límite de fatiga y fractura • Otros estados límites	 15% 33%

Fuente: AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Primera edición. 1994

4.6 Otro tipo de cargas

La fuerza centrífuga C es función de la velocidad, v, la gravedad, g, y el radio de giro, R:

$$C = \frac{4\,v^2}{3\,g\,R} \qquad (4.5)$$

La fuerza de frenado será el 25% del peso del eje del vehículo de tres ejes, colocada encima del pavimento a 1,800 mm. Cuando se analicen varios carriles, es válido usar el factor por multiplicidad de carriles.

4.7 Análisis de la superestructura

En esta parte se describe el método simplificado para obtener los momentos de diseño ocasionados por la carga viva, cuando ocurre la flexión longitudinal. Este método se limita a geometrías regulares, puentes rectos, puentes no esviajados, secciones constantes tanto transversalmente como longitudinalmente, volados menores a 2.50 m, entre otras limitantes; para puentes complejos, se requerirán procedimientos más elaborados, como por ejemplo el método del elemento finito.

Este método idealiza el puente como una placa ortotrópica, con la premisa adicional de que la posición de la carga en la dirección longitudinal no afecta la "forma" de la repartición transversal al flexionarse longitudinalmente (fig 4.3). En la figura 4.3 se puede observar también que la distribución del

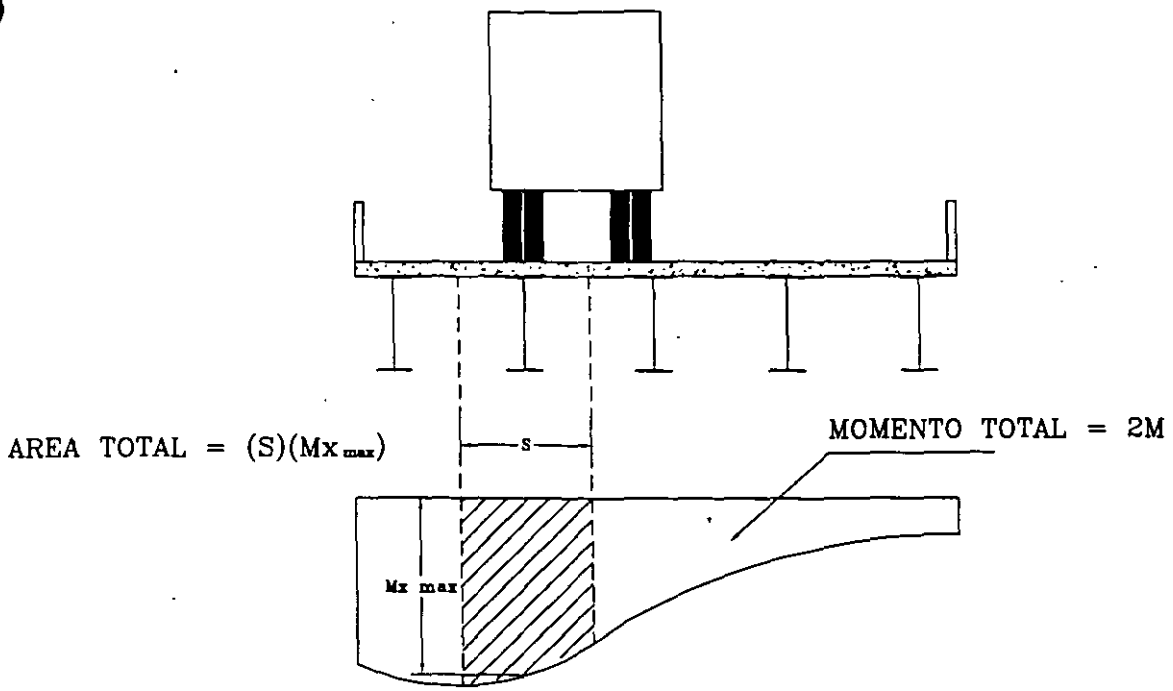


Figura 4.4. Distribución transversal del momento longitudinal

Este método es semejante al de versiones anteriores; sin embargo, esta nueva versión de reglamento refina el cálculo dependiendo del puente analizado, y proporciona valores "D" para muchos tipos de superestructuras.

Para obtener el momento flexionante en una viga en particular, se utiliza la ecuación 4.7, en la cual el cociente S/D trata de representar la fracción de carga que influye en la viga.

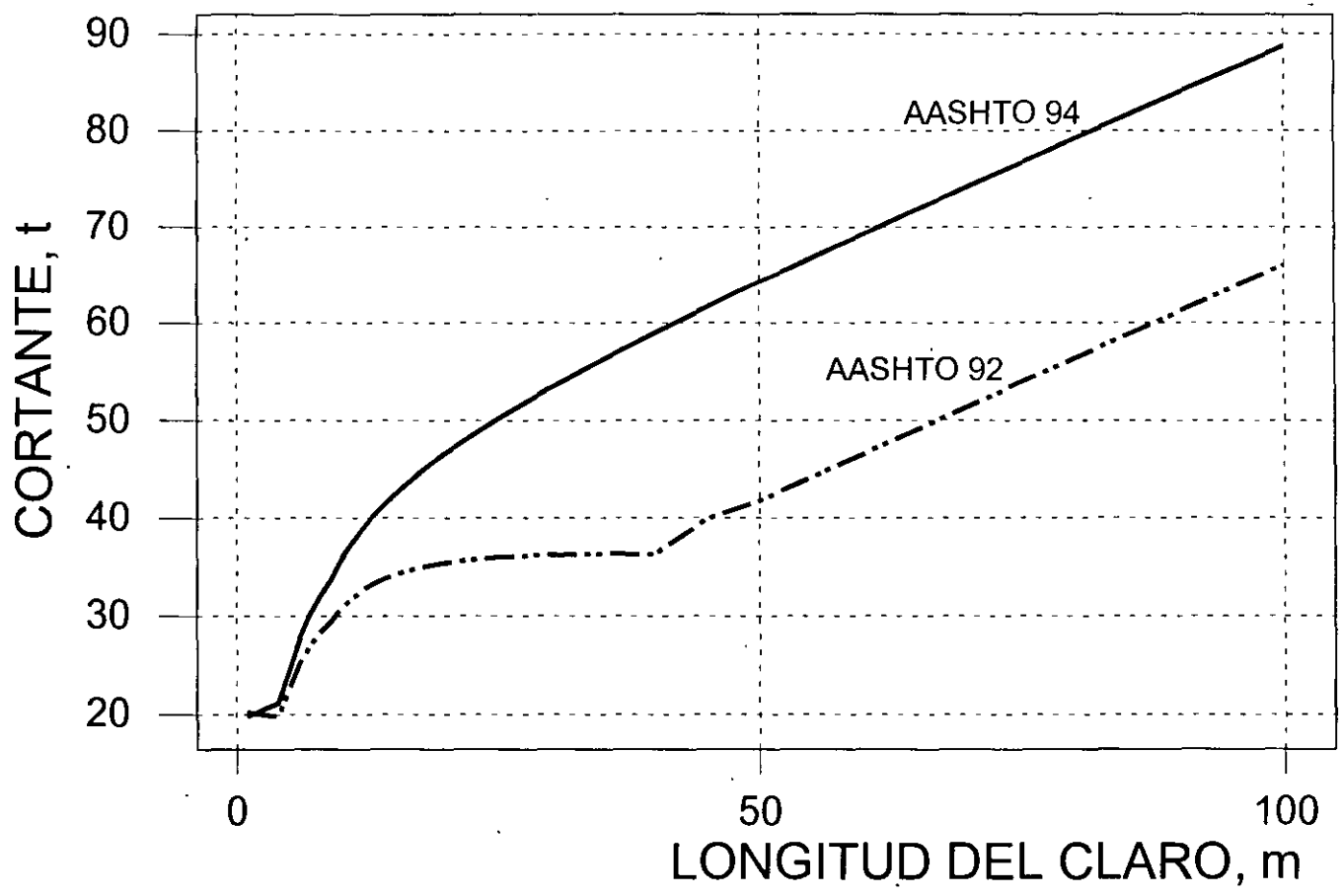
$$M_g = \frac{S}{D} M \qquad (4.7)$$

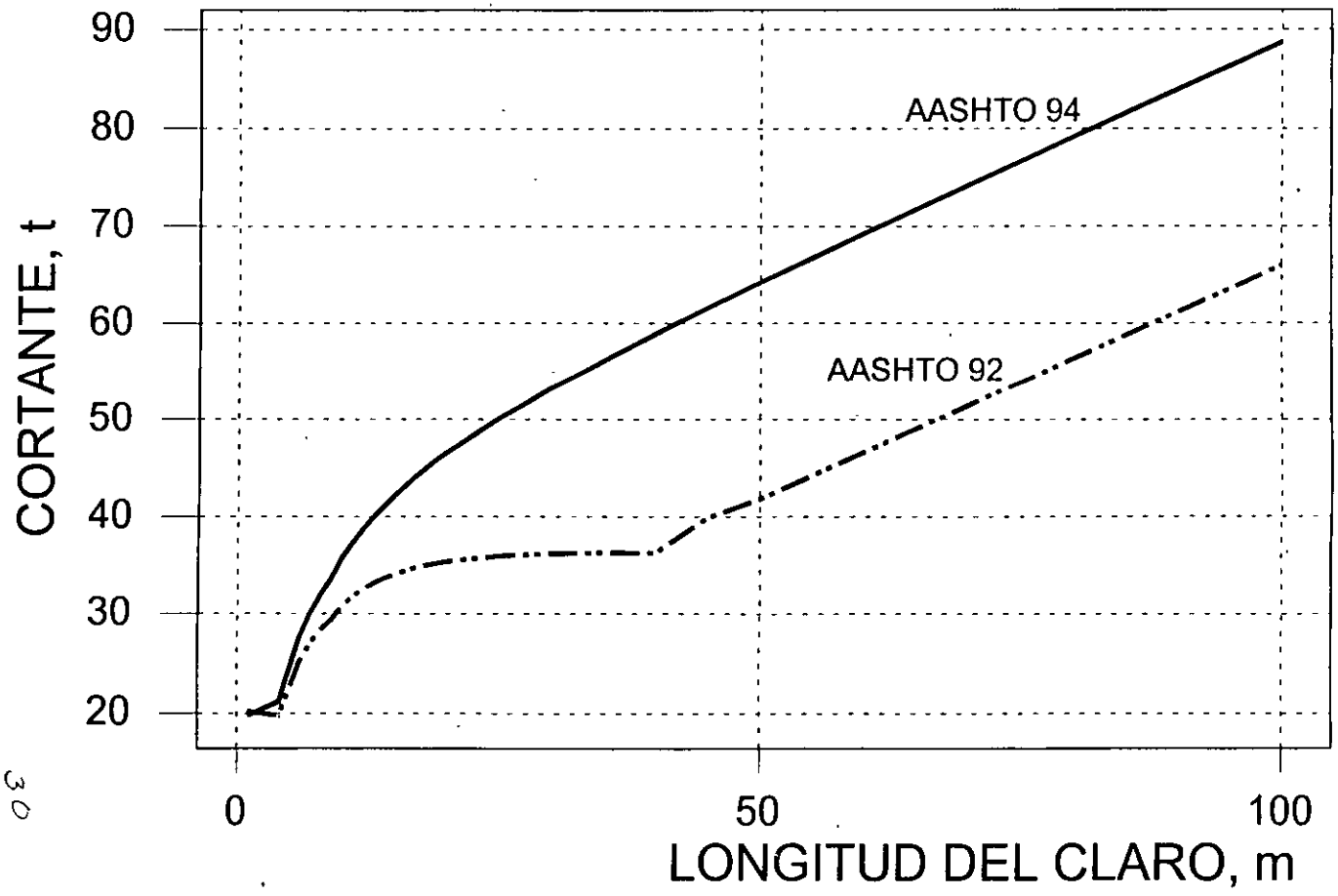
donde:

Mg, momento asociado a una viga en particular
M, momento longitudinal en la sección considerada
S, separación de vigas
D, dado por el reglamento en unidades de longitud

El reglamento proporciona los valores "D" en función del tipo de puente, número de carriles, importancia de la carretera y del estado límite que se esté revisando.

En la figura 4.4 se muestra la distribución del momento Mx a lo largo de la sección transversal, idealizando la losa como una placa ortotrópica. El momento por carga viva en la segunda viga es igual al área bajo la curva asociada a la viga.


90
80
70
60
50
40
30
20
CORTANTE, t
AASHTO 94
AASHTO 92
0
50
100
LONGITUD DEL CLARO, m


90
80
70
60
50
40
30
20
CORTANTE, t
AASHTO 94
AASHTO 92
0
50
100
LONGITUD DEL CLARO, m

6. Reglamento de pesos y dimensiones de México

La norma oficial sobre "pesos y dimensiones" (ref. 4) tiene por objeto regular el peso, dimensiones y capacidad a la cual se deben sujetar los vehículos de autotransporte de pasajeros, de turismo y de carga que transiten en los caminos de jurisdicción federal. Esta norma apareció publicada en el Diario Oficial, el 4 de septiembre de 1995.

Los diferentes vehículos que aparecen en dicha norma son:

- Autobuses "B",
- Camión unitario "C",
- Camiones con remolque "CR",
- Tractocamiones articulados "TS"
- Tractocamiones doblemente articulados "TSR"

A cada sigla se le adiciona el número correspondiente al número de ejes, por ejemplo T3-S3, corresponde a un tractocamión de tres ejes con un semirremolque de tres ejes.

En la tabla 6.1 se muestran las cargas máximas autorizadas por eje.

En esta norma vienen definidos los pesos brutos vehiculares (PBV), para todas las configuraciones de vehículos autorizados y para diferentes clases de caminos. En la tabla 6.2 se presentan los pesos autorizados para caminos tipo A4 y A2.

La norma permite un incremento en los pesos brutos vehiculares, si el vehículo está equipado con suspensión neumática o equivalente en todos sus ejes, con excepción en el eje direccional.

Tabla 6.1. PESOS MÁXIMOS AUTORIZADOS, POR EJE Y TIPO DE CAMINO

CONFIGURACIÓN DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
Sencillo, con dos llantas	6.50	6.50	5.50	5.00
Motriz sencillo, con dos llantas	7.00	7.00	6.00	5.50
Sencillo, con cuatro llantas	10.00	10.00	9.00	8.00
Motriz, con cuatro llantas	11.00	11.00	10.00	9.00
Doble o tándem, con cuatro llantas	11.00	11.00	10.00	9.00
Motriz doble o tándem, con cuatro llantas	12.50	12.50	11.00	10.00
Doble o tándem, con seis llantas	14.50	14.50	13.00	11.50
Motriz doble o tándem, con seis llantas	15.50	15.50	14.00	12.50
Doble o tándem, con ocho llantas	18.00	18.00	16.00	14.00
Motriz doble o tándem, con ocho llantas	19.50	19.50	17.50	15.50
Triple o tridem, con seis llantas	14.00	14.00	12.50	11.50
Motriz triple o tridem, con seis llantas	15.50	15.50	14.00	12.50
Triple o tridem, con doce llantas	22.50	22.50	20.00	18.00
Motriz triple o tridem, con doce llantas	24.50	24.50	22.00	19.50

Fuente: Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-1995, publicada en Diario Oficial el 4 de septiembre de 1995

Tabla 6.2. PESOS BRUTOS VEHICULARES (PBV) Y LONGITUDES MÁXIMOS AUTORIZADOS, PARA LOS CAMINOS A4 Y A2

CONFIGURACIÓN DEL VEHÍCULO	NUMERO DE LLANTAS	PBV (ton)	LONGITUD DEL VEHÍCULO (m)
B2	4	13.5	14.0
	6	17.5	14.0
B3	6	19.0	14.0
	8	22.0	14.0
	10	26.0	14.0
B4	10	26.5	14.0
	12	30.5	14
C2	4	13.5	14.0
	6	17.5	14.0
C3	6	19.0	14.0
	10	26.0	14.0
C2-R2	8	26.5	28.5
	14	37.5	28.5
	10	32.0	28.5
	18	46.0	28.5
C3-R3	12	36.5	28.5
	22	54.0	28.5
T2-S1	8	24.0	20.8
	10	27.5	20.8
T2-S2	10	28.5	20.8
	14	35.5	20.8
	18	44.0	20.8
T3-S2	18	44.0	20.8
T3-S3	16	40.0	20.8
	22	48.5	20.8
T2-S1-R2	12	37.0	28.5
	18	47.5	28.5
T3-S1-R2	16	45.5	28.5
	22	56.0	28.5
T3-S2-R2	18	50.0	28.5
	26	60.5	28.5
T3-S2-R4	22	59.0	28.5
	34	66.5	28.5

Fuente: Propia con datos de "Proyecto de Norma Oficial Mexicana NOM-012-SCT-2-1995", publicada en Diario Oficial el 4 de septiembre de 1995

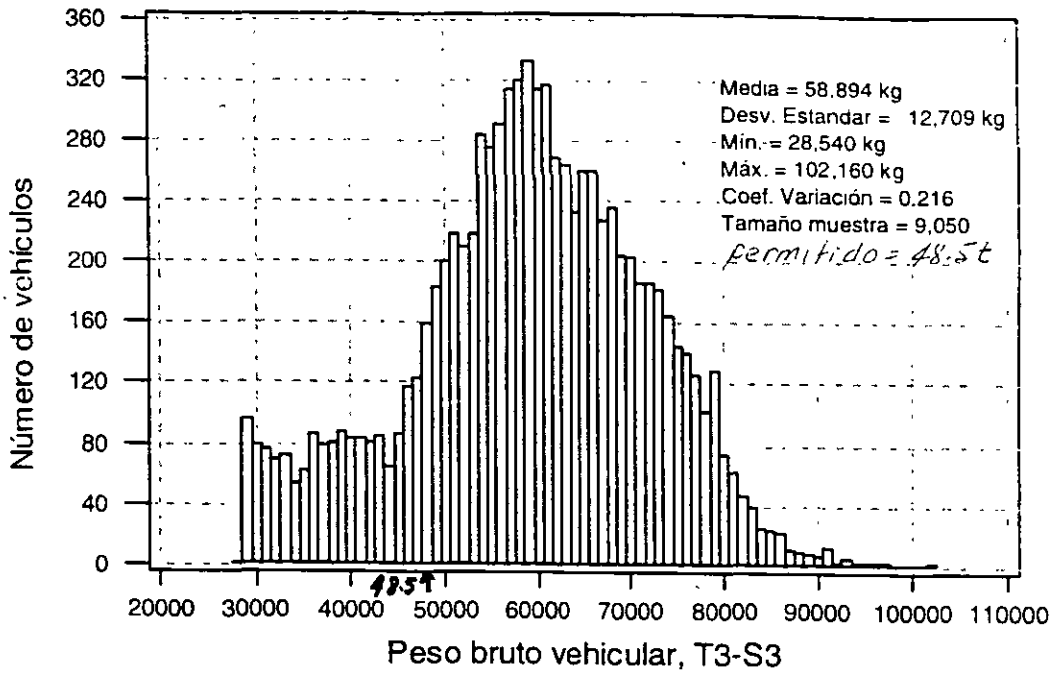


Figura 7.6 Peso bruto vehicular de vehículos cargados T3-S3, en kg

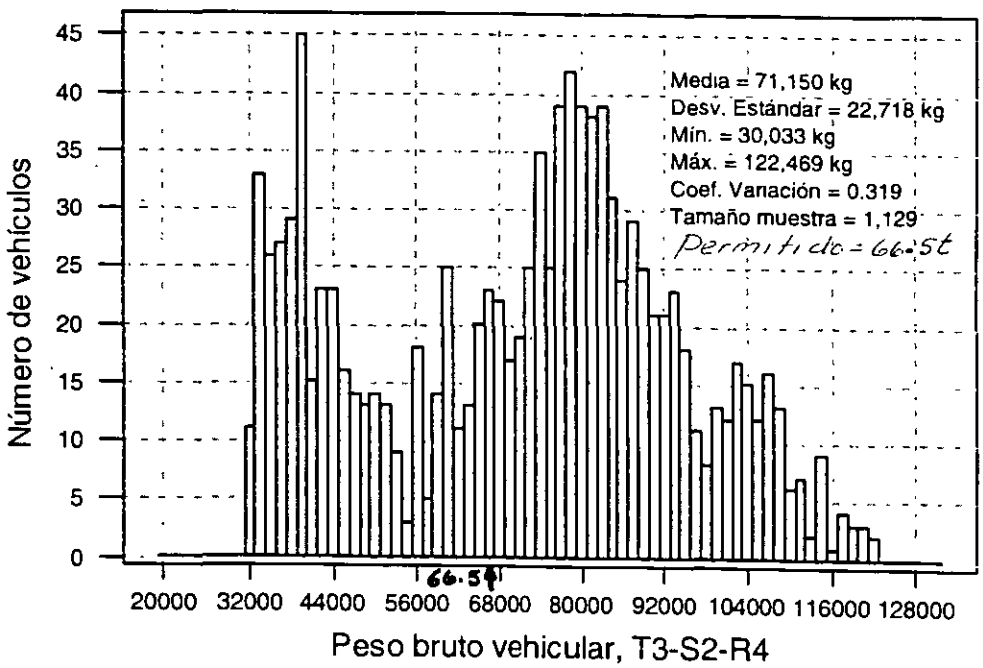


Figura 7.7 Peso bruto vehicular de vehículos cargados T3-S2-R4, en kg

0418234	EVALUACION DE CONCRETO HIDRAULICO ENDURECIDO, MEDIANTE METODO NO DESTRUCTIVO EMPLEANDO ESCLEROMETRO, HASTA VEINTE DETERMINACIONES.	2,345.28	2,345.00
0418331	EVALUACION DE CONCRETO HIDRAULICO ENDURECIDO, MEDIANTE METODO NO DESTRUCTIVO EMPLEANDO EQUIPO DE ULTRASONIDO, HASTA VEINTE DETERMINACIONES.	3,176.50	3,176.00
0418435	DETERMINACION DEL CALOR DE HIDRATACION EN CEMENTOS HIDRAULICOS.	1,789.41	1,789 00
0418532	DETECCION DE CORROSION EN ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO., HASTA 8 ELEMENTOS ESTRUCTURALES.	4,709.32	4,709 00
0418636	ANALISIS DE MATERIAL PARA SELLO DE JUNTAS DE CONCRETO HIDRAULICO.	2,273 45	2,273.00
0418733	ASESORIA PARA ENSAYE Y EVALUACION DE MATERIALES DE CONSTRUCCION	679.20	679 00
0418837	DATOS VIALES 1990.	502.75	503.00
0418934	DATOS VIALES 1995	513 70	514 00
0419036	ESTUDIO DE ORIGEN Y DESTINO 1989-1990.	193 59	194 00
0432636	GENERALIDADES Y TERMINOLOGIA OBRA PUBLICA, GENERALIDADES SOBRE CONCURSO Y CONTRATACION. TERMINOLOGIA	138.95	139.00
0432733	NORMAS DE SERVICIOS TECNICOS PROYECTO GEOMETRICO CARRETERAS.	110 84	111.00
0432837	NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES. CARRETERAS Y AEROPISTAS. TERRACERIAS.	106.16	106.00

0432934	NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES. CARRETERAS Y AEROPISTAS. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE DRENAJE.	248.26	248.00
0433036	NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES. CARRETERAS Y AEROPISTAS. PAVIMENTOS.	190 47	190 00
0433133	NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES. VIAS FERREAS. TERRACERIAS. ESTRUCTURAS Y OBRAS DE DRENAJE. VIA.	106 16	106 00
0433237	NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES. COSTAS Y PUERTOS OBRAS MARITIMAS. OBRAS PORTUARIAS INSTALACIONES.	106 16	106.00
0433334	NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES. EDIFICACION. ESTRUCTURACION DE EDIFICIOS INSTALACIONES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS. TERMINADOS.	217.02	217 00
0433431	NORMAS PARA CONSTRUCCION E INSTALACIONES. CAMINOS RURALES. TERRACERIAS. OBRAS DE DRENAJE. REVESTIMIENTOS.	149 88	150.00
0433535	NORMAS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES. CARRETERAS Y AEROPISTAS. MATERIALES PARA TERRACERIAS.	266 98	267.00
0433632	NORMAS DE CALIDAD DE LOS MATERIALES. VIAS FERREAS, EDIFICACION Y MATERIALES DIVERSOS. VIAS, ESTRUCTURACION, TERMINADOS, INSTALACIONES Y COMUNICACIONES.	338.80	339.00
0433736	NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE MATERIALES EQUIPOS Y SISTEMAS. CARRETERAS Y AEROPISTAS MATERIALES PARA TERRACERIAS	210.77	211 00
0433833	NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE MATERIALES EQUIPOS Y SISTEMAS. CARRETERAS Y AEROPISTAS. PAVIMENTOS I.	74 93	75 00

0433937	NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE LOS MATERIALES, EQUIPOS Y SISTEMAS. CARRETERAS Y AEROPISTAS. PAVIMENTOS II TOMO I 1991. (PASTA EN CARTULINA).	148.32	148.00
0434032	NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE LOS MATERIALES, EQUIPO Y SISTEMAS. CARRETERAS Y AEROPISTAS PAVIMENTOS II TOMO II (PASTA EN CARTULINA).	165.48	165.00
0434136	NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE LOS MATERIALES, EQUIPO Y SISTEMAS. CARRETERAS Y AEROPISTAS PAVIMENTOS II TOMO I (PASTA EN VINIL).	181 11	181 00
0434233	NORMAS PARA MUESTREO Y PRUEBAS DE LOS MATERIALES, EQUIPO Y. SISTEMAS CARRETERAS Y AEROPISTAS PAVIMENTOS II TOMO II (PASTA EN VINIL).	192.04	192.00
0434337	MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS.	569.90	570 00
0434434	MANUAL DE ALUMBRADO VIAL	185.80	186 00
0434531	MANUAL DE SEÑALAMIENTO TURISTICO Y DE SERVICIOS.	366 92	367.00
0434635	MANUAL PARA LA UBICACION Y PROYECTO GEOMETRICO DE PARADORES.	145.19	145.00
0434732	MANUAL DE CAPACIDAD VIAL	185.80	186.00
0434836	ISOYETAS DE INTENSIDAD -DURACION- FRECUENCIA REPUBLICA MEXICANA.	207 66	208 00
0434933	INSTRUCTIVO PARA EFECTUAR PRUEBAS .EN SUELOS. APOYO DIDACTICO VOL. 1	81.17	81.00
0435035	INSTRUCTIVO PARA EFECTUAR PRUEBAS DE MATERIALES DE PAVIMENTACION APOYO DIDACTICO VOL. 2.	98 35	98.00

0435132	INSTRUCTIVO PARA EFECTUAR PRUEBAS EN AGREGADOS Y CONCRETO HIDRAULICO. APOYO DIDACTICO VOL. 3.	79.60	80 00
0435236	SOCAVACION LOCAL EN PILAS.	68.68	69 00
0435333	MATERIALES ASFALTICOS UTILIZADOS EN PAVIMENTACION.	103.04	103.00
0435437	DATOS VIALES 1996.	513.70	514.00
0435534	ESTUDIOS DE ORIGEN, DESTINO Y PESO 1992-1994.	188.91	189.00
0435631	ESTUDIOS DE ORIGEN, DESTINO Y PESO 1995.	195 16	195 00
0435735	NORMAS PARA VIA CONTINUA. UNION DE RIELES MEDIANTE SOLDADURA	163.92	164 00
0435832	NORMAS Y PROCEDIMIENTOS DE CONSERVACION Y RECONSTRUCCION DE CARRETERAS	62.45	62.00
0435936	RANGOS DE VOLUMEN DE TRANSITO 1995 RED CARRETERA.	2,477.99	2,478 00
0436031	PROYECTOS TIPO DE ELEMENTOS DE CONCRETO REFORZADO PARTE I.	232.64	233 00

PARA LA APLICACION DE ESTE TABULADOR CONSULTA LAS SIGUIENTES NOTAS:

a) LOS PRECIOS DE LOS ENSAYES CONTENIDOS EN ESTE TABULADOR, NO TIENEN INCLUIDO EL IMPUESTO AL VALOR AGREGADO, POR LO QUE, EN LOS COBROS QUE SE EFECTUEN DEBE APLICARSE EL I.V.A. AL IMPORTE TOTAL DE LOS TRABAJOS REALIZADOS

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

MANUAL DE PROYECTO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS SCT

EXPOSITOR: ING. JORGE MIGUEL GONZÁLEZ BAÑUELOS
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

SECRETARIA
DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES
SUBSECRETARIA
DE INFRAESTRUCTURA

Dirección General de Servicios Técnicos

MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

S A H O P

CENTRO
DE
DOCUMENTACION
TECNICA

EL CENTRO DE DOCUMENTACION TECNICA Y LOS SERVICIOS QUE PROPORCIONA

¿ QUE ES EL CENTRO DE DOCUMENTACION TECNICA ?

EL CENTRO DE DOCUMENTACION TÉCNICA, DE LA DIRECCIÓN GENERAL DE SERVICIOS TÉCNICOS TIENE COMO OBJETIVOS ESPECÍFICOS, CAPTAR, ANALIZAR, REGISTRAR, DISEMINAR SELECTIVAMENTE Y CONSERVAR CON BASE A PROCEDIMIENTOS DE COMPUTACIÓN, TODA LA DOCUMENTACIÓN TECNICA RELEVANTE QUE SE PRODUCE EN LAS DIVERSAS ÁREAS TÉCNICAS Y PARA EL DESARROLLO DE LAS ACTIVIDADES INHERENTES A LA SECRETARÍA DE COMUNICACIONES Y TRANSPORTES.

EN BASE A LO ANTERIOR, TODAS LAS ACTIVIDADES QUE EL CENTRO EFECTÚA ESTÁN ENCAMINADAS A FORMAR UN "PATRIMONIO TÉCNICO PERMANENTE" PARA PONERLO A DISPOSICIÓN DE TODO EL PERSONAL DE LA SECRETARÍA, Y PARA QUE CON BASE EN ÉL SE APOYE DEBIDAMENTE EL DESARROLLO DE ESTUDIOS FUTUROS.

¿ CUALES SON LOS SERVICIOS QUE PROPORCIONA ?

- DA RESPUESTA A LAS SOLICITUDES DE ARTÍCULOS TÉCNICOS REQUERIDOS POR EL PERSONAL, EXTRAYÉNDOLOS DE SU ACERVO O DEL DE CENTROS DE INFORMACIÓN, UNIVERSIDADES, INSTITUTOS O BIBLIOTECAS NACIONALES O EXTRANJERAS.

- DIFUNDE, EN EL ÁMBITO DE LA SECRETARÍA, EL ACERVO CAPTADO, MEDIANTE SU BOLETIN DE INFORMACION DOCUMENTAL.

- PROPORCIONA EL SERVICIO DE IMPLANTACION DE SISTEMAS DE ARCHIVOS MICROFILMADOS

- PROPORCIONA SERVICIOS DE MICROFILMACIÓN DE DOCUMENTOS TÉCNICOS.

- PROPORCIONA SERVICIOS DE CONSULTA A SUS ARCHIVOS MICROFILMADOS.

- PROPORCIONA SERVICIOS DE REPRODUCCION DE ARTICULOS TECNICOS, RESTITUYENDOLOS DE MICROFICHAS A PAPEL EN TAMAÑO ORIGINAL.

¿ COMO PROPORCIONA LOS SERVICIOS QUE OFRECE ?

- CUÁNDO LE SOLICITAN ARTÍCULOS TÉCNICOS, EN FORMA PERSONAL, O MEDIANTE OFICIO, ENVÍA REPRODUCCIONES DE LA SIGUIENTE MANERA:

  a) SI SON DE SU ACERVO, LO HACE INMEDIATAMENTE.
  b) SI SON DE OTRAS INSTITUCIONES A NIVEL NACIONAL, LAS PROPORCIONA EN UN LAPSO DE UNA A DOS SEMANAS.
  c) SI LAS INSTITUCIONES SE ENCUENTRAN EN EL EXTRANJERO, LA RESPUESTA LA ENVÍA EN UN INTERVALO DE 4 A 6 SEMANAS.

MANUAL DE PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS

INDICE

	Clasificación	Pág.
CAPITULO I.—CRITERIOS DE EVALUACION DE PROYECTOS		
GENERALIDADES		1
CAPITULO II.—FACTORES DE SEGURIDAD		
GENERALIDADES		9
ACCIDENTES	2.1	9
LIMITACIONES DEL CONDUCTOR	2.2	10
Visión	2.2.1	10
Tiempo de reacción	2.2.2	12
ANALISIS DE ACCIDENTES	2.3	13
Estadística	2.3.1	13
Falla operacional	2.3.2	14
Magnitud	2.3.3	14
Indices de accidentes y mortalidad	2.3.4	14
LOS ACCIDENTES Y LA SECCION TRANSVERSAL	2.4	15
Número de carriles	2.4.1	16
Ancho de carril	2.4.2	17
Rayas de carriles	2.4.3	18
Acotamientos	2.4.4	18
Obstáculos a los lados del camino	2.4.5	22
LOS ACCIDENTES Y LA FAJA SEPARADORA CENTRAL	2.5	23
Faja separadora	2.5.1	23
Clasificación funcional	2.5.2	23
Clasificación por anchura	2.5.3	24
LOS ACCIDENTES Y EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL	2.6	26
LOS ACCIDENTES Y EL ALINEAMIENTO VERTICAL	2.7	30
ILUMINACION	2.8	31
CRUCES CON VIAS FERREAS	2.9	31
CAPITULO III.—SELECCION DE RUTA		
GENERALIDADES		33
ACOPIO DE DATOS	3.1	33
ESTUDIO SOBRE CARTAS GEOGRAFICAS	3.2	36

	Clasificación	Pág.
RECONOCIMIENTOS	3.3	36
Reconocimiento aéreo	3.3.1	36
Reconocimiento terrestre	3.3.2	40
Reconocimiento combinado	3.3.3	40
FOTOGRAFIAS AEREAS	3.4	42
FOTOINTERPRETACION	3.5	44
Identificación en las fotografías	3.5.1	44
Procedimiento de trabajo	3.5.2	45
CONTROL TERRESTRE	3.6	49
Orientación	3.6.1	49
Señalamiento	3.6.2	50
Proyecto del control terrestre	3.6.3	51
EVALUACION DE RUTAS POSIBLES	3.7	54
CAPITULO IV.—METODOLOGIA DEL PROYECTO		
GENERALIDADES		55
SELECCION DEL PROCEDIMIENTO PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	4.1	56
ANTEPROYECTO	4.2	57
Normas generales para el alineamiento horizontal	4.2.1	58
Normas generales para el alineamiento vertical	4.2.2	59
Combinación de los alineamientos horizontal y vertical	4.2.3	60
PROYECTO	4.3	62
CAPITULO V.—ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO		
GENERALIDADES		63
EL USUARIO	5.1	63
Visión del conductor	5.1.1	63
Tiempo de reacción del conductor	5.1.2	67
EL VEHICULO	5.2	68
Clasificación	5.2.1	68
Características geométricas y de operación	5.2.2	68
Vehículos de proyecto	5.2.3	87
TRANSITO	5.3	94
Definiciones	5.3.1	97
Determinación del volumen de tránsito	5.3.2	97
Composición y distribución del tránsito por sentidos	5.3.3	99
Predicción del tránsito	5.3.4	99
VELOCIDAD	5.4	99
Definiciones	5.4.1	101
Velocidad de punto	5.4.2	101
Velocidad de marcha	5.4.3	103
Velocidad de operación	5.4.4	106
Velocidad de proyecto	5.4.5	106

	Clasificación	Pág.
RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD	5.5	109
DISTANCIA DE VISIBILIDAD	5.6	112
Distancia de visibilidad de parada	5.6.1	112
Distancia de visibilidad de rebase	5.6.2	115
Medida y registro de la distancia de visibilidad	5.6.3	117
Distancia de visibilidad en curvas horizontales	5.6.4	119
Aplicaciones	5.6.5	123
LONGITUD DE CURVAS VERTICALES	5.7	123
Longitud de curvas verticales en cresta	5.7.1	125
Longitud de curvas verticales en columpio	5.7.2	128

CAPITULO VI—CAPACIDAD

GENERALIDADES		135
DEFINICIONES	6.1	136
Capacidad	6.1.1	136
Condiciones prevalecientes	6.1.2	136
Nivel de servicio	6.1.3	136
Volumen de servicio	6.1.4	136
Caminos según su función	6.1.5	137
Caminos según la configuración del terreno	6.1.6	137
Conceptos relacionados con el tránsito	6.1.7	138
OBJETO DE LA CAPACIDAD	6.2	138
CARACTERISTICAS DEL TRANSITO	6.3	139
Características del volumen	6.3.1	139
Características de la velocidad	6.3.2	145
Características del espaciamiento y de los intervalos entre vehículos	6.3.3	146
Relaciones entre velocidad, volumen y densidad	6.3.4	152
CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO	6.4	156
Capacidad para condiciones de circulación continua	6.4.1	156
Capacidad para condiciones de circulación discontinua	6.4.2	158
Niveles de servicio	6.4.3	159
Condiciones de operación para los diferentes niveles de servicio	6.4.4	161
FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD Y EL VOLUMEN DE SERVICIO	6.5	162
Factores relativos al camino	6.5.1	163
Factores relativos al transito	6.5.2	167
ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS	6.6	173
Elementos criticos que requieren consideración	6.6.1	173
Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio	6.6.2	181
Solución de ejemplos tipicos	6.6.3	184

	Clasificación	Pág
ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES	6.7	187
Elementos críticos que requieren consideración	6.7.1	187
Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio	6.7.2	190
Solución de ejemplos típicos	6.7.3	192
ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES	6.8	195
Elementos críticos que requieren consideración	6.8.1	196
Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio	6.8.2	201
ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO	6.9	211
Características de la operación en zonas de entrecruzamiento	6.9.1	211
Niveles de servicio y capacidad	6.9.2	220
Procedimientos para el proyecto y evaluación operacional de zonas de entrecruzamiento	6.9.3	221
Solución de ejemplos típicos	6.9.4	223
ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN VIAS DE ENLACE	6.10	228
Consideraciones generales	6.10.1	228
Niveles de servicio en los extremos de los enlaces	6.10.2	230
Determinación de la capacidad y el volumen de servicio en el extremo del enlace que conecta con la autopista	6.10.3	232
Cálculo de volúmenes de servicio para los niveles A, B y C	6.10.3.1	232
Cálculo de volúmenes de servicio para el nivel D	6.10.3.2	243
Solución de ejemplos típicos	6.10.4	245
ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN INTERSECCIONES A NIVEL CONTROLADAS CON SEMAFOROS	6.11	253
Factores que afectan la capacidad y los niveles de servicio en una intersección a nivel	6.11.1	253
Capacidad, volúmenes de servicio y niveles de servicio	6.11.2	258
Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones urbanas	6.11.3	259
Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones rurales	6.11.4	272
Solución de ejemplos típicos	6.11.5	274
ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS	6.12	281
Nivel de servicio	6.12.1	281
Elementos críticos que requieren consideración	6.12.2	283
Procedimiento para determinar la capacidad y los niveles de servicio	6.12.3	285
Solución de ejemplos típicos	6.12.4	286
ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN LAS CALLES DE LA ZONA COMERCIAL DEL CENTRO DE LA CIUDAD	6.13	290
Solución de ejemplos típicos	6.13.1	291

	Clasificación	Pág.
CAPITULO VII.—ALINEAMIENTO HORIZONTAL		
DEFINICION	7.1	297
ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN	7.2	297
Tangentes	7.2.1	297
Curvas circulares	7.2.2	297
Curvas de transición	7.2.3	304
Curvatura máxima para una deflexión y velocidad dadas	7.2.4	319
Distancia de visibilidad en curvas de alineamiento horizontal	7.2.5	322
CAPITULO VIII.—ALINEAMIENTO VERTICAL		
DEFINICION	8.1	351
ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN	8.2	351
Tangentes	8.2.1	351
Curvas verticales	8.2.2	356
CAPITULO IX.—SECCION TRANSVERSAL		
DEFINICION	9.1	367
ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN	9.2	367
Corona	9.2.1	367
Subcorona	9.2.2	379
Cunetas y contracunetas	9.2.3	386
Taludes	9.2.4	387
Partes complementarias	9.2.5	388
Derecho de vía	9.2.6	394
CAPITULO X.—PROYECTO DE LA SUBRASANTE Y CALCULO DE LOS MOVIMIENTOS DE TERRACERIAS		
GENERALIDADES		395
PROYECTO DE LA SUBRASANTE	10.1	395
Elementos que definen el proyecto de la subrasante	10.1.1	395
CALCULO DE VOLUMENES Y MOVIMIENTO DE TERRACERIAS	10.2	400
Secciones de construcción	10.2.1	400
Determinación de áreas	10.2.2	405
Cálculo de volúmenes	10.2.3	412
Movimiento de terracerias	10.2.4	425
CAPITULO XI.—INTERSECCIONES		
DEFINICIONES Y CLASIFICACION	11.1	447
MANIOBRAS DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES	11.2	447
Maniobra de divergencia	11.2.1	447
Maniobra de convergencia	11.2.2	449
Maniobra de cruce	11.2.3	449
Número y tipos de conflictos	11.2.4	452
Frecuencia de conflictos	11.2.5	452

	Clasificación	Pág.
AREAS DE MANIOBRA	11.3	454
Areas de maniobras simples	11.3.1	457
Entrecruzamientos	11.3.2	459
Areas de maniobras compuestas	11.3.3	461
Separación de las áreas de maniobras	11.3.4	464
Geometría de los cruces y vueltas	11.3.5	468
Disposición de las áreas de maniobra	11.3.6	468
ELEMENTOS PARA EL PROYECTO DE UNA INTERSECCION	11.4	471
Curvas en intersecciones	11.4.1	471
Aberturas en la faja separadora central	11.4.2	486
Carriles en la faja separadora central	11.4.3	505
Relaciones velocidad-curvatura	11.4.4	511
Curvas de transición	11.4.5	514
Ancho de la calzada en los enlaces	11.4.6	522
Carriles de cambio de velocidad	11.4.7	529
Sobreelevación para las curvas en entronques	11.4.8	541
Distancia de visibilidad	11.4.9	546
Isletas	11.4.10	560
Dispositivos para el control del tránsito	11.4.11	572
ENTRONQUES A NIVEL	11.5	573
Alineamientos de los entronques	11.5.1	575
Diseños para disminuir o evitar maniobras erróneas	11.5.2	577
Tipos de entronques a nivel	11.5.3	578
Glorietas	11.5.4	597
ENTRONQUES A DESNIVEL	11.6	611
Factores por considerar en la justificación de entronques a desnivel	11.6.1	612
Tipos de entronques a desnivel	11.6.2	614
Accesos a un entronque a desnivel	11.6.3	616
Rampas	11.6.4	619
PASOS	11.7	627
Pasos a nivel	11.7.1	627
Pasos a desnivel	11.7.2	632
Pasos inferiores	11.7.2.1	635
Pasos superiores	11.7.2.2	635
Pasos para peatones y ganado	11.7.2.3	637
Pasos para vehículos	11.7.2.4	637
Pasos para ferrocarril	11.7.2.5	638
CAPITULO XII.—SERVICIOS Y ACCESOS		
DEFINICIONES	12.1	641
Servicio en un camino	12.1.1	641
Instalación marginal	12.1.2	641
Acceso	12.1.3	641
SERVICIOS	12.2	641
Tipos de servicio	12.2.1	641
Requisitos de los servicios	12.2.2	641
INSTALACIONES MARGINALES	12.3	643
Tipos de instalaciones	12.3.1	643
Requisitos de las instalaciones	12.3.2	644

	Clasificación	Pág.
ACCESOS	12.4	644
Previsión de volúmenes de tránsito	12.4.1	644
PROYECTO GEOMETRICO	12.5	644
Accesos	12.5.1	645
Estacionamientos	12.5.2	651
Paraderos de autobuses	12.5.3	664
Zonas de descanso	12.5.4	672
CAPITULO XIII.—PAISAJE		
GENERALIDADES		685
OBJETIVOS	13.1	685
Aspecto estético y paisajista	13.1.1	686
Seguridad para los usuarios	13.1.2	686
Protección del camino	13.1.3	686
CRITERIO GENERAL DE PROYECTO	13.2	686
Criterio en la selección de ruta	13.2.1	687
Criterio en la sección transversal	13.2.2	687
CRITERIO EN ESTRUCTURAS Y OBRAS ACCESORIAS	13.3	694
Estructuras sobre el camino	13.3.1	698
Estructuras laterales al camino	13.3.2	716
Estructuras no visibles desde el camino	13.3.3	716
Obras auxiliares	13.3.4	716
Criterio en préstamos de material	13.3.5	719
Zona del derecho de vía	13.3.6	722
ECOLOGIA EN EL TRATAMIENTO DE ZONAS ADYACENTES AL CAMINO	13.4	722
Clima y sitio	13.4.1	723
Sucesión	13.4.2	723
Climax	13.4.3	725
Tolerancia	13.4.4	725
Ciclos minerales o fértiles	13.4.5	727
Suelos	13.4.6	729
Establecimiento	13.4.7	729
Material de cobertura	13.4.8	730
Paisaje	13.4.9	732
Sumario	13.4.10	732
PLANTACIONES	13.5	733
Objetivos	13.5.1	733
Relación con el camino	13.5.2	734
Relación con el paisaje	13.5.3	734
Extensión	13.5.4	734
Procedimientos	13.5.5	735
Disposición a lo largo de los caminos	13.5.6	735
Protección de sitios	13.5.7	740
Protección y delimitación	13.5.8	740
Distancia de las plantaciones	13.5.9	740

Figura número		Pag
13.26	Parapeto de concreto como primer plano, obteniéndose sombra sobre la estructura	717
13.27	Protección de lavaderos	718
13.28	Boca de lavaderos	720
13.29	Vegetación junto a guarniciones o bordillos	721
13 30	Bocas de alcantarillas	721
13.31	Tipica cubierta vegetal	724
13.32	Grupos de plantas de zonas desérticas a húmedas	724
13.33	Etapas de sucesión vegetal natural	726
13.34	Diferentes indices de tolerancia en las plantas	728
13.35	Corte sin ningún tratamiento vegetal	731
13.36	Criterio de zonificación de plantaciones en tangente	736
13.37	Plantaciones complementarias	737
13.38	Criterio de plantación en curva horizontal	738
13.39	Criterio de plantación en curvas verticales en cresta	739
13.40	Criterio de plantación en curvas verticales en cresta	739
13.41	Criterio de plantación en curva vertical en columpio	741
13.42	Criterio de plantación en cortes y terraplenes	742
13.43	Criterio de plantación en cortes y terraplenes	742
13.44	Criterio de arbolado en préstamos de material	744
13.45	Criterio de arbolado en poblados	744
13.46	Criterio de plantación de arbustos como protección contr. puntos de impacto	745
13.47	Captación de una vista en un intervalo de 5 segundos	745
13.48	Faja libre de arbolado de gran talla replantada con arbustos	747
13.49	Plantaciones profusas al inicio y terminación de tramos boscosos como protección contra el viento	748
13.50	Plantación de árboles	751
13.51	Colocación de tutores en árboles	752
13.52	Plantación de arbustos	754
13.53	Plantación de seto vivo	755

INDICE DE TABLAS

Tabla numero		Pág.
5–A	Respuesta a diferentes estímulos	67
5–B	Clasificación general de los vehículos	69
5–C	Factor de resistencia al rodamiento (Kr)	76
5–D	Coeficiente de fricción longitudinal en el frenado	77
5–E	Características de los vehículos de proyecto	88
5–F	Distancia de visibilidad de parada	114
6–A	Capacidades bajo condiciones ideales, en carreteras con circulación continua	158
6–B	Elementos usados para evaluar el nivel de servicio	161
6–C	Niveles de servicio y volúmenes de servicio máximos para autopistas y vías rápidas bajo condiciones de circulación continua	174
6–D	Efecto combinado del ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales sobre la capacidad y los volúmenes de servicio en autopistas y vías rápidas con circulación continua	176
6–E	Vehículos ligeros equivalentes por camión y por autobús para tramos largos de autopistas, vías rápidas y carreteras de carriles múltiples	177
6–F	Equivalencias de vehículos ligeros por camión, para subtramos o pendientes específicas de autopistas, vías rápidas y carreteras de carriles múltiples	178
6–G	Vehículos ligeros equivalentes por autobús en subtramos o pendientes específicas de autopistas, vías rápidas y carreteras de carriles múltiples	179
6–H	Factores de ajuste por camiones y autobuses en autopistas, carreteras de carriles múltiples y carreteras de dos carriles	180
6–I	Niveles de servicio y volúmenes de servicio máximos para carreteras de carriles múltiples, bajo condiciones de circulación continua	188
6–J	Efecto combinado del ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales sobre la capacidad y los volúmenes de servicio en carreteras de carriles múltiples con circulación continua	189
6–K	Niveles de servicio y volúmenes de servicio máximos para carreteras de dos carriles bajo condiciones de flujo continuo	197
6–L	Efecto combinado del ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales sobre la capacidad y los volúmenes de servicio en carreteras de dos carriles bajo condiciones de circulación continua	198
6–M	Vehículos ligeros equivalentes por camión y por autobús en tramos largos de carreteras de dos carriles	199
6–N	Vehículos ligeros equivalentes por camión, para subtramos o pendientes específicas de carreteras de dos carriles	200
6–O	Vehículos ligeros equivalentes por autobús en subtramos o pendientes específicas de carreteras de dos carriles	199
6–P	Relación entre la calidad del flujo y el volumen de servicio máximo por carril, en zonas de entrecruzamiento	218
6–Q	Combinaciones volumen-longitud consideradas fuera de la influencia del entrecruzamiento	219
6–R	Relaciones entre los niveles de servicio en el camino y la calidad del flujo en las zonas del entrecruzamiento	220

Tabla número		Pág.
6-S	Volúmenes de servicio y capacidad en los extremos de los enlaces (tránsito mixto en vehículos por hora, en una dirección, suponiendo terreno a nivel y un porcentaje de camiones no mayor del 5%)	231
6-T	Porcentaje del tránsito de paso que circula en el carril Núm. 1, en las zonas de conexión de los enlaces a un nivel de servicio D	243
6-U	Niveles de servicio y factores de carga para intersecciones a nivel aisladas, controladas con semáforo	259
6-V	Factores de ajuste por vueltas a la derecha en calles de dos sentidos, vueltas a la derecha en calles de un sentido y vueltas a la izquierda en calles de un sentido	268
6-W	Factores de ajuste por vueltas a la izquierda en calles de dos sentidos	269
6-X	Factores de ajuste por camiones y autobuses foráneos	270
6-Y	Niveles de servicio para calles urbanas y suburbanas	284
6-Z	Niveles de servicio para calles del centro de la ciudad	291
7-A	Elementos de la curva circular	324
7-B	Deflexiones y cuerdas de curvas circulares	336
7-C	Elementos de la curva de transición de 100 m de longitud	342
7-D	Valores del coeficiente [3P | J — P | ± (J — P)²] para obtener los ángulos ϕ'_{AD} y ϕ'_{AT}, que forman una cuerda de la espiral con la tangente a un punto "P"	348
7-E	Valores de la corrección (Z) del ángulo de deflexión θ_s	349
7-F	Cuadro comparativo de longitudes mínimas de transición según diferentes criterios (S = 0.10)	319
8-A	Relación entre pendiente máxima y velocidad de proyecto (caminos principales)	352
9-A	Bombeo de la corona	369
9-B	Grados máximos de curvatura	370
9-C	Sobreelevaciones, ampliaciones y ensanches de la subcorona	385
9-D	Taludes recomendados en cortes	388
11-A	Relación del número de conflictos entre los movimientos de la intersección al número de ramas de doble circulación que la forman, por tipo de maniobras	454
11-B	Radios para el diseño mínimo de intersecciones	482
11-C	Radios para el diseño mínimo de enlaces	485
11-D	Efecto del esviajamiento en el diseño mínimo para aberturas en la faja separadora, cuando el radio de control es igual a 15.00 m	496
11-E	Radios mínimos para curvas en intersecciones	515
11-F	Longitudes mínimas de espirales para curvas de intersecciones	517
11-G	Longitud de arcos circulares de una curva compuesta cuando está seguida de una curva de radio igual a la mitad, o precedida de una curva de radio igual al doble	518
11-H	Ancho de calzada en los enlaces	528
11-I	Longitud de la transición en los carriles de cambio de velocidad	533
11-J	Longitud de los carriles de cambio de velocidad	537
11-K	Relación de la longitud en pendiente a la longitud a nivel para carriles de cambio de velocidad	540
11-L	Sobreelevaciones para curvas en enlaces	542
11-M	Cambio de la sobreelevación en enlaces	543
11-N	Diferencia algebraica máxima entre las pendientes de la sobreelevación	545
11-O	Distancia mínima de visibilidad de parada en los enlaces	546
11-P	Distancia de visibilidad requerida en los extremos de las rampas cercanas a estructuras	558
11-Q	Longitud mínima del ahusamiento de la nariz	571
11-R	Longitud mínima requerida para la reducción del ancho de la calzada en los extremos de entrada	572
11-S	Distancia mínima lateral requerida a partir de la orilla interna de la calzada para proporcionar la distancia de visibilidad de parada	620
11-T	Velocidad de proyecto en los extremos de la rampa	622

Tabla número		Pág.
11-U	Pendiente máxima de la rampa de acuerdo con la velocidad de proyecto	626
11-V	Distancias de visibilidad para pasos de ferrocarril a nivel	633
12-A	Tabla de número de interferencias	667
12-B	Tabla de número de interferencias	668
12-C	Tabla de número de interferencias	668
12-D	Tabla de número de interferencias	669
12-E	Dimensiones de paraderos tipo (en terrenos con pendientes menores de 3%)	670

INDICE DE FIGURAS

Figura número		Pág.
2.1	Indice de accidentes para carreteras de dos y tres carriles con relación al volumen de tránsito	16
2.2	Indice de accidentes con relación al ancho de la calzada	17
2.3	Indice de accidentes con relación al ancho del acotamiento	20
2.4	Indice de accidentes por alineamiento y ancho del acotamiento	21
2.5	Barrera usada con éxito en los Estados de Nueva Jersey y California en Estados Unidos de América	25
2.6	Barrera recomendada por el Departamento de Caminos de Pennsylvania	25
2.7	Barrera recomendada por la División de Caminos del Estado de California	26
2.8	Colisiones frontales como un porcentaje del total de accidentes y con relación al ancho de la faja separadora	27
3.1	Red del proyecto de carreteras.—Método fotogramétrico - electrónico	34
3.2	Red del proyecto de carreteras.—Método convencional	35
3.3	Posibles rutas entre Guadalajara y Puerto Vallarta	37
3.4	Ingenieros proyectistas trabajando sobre la mesa del Balplex	39
3.5	Equipo básico para reconocimiento terrestre: brújula, aneroide y clisímetro	41
3.6	Formación de la visión estereoscópica	42
3.7	Relación de escalas	43
3.8	Estereoscopio de espejos y barra de paralaje	46
3.9	Determinación de desniveles mediante la barra de paralaje	47
3.10	Apariencias típicas de los drenajes	48
5.1	Identificación de letreros	64
5.2	Adaptabilidad a los cambios de luz	66
5.3	Dimensiones de los vehículos ligeros y pesados	70
5.4	Ancho del vehículo en curva	72
5.5	Resistencia que opone la pendiente al avance del vehículo	78
5.6	Efecto de las pendientes en los vehículos con relación peso/potencia de 90 kg/HP	80
5.7	Efecto de las pendientes en los vehículos con relación peso/potencia de 120 kg/HP	81
5.8	Efecto de las pendientes en los vehículos con relación peso/potencia de 180 kg/HP	82
5.9	Estabilidad del vehículo en las curvas	83
5.10	Coeficientes de fricción lateral para proyecto a diferentes velocidades	86
5.11	Características del vehículo de proyecto DE-335	89
5.12	Características del vehículo de proyecto DE-450	90
5.13	Características del vehículo de proyecto DE-610	91
5.14	Características del vehículo de proyecto DE-1220	92
5.15	Características del vehículo de proyecto DE-1525	93
5.16	Desplazamiento de la huella de los vehículos de proyecto, para un ángulo de vuelta de 90°	95
5.17	Desplazamiento de la huella de los vehículos de proyecto, para un ángulo de vuelta de 270°	96
5.18	Relaciones entre velocidades de marcha y de proyecto	105
5.19	Relación entre velocidad de operación y volumen de tránsito en carreteras rurales	107
5.20	Relación entre la velocidad, el volumen y la densidad	111
5.21	Maniobras de rebase según AASHO	118

Figura número		Pág
5.22	Medida y registro de la distancia de visibilidad sobre los planos	120
5.23	Distancia a obstáculos laterales en curvas horizontales	122
5.24	Curva vertical	125
5.25	Deducción de la longitud de la curva vertical en cresta. Caso I, $D > L$	126
5.26	Deducción de la longitud de la curva vertical en cresta. Caso II, $D < L$	129
5.27	Deducción de la longitud de la curva vertical en columpio. Caso I, $D > L$	131
5.28	Deducción de la longitud de la curva vertical en columpio. Caso II, $D < L$	133
6.1	Efecto del volumen de tránsito en la utilización de carriles, en carreteras de seis carriles	140
6.2	Variación del por ciento de vehículos pesados durante las horas del día	141
6.3	Variaciones del volumen de tránsito	142
6.4	Factor de la hora de máxima demanda considerando períodos de flujo máximo de 15 minutos en 792 accesos de intersecciones urbanas	143
6.5	Determinación de la proporción de flujo para los intervalos más altos de cinco minutos, tomando como base el volumen horario máximo	144
6.6	Relaciones entre los volúmenes horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual	145
6.7	Distribución de velocidades de vehículos ligeros, en carreteras de dos carriles, con dos sentidos de circulación	147
6.8	Distribución de la frecuencia de intervalos entre pares de vehículos circulando en el mismo sentido a diferentes volúmenes de tránsito, en caminos rurales	149
6.9	Tiempo de espera para intervalos elegidos a diferentes volúmenes	151
6.10	Relaciones entre el volumen y la velocidad de operación, bajo condiciones de circulación continua, en carreteras rurales	153
6.11	Velocidad y demora promedio calculadas en una intersección urbana controlada con semáforos	154
6.12	Relación velocidad-densidad bajo condiciones de circulación continua en los caminos indicados	155
6.13	Relación velocidad-densidad bajo condiciones urbanas de flujo discontinuo	156
6.14	Relación volumen-densidad bajo condiciones de circulación continua (Holland Tunnel, New York, USA)	157
6.15	Concepto general de los niveles de servicio	163
6.16	Niveles de servicio	164
6.17	Velocidad promedio de los vehículos pesados en diferentes pendientes	168
6.18	Vehículos ligeros equivalentes por camión, para diferentes velocidades medias de los camiones en carreteras de dos carriles	170
6.19	Volúmenes de servicio equivalentes por camión en función de las pendientes en caminos con dos carriles en un sentido de circulación, a nivel de servicio B	171
6.20	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, en autopistas y vías rápidas, bajo condiciones de circulación continua	181
6.21	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, en carreteras de carriles múltiples, bajo condiciones de circulación continua	191
6.22	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 110 km/h, bajo condiciones de circulación continua	202
6.23	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 95 km/h, bajo condiciones de circulación continua	202

Figura número		Pág.
6.24	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h, bajo condiciones de circulación continua	203
6.25	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 70 km/h, bajo condiciones de circulación continua	203
6.26	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 65 km/h, bajo condiciones de circulación continua	204
6.27	Relaciones entre la velocidad de operación y la relación v/c, para ambos sentidos de circulación en carreteras de dos carriles con velocidad de proyecto ponderada de 55 km/h, bajo condiciones de circulación continua	204
6.28	Formación de zonas de entrecruzamiento	212
6.29	Tipos de zonas de entrecruzamiento	214
6.30	Características de operación en las zonas de entrecruzamiento	215
6.31	Método para medir longitudes de zonas de entrecruzamiento	216
6.32	Puntos críticos de verificación	232
6.33	Enlace de entrada de una autopista de cuatro carriles. No aplicable a enlaces de entronques tipo trébol	236
6.34	Enlace de salida de una autopista de cuatro carriles cuando no exista un enlace de entrada en una longitud de 1 000 m antes del indicado	236
6.35	Enlace de salida de una autopista de cuatro carriles cuando existe un enlace de entrada comprendido en una longitud de 1 000 m antes del indicado	236
6.36	Enlace de entrada de una autopista de cuatro carriles. Aplicable a enlaces de entronques tipo trébol	236
6.37	Enlace de entrada con carril auxiliar, de una autopista de cuatro carriles. Aplicable a enlaces de entronques tipo trébol	237
6.38	Enlace de entrada de una autopista de seis carriles con enlaces de salida antes y después del indicado	237
6.39	Enlace de entrada de una autopista de cuatro carriles con un enlace de entrada antes del indicado	237
6.40	Enlace de entrada de una autopista de seis carriles con enlaces de salida antes y después del indicado	237
6.41	Enlace de salida de una autopista de seis carriles cuando existe un enlace de entrada comprendido en una longitud de 1 700 m antes del indicado	238
6.42	Enlace de entrada con carril auxiliar, de una autopista de seis carriles. Aplicable a enlaces de entronques tipo trébol	238
6.43	Enlace de entrada de una autopista de seis carriles con carril auxiliar comprendido entre el enlace indicado y el siguiente de salida, sin que exista algún enlace intermedio	238
6.44	Enlace de entrada de una autopista de seis carriles con un enlace de entrada antes del indicado	238
6.45	Enlace de entrada de una autopista de ocho carriles cuando no existe un enlace de salida en una longitud de 915 m después del indicado	239
6.46	Enlace de entrada de una autopista de ocho carriles con un enlace de salida comprendido en una longitud de 455 m a 915 m después del enlace indicado	239
6.47	Enlace de entrada de una autopista de ocho carriles con un carril auxiliar comprendido entre el enlace indicado y el siguiente enlace de salida, sin que exista algún otro enlace intermedio	239
6.48	Enlace de entrada de dos carriles, con carril de aceleración de una autopista de seis carriles	239
6.49	Enlace de salida de dos carriles, con carril de desaceleración de una autopista de seis carriles	240

Figura número		Pág.
6.50	Bifurcación de una autopista de seis carriles en dos de cuatro carriles	240
6.51	Uso del carril auxiliar entre enlaces de entrada y salida adyacentes	241
6.52	Porcentaje total de vehículos pesados en el carril Núm. 1 de autopistas de 4, 6 y 8 carriles inmediatamente antes de los enlaces de entrada, o en el punto de divergencia inmediatamente antes de los enlaces de salida	242
6.53	Distribución en por ciento de los tránsitos de los enlaces de entrada y salida con probabilidad de circular en el carril Núm. 1 y en el carril auxiliar	244
6.54	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de un sentido de circulación sin estacionamiento	261
6.55	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de un sentido de circulación con estacionamiento en un lado	262
6.56	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de un sentido de circulación con estacionamiento en ambos lados	263
6.57	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de dos sentidos de circulación sin estacionamiento	264
6.58	Volumen de servicio para el acceso a una intersección urbana, en vehículos por hora de luz verde, para calles de dos sentidos de circulación con estacionamiento	265
6.59	Factores de ajuste por autobuses urbanos con parada antes de cruzar la calle y sin estacionamiento	266
6.60	Factores de ajuste por autobuses urbanos con parada antes de cruzar la calle y con estacionamiento	266
6.61	Factores de ajuste por autobuses urbanos con parada después de cruzar la calle y con estacionamiento	267
6.62	Factores de ajuste por autobuses urbanos con parada después de cruzar la calle y con estacionamiento	267
6.63	Volumen de servicio para el acceso a una intersección rural, en vehículos por hora de luz verde para caminos de dos sentidos de circulación sin estacionamiento	273
6.64	Relaciones entre la velocidad global y la relación v/c en arterias urbanas y suburbanas	282
7.1	Elementos de la curva circular simple	299
7.2	Elementos de la curva circular compuesta	302
7.3	Elementos de la espiral o clotoide	308
7.4	Elementos de la curva circular con espirales	311
7.5	Curvatura y deflexión máximas para que las espirales de transición no se traslapen	321
7.6	Distancia mínima necesaria a obstáculos en el interior de curvas circulares para dar la distancia de visibilidad de parada	323
8.1	Alineamiento vertical de un tramo de camino con tangentes de diferente pendiente	354
8.2	Tipos de curvas verticales	359
8.3	Elementos de las curvas verticales	360
8.4	Longitud de curvas verticales en cresta para cumplir con la distancia de visibilidad de parada	363
8.5	Longitud de curvas verticales en columpio para cumplir con la distancia de visibilidad de parada	363
9.1	Sección transversal típica en una tangente del alineamiento horizontal	368
9.2	Distribución de la sobreelevación y del coeficiente de fricción en curvas del alineamiento horizontal	372
9.3	Sobreelevaciones y longitudes de transición para sobreelevación máxima de 10%	373
9.4	Transición de la sección en tangente a la sección en curva girando sobre el eje de corona	375

Figura número		Pág.
9.5	Transición de la sección en tangente a la sección en curva girando sobre una orilla de la corona	377
9.6	Ampliaciones en curvas del alineamiento horizontal	378
9.7	Ensanche de la subcorona	382
9.8	Cuneta provisional	387
9.9	Tipos de guarniciones	392
9.10	Bordillo	393
10.1	Sección de construcción de un terraplén en tangente	401
10.2	Sección de construcción de un corte en tangente	402
10.3	Escalón de liga	404
10.4	Muros y bermas	406
10.5	Determinación de áreas, método analítico	407
10.6	Determinación de áreas, método gráfico	409
10.7	Planimetro polar	411
10.8	Volumen de un prismoide triangular	413
10.9	Descomposición de un prismoide en prismoides triangulares	416
10.10	Corrección de volumen por curvatura	418
10.11	Registro de cálculo de subrasante y curva masa	421
10.12	Diagrama de operación del sistema de procesamiento de datos para el proyecto de secciones de construcción y cálculo de curva masa	424
10.13	Propiedades del diagrama de masas	426
10.14	Acarreo libre	430
10.15	Distancia media de sobreacarreo	432
10.16	Préstamos y desperdicios	433
10.17	Posición económica de la compensadora	435
10.18	Ubicación de la compensadora económica	440
10.19	Compensador auxiliar	446
11.1	Maniobras de los vehículos en las intersecciones	448
11.2	Relación de tiempo-distancia en las maniobras de divergencia	450
11.3	Relación de tiempo-distancia en las maniobras de convergencia	451
11.4	Relación de tiempo-distancia en las maniobras de cruces	453
11.5	Puntos de conflicto en intersecciones	455
11.6	Ejemplos de áreas de maniobra simples, múltiples y compuestas	456
11.7	Ilustración del vector de velocidad relativa	457
11.8	Areas de maniobra simples de divergencia, considerando una velocidad relativa baja	458
11.9	Procedimientos para proporcionar el tiempo de maniobra	460
11.10	Zona de entrecruzamiento	461
11.11	Tipos de zonas de entrecruzamiento	462
11.12	Areas de maniobras simples y compuestas de convergencia y divergencia	463
11.13	Zona de entrecruzamiento compuesto	464
11.14	Areas de maniobra de cruce simples y compuestas	465
11.15	Ejemplos de separación de áreas de maniobra	466
11.16	Ejemplos de zonas de protección	467
11.17	Areas de maniobra simples para cruces a nivel y a desnivel	469
11.18	Geometría de movimientos de vueltas a la derecha y a la izquierda	470
11.19	Disposición general de las áreas de maniobra en el proyecto de intersecciones	472
11.20	Diseño mínimo para el vehículo de proyecto DE-335 en una deflexión de 90°	473
11.21	Diseño mínimo para el vehículo de proyecto DE-610 en una deflexión de 90°	475
11.22	Diseño mínimo para los vehículos de proyecto DE-1220 y DE-1525 en una deflexión de 90°	476
11.23	Diseño mínimo para el vehículo de proyecto DE-335 y trayectoria necesaria para vehículos mayores	478
11.24	Diseño mínimo para el vehículo de proyecto DE-610 y trayectoria necesaria para vehículos mayores	479
11.25	Diseño mínimo de enlaces en curva para vueltas a la derecha a 90°	484
11.26	Radios de control en intersecciones con vueltas a la izquierda a 90°	487

Figura número		Pag
11.27	Diseño de la abertura mínima en la faja separadora para vehículos de proyecto DE-335 con radio de control de 12.00 m	489
11.28	Diseño de la abertura mínima en la faja separadora para vehículos de proyecto DE-610 con radio de control de 15.00 m	490
11.29	Diseño de la abertura mínima en la faja separadora para vehículos de proyecto DE-1220 con radio de control de 23.00 m.	491
11.30	Efectos del esviaje en el diseño mínimo de aberturas en fajas separadoras centrales	494
11.31	Efecto del esviaje en el diseño mínimo	497
11.32	Diseños mayores que el mínimo para aberturas en la faja separadora central	499
11.33	Diseños mínimos para vueltas en "U"	502
11.34	Diseños especiales de vueltas en "U"	504
11.35	Carriles en la faja separadora central	506
11.36	Transición del carril en la faja separadora central	507
11.37	Diseños mínimos de carril en la faja separadora central	508
11.38	Diseños de carril en la faja separadora central con remate en forma de punta de bala	509
11.39	Diseño especial de vuelta izquierda para el tránsito que deja una carretera con faja separadora angosta	512
11.40	Relación entre velocidad de proyecto y coeficiente de fricción lateral en intersecciones	513
11.41	Radios mínimos para curvas en intersecciones	516
11.42	Transiciones en los extremos de los enlaces. Diseños para 30 km/h	519
11.43	Transiciones en los extremos de los enlaces. Diseños para 50 km/h	520
11.44	Ancho de la calzada en los enlaces	523
11.45	Distancia entre las trayectorias externas de las ruedas del vehículo dentro de la curva	525
11.46	Proyección del vuelo delantero del vehículo	526
11.47	Formas de carriles de cambio de velocidad	531
11.48	Carriles de desceleración en curvas	532
11.49	Distancias recorridas durante la desceleración para vehículos ligeros, en km/h	535
11.50	Longitudes para carriles de aceleración	538
11.51	Desarrollo de la sobreelevación en los extremos de los enlaces	544
11.52	Longitud mínima de curvas verticales en los enlaces de acuerdo con la distancia de visibilidad de parada	547
11.53	Distancia mínima a obstáculos laterales en curvas horizontales de los enlaces para proporcionar la distancia de visibilidad de parada	549
11.54	Distancia de visibilidad en las intersecciones. Triángulo mínimo de visibilidad	550
11.55	Distancia de visibilidad en intersecciones. Caso III. Datos de la aceleración a partir de un alto total	553
11.56	Distancia de visibilidad en intersecciones. Caso III. Distancia de visibilidad requerida a lo largo de la carretera principal	555
11.57	Distancia de visibilidad en intersecciones. Efecto del esviajamiento	556
11.58	Distancia de visibilidad requerida en los extremos de rampas cercanas a estructuras	559
11.59	Tipos y formas más comunes de isletas	561
11.60	Ampliación de la corona del camino para proporcionar isletas separadoras	562
11.61	Diseño de isletas triangulares	565
11.62	Diseño de isletas separadoras centrales	566
11.63	Diseños para los extremos de salida	568
11.64	Diseño para los extremos de entrada	569
11.65	Tipos generales de entronques a nivel	574
11.66	Modificaciones al alineamiento horizontal	576
11.67	Entronque a nivel constituido por el camino secundario y las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante	579
11.68	Entronque a nivel constituido por el camino secundario y las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante	580

Figura número		Pag
11.69	Entronque en "T", simple y con carril adicional	582
11.70	Entronques en "T", canalizados	584
11.71	Entronques de tres ramas, canalizadas, con cirulación en los enlaces en ambos sentidos	585
11.72	Entronques de tres ramas, con alto grado da canalización	587
11.73	Entronques de tres ramas, con alto grado de canalización	589
11.74	Entronques de cuatro ramas simples y con carriles adicionales	591
11.75	Entronques canalizados de cuatro ramas	593
11.76	Entronques de cuatro ramas, con alto grado de canalización	594
11.77	Entronques de cuatro ramas, con alto grado de canalización	596
11.78	Entronques de ramas múltiples	598
11.79	Términos empleados en el proyecto de glorietas	599
11.80	Alineamiento de la calzada de la glorieta	605
11.81	Pendiente transversal de la calzada	607
11.82	Tipos de glorietas	610
11.83	Tipos generales de entronques a desnivel	615
11.84	Ampliación para alojar isletas separadoras en los entronques a desnivel	618
11.85	Tipos de rampas	621
11.86	Disposición de extremos de rampas sucesivas	623
11.87	Formas de las rampas	625
11.88	Pasos a nivel para peatones y para ganado	628
11.89	Visibilidad en pasos de ferrocarril a nivel	631
11.90	Espacios libres laterales y verticales para pasos inferiores	636
11.91	Espacios libres laterales en pasos superiores	638
11.92	Espacios libres laterales y verticales	639
11.93	Paso superior para ferrocarril	640
12.1	Acceso a un camino de dos carriles y dos sentidos (para volúmenes de tránsito bajos en el camino y en el acceso)	646
12.2	Acceso a un camino de dos carriles y dos sentidos (para volúmenes importantes de vuelta izquierda y tránsito alto en el camino principal)	647
12.3	Acceso a una autopista (deberá estar provisto de carriles para protección y cambio de velocidad de los vehículos que usen el acceso)	648
12.4	Acceso a una estación de servicio, a partir de un camino de alta velocidad y alto volumen de tránsito	649
12.5	Acceso doble en una autopista a una instalación marginal (se proveen carriles para estacionamiento de los vehículos fuera del derecho de vía)	650
12.6	Tipo de áreas de estacionamiento	651
12.7	Dimensiones de las banquetas para peatones	653
12.8	Estacionamiento a diferentes ángulos	655
12.9	Entradas y salidas para estacionamiento	656
12.10	Estacionamiento en paralelo	657
12.11	Requisitos de espacio para dos distintas posiciones de estacionamiento	658
12.12	Colocación de topes	660
12.13	Alternativas de distribución para un lote determinado	661
12.14	Alternativas de distribución para un lote determinado	662
12.15	Alternativas de distribución para un lote determinado	663
12.16	Espacios requeridos en el área de espera para varias relaciones de llegada	664
12.17	Zona de descanso. Términos usados	674
12.18	Cambio de aceleración, para entrada al camino	675
12.19	Carriles de desceleración, para salida de camino	675
12.20	Zona de descanso apropiada para caminos con bajos volúmenes de tránsito	676
12.21	Zona de descanso para estacionamiento separado para automóviles y camiones	676
12.22	Zona de descanso con caseta de vigilancia para reducir el vandalismo	677

Figura número		Pág.
12.23	Zona de descanso adyacente a la intersección. Presta servicio tanto al camino principal como al secundario	677
12.24	Zona de descanso de tipo simple cuyo camino de acceso está provisto de dos fajas para estacionamiento paralelo	678
12.25	Zona de descanso de tipo simple cuyo camino de acceso es lo suficientemente ancho para permitir el estacionamiento paralelo en ambos costados	678
12.26	Zona de descanso con áreas separadas de estacionamiento, una para automóviles y otra para camiones	679
12.27	Zona de descanso con una gran área pavimentada para automóviles y camiones	679
12.28	Zona de descanso con dos áreas separadas de estacionamiento, una para automóviles y otra para camiones	680
12.29	Zona de descanso con dos áreas separadas de estacionamiento localizando al frente la de camiones	680
12.30	Zona de descanso con dos áreas separadas de estacionamiento interfiriendo lo menos posible con la vegetación existente	681
12.31	Zona de descanso apropiada para bajos volúmenes de tránsito, con dos áreas separadas de estacionamiento buscando no interferir con la vegetación existente	681
12.32	Zona de descanso apropiada para bajos volúmenes de tránsito con una sola área de estacionamiento	682
12.33	Zona de descanso cuya entrada está próxima a la salida	682
12.34	Zona de descanso entre dos cuerpos de una autopista	683
12.35	Zona de descanso cuyo diseño del acceso evita la construcción de un puente sobre el río	683
13.1	Formación de cavernas entre los diferentes estratos	689
13.2	Corte vertical en tangente	690
13.3	Corte suave en curva horizontal	690
13.4	Montículos resultantes de cortes	691
13.5	Menor pediente en terraplenes	693
13.6	Niveles de proyecto de isletas resultantes de entronques	695
13.7	Fajas separadoras	696
13.8	Fajas separadoras	696
13.9	Variaciones de ancho de la faja central	697
13.10	Paso a desnivel. Superestructura de dos claros y un solo paño	699
13.11	Paso a desnivel. Superestructura de dos claros, con cambios de paños en pila central y banqueta	700
13.12	Paso a desnivel. Superestructura de dos claros con reducción de peralte al centro de las mismas	701
13.13	Paso a desnivel. Superestructura de cuatro claros y substitución de estribos por pilas verticales	702
13.14	Paso a desnivel. Superestructura de cuatro claros, con soportes laterales inclinados y cambio de paños	703
13.15	Paso a desnivel. Superestructura de cuatro claros, con soportes laterales inclinados	704
13.16	Paso a desnivel. Superestructura de un solo claro, solución estéticamente negativa	705
13.17	Paso a desnivel. Superestructura de un solo claro y de apariencia ligera	706
13.18	Paso a desnivel. Superestructura de un solo claro y óptima apariencia	707
13.19	Paso a desnivel. Superestructura de un solo claro	708
13.20	Paso a desnivel localizado sobre terreno natural en corte	709
13.21	Paso a desnivel en una zona plana por lo que se requiere la construcción de terracerías	710
13.22	Parapeto metálico con remates de concreto	712
13.23	Parapeto metálico con remates del mismo material que los estribos	713
13.24	Parapeto de concreto al mismo paño que la estructura	714
13.25	Parapeto de concreto al mismo paño que la estructura, con una incisión que separa los dos elementos	715

Figura número		Pag
13.26	Parapeto de concreto como primer plano, obteniéndose sombra sobre la estructura	717
13.27	Protección de lavaderos	718
13.28	Boca de lavaderos	720
13.29	Vegetación junto a guarniciones o bordillos	721
13.30	Bocas de alcantarillas	721
13.31	Típica cubierta vegetal	724
13.32	Grupos de plantas de zonas desérticas a húmedas	724
13.33	Etapas de sucesión vegetal natural	726
13.34	Diferentes índices de tolerancia en las plantas	728
13.35	Corte sin ningún tratamiento vegetal	731
13.36	Criterio de zonificación de plantaciones en tangente	736
13.37	Plantaciones complementarias	737
13.38	Criterio de plantación en curva horizontal	738
13.39	Criterio de plantación en curvas verticales en cresta	739
13.40	Criterio de plantación en curvas verticales en cresta	739
13.41	Criterio de plantación en curva vertical en columpio	741
13.42	Criterio de plantación en cortes y terraplenes	742
13.43	Criterio de plantación en cortes y terraplenes	742
13.44	Criterio de arbolado en préstamos de material	744
13.45	Criterio de arbolado en poblados	744
13.46	Criterio de plantación de arbustos como protección contr. puntos de impacto	745
13.47	Captación de una vista en un intervalo de 5 segundos	745
13.48	Faja libre de arbolado de gran talla replantada con arbustos	747
13.49	Plantaciones profusas al inicio y terminación de tramos boscosos como protección contra el viento	748
13.50	Plantación de árboles	751
13.51	Colocación de tutores en árboles	752
13.52	Plantación de arbustos	754
13.53	Plantación de seto vivo	755

CAPITULO I

CRITERIOS DE EVALUACION DE PROYECTOS

GENERALIDADES

En vista de que la inversión en cualquiera de los sectores económicos del país representa sacrificio de parte del consumo actual en aras de una esperanza de mayor consumo en el futuro, y puesto que en México, el consumo aún no alcanza niveles satisfactorios, se impone un cuidadoso análisis de las inversiones en la infraestructura, que deberá cubrir tanto el monto de la inversión como sus efectos.

Mucho se ha hablado sobre la imperiosa necesidad de planear el desarrollo de los países donde el nivel de bienestar material es bajo, si se compara con el nivel alcanzado ya en los países industrializados. Un gran número de naciones, que reúnen a más de la mitad de la población del globo, se han dado cuenta de que les es posible alcanzar, aunque con grandes sacrificios, un grado de desarrollo que les permita disfrutar de los últimos adelantos de la civilización, educación, servicios asistenciales, servicios municipales, etc., extendidos a todos los integrantes de una colectividad y no solamente a algunos de sus miembros. Este fenómeno se ha intensificado durante la segunda mitad del presente siglo, debido en gran parte, al inusitado desarrollo de los medios de comunicación.

Parecería simple lógica, el que estas naciones siguieran el camino ya recorrido por las más adelantadas, iniciando el proceso con el estímulo a la empresa individual, seguido por la concentración de capitales después del libre juego de la oferta y la demanda y la supuestamente natural conciliación entre las utilidades de las empresas y los intereses colectivos. Pero no debe olvidarse que se trata de una carrera contra el tiempo: lo que algunos países, unos cuantos, lograron en dos siglos, el resto de la humanidad lo debe alcanzar en pocos años. Esto sólo se puede lograr mediante una definición de objetivos, metas parciales consecutivas, estudio de los recursos disponibles, empleo óptimo de ellos y acción programada; en una palabra, con el empleo de las técnicas de planeación, como un instrumento para proporcionar al hombre una vida digna y decorosa.

Para proporcionar la base del desarrollo económico, se requiere llevar a cabo grandes inversiones en los sectores básicos o de infraestructura, puesto que el uso óptimo de los recursos para lograr los objetivos propuestos implica, entre otras cosas, la modificación del medio físico. Tales son, por ejemplo, las inversiones en obras para la generación de energía, para aumentar la productividad del campo mediante el riego, los complejos industriales básicos y las obras para el transporte eficiente de bienes y personas.

En la tercera década del presente siglo, México tuvo que afrontar la urgente necesidad de contar con la infraestructura para impulsar su desa-

rrollo económico y su evolución social. Las inversiones se realizaron mediante el análisis individual de la bondad de cada proyecto, sin establecer una relación con la economía en general. Los resultados fueron satisfactorios, porque la magnitud de los problemas requería solución inmediata y no se hacía necesario establecer una prelación en las inversiones: era urgente lograr la comunicación entre las ciudades más importantes del país; era indispensable dotar de servicios a las grandes ciudades, rehabilitar los ferrocarriles y los puertos y proporcionar energía eléctrica a la incipiente industria.

Las administraciones que han venido actuando desde entonces, han sentido la preocupación por mejorar los procedimientos que permitan definir con precisión, cuáles son las inversiones en obras que resultan más benéficas para los intereses de la colectividad.

Actualmente, existe en México una política de desarrollo sustentada en varios factores tales como la estabilidad monetaria, la reforma fiscal, la estimación periódica de los posibles recursos de inversión y la necesidad de crear empleo para medio millón de mexicanos cada año; esta política permite la formulación de planes sectoriales, de los que se derivan programas coordinados para todo el Gobierno Federal.

Con base en estos lineamientos, la Secretaría de Obras Públicas, tuvo la necesidad de contar con un marco de referencia en el que queden inscritas sus actividades, razón por la cual preparó un plan sectorial a mediano plazo, para definir metas por alcanzar en la expansión y mejoramiento de la red de carreteras, vías férreas y aeropuertos, del cual se han derivado los proyectos de programa de inversiones y en el que se fundarán sus futuras proposiciones.

Un plan así formulado, considera la interacción entre todos los sectores que participan en el esfuerzo común y toma en cuenta, además, que las metas por lograr deben fijarse en razón de las rápidas transformaciones de la estructura social y económica, que caracterizan a la etapa de desarrollo actual y que, por lo mismo, obligan a establecer plazos que hagan buenas las previsiones.

Al señalar los objetivos y los medios necesarios para alcanzarlos, se han tenido presentes las posibilidades y restricciones en materia de recursos. No es razonable suponer una disposición libre en fondos para su encauzamiento a un sector y, por lo mismo, se ha considerado que el crecimiento de 6% anual en la economía, implica un ritmo superior, en cierto grado, al que se ha venido desarrollando en las inversiones en vías terrestres.

Los principales lineamientos de política general en materia de carreteras, que se toman en cuenta para la formulación de proposiciones, pueden resumirse en lo siguiente:

1. Conservar en buen estado la red existente, para asegurar el servicio eficaz y permanente.

2. Terminar, al ritmo adecuado, las obras iniciadas, buscando la oportuna obtención de los beneficios previstos.

3. Construir nuevas carreteras que sirvan a núcleos de población actualmente incomunicados y propicien la incorporación de zonas capaces de aumentar la producción.

4. Construir obras que mejoren el sistema carretero en zonas ya comunicadas, cuando la demanda así lo requiera. Tal es el caso de ampliaciones, acortamientos y autopistas.

El crecimiento de una red de carreteras y el uso cada vez más intenso a que se encuentra sujeta, obligan a otorgar una particular atención a su conservación, dentro de los programas de inversiones. Dentro de esto, algunos tramos de la red deben ser reconstruidos por haber sido realizados con las limitaciones y experiencias propias de la época en que se construyeron; otros tramos requieren una verdadera modernización, entendida ésta como una modificación radical de las características geométricas y físicas.

Con relación a las proposiciones de nuevas obras que se incluyan en un plan, se hace necesario analizar los enlaces carreteros necesarios para desarrollar las actividades generadas entre los diversos centros de concentración en el país, con objeto de determinar cuáles resultan más deseables desde los puntos de vista político, social y administrativo por una parte y económico por la otra, para su posterior evaluación.

Es deseable que la capital federal se encuentre ligada por carretera, con las capitales de los Estados, etapa que ya ha sido alcanzada; pero que admite proposiciones que se refieren al establecimiento de rutas más rápidas o más cortas. También es conveniente que se establezcan relaciones político-administrativas de la capital federal con los puertos marítimos y fronterizos, de las capitales de los Estados entre sí y entre los puertos, condición que se logra cumplir al establecer un cierto número de proposiciones que se suman a las ya mencionadas. Todo ello puede representarse gráficamente, resultando la red integrada por las carreteras existentes y por las proposiciones obtenidas en cada una de las estructuras anteriores.

En cuanto al aspecto económico, el análisis del funcionamiento de una red se lleva a cabo mediante la determinación de los enlaces carreteros necesarios entre los polos de concentración de la producción y los centros consumidores, según las siguientes actividades:

a) Agrícolas

b) Ganaderas y Pesqueras

c) Industriales

d) Comerciales, Educacionales y Turísticas

El primer paso consiste en fijar los polos de concentración de los diferentes productos seleccionados en los estudios sobre el uso actual y potencial del suelo en el territorio nacional, con base en la información obtenida de publicaciones estadísticas que en México provienen de las Secretarías de Industria y Comercio, Recursos Hidráulicos y Agricultura y Ganadería, la cual se representa en cartas geográficas. En seguida se procede a la determinación de los centros representativos del consumo, tomando en cuenta investigaciones por muestreo y censos tanto industriales como de población. La diferencia entre el volumen de producción y el consumo de cada uno de los distintos artículos analizados, define una corriente en el sentido en que el consumo es mayor que la producción.

El esquema de enlaces resultante permite determinar las proposiciones de carreteras deseables en relación con las actividades económicas.

Finalmente, se realiza la síntesis dando como resultado una proposición de red que satisface las necesidades de transporte carretero al nivel nacional.

Pero estas proposiciones constituyen sólo un catálogo de proyectos de inversiones en obras que deberán ser sujetos a evaluación para definir prelaciones que conduzcan a la elaboración de un programa, es decir, se impone la necesidad de realizar un cuidadoso análisis de los efectos que producirán las inversiones que corresponden a cada proposición.

Con referencia a inversiones en carreteras, los efectos son diferentes según el medio económico en que se aplican. Es decir, las consecuencias serán muy distintas si la inversión se realiza en una zona con cierto grado de desarrollo, o en otra en la que apenas se inicie un proceso de incorporación a la economía de mercado; ello determina que la naturaleza dominante de las consecuencias de invertir en carreteras, dé lugar al establecimiento de las siguientes categorías en las operaciones: carreteras de función social, carreteras de penetración económica y carreteras para zonas en pleno desarrollo. Para cada uno de estos tipos, el patrón de medida y los procedimientos de cálculo para cuantificar los beneficios, serán forzosamente diferentes. Por supuesto, pueden presentarse casos intermedios.

Las carreteras de función social son las obras en las que las consecuencias de invertir se manifiestan principalmente en el campo social, porque la zona afectada sea de escasa potencialidad económica pero con fuerte concentración de población. Allí, la comunicación permanente entrañará un cambio decisivo en el modo de vida. Es pues, natural, que en estos casos el criterio de evaluación se base en la relación entre el monto de la inversión y el número de habitantes por servir.

Las carreteras de penetración económica son las obras en las que el impacto principal sea la incorporación al proceso de desarrollo general de zonas potencialmente productivas. Son obras que propician la realización de inversiones en otros sectores y el rápido incremento de las actividades económicas y, por lo tanto, la principal consecuencia será el aumento de la producción, primero en las actividades primarias y después en las de transformación y servicios. El método de evaluación en este caso, se basa en el cálculo de la producción que será agregada a la economía nacional, si se lleva a cabo la construcción de la obra considerada.

El criterio de selección empleado en este caso, se basa en la productividad de la inversión que se calcula a partir de la producción que sería agregada a la economía nacional, mediante la construcción de la obra vial considerada. Entonces, el valor de esa producción, en cierto año, se relaciona con el costo de la obra y se obtiene, así, un índice llamado de productividad que, aun cuando no expresa un valor absoluto de las ventajas de la inversión, permite comparar distintas inversiones dentro de esta categoría.

En el cálculo del valor de la producción, se tienen en cuenta las actividades primarias y se estima de acuerdo con las técnicas y rendimientos tradicionales de la región, sin considerar la evolución de esa producción a través del tiempo, a fin de mantener una posición conservadora en cuanto al indicador del beneficio de la inversión. El cálculo del costo se limita a la consideración de la cantidad necesaria para la construcción de la obra vial idónea. Como la relación que proporciona el índice de productividad se establece al margen del factor tiempo, no se consideran los costos de conservación, ni las inversiones necesarias para mejorar las condiciones de las obras, de acuerdo con su evolución. La omisión de estos costos se

encuentra ampliamente compensada con los beneficios de carácter social, no mensurables, que la obra supone.

La expresión que establece el índice de productividad puede escribirse como sigue:

$$IP = \frac{\sum_{i=1}^{n} X_i^a P_i}{C}$$

En la que:

IP = Indice de productividad.

X_i^a = Volumen de la producción del bien i, en el año a, en la zona servida por la obra vial.

P_i = Precio del bien i.

C = Costo de construcción de la obra vial.

Normalmente, como antes quedó expuesto, sólo se consideran los productos derivados de actividades primarias, principalmente agrícolas, entre los que destacan los siguientes: maíz, trigo, arroz, caña de azúcar, café y frutales.

Las carreteras para zonas en pleno desarrollo son aquellas ubicadas en una zona en la que ya existen las vías necesarias para prestar el servicio de transporte y las cuales se desea mejorar o substituir. La consecuencia principal de su construcción será la disminución en los costos de transporte que los usuarios tienen necesidad de afrontar. La posibilidad de cuantificar este ahorro con cierta precisión, con base en observaciones directas y en la proyección al futuro, permite compararlo con los gastos que habrá necesidad de efectuar a lo largo del plazo de previsión y establecer un índice de rentabilidad de la inversión propuesta. Los beneficios directos cuantificables que aportan a la colectividad estas obras, son los ahorros en costos de tracción y en tiempos de recorrido y la supresión de pérdidas motivadas por los posibles congestionamientos, que se presentaran al rebasarse la capacidad del camino.

El cálculo de cada uno de estos ahorros se realiza mediante la comparación entre los costos para la situación actual y los que prevalecerán una vez construida la obra propuesta. Esa comparación se hace para toda la vida útil de la nueva obra y se calculan los ahorros totales, o sea el beneficio que ésta proporcionará, en cada uno de los años en que estará en servicio. La estimación de costos se realiza, también, a lo largo de la vida útil de las obras, tomando en cuenta tanto la inversión inicial, como los costos de conservación y de posibles reconstrucciones que hubieran de realizarse. Una vez obtenidos los beneficios y costos que se presentarían durante la vida útil de las obras, se procede a determinar lo que puede estimarse como su valor actual.

Para determinar el valor actual de un peso ganado o gastado en cada uno de los años futuros, se aplica una tasa de actualización del 12% que expresa, en términos económicos, el punto de equilibrio entre la necesidad de sacrificar el consumo actual, dadas las necesidades del momento. (Desde el punto de vista financiero, la tasa de actualización incluye el "costo" del capital utilizado en la inversión y la disminución en el tiempo del poder

adquisitivo de la moneda.) La aplicación de las consideraciones anteriores se resume en una comparación para cada alternativa, cuyos elementos son los beneficios y costos por año y sus respectivos valores actualizados. La suma de los beneficios actualizados representa el valor que podemos asignar hoy a los beneficios que la inversión producirá en el periodo considerado; asimismo, la suma de costos actualizados representa el valor actual que la inversión implica durante el mismo periodo.

El cociente que resulta de dividir los beneficios actualizados entre los costos actualizados es un índice de rentabilidad que expresa la calidad de la inversión, el cual permite rechazar las inversiones no rentables y, por comparación, establecer la prelación de las rentables.

El cálculo del índice de rentabilidad se sintetiza en la siguiente expresión:

$$IR = \frac{B_0 + B_1 \frac{1}{1+a} + B_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \ldots + B_n \frac{1}{(1+a)^n}}{C_0 + C_1 \frac{1}{1+a} + C_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \ldots + C_n \frac{1}{(1+a)^n}}$$

En la que:

IR = Indice de rentabilidad.

Bi = Beneficio total en el año i.

Ci = Costo causado por la obra en el año i.

a = Tasa de actualización, considerada constante en el período estudiado

En virtud de la distinta naturaleza de las consecuencias que se presentarán, es necesario aclarar que los criterios de evaluación descritos sólo permiten, hasta el momento, el establecimiento de prelaciones en cada categoría, ya que no es posible compararlas entre sí y la parte proporcional que a cada una de ellas corresponda en los programas, dependerá de la sana evolución de la red, a fin de evitar cuellos de botella en la economía y una concentración de ingresos en sectores privilegiados de la población.

Es útil hacer algunos comentarios adicionales con relación a la experiencia obtenida en México, así como de las posibles modificaciones a la práctica seguida hasta la fecha.

1º Los métodos descritos para la evaluación de inversiones en vías terrestres han funcionado con buen éxito debido a que su aplicación es factible en todo proyecto, sin necesidad de efectuar modificaciones de fondo, que involucren problemas de investigación en relación con cada proposición. Dentro de esta tónica, cualquier cambio que se pretenda introducir en estos métodos, deberá contemplar el mejoramiento en la aproximación de los procesos, con el uso de las nuevas técnicas disponibles, sin entorpecer la sencillez de su aplicación y con el propósito de obtener mejores elementos de juicio para la formulación de programas.

2º Aquellos proyectos que se evalúan atendiendo a su función social podrían estudiarse, añadiendo consideraciones relativas a la capacidad financiera de los sectores, fuentes de inversión e indicadores que midan los beneficios secundarios provenientes de su puesta en servicio. Sería deseable contar pues, con el conocimiento de las restricciones, deducido de los primeros juicios y con índices que traduzcan el número de traba-

jadores empleados por unidad de capital invertido, el producto por unidad invertida, etc. Con estos argumentos, además de redondear una idea más general de su buen éxito, podrán llevarse a cabo programas que conduzcan en el nivel nacional, a óptimos de ocupación de mano de obra y del producto involucrado en estas actividades.

3º Las carreteras de penetración económica, cuya función es romper situaciones de autoconsumo e integrar áreas productivas a la economía nacional, se evalúan en términos de uno de los conceptos más complejos asociados a toda vía de comunicación: su zona de influencia. A este respecto, la estimación de los potenciales agropecuarios, sería relativamente sencilla con el auxilio de la fotointerpretación que, a su vez, podría arrojar luz sobre la utilización y dimensiones de las áreas de influencia de caminos de penetración económica, ya construidos y en funcionamiento, lo que se traducirá en una comparación a lo largo del tiempo, con las previsiones que resultaran de la evaluación. El método empleado para formar las prelaciones de este tipo de proyectos, se juzga adecuado para lograr su programación y sólo restaría realizar estudios encaminados a determinar restricciones.

4º Tocante a las obras que sirven zonas desarrolladas, debe cuidarse el estudio de mercado de servicios, tratar de obtener relaciones entre los niveles de actividad regional y los propios del tránsito generado. Más aún, es conveniente analizar estas vías conjuntamente con la red que las contiene, pues los efectos que trae consigo una modernización o un acortamiento no se limitan a la obra en cuestión, sino que se difunden en todo el conjunto entendido como red. La Ingeniería de Sistemas ofrece métodos aplicables a estos casos, tales como el establecimiento de modelos probabilísticos aplicables al tránsito, el análisis de flujos y la determinación de rutas óptimas.

5º La proposición de programas anuales de obras, debe considerar esencialmente el proceso productivo que significa la construcción misma, pues en él existen los insumos tales como materiales, energía, la mano de obra y el empleo de los bienes de capital y por otra parte, el desarrollo de toda actividad constructiva, se lleva a cabo dentro de restricciones técnicas, financieras, políticas y en general, de disponibilidad de factores de producción. En estas condiciones, la aplicación de la Programación Matemática a la formulación de acciones que conduzcan al beneficio máximo dentro de las restricciones que priven, podría robustecer los sistemas actuales y evitar estados de desequilibrio durante la ejecución de los proyectos.

CAPITULO II

FACTORES DE SEGURIDAD

GENERALIDADES

El transporte automotor si bien ha venido a facilitar la vida del hombre y a influir notablemente en sus actividades sociales y económicas, también ha llegado a constituir una importante causa de accidentes, siendo motivo de miles de muertes cada año. Esto ha despertado gran inquietud entre todos los especialistas y ha motivado gran número de estudios, para determinar los factores de seguridad que intervienen en la operación de las carreteras. En este capitulo se tratarán los aspectos más importantes de este problema.

2.1 ACCIDENTES

Los estudios realizados al respecto indican que para reducir los accidentes viales se necesita:

Mejor preparación del usuario,
Mayor seguridad de los vehiculos,
Adecuada legislación y vigilancia,
Condiciones que permitan una mejor operación del sistema vial.

La intervención del proyectista de caminos es muy pequeña en las tres primeras condiciones; pero es determinante sobre la última. Nunca debe olvidarse que, por otra parte, las caracteristicas de cualquier obra vial deben justificarse a través de análisis de tipo económico, para el lapso previsible de funcionamiento.

Actualmente y gracias a la experiencia y estadistica de distintos paises, se cuenta con abundante información para la elaboración de proyectos que consideren más claramente los distintos factores concurrentes en la operación de un vehiculo, como son las necesidades y limitaciones del usuario.

De todos los accidentes relativos al transporte automotor, los estudios indican que, en un 75%, la causa principal es atribuible al conductor. Los principales motivos en ese 75% de accidentes son:

Exceso de velocidad,
Invasión del carril contrario,
Impericia del conductor.

Aunque en un accidente, por parte del usuario, influyen factores emocionales, fatiga, hipnosis del camino y la posible impreparación del con-

ductor, también debe considerarse que en la mayoria de los accidentes, las circunstancias habrian cambiado de tenerse un camino en mejores condiciones.

Dada la concentración de accidentes en intersecciones y en el paso por poblaciones, la atención del proyectista en estos puntos debe ser mayor, con objeto de equilibrar las demandas del tránsito en cuanto a volumen, velocidad, caracteristicas de aceleración y desceleración, con el proyecto apropiado de un entronque o de un acceso a una zona urbana; llegando siempre a una solución que, tomando en cuenta la seguridad, se justifique a través de un estudio económico, en que se involucre muy principalmente el costo de la obra resultante con el costo de los accidentes que se evitarán con esa obra. Aparte de las colisiones frontales por invasión de circulación contraria y colisiones laterales en cruces a nivel, otro tipo de accidentes es el llamado del "vehiculo individual". Muchas veces se piensa que la volcadura, la salida del camino o la colisión contra un objeto fijo, de un vehiculo individual, son atribuibles exclusivamente al conductor que se durmió, que iba distraido o que rebasó los límites de seguridad. Sin embargo, esa colisión contra un obstáculo a la orilla del camino no hubiese ocurrido, si se evita la existencia de aquél en la zona de la corona. También puede pensarse que ciertas volcaduras no habrian existido si el talud en lugar de $1\frac{1}{2} \times 1$ fuese de 4×1. En otros casos debe aceptarse que no habria ocurrido el derrape en una curva si hubiera existido un coeficiente de rugosidad adecuado en la superficie de rodamiento, la sobreelevación conveniente o bien, el radio de curva congruente con las caracteristicas del tránsito que se prevé. Los caminos deben proyectarse tomando en cuenta la motivación del usuario que viaja con fines económicos, sociales o recreativos y desea hacerlo en forma cómoda, segura, en el menor tiempo posible.

Es por ello que al proyectar una carretera debe pensarse siempre en el individuo como módulo de proyecto con todas sus facultades y limitaciones, a fin de proporcionarle un camino que corresponda a sus necesidades y reduzca al mínimo los accidentes.

2.2 LIMITACIONES DEL CONDUCTOR

Generalmente se considera que los conductores de vehiculos tienen dos limitaciones: la visión y el tiempo de reacción; estas limitaciones deben ser tomadas en cuenta en todo proyecto geométrico de caminos.

El hombre que ha demostrado ser capaz de hacer frente al problema que se le presenta en la conducción de vehículos muy avanzados, tiene que utilizar caminos que frecuentemente resultan inadecuados.

Además, el cambio continuo en las caracteristicas del vehiculo aunado a las limitaciones del usuario, en cuanto a visión y tiempo de reacción, fijan ciertas condiciones de proyecto que deben tomarse en cuenta.

2.2.1 Visión

En el inciso 5.1.1. de esta publicación se hace también referencia a lo estudiado respecto a la visión del conductor.

La máxima agudeza visual del conductor, corresponde a un cono de 3 grados, siendo bastante clara la visión entre 5 y 6 grados; hasta 12 gra-

dos la visión es regularmente clara. En el resto del campo visual la visión es borrosa, aunque se pueden distinguir la luz y el movimiento.[1]

Si suponemos que se tiene un cono de visión de 10 grados a cada lado del eje del camino, se considera que con ligeros movimientos del ojo del conductor, hacia ambos lados, éste obtendrá un campo de visión relativamente clara, de 20 grados, en su trayectoria. En este cono de 20 grados, tan sólo 5 grados tendrán la mayor claridad en cualquier instante. En algunas ocasiones, razones prácticas inducen a aceptar movimientos adicionales del ojo para ampliar ese campo visual y captar algunos detalles, tales como vehículos que se aproximan, señalamiento y otros; sin embargo, el campo visual de todas maneras está limitado a un ángulo agudo.

Métodos empíricos han demostrado que a medida que aumenta la velocidad, el conductor afoca la vista a mayor distancia, esto implica mayor restricción de visión lateral al fijar la vista en un punto distante y limita los movimientos laterales aún más. A este fenómeno se le denomina efecto de visión de túnel, y su característica es que son menos perceptibles los objetos laterales. La anterior es una de las razones por las cuales existe un gran riesgo al cruzar a alta velocidad una zona poblada, o un crucero.

El sentido de la visión consume tiempo para realizar sus funciones; simplemente, para que un conductor revise a izquierda y derecha en una intersección, requiere aproximadamente un segundo para ver si puede pasar.[2]

Otro factor en el que interviene la visión del individuo es el de la percepción de profundidad. Hay cierta limitación en los conductores para percibir la distancia a la cual se encuentran ciertas partes del camino o bien otros objetos sobre él. Cuando este factor se combina con la velocidad, se crea una seria limitación que siempre debe tomarse en cuenta al realizar el proyecto geométrico de una carretera.

El caso crítico ocurre en la obscuridad o en condiciones de poca iluminación, en donde influyen también los efectos del deslumbramiento, que representa tiempo para recuperarse del mismo.

De acuerdo con algunos estudios, durante el día, la visión de un conductor abarcará hasta dos cuadras de distancia en zona urbana y hasta 800 m aproximadamente en la carretera.[3]

Empíricamente se ha determinado que la distancia de percepción nocturna se reduce hasta llegar a un 35% aproximadamente de la normal, cuando un conductor está frente a las luces de otro vehículo.[4] La contracción de la pupila para hacer frente a esta circunstancia tarda 3 segundos generalmente y para la recuperación de su diámetro normal, después que desaparece la fuente de luz que tenía enfrente, se requieren 6 segundos o más.[5] Este factor es determinante al considerar los proyectos de intersecciones y ha motivado que se recomiende la iluminación apropiada de todo entronque importante.

[1] Pág. 84. *Traffic Engineering Handbook*, 2ª edición; Institute of Traffic Engineers. Washington, D. C., 1965.

[2] Misma página de la obra citada.

[3] Pág. 90 de la obra citada.

[4] Pág. 93 de la obra citada.

[5] *Fundamentals of Traffic Engineering*. 6th Ed. Pg. III-2. Norman, James and Hamburger. The Institute of Traffic of Transportation and Traffic Engineering. University of California.

2.2.2 Tiempo de reacción

El conductor principalmente percibe estímulos visuales, auditivos y cinéticos, y se acepta que el tiempo de reacción depende del tipo de estímulo percibido.

El intervalo que existe entre ver, oír o sentir y la acción de responder a estos estímulos en cualquier situación del tránsito, se llama tiempo de reacción.

La decisión que los estímulos originan, la toma un conductor a través de un proceso intelectual que termina en un juicio. En el conductor, la repetición de situaciones crea hábitos y reacciones reflejas. Estas últimas, de menor duración que la respuesta a una situación compleja o nueva, se basan en juicios realizados anteriormente por el cerebro y decisiones tomadas ante situaciones similares.

El tiempo de reacción podrá variar según distintos conductores y según las distintas situaciones del tránsito. En los conductores varia con la edad, con el estado emocional y según el estado físico, así como con los distintos estímulos que pueden presentarse. Las situaciones complejas en el camino, requerirán un mayor tiempo de reacción que las situaciones sencillas. Los motivos de distracción incrementarán el tiempo para reaccionar.

En términos generales, el tiempo de reacción es el necesario para que el conductor se haga cargo de la situación y empiece a actuar; por ejemplo, aplicar el freno o dejar de acelerar. Mediante pruebas de laboratorio y de campo se ha determinado que el tiempo de reacción para fines de proyecto puede variar desde 0.5 hasta 2.5 segundos.[6]

Se considera que los conductores toman sólo una decisión a la vez. Por tanto, es necesario que el proyectista del camino evite situaciones en las que se requiere tomar múltiples decisiones o donde la decisión de los actos subsecuentes puede distraer a los conductores de una situación inmediata que requerirá toda su atención.

Por otro lado, es indudable que los conductores confían en ciertos patrones de la situación física del camino o del comportamiento del tránsito. Muchas de sus decisiones están basadas en sus experiencias anteriores. En situaciones poco usuales, donde no aparecen factores acostumbrados, tomar una decisión puede llevar demasiado tiempo.

Es necesario dar atención adecuada a los hábitos y a las reacciones condicionadas del usuario. Por ejemplo, será muy conveniente aumentar la información previa con relación a una salida de una autopista del lado izquierdo, ya que el patrón común es que ésta se encuentra del lado derecho.

Un buen proyecto siempre deberá tomar en cuenta la relación entre conductores y patrones establecidos y evitará las situaciones diferentes en lo posible.

[6] *Traffic Engineering Handbook*. Institute of Traffic Engineers. Third Edition, 1965, pág. 82, Washington, D. C.

2.3 ANALISIS DE ACCIDENTES

Con la finalidad de resolver los diferentes problemas que presenta la operación de los caminos, es imprescindible el análisis de los accidentes como una de las bases fundamentales para emitir un juicio que indique sus causas reales y así, proporcionar una solución más segura para los casos actuales y futuros.

Los accidentes se producen por circunstancias inherentes a cualquiera de los tres elementos relacionados, a saber: el camino, el vehículo y el usuario. Para deducir la falla operacional y la magnitud de los accidentes, se deberán estudiar y analizar detenidamente las estadísticas de los mismos. Sólo así se podrá plantear el problema, en busca de una solución consecuente con la realidad. El correcto planteamiento aportará los requisitos que deben cumplirse para tener un buen proyecto geométrico y de señalamiento.

2.3.1 Estadística

El registro de accidentes se inicia con el informe de primera instancia, formulado por el agente de tránsito en cada accidente, al ocurrir los hechos.

Es conveniente que todos los informes sobre accidentes de tránsito sean concentrados a una oficina central, en donde los interesados puedan tener fácil acceso a los mismos.

Para facilitar el uso de los datos contenidos en los informes de accidentes de tránsito, es preciso que sean archivados por orden de ubicación. Para ello, deben usarse unas guías primarias con los nombres de las calles o caminos; en este último caso, con la clave aprobada por la Secretaría de Obras Públicas, para la ubicación de un punto dado sobre el camino.

Con los datos obtenidos se forman mapas de frecuencia de accidentes, para determinar la distribución de los mismos. Estos mapas pueden ser de una región o de una ciudad; se indicará en ellos la situación de los accidentes, empleando símbolos para representar las distintas clases de los mismos.

Cuando se trate de accidentes urbanos se puede usar un plano a una escala entre 1:5 000 y 1:10 000, con los nombres de las calles claramente anotados. En regiones rurales se pueden usar mapas a escala que varíen de 1:25 000 a 1:50 000.

Las indicaciones en los mapas de accidentes se acumularán durante períodos de un año, al cabo del cual se fotografiarán, retirándose posteriormente las indicaciones para empezar a ponerlas nuevamente. Las fotografías de los mapas permitirán comparar la acumulación de los accidentes de un año con otro. En caso de ser únicamente dibujo, se hará uno por año.

Con la ayuda de los mapas de ubicación de accidentes se determinarán los puntos de alta frecuencia, para orientar la labor de estudio, de la que se derivará la experiencia para proyectos de obras futuras y de las posibles modificaciones geométricas de señalamiento, de iluminación, etc.

En la investigación de los lugares críticos, donde se concentran los accidentes, se deben dibujar diagramas de colisiones y de condiciones físicas. Los detalles importantes que pueden afectar las condiciones del tránsito y que deben incluirse son:

1. Guarniciones
2. Linderos
3. Banquetas y entradas
4. Obstrucciones visuales
5. Obstrucciones físicas en la calzada
6. Cunetas
7. Puentes
8. Pasos a desnivel y alcantarillas
9. Semáforos, señales de tránsito y marcas en el pavimento
10. Iluminación
11. Rampas y pendientes
12. Tipos de pavimentos
13. Propiedades adyacentes a la vía
14. Irregularidades en la superficie de rodamiento, etc.

2.3.2 Falla operacional

El accidente involucra circunstancias físicas y humanas, las cuales deben determinarse. Para ello se estudiarán las condiciones del lugar, las limitaciones físicas y mentales del usuario y su comportamiento en el movimiento vehicular, las condiciones del camino y del vehículo y demás hechos útiles para valorar la causa del accidente, debiéndose determinar el elemento que falló y por tanto es motivo de corrección. Las soluciones futuras procurarán evitar que se repitan los tipos de accidentes antes registrados.

2.3.3 Magnitud

Para medir la magnitud de los accidentes no deben usarse números absolutos, sino cifras relativas tomando en cuenta los elementos que intervienen, cuantificándolos por medio de índices, como los citados a continuación:

Indice basado en la población
Indice basado en el número de vehículos
Indice basado en el tránsito
Indice para intersecciones

2.3.4 Indices de accidentes y mortalidad

Estos índices son los instrumentos para medir la gravedad del problema en números relativos; básicamente existen dos tipos, los que se refieren al total de accidentes y los que se refieren al total de muertos; en ambos, es costumbre tomar como período un año.

Indice basado en la población.—Relación entre el número de accidentes que ocurren en una ciudad, región, país o sistema vial, y el número de habitantes de la unidad geográfica considerada.

$$I = \frac{\text{Número de accidentes en el año} \times 100\,000}{\text{Número de habitantes}} = \text{Accidentes por cada } 100\,000 \text{ habitantes}$$ [7]

[7] *Ingeniería de Tránsito*. Ing. Rafael Cal y Mayor. 2ª edición, México, 1966.

Es útil para hacer comparaciones cuando las condiciones socioeconómicas sean semejantes.

Indice basado en el número de vehículos.—Relación entre el número de accidentes que ocurren en la unidad geográfica considerada y el número de vehículos registrados en la misma.

$$I_V^A = \frac{\text{Número de accidentes en el año} \times 10\,000}{\text{Número de vehículos registrados}} = \text{Accidentes por cada 10 000 vehículos registrados}^{8}$$

Util para comparar ciudades, entidades, países o sistemas viales.

Indice basado en el tránsito.—Relación entre el número de accidentes en una unidad geográfica y el tránsito en esa unidad, expresado en vehículos-kilómetros.

$$I_K^A = \frac{\text{Número de accidentes en el año} \times 10\,000\,000}{\text{Número de vehículos-kilómetros}} = \text{Accidentes por cada 10 000 000 de vehículos-kilómetros}^{8}$$

Util para comparar tramos de caminos, núcleos de población, entidades o países.

La unidad vehículos-kilómetros puede determinarse, ya sea multiplicando el número de vehículos al año por la longitud recorrida en el tramo, en el caso de un tramo determinado de un camino, o bien multiplicando el consumo anual de combustible por el rendimiento promedio.

Indice para intersecciones.—Relación entre el número de accidentes que ocurren en una intersección y los volúmenes que concurren a la misma por sus accesos.

$$I_I^A = \frac{\text{Accidentes} \times 10\,000\,000}{\text{Suma de volúmenes en los accesos de la intersección}} = \text{Accidentes por cada 10 000 000 de vehículos}^{8}$$

Para obtener índices de mortalidad se usarán las fórmulas anteriores, sustituyendo el número de accidentes por el número de muertos en el año.

2.4 LOS ACCIDENTES Y LA SECCION TRANSVERSAL

En el extranjero han sido realizadas algunas series de estudios que suministran o arrojan datos para determinar la relación entre el número de carriles y los accidentes, en función de los volúmenes de tránsito; a continuación se mencionan y comentan los más importantes. En México, por carecerse hasta el momento de estudios propios al respecto, se recurre a estos estudios tomándose los resultados con las debidas reservas.

[8] *Ingeniería de Tránsito.* Ing. Rafael Cal y Mayor. 2ª edición, México, 1966.
[8] Obra citada.

2.4.1 Número de carriles

Una de las primeras investigaciones de seguridad en carreteras con diferente número de carriles, fue un estudio realizado en Massachusetts, E.U.A., en que se relacionan carreteras de 2 y 3 carriles, Figura 2.1. Se encontró que los caminos de 2 carriles tenían un índice mayor de accidentes que los de 3 carriles, hasta volúmenes de 2.6 millones de vehículos al año, o sea poco más de 7,000 vehículos diarios. Al llegar a este punto el índice para caminos de 2 carriles se mantiene constante, mientras que el de 3 carriles continúa aumentando conforme se incrementa el volumen de vehículos. Debido a que las colisiones de frente, con gran saldo de heridos y muertos, fueron asociadas con los caminos de 3 carriles, ese tipo de carreteras ya no se construye, excepto en tramos de pendientes largas, en donde el tercer carril es construido únicamente para dar oportunidades de rebase cuesta arriba.

Las carreteras de 4 o más carriles, por tener capacidad para mayores volúmenes de tránsito, debieran tener más accidentes que los caminos de 2 carriles; sin embargo, se ha determinado que tienen índices de accidentes menores.

El número de carriles está definido por la demanda en un tramo dado de carretera; la experiencia ha demostrado que el grado de seguridad depende más del ancho de los carriles, que del número de éstos.

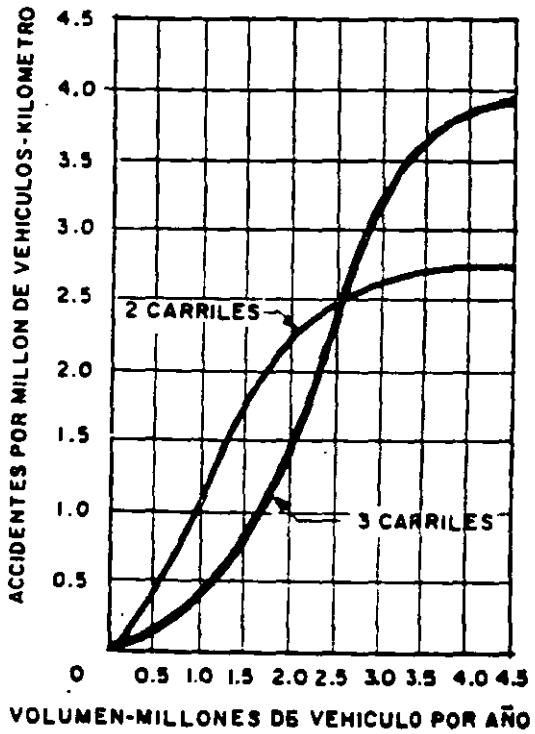


FIGURA 2.1. INDICE DE ACCIDENTES PARA CARRETERAS DE 2 Y 3 CARRILES CON RELACION AL VOLUMEN DE TRANSITO

2.4.2 Ancho de carril

Desde hace años, buscando la justificación económica del ancho de los carriles, se pensó que si los amplios fueran más seguros que los estrechos, los beneficios de la ampliación podrían ser significativos, en términos de ahorro de costos por accidente. Se reconoció que el aumento en el ancho del carril es una garantía de seguridad.

En efecto, la investigación de los registros de accidentes en carreteras de 2 carriles, de varios anchos, en el Estado de Michigan, permitió concluir que los más anchos eran más seguros.[10] Al estimar el costo de los accidentes se concluyó que el ahorro por su reducción, como regla general, era de tal cuantía, que resultaba suficiente para cubrir el costo probable de la ampliación de la calzada de los 5.50 a 6.10 m.

Aunque la limitación principal a la construcción de calzadas más anchas ha sido de orden económico, hay también algunas razones de operación, por las que los anchos de la superficie de rodamiento no son más grandes. En efecto, si se ofrece una gran libertad de movimiento a los conductores, éstos tenderán a efectuar maniobras impropias y quizá a formar otro carril; una carretera de 2 carriles que tenga un ancho de calzada de 8 m, puede ser convertida en una carretera de 3 carriles con ancho de 2.65 m cada uno. El ancho de 3.65 m actualmente aceptado es probablemente muy cercano al ancho de carril ideal para tránsito mixto de alta velocidad.[11]

Estos resultados generales obtenidos, relacionando el ancho de la carretera con los accidentes de tránsito, fueron respaldados por investigaciones posteriores. Los resultados del Interstate Accident Study, un estudio similar en Minnesota, E.U.A., y otro en Inglaterra, dieron resultados sorprendentemente parecidos, comprobando la reducción del índice de accidentes al ensancharse la superficie de rodamiento, Figura 2.2.[12]

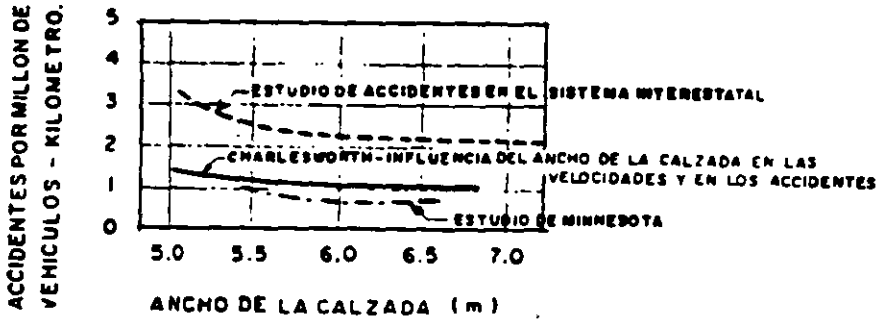


FIGURA 2.2. INDICE DE ACCIDENTES CON RELACION AL ANCHO DE LA CALZADA

FUENTE: Traffic control and roadway elements; Their relationship to Highway Safety-Automotive Safety Foundation. 1963, págs. 15 y 16.

[10] Morrison Roger L. *El efecto de los anchos de calzada en los accidentes.* Highway Research Board Proceedings. 1934.

[11] Matson Smith Hurd. *Traffic Engineering.* Edición 1955, pág. 401.

[12] *Traffic Control and Roadway Elements.* Their relationship to highway safety. Automotive Safety Foundation, 1963, pág. 16.

En otra investigación que cubrió cerca de 384 km de carreteras de 2 carriles, que habían sido ampliados de 5.50 a 6.70 m,[13] habiendo excluido todos los accidentes que ocurrieron durante la construcción o al realizar trabajos de conservación, así como en las entradas y salidas de los entronques, se encontraron reducciones en los índices de accidentes, después del ensanchamiento, que variaron de 21.5% para caminos de bajos volúmenes hasta 46.6% para caminos de altos volúmenes. En general, los datos indicaron que el ensanchamiento fue muy efectivo en tramos de altos volúmenes y altos índices de accidentes, como se muestra en la tabla siguiente:

Índice original accidentes vehículos-km.	% de reducción	Volumen original de tránsito (TDPA)
Menor de 2.4.....	21.5	2 170
De 2.4 a 3.0.....	25.2	2 284
De 3.0 a 3.8.....	34.4	2 700
De 4.0 y más.....	46.6	3 006

2.4.3 Rayas de carriles

Es ya una práctica mundial el pintar la raya central, las de los carriles y las laterales en calles y caminos. En varios casos se encontró evidencia de los efectos de esta práctica en relación a la seguridad. En un estudio realizado, cuando se pintaron las rayas en la red vial del Pentágono, en Washington, se concluyó que se había obtenido un 33% de reducción en los accidentes.[14]

Ocho estudios realizados en diferentes entidades de los Estados Unidos, indican cómo el pintar rayas laterales afectó la seguridad y en cinco casos se redujeron los accidentes, en uno subieron y en otro no hubo cambio apreciable. Los siete casos corresponden a carreteras de 2 carriles. Para autopistas, con sólo un caso investigado, se encontró una reducción del 65% después de pintar las rayas laterales.

2.4.4 Acotamientos

Cualquier teoría general sobre la frecuencia de accidentes, sostendrá que los acotamientos más anchos deben prestar una mayor seguridad, porque significan un espacio mayor de maniobras, mejor visibilidad y área para estacionar vehículos descompuestos fuera de la superficie de rodamiento. Esta presunción podría parecer válida, particularmente donde todas las obstrucciones estuvieran fuera del acotamiento.

Antiguamente los acotamientos se construían de tierra y grava y es obvio que esto constituía un peligro, debido a que el vehículo muchas

[13] Cope, A. J. *Experiencias en accidentes.* Antes y después de ensanchar el pavimento. *Revista Traffic Engineering.* Dic. 1955, pág. 114. Instituto de Ingenieros de Tránsito, Washington, D. C.

[14] Prisk, Charles. *California Legislature Assembly.* Interin Committee on Transportation and Commerce, 1956.

RESULTADOS DE ESTUDIOS REALIZADOS ANTES Y DESPUES DE PINTAR RAYAS LATERALES

Lugar Del Estudio	Total de accidentes		Intervalo entre los estudios	Comentarios
	Aumento %	Reducción %		
Kansas	Insignificante		7 meses	El estudio utilizó secciones de control.+
Illinois		21	1 año	Curvas con radios menores de 900 metros y accesos a puentes angostos.
Louisiana	33		6 meses	
Michigan		11	1 año	Muertes 5 a 1 Heridos 112 a 60
Utah		38		
Arizona		60		Sección de Control.
Ohio		37		Sección de Control.
Hutchinson Pkwy		65	5 meses	Autopista de cuatro carriles.++

+ Con base en secciones de control se esperaban 70 accidentes. Se registraron 69. Hubo gran reducción en las intersecciones y en las entradas y salidas.

++ Sección de 5.6 km, muy peligrosa. "Valle de la Muerte". Reducción efectiva de 40 a 14.

veces no podía dejar la superficie pavimentada y regresar a ella sin atascarse o ser dirigido hacia afuera del camino. Este hecho, más las dificultades en su conservación, aconsejaron la práctica de construir un acotamiento con superficie transitable en todo tiempo.

Se han hecho extensas investigaciones, enfocadas a estudiar las relaciones entre los accidentes y el ancho del acotamiento, en parte para determinar el ancho más económico por construir, desde el punto de vista de la seguridad y en parte, tratando de encontrar porqué los acotamientos más anchos, no siempre producen mayor seguridad. A continuación se citan algunas experiencias al respecto.

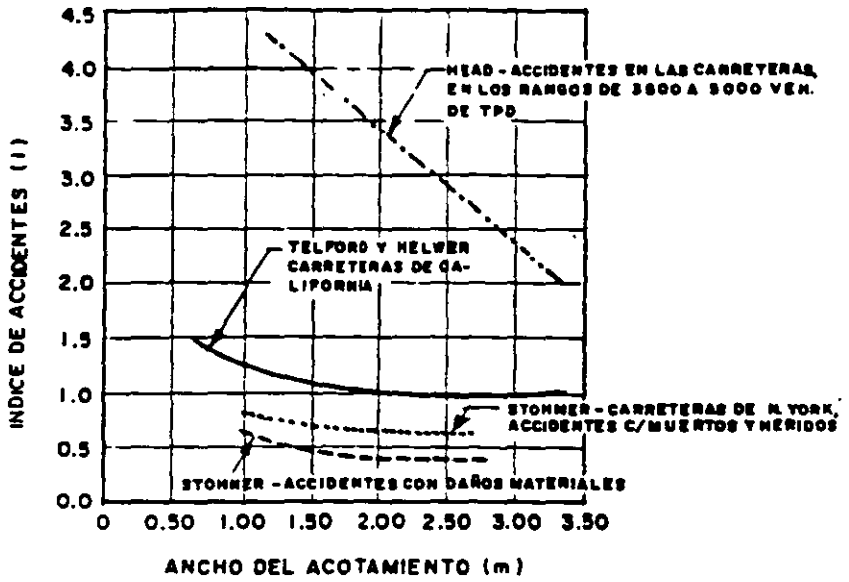
Un estudio que abarcó 853 km de carreteras de 2 carriles en California, concluyó que para volúmenes de tránsito similares, los acotamientos de 1.80 m de ancho eran más seguros que los acotamientos más estrechos y, además, con volúmenes mayores de 5 000 vehículos por día, más seguros que los acotamientos más anchos.[15] Los datos fueron obtenidos en tramos de caminos, predominantemente rectos y a nivel, sin estructuras o intersecciones. Algunos tramos que tenían curvas en gran número o muy cerradas, fueron excluidos.

Otros estudios han demostrado una clara reducción en los índices de accidentes, con mayor ancho del acotamiento. Se notaron las principales reducciones en tramos con curvas y con pendientes.

[15] Belmont, Daniel M. *Efectos de la Velocidad Promedio y Volumen, en accidentes a vehículos en tangentes de 2 carriles.* H. Research Board Proceedings. 1953, págs. 383-395.

Al estudiar carreteras de dos carriles con acotamientos de grava, en Oregon, E.U.A., se concluyó que los índices de accidentes tienen relación con el ancho del acotamiento, en la mayoría de los índices de volúmenes.

Se encontró que los acotamientos más anchos resultaron con menos accidentes. Los datos fueron separados por grupos de volúmenes y por técnicas de correlación y ecuaciones de regresión, desarrolladas para el efecto. Las investigaciones fueron limitadas esencialmente a tramos de carreteras rectas y a nivel. La relación entre los accidentes y el ancho del acotamiento fue significativa en sólo un grupo de volúmenes de tránsito.[16] Anteriormente, se había encontrado que el índice de accidentes se reducía con el ensanchamiento del acotamiento en carreteras de 2 carriles.[17] También se encontró una relación casi idéntica en Nueva York.[18] Los resultados se muestran en la Figura 2.3.



(1) Accidentes por cada millón de vehículos-kilómetro.

FIGURA 2.3. INDICE DE ACCIDENTES CON RELACION AL ANCHO DEL ACOTAMIENTO

Al estudiar la relación entre los accidentes y el ancho del acotamiento en el Estado de Nueva York, otros investigadores separaron más tramos de carretera de acuerdo con la curvatura y la pendiente y encontraron que los índices de accidentes en tramos con curvas y/o en pendientes, eran mucho más altos que en tramos de tangentes a nivel. También encon-

[16] Head, J. A. *La relación entre los Datos de Accidentes y el Ancho de los Acotamientos de Grava en Oregon.* H. Research Board, 1955.

[17] Telford, Edward T. *Acotamientos en Carreteras Primarias de California,* por Telford y Sam Helwer (American Association of State Highway Officials, 1950).

[18] Stoner, Walter R. *Relación de Accidentes de Carretera al Ancho del Acotamiento en Carreteras de 2 carriles en el Estado de N. Y.* H. Research Board Proceedings. 1956.

traron que los tramos con acotamientos anchos, tenían índices mucho más bajos que aquellos con acotamientos estrechos.[19] Figura 2.4.

En un estudio en Virginia [20] realizado en un tramo de 24 km de carretera con una calzada de 6.10 m, los acotamientos, que variaban desde 0.30 a 1.20 m de ancho, fueron ampliados a un ancho uniforme de 1.80 m, a los

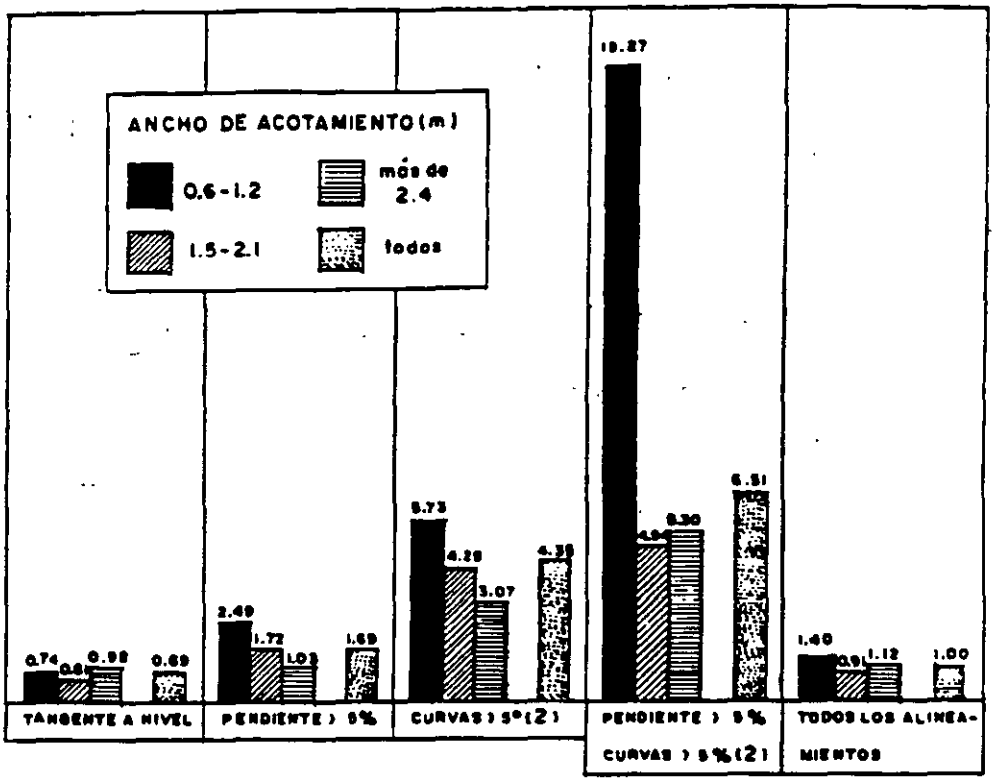


FIGURA 2.4. INDICE DE ACCIDENTES POR ALINEAMIENTO Y ANCHO DEL ACOTAMIENTO

cuales se dio un tratamiento superficial con un ancho de 1.20 m. En los dos años anteriores al ensanchamiento hubo 102 accidentes; en los dos años siguientes a la obra sólo se registraron 69. El índice de accidentes por millón de vehículos-kilómetros se redujo de 1.71 a 1.16 para esos períodos.

Hay varias razones para explicar la disminución en el índice de accidentes, cuando se amplía el acotamiento. Entre las más importantes están las siguientes: El conductor no tiene temor a orillarse, lo que le permite concentrar su atención en los otros problemas que se le presentan, se aumenta la separación entre 2 vehículos que se cruzan, se reduce la influencia de los vehículos estacionados; la salida de la calzada no es necesariamente trágica y se obtiene una mayor seguridad en el acceso y salida de los vehículos.

[19] Billion, C. E. *Un Estudio Detallado de Accidentes Relacionado con los Acotamientos en el Estado de N. Y.*, por Billion y Stohner H. Research Board, 1957.

[20] American Association of State Highway Officials, *Indices de Accidentes por millón de vehículos-millas vs. Tipo de Carreteras.* Wáshington, 1960.

2.4.5 Obstáculos a los lados del camino

Un alto porcentaje de accidentes incluye a vehículos que se salen del camino. Generalmente estos accidentes son de un solo vehículo e incluyen aquellos que se voltean o chocan con algún objeto cercano en el camino. Un estudio indicó que este tipo de accidentes comprende entre el 30 y el 35% de todas las muertes en los accidentes de tránsito.[21]

En varias referencias existen otras indicaciones de la magnitud de este problema particular.

En un notable estudio hecho en California se demostró que una considerable proporción de todos los accidentes, son de un solo vehículo. Cuando se estudiaron tramos de diversas carreteras de 2 carriles, con longitud total de 16 800 km, los accidentes a un solo vehículo representaron el 23.6% del total de accidentes. En un total de 2 652 km de carreteras de 4 carriles o más, los accidentes a un solo vehículo representaron el 19.5% del total de accidentes.[22]

En virtud de que es inevitable que algún vehículo se salga del camino, los lados de éste deben acondicionarse para reducir al mínimo las consecuencias de un posible accidente, lo cual debe tomarse en cuenta desde el proyecto. Algunos de los posibles peligros a los lados del camino son producto del hombre, tales como guarniciones y parapetos de puentes, postes de señales y alumbrado y la forestación ornamental. Las defensas usadas para protección de estos obstáculos pueden reducir la frecuencia y la gravedad de estos accidentes, pero deben estar bien proyectadas para no convertirse en obstáculos adicionales.

Cuando el terreno sea plano y ello no implique incremento muy grande en el costo, para aumentar la seguridad de los vehículos que intempestivamente salen del camino, se debe prever una "zona de recuperación", libre de obstáculos. Esta zona de recuperación debe ser amplia, nivelada y fácil de transitar. Deben estudiarse programas de mejoramiento para eliminar peligros tales como árboles, estructuras, parapetos, soportes masivos de señales, postes y otros obstaculos que pueden representar riesgos para el tránsito. Cuando no sea posible esa eliminación, debe buscarse la forma de instalar defensas u otro tipo de protección para disminuir el riesgo.

En un estudio realizado en California se encontró que las defensas usadas para proteger árboles a los lados del camino, efectivamente redujeron la gravedad de los accidentes del tipo de salida de la superficie de rodamiento.[23]

Otro investigador reportó que las defensas en los accesos de los puentes angostos redujeron el número y la gravedad de los accidentes,[24] el estudio realizado comprendió un tramo de carretera de 2 carriles con 28 puentes; se instaló una sección de 27 m de defensa que cruza el acotamiento suavemente, del lado derecho de cada puente en ambos accesos. El resultado fue una reducción de un accidente por 1.75 millones de vehícu-

[21] Stonex, K. A. *Diseño de los lados del Camino para la Seguridad.* Publicado por Highway Research Board, 1960.

[22] Moskowitz, Karl. *Accidentes en Autopistas en California.* Conferencia Mundial de Ingeniería de Tránsito. 1961.

[23] Eist, M. H. Free. *Guard Railing reduces severity of accidents.* California Highways and Public Works, v. 33. Núms. 5-6, 11-12, Nov.-Dec. 1954, pág. 24.

[24] Israel, Rudolph J. *La canalización reduce los accidentes.* California Highways and Public Works, v. 33. Núms. 1-2. Jan.-Feb. 1954, pág. 21.

los que se tenía antes de la instalación de la barrera, a un accidente por 3.85 millones de vehículos. La gravedad de los accidentes se redujo aún más que esa proporción.

En un estudio especial realizado en cuatro condados de Virginia, se encontró que los árboles a los lados del camino estaban relacionados con el 25% de los casos de accidentes. Como resultado se inició un programa de corte de árboles dentro del derecho de vía. Después de algún tiempo se compararon los efectos de los accidentes antes y después del programa, en periodos de igual duración. El número de muertos en accidentes contra árboles disminuyó de 28 a 17 y el número de heridos de 37 a 12. Durante el mismo periodo de observaciones, el número de accidentes de otros tipos permaneció casi constante.

En el resumen de otros estudios sobre puentes angostos, se encontró una relación significativa cuando el ancho de calzada de la estructura era 0.30 m más angosta que el ancho del acceso, teniendo un índice de 62.1 accidentes por cada 100 millones de vehículos-kilómetros. Donde la estructura era hasta 1.50 m más ancha que el acceso, el índice fue de 36.0 y en donde la estructura era de más de 1.50 m que el acceso, el índice bajó a solamente 7.5.[25]

En México, durante los 5 años que transcurrieron de 1963 a 1967, la División Núm. 5 de Conservación de Carreteras Federales hizo una investigación sobre los accidentes en los puentes de los 970 km del tramo Culiacán-Nogales, donde el ancho dominante de la superficie de rodamiento era de 6.10 m. Las conclusiones sobresalientes fueron las siguientes: Donde los puentes tienen un ancho de calzada igual o mayor de 6.70 m no ocurrieron accidentes atribuibles al ancho del puente. En cambio, en aquellos puentes con un ancho menor de 6.70 m se presentaron muchos accidentes. Tan sólo en el tramo intermedio Navojoa-Empalme, de 176 km, los puentes de menos de 6.70 m produjeron 80 accidentes, con 11 muertos, en ese lapso.[26]

Otro detalle que se observó fue que durante los 5 años que comprende el estudio, ocurrieron accidentes en todos los puentes angostos del tramo, sin que hubiese una concentración de ellos en algún puente especial, que hiciese pensar en atribuir los accidentes a algún defecto del proyecto geométrico del camino o a otras causas.

2.5 LOS ACCIDENTES Y LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

2.5.1 Faja separadora

Es un elemento cuya función primordial es establecer una separación de los carriles de circulación en un camino, tanto los de sentido opuesto, como los del mismo sentido.

2.5.2 Clasificación funcional

Existen dos tipos básicos de fajas separadoras, los cuales tienen diferentes propiedades y deberán ser considerados separadamente, siendo denominados: de disuación y no cruzables.

[25] Fritts, Carl E. y Williams, Sidney J. *Construyamos seguridad dentro de nuestras carreteras*. Public Safety, v. 47, Núm. 5, mayo de 1965, pág. 19.

[26] Romero, Humberto Ing. *Ampliación de puentes en la carretera Culiacán-Nogales*. División Núm. 5, de la Dirección General de Conservación de Carreteras Federales. S.O.P., 1968.

A) Son de disuación aquellas fajas separadoras que inducen al tránsito a mantenerse dentro de una calzada; pero que no impiden que, eventualmente, puedan ser cruzadas. En este caso están los camellones y el terreno convenientemente acondicionado, sin guarniciones.

B) Las no cruzables son aquellas que impiden fisicamente el cruce de una calzada a otra. Entre éstas está el terreno natural cuando presenta una obstrucción que impide el cruce y aquéllas en las que se ha introducido un elemento estructural para impedir el paso de un lado a otro.

2.5.3 Clasificación por anchura

Se pueden clasificar adicionalmente como sigue:

A) Angostas	menores de 5 m
B) Medianas	de 5 a 18 m
C) Anchas	mayores de 18 m

A) Fajas separadoras angostas. Generalmente están constituidas por camellones. Aun cuando su efecto es difícil de evaluar con precisión, en general, han dado por resultado una reducción efectiva en accidentes en calles o caminos antes no divididos. Cuando la sección transversal de una arteria sea de 4 o más carriles, se recomienda el uso del camellón, aunque éste sea angosto. El camellón no sólo reduce los accidentes de cierto tipo, por ejemplo, colisiones de frente, sino que además es un refugio para el peatón y permite alojar los elementos del señalamiento.

En fajas separadoras angostas de arterias con altos volúmenes de tránsito, se ha ensayado el uso de defensas o barreras, para evitar que los vehículos pasen de un lado a otro.

El tipo de barrera que ha demostrado ser efectivo en las fajas separadoras extremadamente angostas, es el ilustrado en la Figura 2.5.

B) Fajas separadoras de anchura mediana. De acuerdo con la clasificación antes mencionada, las fajas separadoras de anchura mediana son aquellas que tienen un ancho comprendido entre 5 y 18 m.

En investigaciones realizadas en carreteras con fajas separadoras de varios anchos, fue posible establecer una correlación entre los accidentes por vehículos que cruzaron el camellón y el ancho del camellón.

Los accidentes frontales, como un porcentaje del total de accidentes, disminuyen rápidamente al mismo tiempo que el ancho del camellón aumenta.

En las fajas con ancho mediano de los caminos de altos volúmenes de tránsito, las defensas pueden ser muy útiles. Este tipo de dispositivo no evita los accidentes, únicamente los convierte de un tipo a otro (colisión frontal a accidente de un solo vehículo). Es condición primordial asegurar que el accidente causado por la defensa sea de menor severidad que el accidente evitado. Por lo anterior, las defensas deberán tener propiedades bien definidas: Primero, deberá evitar el cruce del vehículo al otro lado. Segundo, deberá disminuir la velocidad del vehículo con una desceleración tal, que sea tolerable a los ocupantes. Figuras 2.6 y 2.7.

C) Fajas separadoras anchas. Aunque los datos para determinar el comportamiento de las fajas separadoras anchas son escasos, el índice

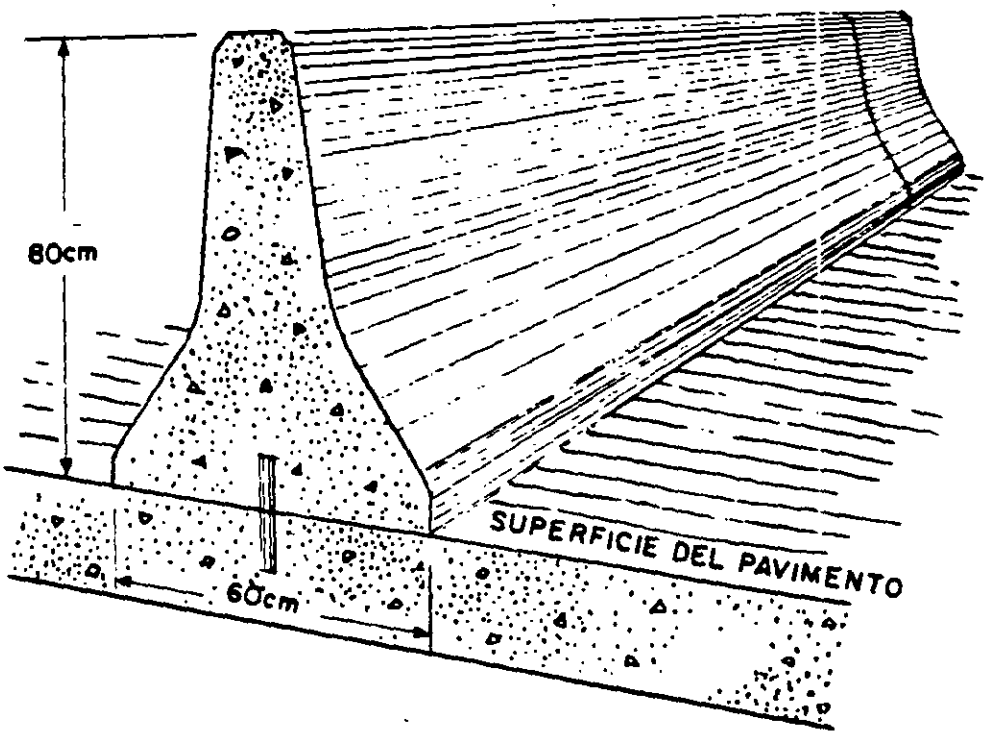


FIGURA 2.5. BARRERA USADA CON EXITO EN LOS ESTADOS DE NUEVA JERSEY Y CALIFORNIA EN ESTADOS UNIDOS DE AMERICA

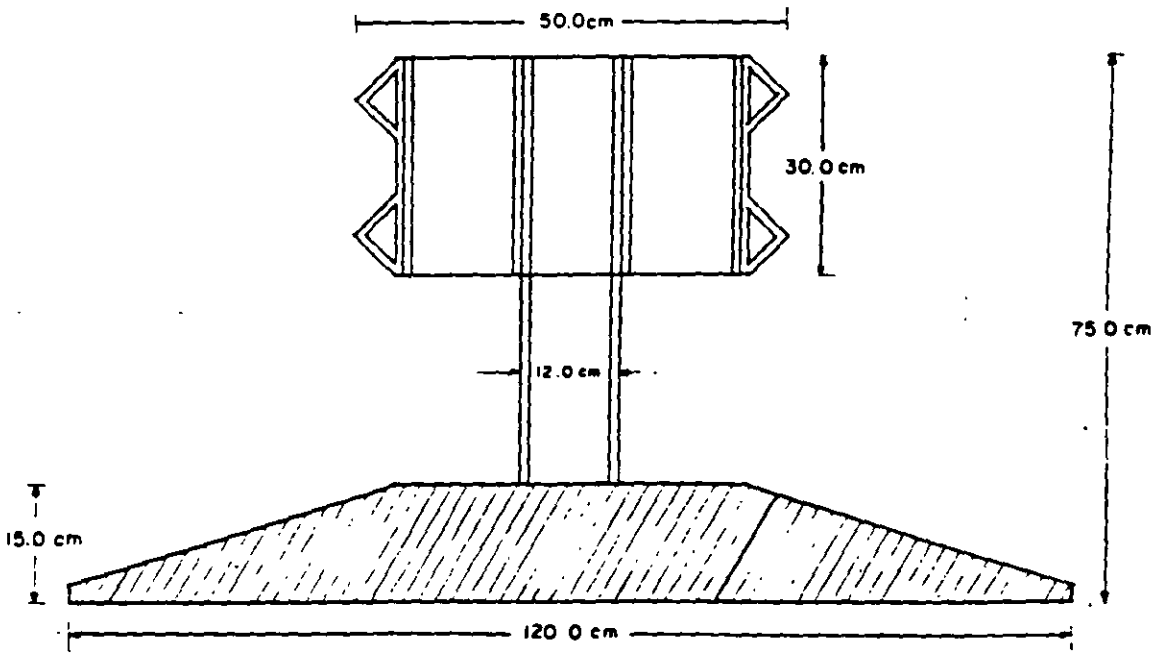


FIGURA 2.6. BARRERA RECOMENDADA POR EL DEPARTAMENTO DE CAMINOS DE PENNSYLVANIA

FUENTE: Geometric design and barrier rails record number 83, page 115. Highway Research Board.

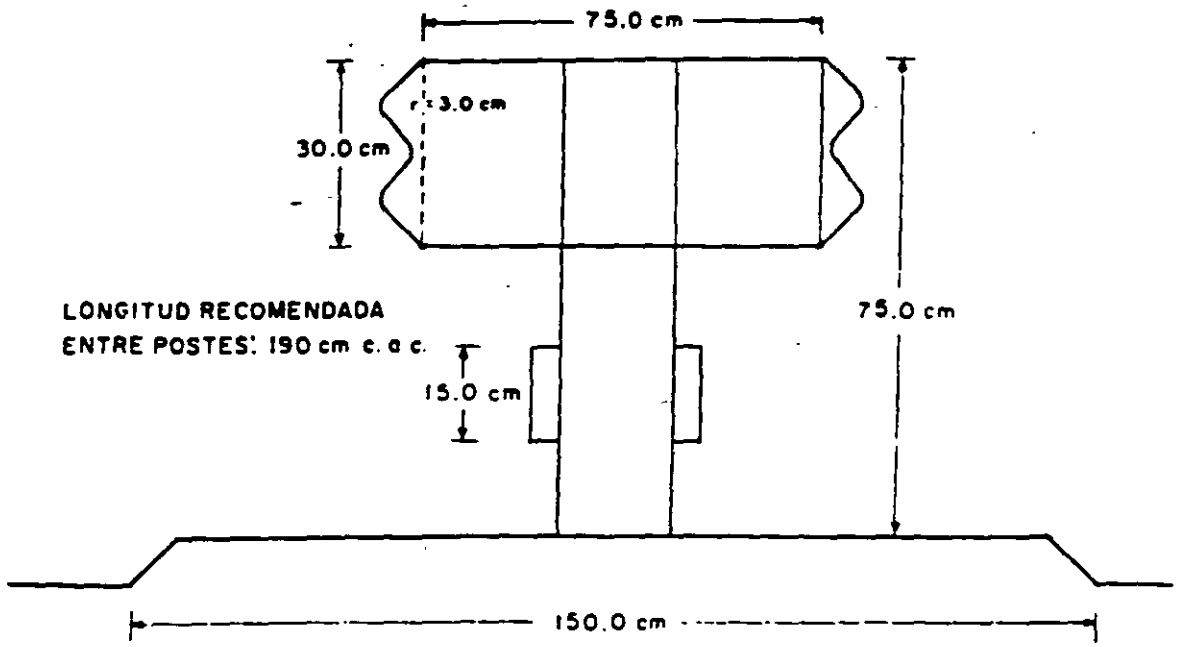


FIGURA 2.7. BARRERA RECOMENDADA POR LA DIVISION DE CAMINOS DEL ESTADO DE CALIFORNIA

FUENTE: Highway Guardrail. Determination of need and geometric requirements with particular reference to beam type guardrail. Special Report, page 27. Highway Research Board.

de accidentes por vehículos que las cruzan muestra una ligera reducción cuando su anchura pasa de 15 m, como puede verse en la Figura 2.8.

Un aspecto importante que debe considerarse al proyectar fajas separadoras amplias, es el de tratar de evitar colocar en posición inadecuada en su área, objetos potencialmente peligrosos para vehículos fuera de control, tales como semáforos, árboles, postes, señales y pilas de pasos inferiores.

Cuando se coloquen plantas dentro de la faja, para proteger contra el deslumbramiento o prevenir la monotonía, deberán ser elegidas de tal modo que al crecer no causen daños, en caso de ser golpeadas por un vehículo de motor. Deberán considerarse adicionalmente los taludes y cunetas que puedan existir dentro de la faja.

2.6 LOS ACCIDENTES Y EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Se ha establecido una evidencia clara de que la curvatura de los caminos está relacionada con los accidentes, en todos los tipos de carreteras.

Al entrar en una curva, la fuerza centrífuga es equilibrada por la resultante del peso del vehículo y la fuerza de rozamiento lateral entre llantas y pavimento. La salida de un vehículo obedece a uno o a la combinación de los siguientes conceptos: Velocidad excesiva para las condiciones imperantes, sobreelevación inadecuada o pavimento derrapante.

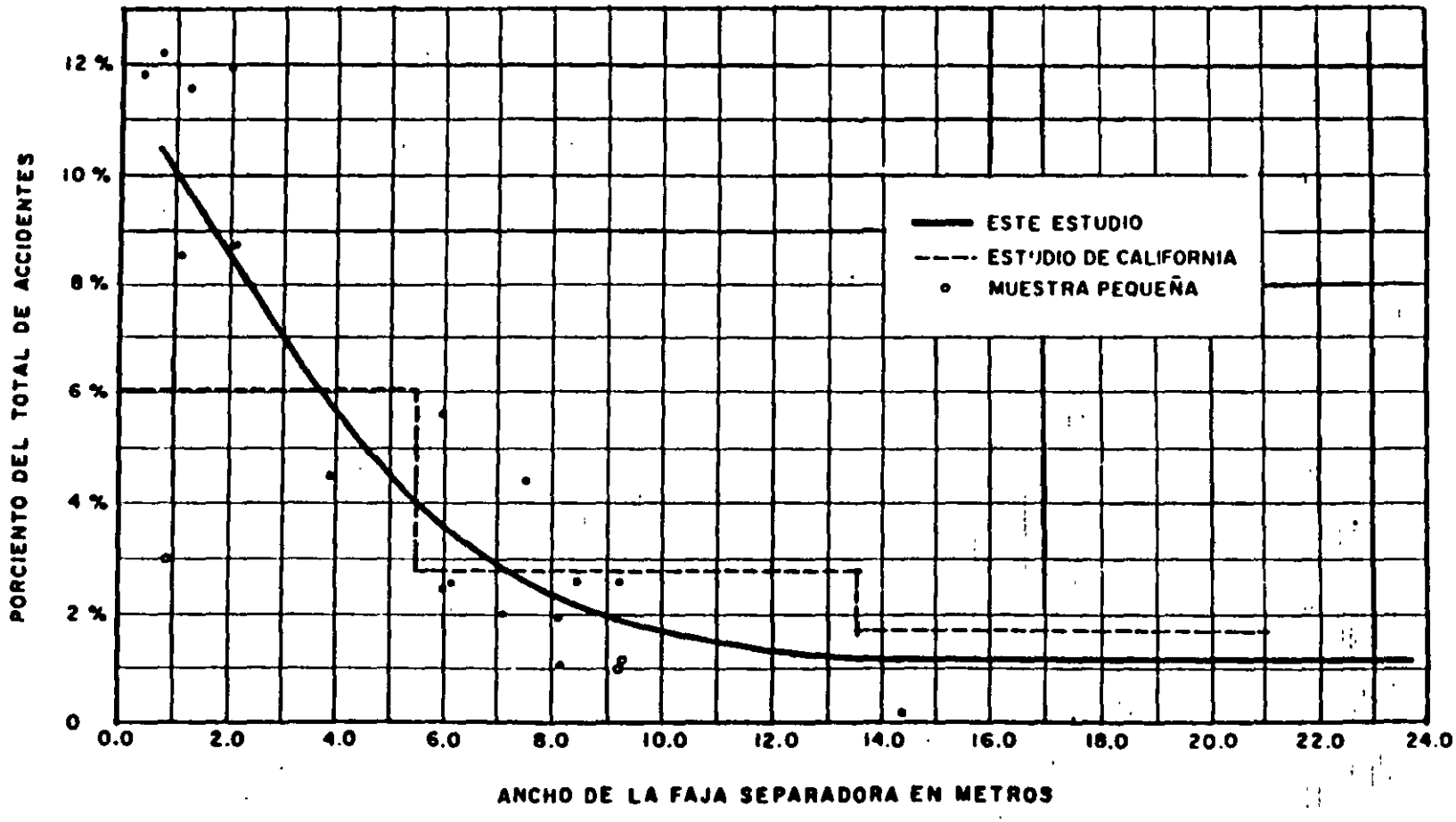


FIGURA 2.8. COLISIONES FRONTALES COMO UN PORCENTAJE DEL TOTAL DE ACCIDENTES Y CON RELACION AL ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA

FUENTE: Accident experience with traversable medians of different widths, por Frederick Hurd. Highway Research Board. Bulletin Núm. 137.

En ciertos estudios se encontró que en carreteras de dos carriles el indice de accidentes aumenta alrededor de 0.23 por grado de curvatura. Para carreteras divididas, de 4 carriles con acceso controlado, el indice de accidentes aumentó 0.64 por grado de curvatura.[27]

Así como el grado de curvatura influye en la incidencia de accidentes, también la frecuencia de las curvas es otro de los factores que tienen marcada influencia. De la tabla siguiente se deduce que la peligrosidad aumenta, tanto al disminuir el radio de la curva, como al disminuir la frecuencia de ellas. Como conclusión se establece que las curvas cerradas de menor grado y aisladas, son las más peligrosas:

INDICE DE ACCIDENTES EN CURVAS DE DOS CARRILES PARA DISTINTOS RADIOS Y FRECUENCIA DE CURVAS [28]

NUMERO DE CURVAS POR KILOMETRO	INDICE DE ACCIDENTES PARA DISTINTOS GRADOS DE CURVATURA			
	1°53'	1°54' a 3°46'	3°47' a 6°16'	6°17' o más
De 0 a 0.5.....	1.9	3.4	2.6	5.5
De 0.6 a 1.8.....	1.4	2.3	2.8	2.6
De 1.9 a 3.0.....	1.3	1.8	2.1	2.7
De 3.1 a 4.3.....	2.1	1.7	2.9	..

Algunos investigadores trataron de relacionar los indices de accidentes con las curvas de diferentes grados; parte de los resultados obtenidos se ilustran en las tablas siguientes:

INDICE DE ACCIDENTES (CON BASE EN EL KILOMETRAJE GENERADO) EN RELACION CON EL GRADO DE LA CURVA

ESTADOS UNIDOS

GRADO DE LA CURVA	INDICE DE ACCIDENTES[29] Por millón de vehículos-km
Menor de 1°58'.....	2.19
De 1°58' a 3°16'.....	3.97
Mayor de 3°16'.....	6.18

[27] Raff, Morton S. *Estudio de accidentes en carreteras interestatales*. Highway Research Board. 1953. Bulletin Núm. 74, pág. 1845.

[28] Obra arriba citada.

[29] Kipp, O. L. *Los accidentes, los caminos y el transito*. Highway Research Board Bulletin 38, 1951. (Hechas las conversiones de unidades.)

INGLATERRA

GRADO DE LA CURVA	Indice de accidentes[80] Por millón de vehículos-km
Menor de 1°16'	4.16
De 1°16' a 2°32'	4.80
De 2°33' a 3°50'	5.60
De 3°51' a 6°34'	6.08
De 6°35' a 11°28'	21.76
Mayor de 11°28'	23.84

Otros trabajos han demostrado que a partir de un cierto grado de curvatura, las curvas en el extremo de las tangentes mayores de 5 km de longitud tienen un índice de accidentes de 1.25 veces mayor que las curvas ubicadas en el extremo de tangentes menores de 5 km de longitud.

Es seguro que la alta incidencia de accidentes en las curvas comprende un número mayor de factores que los citados anteriormente, tales como exceso de velocidad, distancia de visibilidad de parada y sobreelevación.

Entre las medidas aplicables para incrementar la seguridad en caminos existentes, están las rectificaciones, las sobreelevaciones y la distancia de visibilidad adecuada, además de un buen señalamiento preventivo y restrictivo, marcas en el pavimento y fantasmas.

Ciertas experiencias en rectificación de las curvas, mostraron que en 11 casos los accidentes se redujeron un 80%. En 6 casos donde la sobreelevación fue aumentada, los accidentes con lesionados fueron reducidos en un 60%. En 5 casos donde la visibilidad fue mejorada, los accidentes con lesionados se redujeron en un 65%.[81]

Con relación a la efectividad de las señales preventivas, se indica a continuación el resultado de un estudio anterior y otro posterior, que muestra una reducción en los accidentes en curvas.[82]

NUMERO DE CURVAS ESTUDIADAS	Accidentes diurnos por año		Accidentes nocturnos por año	
	Antes	Después	Antes	Después
52	31.6	17.4	63.2	31.5

[80] Glanville, William M. *La seguridad vial y la investigación.* Royal Society of Art. England, 1961. (Hechas las conversiones de unidades).

[81] *Comparaciones de accidentes antes y después de modificar curvas en caminos.* International Road Safety and Traffic Review, v. 8, Núm. 2, Spring, 1960, pág. 34.

[82] Burrus, J., Syrek, D. y Gurnett, G. *Efectos de diversas dispositivas preventivas en los accidentes en curvas.* Study Núm. C-55-01. Los Angeles Country, 1955.

Con relación al uso de señales restrictivas que indiquen la velocidad máxima para pasar por una curva, éstas han demostrado su efectividad en aquellos casos en donde el conductor no puede advertir situaciones peligrosas.

Un estudio de 15 curvas, en California, en las que se fijó la velocidad máxima, mostró que el total de accidentes fue reducido aproximadamente 62%, mientras que los accidentes con lesionados y muertos fueron reducidos en 54%. Estos porcentajes estuvieron basados en un total de 230 accidentes.[33]

2.7 LOS ACCIDENTES Y EL ALINEAMIENTO VERTICAL

Uno de los aspectos más importantes en el alineamiento vertical, con respecto de los accidentes, es la distancia de visibilidad de parada.

De acuerdo con un estudio [34] realizado en el Estado de California, en carreteras de 2 carriles, en una longitud de 800 km, se encontró que el índice de accidentes decrece con el aumento de la distancia de visibilidad, de la manera siguiente:

Distancia de visibilidad (metros)	Indice de accidentes (por millón de vehículos-km)
Menos de 240	1.5
240 a 450	1.2
450 a 750	0.9
Más de 750	0.7

Por otra parte, Hilds [35] comparó el índice de accidentes con la frecuencia de las restricciones en visibilidad. Se definió una restricción como una distancia de visibilidad menor de 120 m en terreno montañoso y menor de 180 m en terreno plano o de lomerío. Se encontró que el índice de accidentes decrece conforme las restricciones son más frecuentes.

Esto es cuando las restricciones ocurren con frecuencia, el conductor se adapta al medio y los índices de accidentes tienden a disminuir.

Otro de los aspectos importantes del alineamiento vertical con relación a los accidentes es la pendiente. De acuerdo con un estudio realizado en las autopistas de Alemania,[36] se observa un importante incremento de los accidentes cuando aumenta la pendiente. Se atribuye a la gran diferencia de velocidades entre los vehículos ligeros con respecto de los vehículos pesados.

[33] *Traffic Control and Roadway Elements.* Their relationship to Highway Safety, Automotive Safety Foundation, 1963, pág. 35.

[34] Young, J. C. *Construyendo Seguridad en el Sistema Caminero.* California Traffic Safety Conference. Proceedings. Sacramento, 1950, págs. 14-19.

[35] Hilds, Harold E. *La Seguridad, un elemento esencial en los proyectos de ingeniería de caminos.* Highway Engineering Conference, University of Utah Proceedings, 1947, págs. 99-113.

[36] Bitzel, L. F. *Resultado de accidentes en el proyecto de autopistas en Alemania.* Highways and Bridges and Engineering Works, v. 24, Núm. 1161. Oct. 1954.

Pendiente en %	*Accidentes por 100 millones de vehículos-kilómetro*
0 - 1.99	46.5
2 - 3.99	67.2
4 - 5.99	190.0
6 - 8.00	210.5

2.8 ILUMINACION

Cerca del 60% de todos los accidentes fatales de tránsito ocurren por la noche, cuando los volúmenes de vehículos y peatones son más bajos. Al tomar como base el kilometraje, los índices de accidentes nocturnos son el doble de los diurnos en las ciudades y cerca del triple en las zonas rurales.[37]

Aunque los efectos de la fatiga, intoxicación y otros factores que podrían incrementar el riesgo de viajar de noche, no han sido completamente evaluados, es indiscutible que la visibilidad reducida contribuye a estas diferencias en los índices de accidentes. La iluminación artificial es un medio efectivo ya probado para reducir los accidentes nocturnos de tránsito.

Un estudio [38] encontró una tendencia a la disminución de los índices de accidentes nocturnos con un nivel más alto de iluminación. Se sacó esta conclusión basándose en datos para un tramo con tres diferentes niveles de iluminación. Los tramos eran similares en otros aspectos, así que las diferencias en los índices de accidentes deberían de atribuirse a las variaciones de la iluminación.

La experiencia en la autopista Connecticut Turnpike es reveladora a este respecto.[39] Un tramo tiene una iluminación continua; el otro tiene iluminados sólo los entronques, casetas de cobro y áreas de servicios. Al dividir el índice de accidentes nocturnos entre el índice de día, en el tramo iluminado continuamente, se encontró una proporción de 2.12. En el tramo iluminado sólo en los lugares seleccionados, se encontró que la misma relación era de 2.0. Esto sugiere que la iluminación, basándose en seleccionar los lugares, es tan efectiva como la iluminación continua.

La experiencia acumulada hasta la fecha, sugiere que el mayor beneficio viene de dar nivel mínimo de iluminación y que la superficie del pavimento tiene un papel importante en el nivel de iluminación que se requiere.

2.9 CRUCES CON VIAS FERREAS

Los accidentes en los cruzamientos de carreteras con vías férreas, han sido materia de interés público por muchos años, especialmente por lo

[37] *The Automotive Safety Foundation*. Traffic Control and Roadway Elements. Their Relationship to Highway Safety. Washington, D. C., 1963, pág. 77.

[38] Wyah, D. y Lozano C. *Efect of Street Lighting on Night Traffic Accident Rate*. Highway Research Board, Bull. 146, 1956, págs. 51-55.

[39] Pág. 78 de la obra citada.

espectacular de los mismos accidentes y sus saldos en pérdidas de vidas y bienes. A pesar de que los accidentes en estos cruceros son solamente un pequeño porcentaje del total de los accidentes, arrojan un alto número de personas muertas y heridas.

Es importante mencionar que de una muestra estadística de 3 627 accidentes que ocurrieron en cruceros de ferrocarriles,[40] solamente cerca de un tercio del total fueron entre el ferrocarril y los vehículos automotores. Los otros dos tercios de los accidentes ocurrieron entre los vehículos, cuando uno de ellos estaba esperando a que pasase el tren y fue alcanzado por otro que no pudo detenerse a tiempo. De estos dos tercios, la mitad ocurrió en el momento en que un tren pasaba por el crucero y la otra mitad cuando el tren no estaba presente. Entre estos últimos, el 13.3% de los accidentes que ocurrieron fue provocado por los vehículos que tienen obligación de parar en todos los cruceros; también se observó que muchos de los daños ocasionados a los vehículos accidentados se debieron a obstáculos naturales, incluyendo los apoyos o postes masivos de los dispositivos de control.

Para mejorar las condiciones de todo crucero se vio la necesidad, en primer lugar, de proporcionar la distancia de visibilidad adecuada, tomando en cuenta la velocidad de los trenes y la de los vehículos sobre la carretera.

[40] Fuente: Reporte Núm. 50 de *National Cooperative Highway Research Program*. 1968. Investigación patrocinada por "The American Association of State Highway Officials", con la cooperación de "The Bureau of Public Roads", págs. 1-4.

CAPITULO III

SELECCION DE RUTA

GENERALIDADES

Una vez realizados los estudios socioeconómicos que justifican la construcción de nuevos caminos y las mejoras de los existentes, es necesario programar los estudios de vialidad, que permitan establecer la conveniencia y las prioridades para elaborar los nuevos proyectos y las obras correspondientes.

Con este fin, es necesario realizar una serie de trabajos preliminares que básicamente comprenden el estudio comparativo de todas las rutas posibles y convenientes, para seleccionar en cada caso, la que ofrezca las mayores ventajas económicas y sociales.

Se entiende por ruta, la franja de terreno de ancho variable entre dos puntos obligados, dentro de la cual es factible hacer la localización de un camino. Mientras más detallados y precisos sean los estudios para determinar la ruta, el ancho de la franja será más reducido.

Los puntos obligados son aquellos sitios por los que necesariamente deberá pasar el camino, por razones técnicas, económicas, sociales y políticas, tales como: poblaciones, sitios o áreas productivas y puertos orográficos.

La selección de ruta es un proceso que involucra varias actividades, desde el acopio de datos, examen y análisis de los mismos, hasta los levantamientos aéreos y terrestres necesarios para determinar a este nivel los costos y ventajas de las diferentes rutas para elegir la más conveniente. (Véanse Figuras 3.1 y 3.2.) Esta es una de las fases más importantes en el estudio de una carretera

3.1 ACOPIO DE DATOS

La topografía, la geología, la hidrologia, el drenaje y el uso de la tierra, tienen un efecto determinante en la localización y en la elección del tipo de carretera y conjuntamente con los datos de tránsito, constituyen la información básica para el proyecto de estas obras.

El proyectista debe contar con cartas geográficas y geológicas, sobre las cuales se puedan ubicar esquemáticamente las diferentes rutas.

Para la zona de influencia de la obra en proyecto, se recopilará la información sobre las obras existentes, así como la que se pueda obtener sobre las planeadas a corto y largo plazo, ya sean de la propia Secretaría o de otras dependencias oficiales y privadas. Los datos de tránsito para carreteras existentes, se obtienen por medio de los aforos que se realizan sistemáticamente en la red de carreteras; cuando es necesario se practican estudios de origen y destino. Para el caso de caminos nuevos, se calcula el tránsito, de acuerdo con las estimaciones pertinentes.

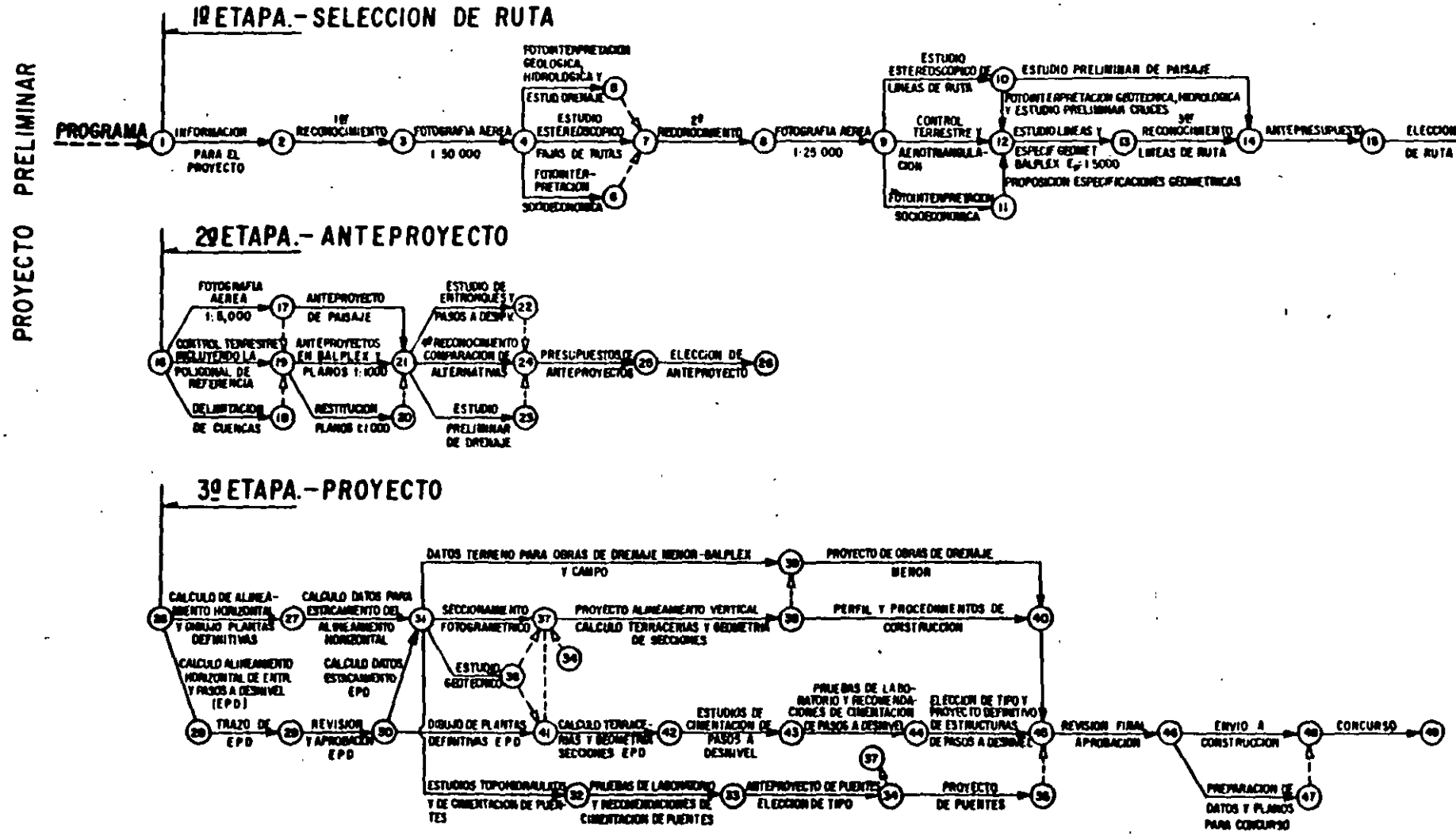


FIGURA 3.1. RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS. METODO FOTOGRAMETRICO-ELECTRONICO

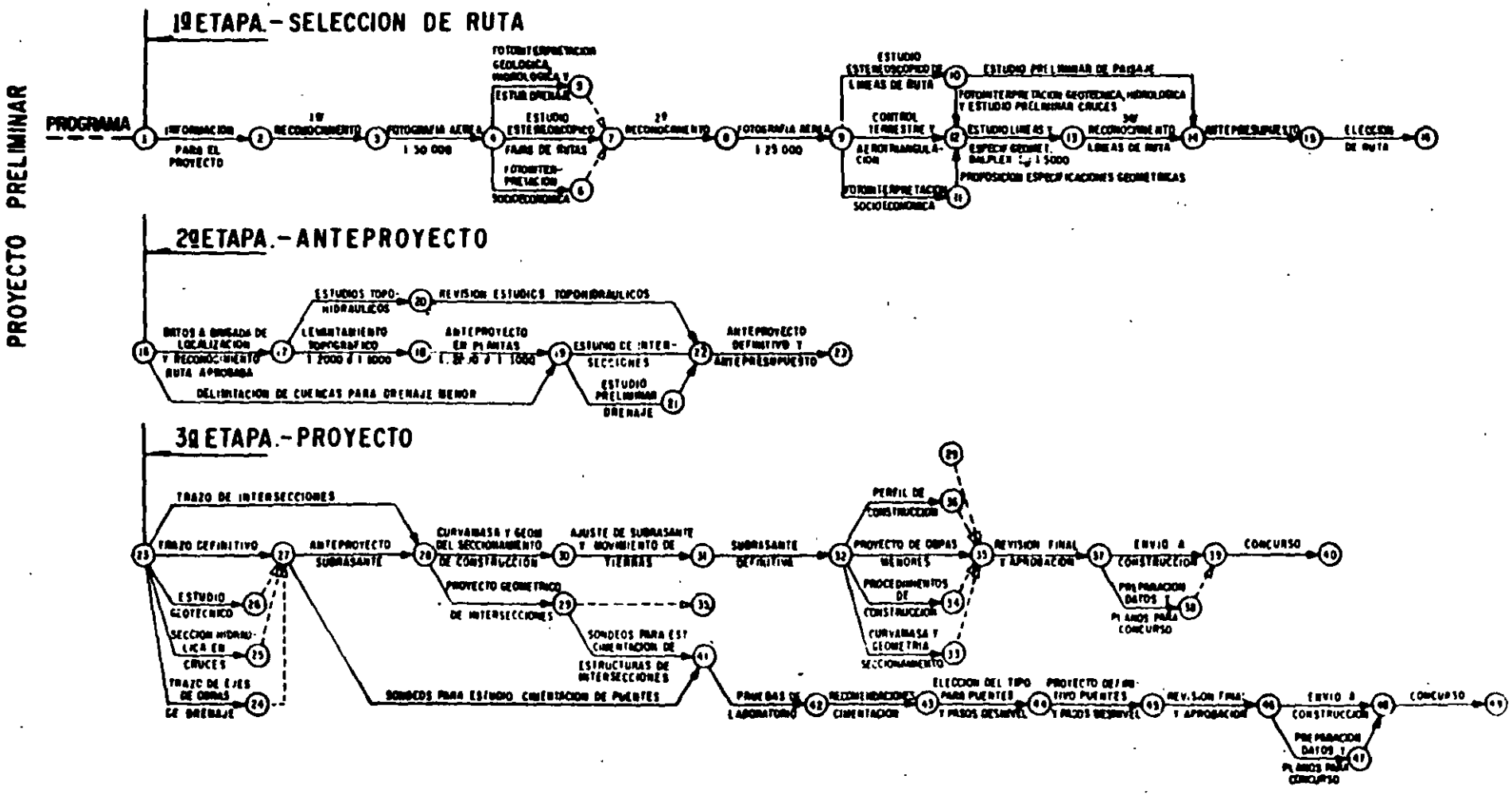


FIGURA 3.2. RED DEL PROYECTO DE CARRETERAS. METODO CONVENCIONAL

3.2 ESTUDIO SOBRE CARTAS GEOGRAFICAS

Las principales cartas geográficas disponibles en la actualidad en la República Mexicana, son las elaboradas por la Secretaría de la Defensa Nacional, a escalas 1:250 000, 1:100 000, 1:50 000 y 1:25 000, que cubren parcialmente el territorio.

Al estudiar esas cartas, el ingeniero puede formarse una idea de las características más importantes de la región, sobre todo en lo que respecta a su topografía, a su hidrologia y a la ubicación de las poblaciones. Auxiliado con las cartas geológicas existentes y con mapas que indiquen la potencialidad económica de la región, se dibujan sobre ella las rutas que pueden satisfacer el objetivo de comunicación deseado.

Especial cuidado debe tenerse en aquellos puntos obligados, primarios o principales, que guíen el alineamiento general de la ruta. Para ello, la ruta en estudio se divide en tramos y éstos a su vez en sub-tramos, designados generalmente con los nombres de los pueblos extremos que unen; pero si ello no es suficiente para determinar la ruta, se indica entonces algún otro punto intermedio. Así por ejemplo, en la Figura 3.3 se muestran las diferentes rutas entre Guadalajara y Puerto Vallarta, una de las cuales se ha dividido en los tramos Guadalajara-Ameca, Ameca-Mascota y Mascota-Puerto Vallarta y en los sub-tramos Ameca-Mixtlán y Mixtlán-Mascota, pertenecientes ambos al tramo Ameca-Mascota.

De esta manera es posible señalar sobre la carta varias rutas posibles, es decir, diversas franjas para estudio. En las diferentes rutas, aparecerán nuevos puntos de paso obligado, tales como: cruces de ríos, puertos, cruces con otras vías, que constituyen los puntos obligados secundarios de la vía.

Al dibujar las diferentes líneas que definen las posibles rutas, deben considerarse los desniveles entre puntos obligados, así como las distancias entre ellos, para conocer la pendiente que regirá en su trazado.

3.3 RECONOCIMIENTOS

Una vez representadas las posibles rutas en los mapas geográficos, se inicia propiamente el trabajo de campo con reconocimientos del terreno, los cuales pueden ser: aéreos, terrestres y una combinación de ambos.

3.3.1 Reconocimiento aéreo

El reconocimiento aéreo es el que ofrece mayor ventaja sobre los demás, por la oportunidad de observar el terreno desde la altura que convenga, abarcando grandes zonas, lo que facilita el estudio; se efectúa con avionetas y helicópteros, distinguiéndose tres reconocimientos aéreos.

A) El primer reconocimiento aéreo se efectúa en avioneta y tiene por objeto determinar las rutas que se consideren viables y fijar el área que debe fotografiarse a escala 1:50 000, para que en ella queden incluidas con amplitud. Lo realizan técnicos especialistas en planeación, localización y geotecnia. Antes de iniciar el vuelo, los especialistas deben estudiar y memorizar las cartas geográficas y geológicas disponibles, a fin de que durante el vuelo observen las distintas rutas, estudiándolas dentro de su especialidad; así por ejemplo, el especialista en planeación verificará si la potencialidad de la zona concuerda con la que se ha supuesto en los estudios previos, observando las áreas de cultivo o de agostadero, así como

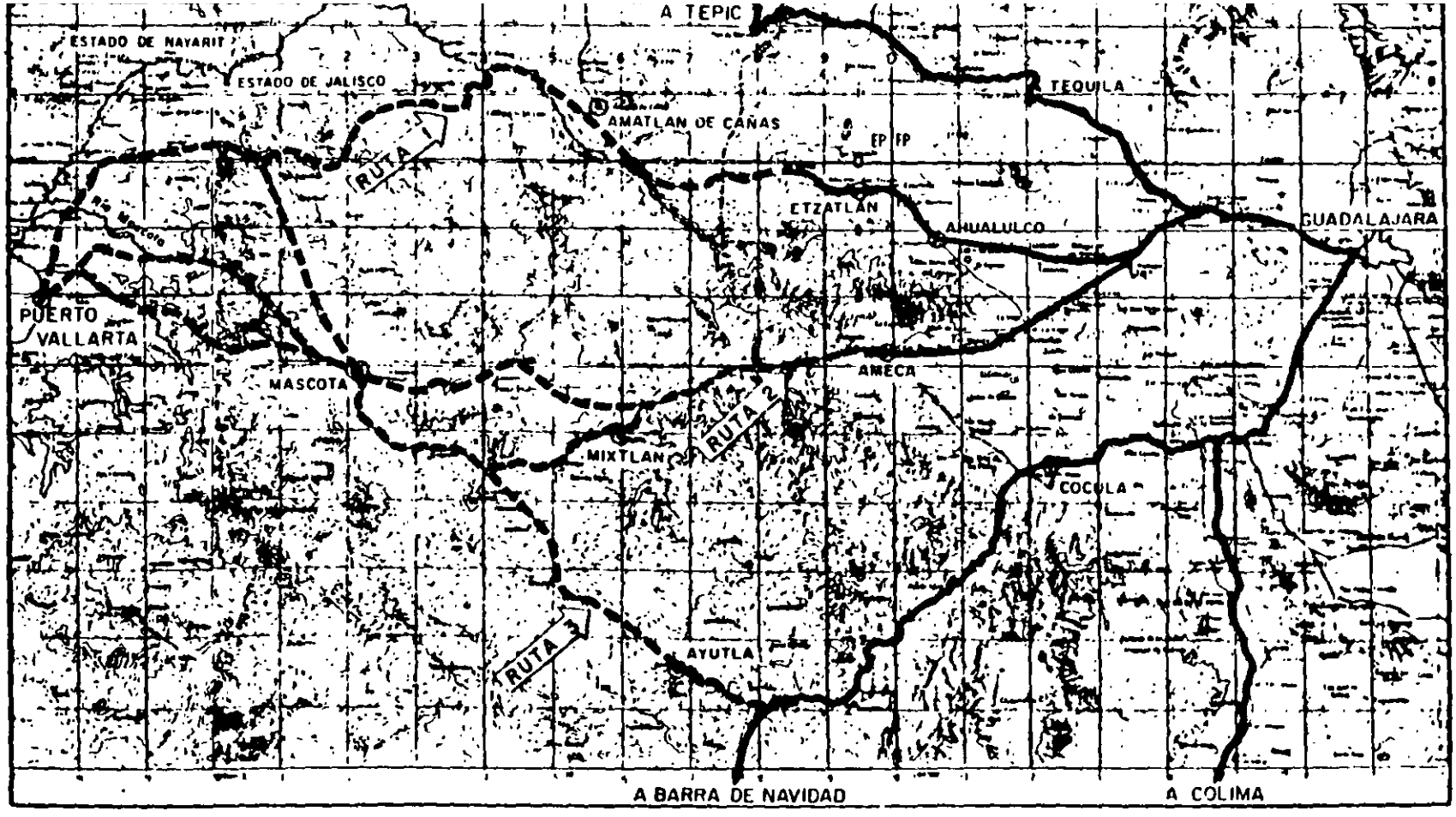


FIGURA 3.3. POSIBLES RUTAS ENTRE GUADALAJARA Y PUERTO VALLARTA

las poblaciones que quedan dentro de la zona de influencia de las diferentes rutas; el especialista en localización verifica en el terreno si la ruta marcada en el plano es correcta, sobre todo en lo relacionado con el relieve topográfico, ya que en las cartas, por ser escalas pequeñas, existe la posibilidad de cometer errores al marcarla. En caso de que haya discrepancia entre el terreno y el mapa con que se cuenta, la cual puede ser de índole local o general, se deberá buscar una nueva ruta que se ajuste a las condiciones reales del terreno.

El especialista en geotecnia comprobará desde el avión, la clasificación general de rocas y suelos, la morfología del terreno, la existencia de fallas y problemas de suelos. De acuerdo con el localizador observará la hidrografía de la zona, apreciando tamaños y tipos de cuencas para prever las dificultades que se pueden presentar en el cruce de las corrientes fluviales.

En este primer reconocimiento los especialistas tienen opción de volar sobre las áreas en estudio, tantas veces como crean necesario, a fin de escudriñar toda la zona de influencia del camino.

Al final de este reconocimiento deberán determinar la zona por cubrir con las fotografías a escala 1:50 000.

B) El segundo reconocimiento se lleva a cabo después de haber hecho la interpretación de las fotografías a escala 1:50 000 y tiene por objeto comprobar en el terreno lo estudiado en las fotografías; este reconocimiento se efectúa en helicóptero, lo que permite a los ingenieros descender en los lugares de interés y recabar en ellos la información que consideren necesaria; en esta forma, el técnico en planeación puede obtener datos sobre el número aproximado de habitantes de un poblado, del tipo y número de cultivos en la zona, cabezas de ganado y demás aspectos económicos, datos todos ellos que le servirán para precisar su estudio económico.

El experto en localización comprobará lo estudiado en sus fotografías, principalmente lo relacionado con los cruces de ríos, en donde el especialista en geotecnia podrá apreciar mejor las características del terreno de cimentación y las condiciones hidráulicas en el lugar del cruce; comprobará además en los diferentes lugares, el tipo de materiales identificados durante el estudio de fotointerpretación.

Al finalizar este reconocimiento, se delimita la zona que deberá cubrirse con fotografías escala 1:25 000. Una vez realizado este trabajo, se hará el control terrestre necesario para poder estudiar estas fotografías en el aparato llamado Balplex, el que proyecta las fotografías sobre una mesa hasta una escala cinco veces mayor (véase Figura 3.4); sobre esa proyección estereoscópica, los ingenieros proyectistas estudian varias líneas, obteniendo sus perfiles y estimando los volúmenes de materiales por mover en cada una, lo que permite elaborar un presupuesto con una aproximación razonable, que pueda ser factor determinante en la elección de una de las rutas.

C) El tercer reconocimiento, que puede ser aéreo o terrestre, es propiamente un refinamiento del estudio que se ha efectuado en el Balplex, en el cual generalmente ya no interviene el técnico en planeación y se realiza a lo largo de la poligonal en estudio, llamada trazo preliminar del camino. En este reconocimiento, un ingeniero especializado en estudios topohidráulicos de cruces substituye al geólogo, con el fin de estudiar el comportamiento de los ríos y de acuerdo con el ingeniero localizador fija el lugar donde debe cruzarse.

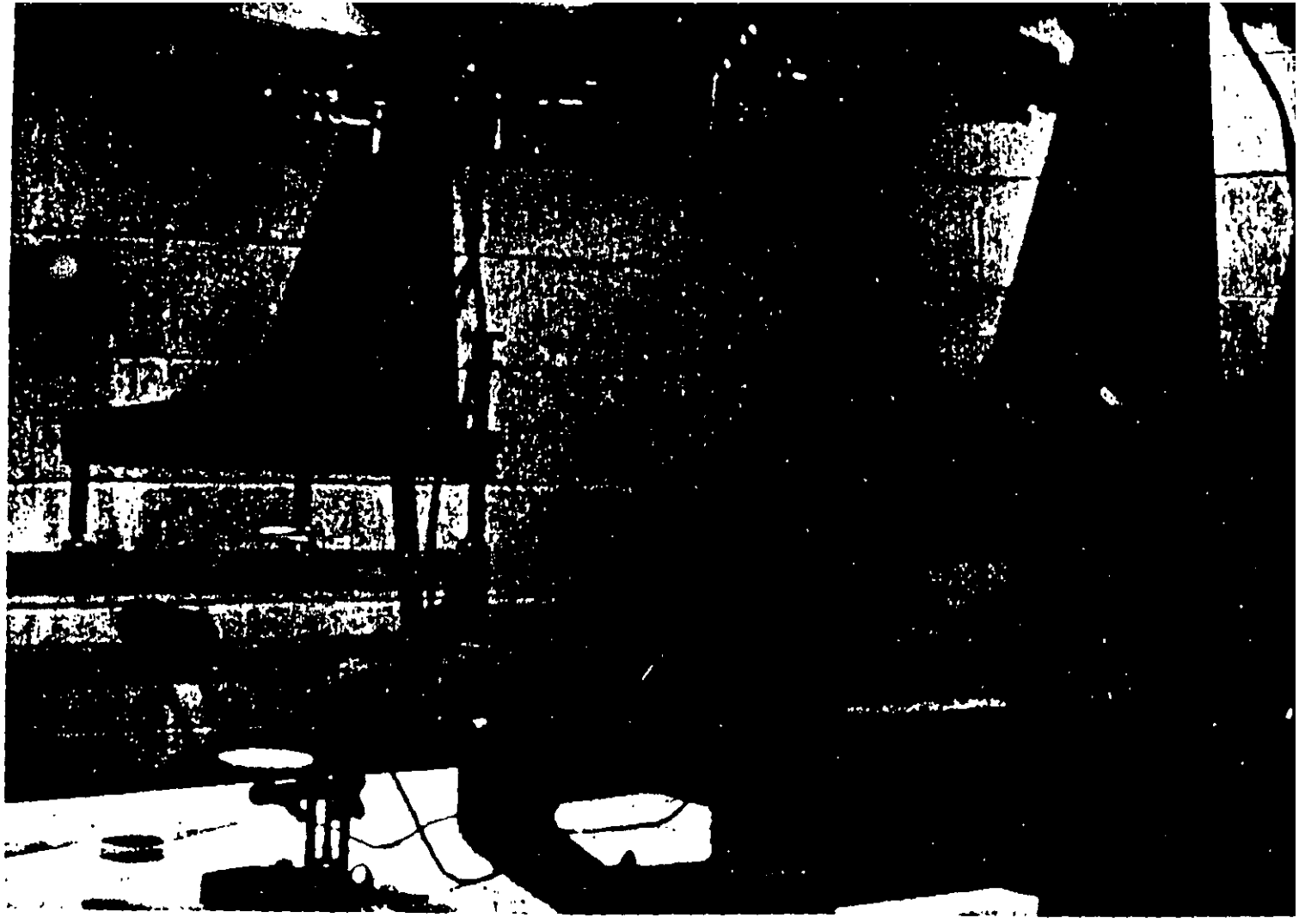


FIGURA 3.4. INGENIEROS PROYECTISTAS TRABAJANDO SOBRE LA MESA DEL BALPLEX

3.3.2 Reconocimiento terrestre

Este tipo de reconocimiento se lleva a cabo cuando por las circunstancias existentes no es posible realizar el aéreo; es menos efectivo que éste, ya que el ingeniero localizador no puede abarcar grandes áreas y tiene que estudiar por partes su línea; de la misma manera, el ingeniero geólogo realiza un estudio de detalle que adolece de los defectos que el procedimiento implica, ya que la geología requiere estudiarse en grandes zonas que permitan definir las formaciones, los contactos, las fallas y las fracturas.

El reconocimiento se lleva a cabo después de haber estudiado en las cartas geográficas las diferentes rutas y estimar las cantidades de obra de cada una de ellas, eligiendo la más conveniente, pues por este procedimiento es poco práctico analizar en el terreno todas las alternativas posibles. El técnico en planeación realiza sus estudios previos y marca los puntos obligados auxiliado con las cartas geográficas.

El ingeniero localizador se ayuda con el siguiente equipo: brújula, aneroide, clisímetro, binoculares y cámara fotográfica (véase Figura 3.5), la brújula le servirá para tomar rumbos de los ríos, cañadas, caminos o veredas que atraviesen su ruta, así como el rumbo general de la línea que va a estudiar; el aneroide le sirve para verificar las cotas de los puertos orográficos, de los fondos de cañadas, y otros puntos de interés; el clisímetro, para determinar las pendientes que tendrá la ruta, y los binoculares para poder observar las diferentes formaciones que se atraviesan a lo largo de la ruta y ver si es posible encontrar otros puntos en mejores condiciones; la cámara fotográfica le permitirá contar con fotografías de los sitios que se considere conveniente incluir en los informes que se presentan después de los reconocimientos.

Es muy importante contar con un guía que conozca la región, para tener la seguridad de que el reconocimiento se haga sobre los mismos lugares que previamente se han fijado en la carta.

Durante el reconocimiento se deberán dejar señales sobre la ruta para que posteriormente puedan ser seguidas por el trazo de la preliminar.

3.3.3 Reconocimiento combinado

Es una combinación de las dos anteriores y se lleva a cabo en las siguientes circunstancias:

A) Cuando no se dispone de fotografías aéreas de la zona y existe la posibilidad de recorrerla en avión o helicóptero. El reconocimiento se hace en forma similar al que se describe como primer reconocimiento aéreo, con la diferencia de que al volar sobre la zona de las posibles rutas, habrá que definir desde el aire las mejores, marcándolas en las cartas geográficas disponibles, para que posteriormente se recorran por tierra siguiendo los procedimientos indicados para el reconocimiento terrestre.

B) Cuando se cuenta con fotografías aéreas de la zona y de momento no es posible continuar con el reconocimiento aéreo. En este caso se hará la fotointerpretación de las fotografías con que se cuenta, marcando en ellas las diferentes rutas posibles, eliminando aquellas que ofrezcan menores ventajas, seleccionando las mejores. Si la línea llega a salirse de las fotografías disponibles, se utilizarán cartas geográficas para completar lo faltante, a fin de que al efectuar el reconocimiento terrestre se tenga una idea clara de la situación general de la ruta.

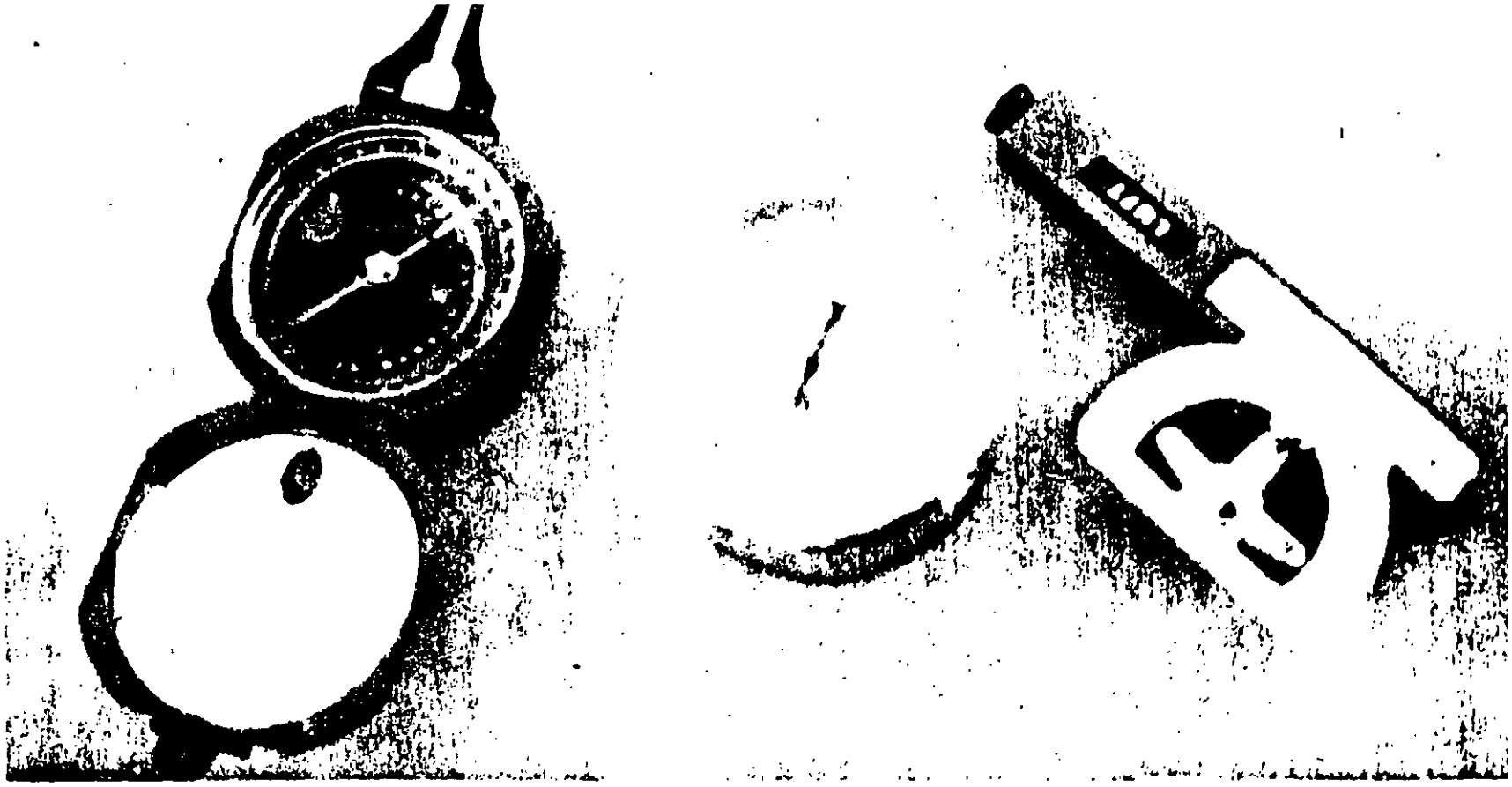


FIGURA 3 5 EQUIPO BASICO PARA RECONOCIMIENTO TERRESTRE: BRUJULA, ANEROIDE Y CLISIMETRO

3.4 FOTOGRAFIAS AEREAS

En la actualidad es difícil encontrar un profesionista dedicado al estudio de carreteras, capaz de atender él solo a los complejos problemas derivados por los cambios del uso de la tierra, del aumento de vehículos y de su velocidad, así como de la necesidad de amoldar el camino a la topografía.

Esto significa que el estudio de una ruta y su elección no es de la exclusiva competencia de una sola persona, sino que deben trabajar en el problema un conjunto de especialistas que necesitan información cualitativa detallada y datos cuantitativos precisos.

Esta información es obtenida a través de los reconocimientos y de las fotografías aéreas, pues éstas facilitan el estudio del terreno desde los puntos de vista topográfico, geológico y de uso de la tierra, permitiendo así determinar la elección de la mejor ruta.

Para la toma de fotografías aéreas se utilizan cámaras métricas de eje vertical, con lente granangular con distorsión máxima de 0.01 milímetros y distancia focal de aproximadamente 152 milímetros, con formato de 23 por 23 centímetros.

Para lograr la continuidad estereoscópica, debe existir una sobreposición longitudinal de 60 a 80% y una sobreposición lateral de 20 a 30%, dependiendo de la relación relieve del terreno-altura de vuelo. Véase Figura 3.6.

La toma de fotografías aéreas también está restringida a ciertas épocas del año y horas del día, por la presencia de nubes y por la proyección de sombras; se especifica que las nubes no cubran más del 5% del área fotografiada y que al ángulo de altura del sol con respecto al horizonte esté comprendido entre 45 y 75 grados, dependiendo de la topografía del terreno.

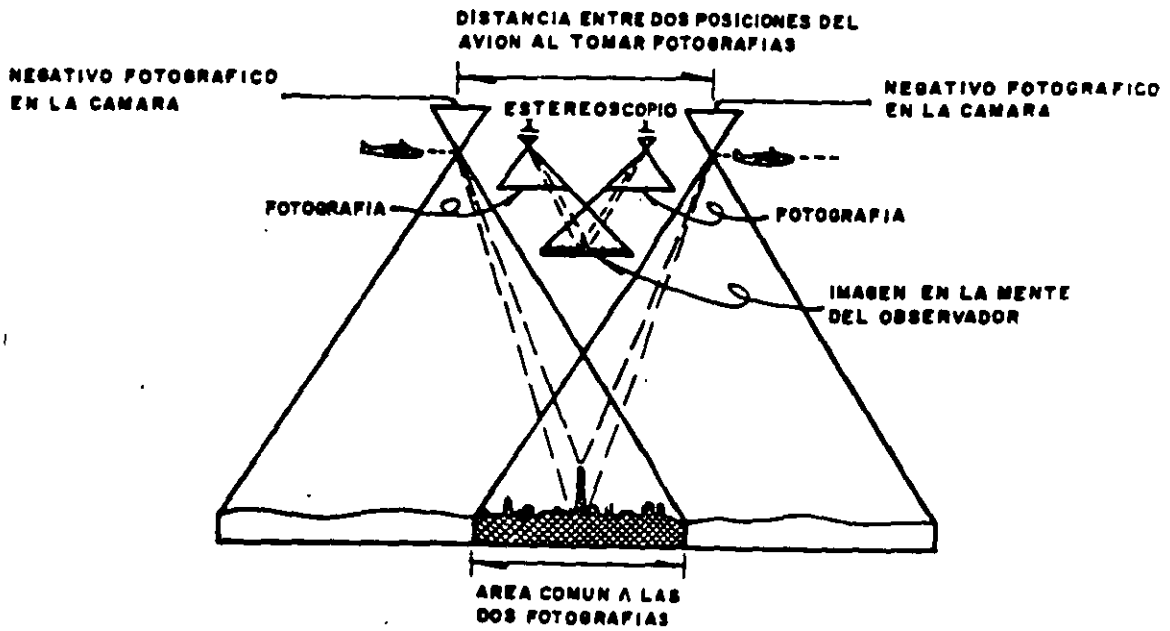


FIGURA 3.6. FORMACION DE LA VISION ESTEREOSCOPICA

Cuando se trata de terreno plano es conveniente que el ángulo sea un poco menor, porque así las sombras ayudan a observar el relieve.

La deriva o ángulo horizontal formado por la línea del vuelo y el eje longitudinal de la cámara, no debe exceder de cuatro grados; el giro alrededor del eje de vuelo o balanceo y el giro alrededor del eje normal al de vuelo o cabeceo, no deben exceder de tres grados.

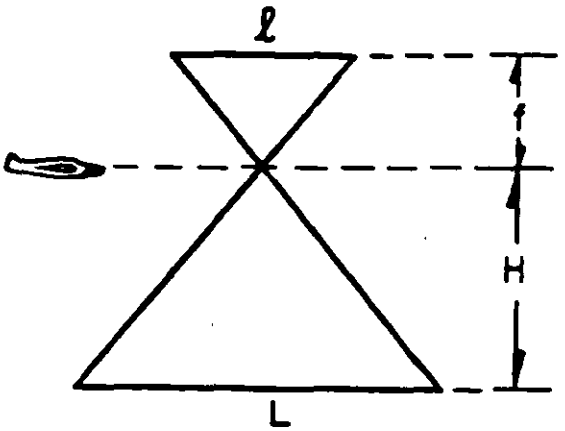
La escala de una fotografía vertical y el área cubierta por ella dependen de los elementos siguientes:

La distancia focal o constante de la cámara f, que es la distancia entre el centro óptico del objetivo y el plano de la imagen fotográfica o plano focal.

El formato l, que corresponde a las dimensiones de negativo de toma o sean las longitudes de sus lados.

La altura de vuelo H, que es la distancia del centro óptico del objetivo al nivel medio del terreno en el área cubierta por la foto.

La escala media Em de las fotografías, llamada también escala del vuelo, se obtiene por la relación siguiente:



$$Em = \frac{l}{L}$$

$$\frac{l}{L} = \frac{f}{H}$$

$$Em = \frac{f}{H}$$

FIGURA 3.7. RELACION DE ESCALAS

Como para una determinada cámara la distancia focal y el formato son constantes, la escala y el área cubierta por cada fotografía, dependen sólo de la altura del vuelo.

Para una escala dada de fotografía, la altura de vuelo se calcula a partir de la fórmula anterior, por ejemplo, si se desea obtener fotografías a escala $Em = 1{:}50\,000$ con una cámara granangular, cuya distancia focal es $f = 152$ mm (medio pie), la altura de vuelo sobre el terreno, expresada en pies, será:

$$H = \frac{f}{Em} = \frac{0.5}{1/50\,000} \qquad H = 0.5 \times 50\,000 = 25\,000 \text{ pies.}$$

o sea, la altura de vuelo expresada en pies, será igual a la mitad del denominador de la escala deseada, cuando se use una cámara granangular. Esta expresión es de uso general, dado que los altímetros de los aviones vienen en unidades inglesas.

Si se quiere obtener la altitud de vuelo, o sea la altura del vuelo sobre el nivel del mar, a la altura de vuelo habrá que agregarle la elevación media del terreno referida al nivel del mar.

Después de revelar la película expuesta y obtener las correspondientes copias de contacto, se procede a armar las líneas de vuelo tomadas, a comprobar su posición, escala, sobreposiciones y deriva. Se seleccionan las fotografías útiles y se les numera de la siguiente manera: (2 - 1) en donde el primer número significa el número de la fotografía y el segundo la línea de vuelo. A continuación se forma el fotoíndice de vuelo o mosaico índice, el cual es una reproducción fotográfica de las fotografías seleccionadas y armadas según su línea de vuelo, donde además se anotan los datos de identificación.

Existe también el mosaico rectificado que se elabora con fotografías escala 1:50 000 y 1:25 000, el cual muestra una imagen continua del área fotografiada y se emplea principalmente en los informes de fotointerpretación, reconocimientos, etc.

3.5 FOTOINTERPRETACION

La fotointerpretación consiste en el examen de las imágenes fotográficas con el objeto de identificar rasgos y determinar su significado.

3.5.1 Identificación en las fotografías

Para poder determinar el significado de las imágenes fotográficas deben considerarse los conceptos básicos que se explican a continuación:

A) Características físicas de las fotografías. El tono y la textura en una fotografía tienen un papel muy importante; cada uno de los tonos entre el blanco y el negro y su frecuencia de cambio en la imagen manifiesta la textura, haciendo más fácil la identificación de los objetos; por ejemplo, en las fotografías aéreas las cimas de las montañas se ven en tonos más claros que las barrancas, porque aquéllas reciben más luz del sol.

B) Características de rasgos y objetos. Considerando la forma, el tamaño y la sombra de las imágenes, se puede distinguir entre los objetos que se deben a la actividad humana y los naturales; por ejemplo, las imágenes con apariencia regular en general corresponden a objetos que se deben a la actividad humana, mientras que las imágenes irregulares corresponden a objetos de la naturaleza. La sombra revela y acentúa el relieve terrestre. Estas características se complementan y relacionan con objetos asociados en el área.

C) Características topográficas y geomorfológicas. El aspecto del relieve generalmente indica la dureza de los materiales: los materiales resistentes forman partes altas con taludes acentuados y los materiales blandos forman llanuras o lomerios suaves; a cada resistencia de material corresponde un talud natural, por lo que puede decirse que los cambios de talud indican cambio de material. La disposición o alineamiento puede indicar flujo, plegamientos, fracturas, fallas, etc.; el drenaje está dado por la pendiente del terreno y por las características de resistencia a la erosión de los materiales superficiales y subyacentes de la zona, así como por las fracturas y las fallas.

D) Caracteristicas de la vegetación. Por el tipo de vegetación se puede identificar el tipo de suelo y el de la roca original. Un determinado tipo de vegetación puede indicar la composición del suelo, contenido de humedad, permeabilidad, variaciones de su espesor y de su pendiente.

Debe distinguirse la vegetación natural de la de los cultivos, reforestaciones, etc., que pudieran desorientar. Para este tipo de estudio las fotografías de color, las infrarrojas blanco y negro y las infrarrojas de color, son de valor inestimable.

El estudio de las aerofotos en gabinete requiere del siguiente equipo: estereoscopio, barra de paralaje, regla de cálculo, escalímetro, lupa, escuadras, lápices de cera, etc. (Véase Figura 3.8.) El estereoscopio sirve para observar el relieve del terreno en la faja de sobreposición de las fotografías; la barra de paralaje sirve principalmente para estimar los desniveles del terreno.

3.5.2 Procedimiento de trabajo

En el mosaico índice de las fotografías a escala 1:50 000 se marcan las diferentes rutas estudiadas previamente, a fin de facilitar la selección de las aerofotos que cubren el área donde van a desarrollarse las distintas alternativas.

Con pares sucesivos de las fotografías seleccionadas, los diferentes especialistas estudian con el auxilio del estereoscopio, la localización de las rutas, los aspectos geotécnicos, los de drenaje y los socioeconómicos, a fin de conocer las ventajas y desventajas de cada una de las rutas marcadas.

A) El ingeniero especialista en localización determina la mejor posición de una o más alternativas de trazo, conveniente desde el punto de vista topográfico con fines operativos, para limitar las franjas de terreno en las que debe buscarse la mejor ubicación de la línea en etapas posteriores de más detalle.

Por cada línea de ruta resultante, el localizador debe estimar la longitud total; las longitudes de las diferentes pendientes; las cantidades de materiales en cuanto a terracerías y drenaje; el número y tipo de intersecciones; las afectaciones; y en general, todos los conceptos de costos que sirvan para evaluar cada alternativa.

Un factor importante en la elección de una ruta es la pendiente del terreno; por lo que para tener una idea aproximada de ella y definir si las rutas vistas están dentro de lo especificado, se determinan las elevaciones de los puertos, las de los fondos de las barrancas y las de otros puntos que pueden afectar la posición de la línea.

Para obtener el desnivel aproximado entre dos puntos dados contenidos en un par estereoscópico, se utiliza la barra de paralaje, de la siguiente manera:

Se procura determinar con la mayor aproximación la escala de las fotografías. Para ello se verá si en algunas de ellas aparecen puntos de control terrestre anteriores o bien alguna estructura cuya longitud se conozca. En caso de no haberlas se toma como buena la escala indicada en las fotos.

Apoyándose en las marcas fiduciales de las dos fotos que se estudian, se determinan los puntos principales N_1 y N_2, los cuales están definidos por la intersección de las líneas que unen las marcas fiduciales (Figura 3.9)

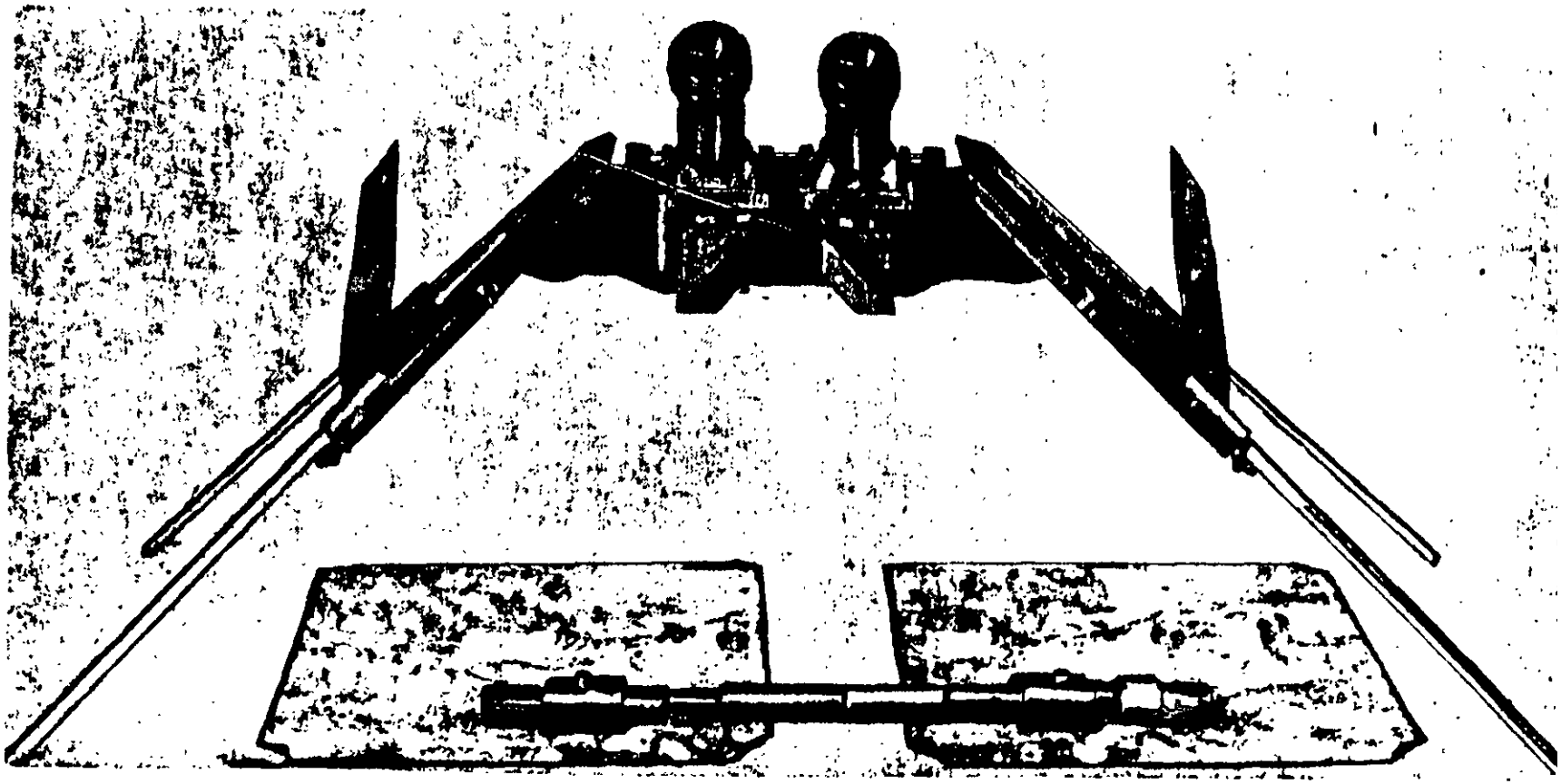


FIGURA 3 8. ESTEREOSCOPIO DE ESPEJOS Y BARRA DE PARALAJE

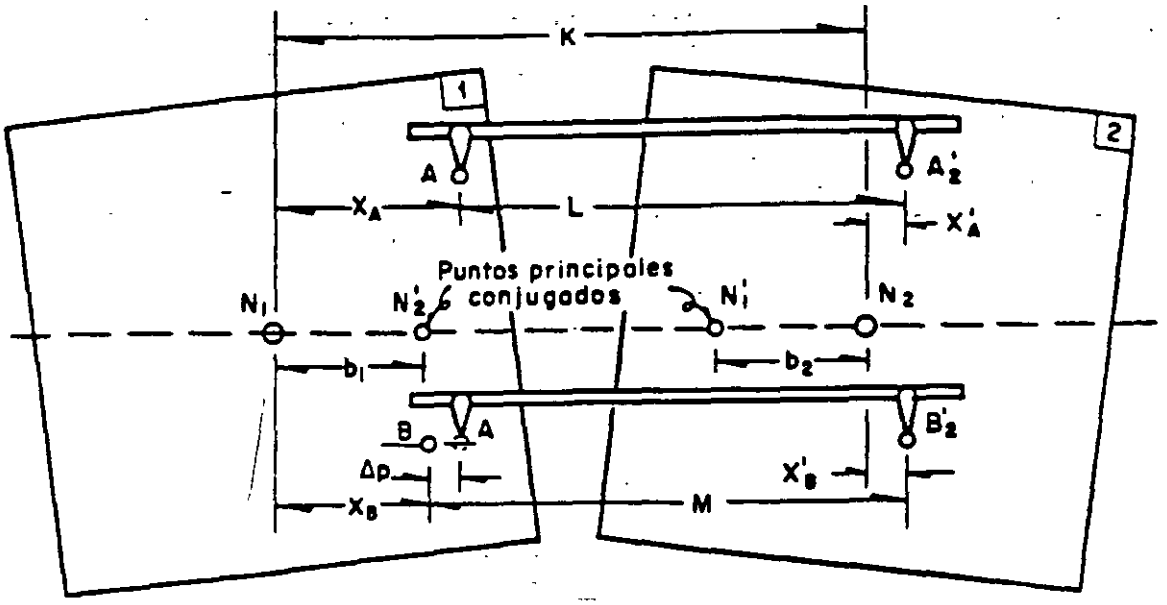


FIGURA 3.9. DETERMINACION DE DESNIVELES MEDIANTE LA BARRA DE PARALAJE

Se transfieren dichos puntos recíprocamente, es decir, el N_1 a la foto 2 en N'_1 y el N_2 a la foto 1 en N'_2. Se miden las distancias b_1 y b_2 y su promedio será la base aérea b.

Del informe de vuelo se toma la altura de vuelo H a la cual fue tomada la fotografía, comprobándose con la altitud marcada por el altímetro en cada foto y con la elevación media del terreno.

Supóngase que se trata de determinar el desnivel existente entre los puntos A y B, que aparecen en ambas fotografías (A'_2 y B'_2 en la foto 2). Se coloca la barra de paralaje haciendo coincidir sus índices con los puntos A y A'_2 girando el micrómetro de la barra para hacer que el punto flotante "toque" el terreno; en esta posición se toma la lectura del micrómetro. Se llevan después los índices de la barra a los puntos B y B'_2 girando el micrómetro hasta que el punto flotante "toque" el terreno.

Se toma esta nueva lectura del micrómetro. La diferencia de lecturas es precisamente la diferencia de paralajes Δp; el desnivel Δh que existe entre los puntos A y B se calcula con la siguiente expresión:

$$\Delta h = \frac{H}{b} \Delta p$$

B) El estudio de las aerofotos desde el punto de vista geológico proporciona información sobre la morfología del terreno, la existencia de fallas y de zonas susceptibles de deslizamientos, la clasificación general de rocas y suelos, las cuencas de drenaje y los materiales de construcción que se tengan en el área en estudio.

El drenaje constituye una de las mejores guías acerca de la geología y los tipos de suelos en el área; también indica las líneas de menor resistencia.

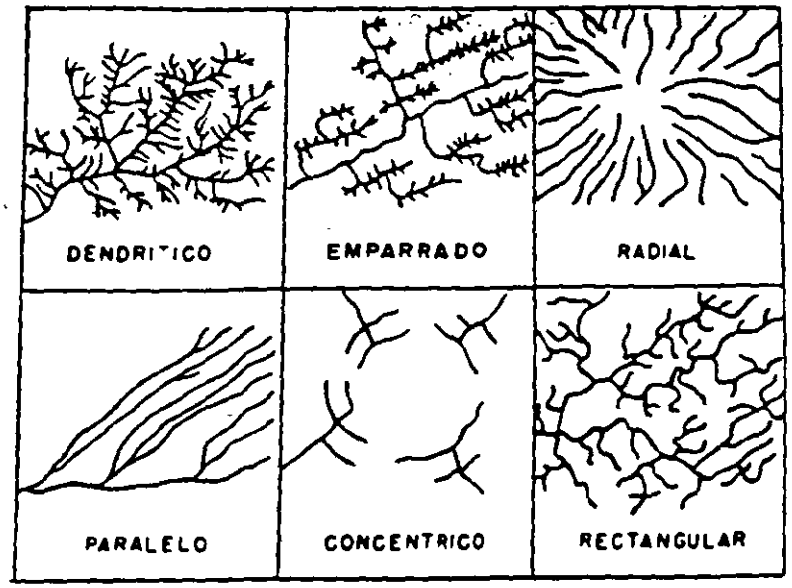


FIGURA 3.10. APARIENCIAS TIPICAS DE LOS DRENAJES

El drenaje rectangular suele estar controlado por las diaclasas, las fallas y plegamientos; el drenaje radial se produce desde un cono montañoso o hacia el centro de una depresión o cuenca; el drenaje concéntrico suele ser indicativo de la presencia de una estructura en forma de domo. Un sistema de drenaje dendrítico generalmente representa un área de rocas bastante homogéneas, mientras que el drenaje paralelo se suele formar por un control de estratos de diferentes resistencias a la erosión. El drenaje emparrado es característico de rocas sedimentarias fuertemente plegadas.

El mapa fotogeológico, que se utiliza para consulta durante el proyecto de la carretera, es obtenido después de estudiar en los pares fotográficos todas las características geológicas e hidrográficas de la zona, vaciándolas en mosaicos rectificados y distinguiéndolas con símbolos convencionales. Así, por ejemplo, se acostumbra distinguir los contactos geológicos con diferentes colores; los distintos tipos de rocas y suelos por medio de letras clave: también existe simbología especial para las fracturas, rumbos y echados. Para la hidrografía, es costumbre representar los escurrideros con color azul.

C) El estudio socioeconómico de las fotografías fundamentalmente se encamina a la localización y estimación de población, al uso actual y potencial de la tierra, a los recursos forestales y minerales en explotación y en potencia y a todo aquello que represente facilidades de producción o recursos para el desarrollo económico y social de la zona.

Para el proyecto de carreteras, la interpretación de las fotografías desde el punto de vista socioeconómico tiene por objeto estimar las necesidades de transporte, tanto para los diferentes núcleos de población como para los sitios de actividad económica actual o futura.

Estos estudios se tendrán que verificar en el campo, en aquellos puntos representativos seleccionados de antemano por el fotointérprete.

3.6 CONTROL TERRESTRE

Las diferentes elevaciones del terreno y los movimientos del avión y de la cámara, durante los vuelos fotográficos, son la causa de los cambios de escala, la deriva, el cabeceo y balanceo que presentan las fotografías aéreas. Por esta razón es indispensable determinar en el terreno la posición y la elevación de puntos previamente seleccionados, que permitan relacionar cuantitativamente al terreno con sus imágenes fotográficas. Con este control terrestre se pueden utilizar las fotografías aéreas como un medio para obtener planos detallados y precisos del área requerida.

A la obtención de cartas o planos del terreno por medio de fotografías aéreas y control terrestre en instrumentos fotogramétricos se le llama restitución.

Para la elaboración de los planos que se emplean en el estudio de carreteras son apropiados los equipos estereoscópicos de restitución, de los cuales existen numerosos modelos, siendo los más usuales el estereoplanígrafo, el múltiplex, el estereocartógrafo, el balplex, el kelsh, el autógrafo, etc.

3.6.1 Orientación

Para hacer posible la restitución en un instrumento estereoscópico, es necesario obtener en él una maqueta o modelo geométricamente semejante al terreno fotografiado, lo cual se logra reproduciendo en el instrumento las condiciones de perspectiva existentes entre las imágenes y el terreno en el mismo instante en que fueron tomadas las fotografías, operación que constituye la orientación.

La orientación se divide en interior y exterior; esta última a su vez se subdivide en relativa y absoluta.

La orientación interior se refiere a la reconstrucción de la perspectiva interior de cada fotografía, es decir, hacer que el cono de rayos proyectado sea geométricamente semejante al cono de rayos que penetró al objetivo de la cámara en el instante de la exposición.

Para lograr lo anterior se debe cumplir con los siguientes requisitos:

Centrar la diapositiva de manera que el eje óptico del proyector o camara del instrumento coincida con el punto principal de la fotografía.

Poner en el proyector la distancia focal resultante de la relación:

$$f_p = d_p \frac{f_c}{d_c}$$

En donde:

f_p = Distancia focal a poner en el proyector.

d_p = Formato del proyector.

d_c = Formato de la cámara aérea.

f_c = Distancia focal de la cámara aérea.

Corregir la distorsión de los lentes y de los materiales que intervienen en el proceso o conocer su valor final para considerarlo en las mediciones y cálculos fotogramétricos.

La orientación relativa tiene como propósito la reconstrucción de las posiciones relativas de toma de las fotografías de un par estereoscópico.

El procedimiento de orientación relativa se basa en el hecho de que cada punto en el terreno es el origen de un par de rayos dirigidos cada uno a su correspondiente estación de toma, los que al proyectarse en el instrumento deben interceptarse en el punto que les dio origen. Para lograr lo anterior, se ajustan los proyectores del instrumento haciendo uso de los movimientos de rotación y traslación de que están dotados, hasta hacer coincidir las imágenes en todo el modelo.

Posteriormente a la orientación relativa se efectúa la orientación absoluta, la cual tiene por objeto lograr que el modelo o grupo de modelos se encuentren a escala y estén nivelados y orientados en posición respecto a los puntos de control terrestre.

Para poner a escala el modelo es necesario como mínimo, conocer la distancia real entre dos puntos que estén comprendidos en el modelo; para la nivelación se requiere un mínimo de tres puntos de elevación conocida. A los primeros dos puntos se les llama puntos de control horizontal o de posición (x-y) y a los tres últimos se les llama puntos de control vertical o de elevación (z). La orientación en posición se logra haciendo coincidir los puntos de control situados a escala, con las respectivas proyecciones de sus imágenes estereoscópicas.

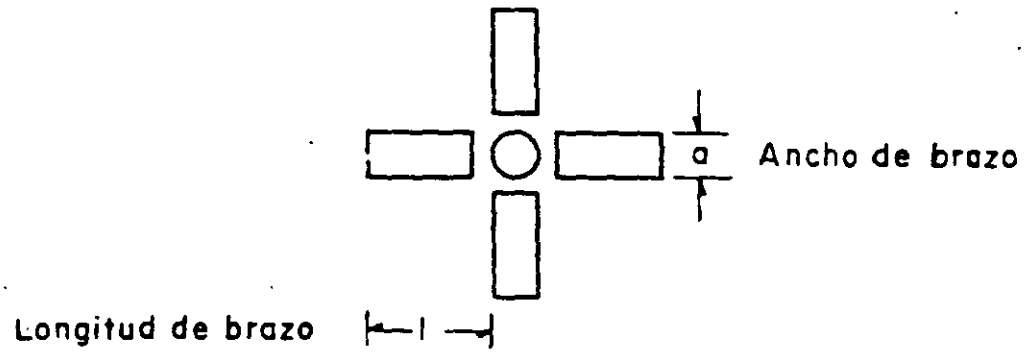
Las posiciones y elevaciones de los puntos de control terrestre se pueden obtener mediante observaciones astronómicas de posición y gravimétricas, mediciones geodésicas o topográficas de precisión.

3.6.2 Señalamiento

Los datos del control terrestre generalmente se manejan en sistemas espaciales de coordenadas x-y-z que pueden ser arbitrarios o estar ligados a uno o más orígenes preestablecidos; en la mayoría de los casos las elevaciones se refieren al nivel del mar. Como los puntos deben ser identificables en las fotografías aéreas, se acostumbra señalarlos previamente a la toma de ellas, aunque pueden escogerse posteriormente en las fotos, puntos fácilmente identificables en el terreno.

La práctica señala que se obtienen mejores resultados en los trabajos apoyados en puntos de control señalados antes del vuelo; en este caso deberán tenerse presentes los siguientes conceptos.

La forma y dimensiones de las señales deberán ser adecuadas a la escala de la foto, para facilitar su identificación y el centrado en ellas del índice de medición de los instrumentos fotogramétricos. Se usan las formas de cuadro, de círculo, de "T", de "Y" y de cruz, dando mejores resultados la de "Y" y la de cruz. Para esta última se recomiendan las siguientes dimensiones:



Escala del negativo de vuelo	Ancho de brazo cm	Longitud de brazo cm
1: 5 000	20	100
1:10 000	30	150
1:25 000	70	350
1:50 000	150	750

El sitio de una señal deberá estar suficientemente despejado, para que de acuerdo con la posición de la línea de vuelo, el ángulo visual de la cámara y la hora del vuelo, la señal no quede cubierta por sombras, árboles, edificios, etc.; el color de la señal deberá hacer buen contraste con el área circundante, los colores negro y blanco dan buenos resultados.

Las señales se construyen generalmente con materiales disponibles en la zona, como piedra, madera, pencas de maguey, tela, cartón, etc.

Cuando los puntos de control no se hayan señalado antes de la toma de las fotografías, se escogerán cuidadosamente puntos fácilmente identificables tanto en el terreno como en las fotografías a la escala de observación en las máquinas fotogramétricas que pueden ser esquinas de puentes y de casas, intersecciones de cercas, intersecciones de caminos, etc.

Idealmente los puntos deberían escogerse al centro de cada faja de triple sobreposición longitudinal de las fotos de la misma línea de vuelo, y en su caso, al centro de cada faja de sobreposición lateral con las líneas de vuelo adyacentes; algunas veces la falta de buenos detalles naturales que puedan servir como puntos de control, las dificultades de acceso, etc., no permiten satisfacer esta condición.

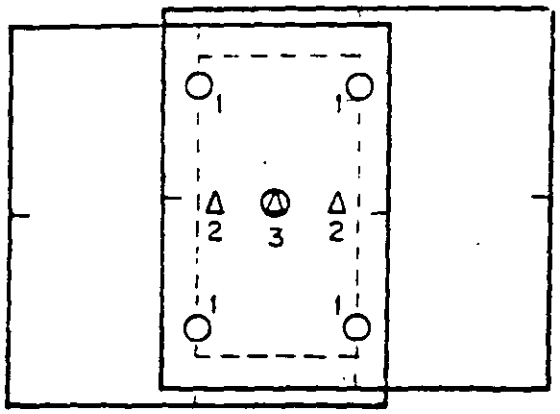
Los puntos de control vertical o de (z) deberán establecerse en áreas planas, para que los pequeños errores de identificación de su posición no causen grandes errores en elevación.

3.6.3 Proyecto del control terrestre

El proyecto del control terrestre se hará por personal que conozca suficientemente las posibilidades y las limitaciones de los procedimientos, del personal y de los equipos que se utilizarán, tanto en los trabajos de control como en el resto de las operaciones fotogramétricas. Este trabajo se realiza generalmente sobre fotografías existentes, utilizando un estereoscopio con binoculares amplificadores. En las fotos se marcan pequeñas áreas que encierran sitios convenientes para los puntos de control; la selección final de los puntos propiamente dichos, la realiza el personal de campo atendiendo a condiciones de visibilidad por vegetación, obstáculos no previstos, accesibilidad actual, etc.

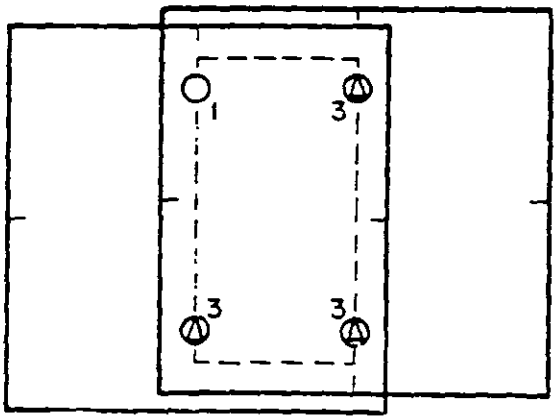
El proyecto de un control terrestre puede presentar muchas variantes, puede tratarse de establecer uno nuevo o completar uno ya existente, bien sea para aerotriangulación por fajas o por bloques, control completo para cada modelo, etc.

Idealmente el control completo para un modelo debería establecerse de la siguiente manera:



Puntos	Coordenadas
1	z
2	x - y
3	x - y - z

En la práctica es común el empleo del control terrestre de sólo cuatro puntos como se muestra a continuación:

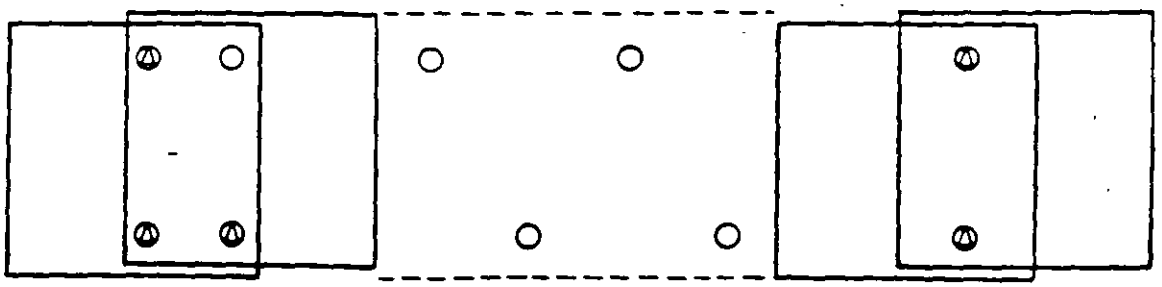


Puntos	Coordenadas
1	z
3	x - y - z

La aerotriangulación es un método de obtención de control auxiliar a través de las relaciones geométricas entre fotografías aéreas adyacentes. Estas relaciones pueden establecerse analítica o mecánicamente; esta última forma incluye el uso de instrumentos estereoscópicos de restitución, para hacer la transmisión de la orientación de una foto a la siguiente. Después de los correspondientes ajustes con base en el control terrestre, la aerotriangulación produce el control auxiliar suficiente para orientar aisladamente cada modelo, en el mismo sistema del control terrestre.

En proyecto de carreteras, generalmente el problema es lineal y se hacen aerotriangulaciones en Balplex o Autógrafo A-7 con fotos a escala 1:25 000, compensadas por fajas del orden de 5 a 10 modelos. Los conceptos de compensación son: escala, curvatura y abatimiento, los cuales se controlan, respectivamente, con medidas lineales, orientaciones astronómicas y nivelaciones terrestres.

El control tipico en estos casos es de esta forma:



Salida		Llegada
3 puntos de x-y-z 1 punto de z	Un punto de z a cada tercer modelo, en distribución al "tresbolillo"	2 puntos de x-y-z

La densidad y distribución del control terrestre para aerotriangulación depende del tipo de compensación a efectuar, del instrumento a emplear, de la precisión requerida, etc.

El concepto control terrestre representa un porcentaje elevado del costo total de los trabajos fotogramétricos, por lo que al proyectar el control se tratará de reducir al mínimo el trabajo de campo, buscando la distribución más conveniente, la facilidad de identificación, la posibilidad de acceso y la seguridad de intervisibilidad de los puntos.

La precisión requerida en las mediciones del control terrestre depende, entre otros factores, de la escala del plano a obtener y del error permitido en éste de acuerdo con su aplicación.

En fotogrametría para proyecto de carreteras se considera suficiente la precisión de 1:20 000 en los cierres planimétricos de poligonales y en nivelación un error de cierre de 10 mm $\sqrt{N}$, siendo N el número de kilómetros de desarrollo del circuito cerrado de nivelación.

Los procedimientos de levantamiento dependerán básicamente del tipo de terreno en que se vaya a trabajar y del equipo de medición disponible. Actualmente con el uso extensivo de los equipos electrónicos de medición de distancias, los tránsitos de un segundo de lectura, los niveles automáticos y los barómetros altímetros de precisión, el control terrestre se realiza en la mayoría de los casos a base de poligonales topográficas o geodésicas, según sea necesario, con nivelaciones geométricas unas veces, trigonométricas otras y en algunas ocasiones fototrigonométricas; asimismo se efectúan levantamientos por trilateraciones y ya muy poco por triangulaciones.

Los puntos de control terrestre no señalados antes del vuelo, generalmente se levantan por coordenadas polares a partir de los vértices del levantamiento general, principalmente cuando aquellos dificultan el centrado de los instrumentos de medición.

En todos los casos, las mediciones deben ser planeadas y desarrolladas de manera que haya elementos de comprobación, como orientaciones astronómicas, cierre de circuitos en poligonales y nivelaciones, ligas a vértices geodésicos o bancos de nivel confiables en el área.

Cada punto de control se establecerá en una mojonera de concreto; sin embargo, en sitios de acceso difícil, la mojonera podrá sustituirse por una piedra grande, un tronco de árbol cortado a ras de suelo, o algún otro cuerpo que no se mueva fácilmente.

Cuando se trabaje con puntos de control preseñalados, las señales deberán ser colocadas y pintadas en la fecha más próxima posible al vuelo fotográfico, para disminuir las posibilidades de que las condiciones atmosféricas, los animales o las gentes, las destruyan, por lo que será necesario coordinar el señalamiento con el calendario de vuelos.

Los puntos de control señalados posteriormente al vuelo deberán identificarse por un número progresivo y un piquete fino en las fotos de contacto, o en amplificaciones fotográficas de la zona de cada punto.

Así mismo, para cada uno se entregará un croquis en el que aparezca el propio punto referido en dirección con los puntos de control adyacentes y en dirección y distancia con otros detalles visibles en la foto y en el terreno.

En el cálculo del control terrestre se consideran todos los elementos de corrección inherentes a los levantamientos, como son: correcciones a las velocidades de las radiaciones usadas en las mediciones electrónicas de distancias; refracción y curvatura; reducción al horizonte; convergencia de meridianos; etc. En este campo están prestando cada vez mayor ayuda las computadoras electrónicas, al dar mayor rapidez a los cálculos.

3.7 EVALUACION DE RUTAS POSIBLES

La elección de la mejor ruta entre varias posibles es un problema de cuya solución depende el futuro de la carretera.

Al comparar las ventajas que ofrezcan las rutas posibles, es preciso hallar el costo aproximado de construcción, operación y conservación, de la vía que se vaya a proyectar y compararlo con los beneficios probables que se deriven de ella. Asimismo, deben tenerse en cuenta los perjuicios ocasionados por la obra, a fin de considerarlos en la evaluación. Por tanto, una vez establecidas las rutas probables, es necesario comparar los costos anuales, tal como se establece en el Capítulo I de este Manual, relativo a Evaluación de Proyectos.

CAPITULO IV

METODOLOGIA DEL PROYECTO

GENERALIDADES

Las inversiones en obras públicas dentro de las que están incluidas los caminos, deben producir los máximos beneficios a la colectividad con la mínima inversión posible. Una condición primordial para alcanzar este objetivo, es el conocimiento profundo de los problemas y la aplicación de las técnicas apropiadas para resolverlos.

Lo anterior lleva a pensar que sólo deben ejecutarse aquellas obras cuyo proyecto se encuentre completamente detallado en todas sus partes. Para la elaboración correcta de ese proyecto se requiere como base, que todos los estudios se hayan elaborado con la mayor precisión.

Existen algunos principios de carácter universal en los que debe basarse el criterio de proyecto.

1. Son más costosas las fallas de proyecto que se reflejan en una obra ya terminada, que el costo adicional que significarían los estudios necesarios para reducir o eliminar la posibilidad de las fallas.

2. El empleo de una tecnología avanzada, debidamente probada, permite generalmente una economía considerable en la construcción y operación de las obras.

3. Los estudios en el lugar de la obra requieren del esfuerzo continuo, la observación profunda y el registro de todos los datos que intervengan de alguna forma, en el comportamiento de la estructura por proyectarse.

4. Para cada rama de proyecto debe contarse con ingenieros especialistas en esa materia. Para lograr esto, es necesario que en cada disciplina se mantenga al personal al día, en relación con los avances en las distintas tecnologías que les atañen.

Por lo que se refiere al proyecto de carreteras dentro de la Secretaría de Obras Públicas, se ha desarrollado toda una metodología que considera tres etapas: Selección de Ruta, Anteproyecto y Proyecto.

En el Capítulo de Selección de Ruta se explicó cómo determinar la zona más ventajosa para la localización de un camino. Para el Anteproyecto se requiere establecer el trazo de este camino, haciéndose necesario completar y definir los datos recogidos previamente. Para esto último, se requiere un levantamiento topográfico, ya sea utilizando los métodos convencionales terrestres, o empleando las facilidades que proporciona la fotogrametría y las computadoras electrónicas.

El levantamiento se traducirá en un plano con curvas de nivel de la faja en estudio, un plano del perfil longitudinal del terreno en el eje de la poligonal que sirvió de base para el levantamiento y un plano de secciones transversales a dicho eje.

Sobre estos planos se efectuará el anteproyecto del eje de la vía, hasta situar en ellos una línea que se considere cumpla con los requisitos establecidos para la carretera.

4.1 SELECCION DEL PROCEDIMIENTO PARA EL LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

Se ha dicho que para completar y definir los datos previos se requiere un levantamiento topográfico, ya sea utilizando los métodos convencionales terrestres o empleando las facilidades de la fotogrametría y las computadoras electrónicas, método al cual se le ha llamado fotogramétrico electrónico.

Para elegir el procedimiento a emplearse deben tomarse en cuenta los cuatro factores determinantes: la vegetación, la configuración topográfica, el plazo de ejecución y la accesibilidad a la zona.

A) Vegetación. La precisión en el procedimiento fotogramétrico electrónico dependerá de la altura, densidad y tipo de vegetación existente. La altura máxima de una vegetación densa, permisible para emplear directamente el procedimiento fotogramétrico electrónico sin ninguna corrección, es de 0.10 m. Cuando la altura de la vegetación esté comprendida entre 0.10 m y 1.00 m, debe obtenerse la densidad y altura media mediante un recorrido, a fin de aplicarlas a manera de corrección al efectuar la restitución.

Si la altura de la vegetación es mayor de lo antes indicado, el empleo del procedimiento fotogramétrico electrónico dependerá de su densidad. A continuación se presenta una tabla que puede utilizarse a manera de guía, para determinar si es posible su empleo.

PROMEDIO ALTURA VEGETACION — m	PROMEDIO DIAMETRO FOLLAJE — m	PROMEDIO SEPARACION ARBOLES C-C — m	NUMERO MAXIMO DE ARBOLES POR HECTAREA APROXIMADA
5	5	12	60
10	6	15	50
15	7	18	40
20	8	23	20
30	8	29	12

Cuando la densidad de la vegetación sobrepase las cantidades anteriores, no se podrán observar estereoscópicamente la mayoría de los puntos del terreno y entonces no debe recurrirse al método fotogramétrico elec-

trónico. Al considerar la vegetación alta en la forma citada, debe tenerse en cuenta que la vegetación chica que existe entre ella, cumpla con lo indicado en los párrafos anteriores.

Cuando las áreas de vegetación densa son aisladas y representan menos del 50% de la longitud del proyecto, pueden combinarse ambos procedimientos con buenos resultados; es decir, empleando el método fotogramétrico donde la vegetación lo permite y el terrestre en el resto. Como pueden presentarse muchas combinaciones de densidad y altura de vegetación, en estos casos debe predominar el criterio del ingeniero, para elegir el procedimiento adecuado.

B) Configuración topográfica. El terreno, en cuanto a su configuración, se clasifica en plano, lomerío y montañoso. En seguida se dan las recomendaciones generales para el empleo de uno u otro procedimiento en relación con la configuración del terreno:

1. En terreno plano o lomerío suave, el tiempo que se requiere para el control terrestre es más o menos el mismo que se necesitaría para el trazo definitivo, en caso de que no hubiera necesidad de recurrir a levantamientos preliminares, lo cual es factible con la ayuda de las fotografías aéreas obtenidas con anterioridad. Por lo que, en general, debe usarse el procedimiento convencional o terrestre, por ser más económico y rápido que el fotogramétrico electrónico.

2. En terreno de lomerío, la elección del procedimiento depende de su costo, el cual a su vez varía con la longitud del camino. Puede decirse como término medio, que el procedimiento terrestre conviene usarse en caminos hasta de unos 30 km de longitud y de ahí en adelante usar el procedimiento fotogramétrico electrónico.

3. En terreno montañoso, el procedimiento más adecuado es el fotogramétrico electrónico, por ser el más económico, pero quedando limitado su empleo a longitudes de camino mayores de 10 km.

C) Plazo de ejecución. Cuando el plazo de ejecución del proyecto es corto y la toma de fotografías aéreas no puede realizarse de inmediato, como por ejemplo, cuando las condiciones atmosféricas son desfavorables, generalmente conviene usar el procedimiento terrestre o convencional.

D) Accesibilidad a la zona. Otro factor que puede hacer variar la elección del procedimiento a seguir, es la dificultad en el acceso a la zona del camino en estudio, ya sea por los costos resultantes de transporte o por el tiempo empleado en movilizar tanto al personal como a sus elementos de trabajo.

4.2 ANTEPROYECTO

Es el resultado del conjunto de estudios y levantamientos topográficos que se llevan a cabo con base en los datos previos, para situar en planos obtenidos de esos levantamientos, el eje que seguirá el camino.

Una vez obtenidos los planos con curvas de nivel a una escala apropiada, se inicia el estudio para el trazo del camino, considerando un número variable de posibilidades, hasta seleccionar la más conveniente que se tomará como tentativa del eje de la carretera, quedando así definidos los alineamientos horizontal y vertical.

El anteproyecto requiere una evaluación razonablemente exacta de la geometría de cada una de las posibilidades, sin hacer falta una exactitud

minuciosa, ya que serán inútiles cuantos cálculos se hagan para todas las líneas posibles, excepto para aquella que se juzgue posteriormente la mejor.

Un trazo óptimo es aquel que se adapta económicamente a la topografía del terreno. Sin embargo, la selección de una línea y su adaptabilidad al terreno dependen de los criterios adoptados. Estos criterios a su vez dependen del tipo y volumen de tránsito previstos durante la vida útil del camino, así como de la velocidad de proyecto.

Por consiguiente, una vez clasificada la vía y fijadas las especificaciones que regirán el proyecto geométrico, se debe buscar una combinación de alineamientos que se adapten al terreno, planimétrica y altimétricamente y cumplan los requisitos establecidos.

En muchas ocasiones, algunos factores pueden llevar a forzar una línea. Entre ellos pueden citarse los requerimientos del derecho de vía, la división de propiedades, el efecto de la vía proyectada sobre otras existentes, los cruces con ríos, las intersecciones con otras carreteras o ferrocarriles, las previsiones para lograr un buen drenaje, la naturaleza geológica de los terrenos donde se alojará la carretera.

Estos factores y otros semejantes que pudieran establecerse, influyen en la determinación de los alineamientos horizontal y vertical de un camino. Alineamientos que dependen mutuamente entre sí; por lo que deben guardar una relación que permita la construcción con el menor movimiento de tierra posible y con el mejor balance entre los volúmenes que se produzcan de excavación y terraplén.

Estos conceptos se reflejan en las siguientes normas generales para los alineamientos horizontal y vertical.

4.2.1 Normas generales para el alineamiento horizontal

Los diferentes elementos que intervienen para el cálculo del alineamiento horizontal, se discutirán con detalle en capítulos posteriores; sin embargo, existen ciertas normas generales que están reconocidas por la práctica y que son importantes para lograr una circulación cómoda y segura, entre las cuales se pueden citar las siguientes:

1. La seguridad al tránsito que debe ofrecer el proyecto es la condición que debe tener preferencia.

2. La topografía condiciona muy especialmente los radios de curvatura y velocidad de proyecto.

3. La distancia de visibilidad debe ser tomada en cuenta en todos los casos, porque con frecuencia la visibilidad requiere radios mayores que la velocidad en sí.

4. El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser consistente con la topografía. Una línea que se adapta al terreno natural es preferible a otra con tangentes largas pero con repetidos cortes y terraplenes.

5. Para una velocidad de proyecto dada, debe evitarse dentro de lo razonable, el uso de la curvatura máxima permisible. El proyectista debe tender, en lo general, a usar curvas suaves, dejando las de curvatura máxima para las condiciones más críticas.

6. Debe procurarse un alineamiento uniforme que no tenga quiebres bruscos en su desarrollo, por lo que deben evitarse curvas forzadas después de tangentes largas o pasar repentinamente de tramos de curvas suaves a otros de curvas forzadas.

7. En terraplenes altos y largos sólo son aceptables alineamientos rectos o de muy suave curvatura, pues es muy difícil para un conductor percibir alguna curva forzada y ajustar su velocidad a las condiciones prevalecientes.

8. En camino abierto debe evitarse el uso de curvas compuestas, sobre todo donde sea necesario proyectar curvas forzadas. Las curvas compuestas se pueden emplear siempre y cuando la relación entre el radio mayor y el menor sea igual o menor a 1.5.

9. Debe evitarse el uso de curvas inversas que presenten cambios de dirección rápidos, pues dichos cambios hacen difícil al conductor mantenerse en su carril, resultando peligrosa la maniobra. Las curvas inversas deben proyectarse con una tangente intermedia, la cual permite que el cambio de dirección sea suave y seguro.

10. Un alineamiento con curvas sucesivas en la misma dirección debe evitarse cuando existan tangentes cortas entre ellas, pero puede proporcionarse cuando las tangentes sean mayores de 500 m.

11. Para anular la apariencia de distorsión, el alineamiento horizontal debe estar coordinado con el vertical.

12. Es conveniente limitar el empleo de tangentes muy largas, pues la atención de los conductores se concentra durante largo tiempo en puntos fijos, que motivan somnolencia, especialmente durante la noche, por lo cual es preferible proyectar un alineamiento ondulado con curvas amplias.

4.2.2 Normas generales para el alineamiento vertical

En el perfil longitudinal de una carretera, la subrasante es la línea de referencia que define el alineamiento vertical. La posición de la subrasante depende principalmente de la topografía de la zona atravesada, pero existen otros factores que deben considerarse también:

1. La condición topográfica del terreno influye en diversas formas al definir la subrasante. Así, en terrenos planos, la altura de la subrasante sobre el terreno es regulada, generalmente, por el drenaje. En terrenos en lomerío se adoptan subrasantes onduladas, las cuales convienen tanto en razón de la operación de los vehículos como por la economía del costo. En terrenos montañosos la subrasante es controlada estrechamente por las restricciones y condiciones de la topografía.

2. Una subrasante suave con cambios graduales es consistente con el tipo de camino y el carácter del terreno; a esta clase de proyecto debe dársele preferencia, en lugar de uno con numerosos quiebres y pendientes en longitudes cortas. Los valores de diseño son la pendiente máxima y la longitud crítica, pero la manera en que éstos se aplican y adaptan al terreno formando una línea continua, determina la adaptabilidad y la apariencia del producto terminado.

3. Deben evitarse vados formados por curvas verticales muy cortas, pues el perfil resultante se presta a que las condiciones de seguridad y estética sean muy pobres.

4. Dos curvas verticales sucesivas y en la misma dirección separadas por una tangente vertical corta, deben ser evitadas, particularmente en columpios donde la vista completa de ambas curvas verticales no es agradable. Este efecto es muy notable en caminos divididos con aberturas espaciadas en la faja separadora central.

5. Un perfil escalonado es preferible a una sola pendiente sostenida, porque permite aprovechar el aumento de velocidad previo al ascenso y el correspondiente impulso, pero, evidentemente, sólo puede adaptarse tal sistema para vencer desniveles pequeños o cuando no hay limitaciones en el desarrollo horizontal.

6. Cuando la magnitud del desnivel a vencer o la limitación del desarrollo motiva largas pendientes uniformes, de acuerdo a las características previsibles del tránsito, puede convenir adoptar un carril adicional en la sección transversal.

7. Los carriles auxiliares de ascenso también deben ser considerados donde la longitud crítica de la pendiente está excedida y donde el volumen horario de proyecto excede del 20% de la capacidad de diseño para dicha pendiente, en el caso de caminos de dos carriles y del 30% en el caso de caminos de varios carriles.

8. Cuando se trata de salvar desniveles apreciables, bien con pendientes escalonadas o largas pendientes uniformes, deberá procurarse disponer las pendientes más fuertes al comenzar el ascenso.

9. Donde las intersecciones a nivel ocurren en tramos de camino con pendientes de moderadas a fuertes, es deseable reducir la pendiente a través de la intersección; este cambio en el perfil es benéfico para todos los vehículos que den vuelta.

4.2.3 Combinación de los alineamientos horizontal y vertical

Los alineamientos horizontal y vertical no deben ser considerados independientes en el proyecto, puesto que se complementan el uno al otro. Si uno de los dos alineamientos presenta partes pobremente proyectadas, éstas influyen negativamente tanto en el resto de ese alineamiento como en el otro. Por lo anterior, deben estudiarse en forma exhaustiva ambos alineamientos, tomando en cuenta que la bondad en su proyecto incrementará su uso y seguridad.

Es difícil discutir la combinación de los alineamientos horizontal y vertical sin referirse al amplio aspecto de la localización de caminos; ambos temas están relacionados entre sí y cuanto pueda decirse de uno generalmente es aplicable al otro.

Si se supone que la localización general ha sido realizada y que el problema restante es lograr un proyecto armónico entre los alineamientos horizontal y vertical y que obtenido éste, el camino resulta una vía económica, agradable y segura, se tendrá que la velocidad de proyecto adquiere mayor importancia, puesto que en el cálculo es el parámetro que logra el equilibrio buscado.

Las combinaciones apropiadas de los alineamientos horizontal y vertical se logran por medio de estudios de ingeniería y de las siguientes normas generales:

1. La curvatura y la pendiente deben estar balanceadas. Las tangentes o las curvas horizontales suaves en combinación con pendientes fuertes o largas, o bien una curvatura horizontal excesiva con pendientes suaves, corresponden a diseños pobres. Un diseño apropiado es aquel que combina ambos alineamientos ofreciendo lo máximo en seguridad, capacidad, velocidad, facilidad y uniformidad en la operación, además de una apariencia agradable dentro de los límites prácticos del terreno y del área atravesada.

2. La curvatura vertical sobrepuesta a la curvatura horizontal o viceversa, generalmente da como resultado una vía más agradable a la vista, pero debe ser analizada tomando en cuenta el tránsito. Cambios sucesivos en el perfil que no están en combinación con la curvatura horizontal, pueden tener como consecuencia una serie de jorobas visibles al conductor por alguna distancia Sin embargo, en algunas ocasiones la combinación de los alineamientos horizontal y vertical pueden también resultar peligrosos bajo ciertas condiciones, tal como se discuten en seguida.

3. No deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca de una cima, o de una curva vertical en cresta pronunciada. Esta condición es peligrosa porque el conductor no puede percibir el cambio en el alineamiento horizontal, especialmente en la noche, porque las luces de los coches alumbran adelante hacia el espacio y en línea recta. El peligro puede anularse si la curvatura horizontal se impone a la vertical, por ejemplo construyendo una curva horizontal más larga que la curva vertical. También puede lograrse usando valores de proyecto mayores que los mínimos.

4. De la misma manera no deben proyectarse curvas horizontales forzadas en o cerca del punto bajo de una curva vertical en columpio, porque el camino da la impresión de estar cortado.

Cuando la curva horizontal es muy suave presenta una apariencia de distorsión indeseable. Muchas veces las velocidades de otros vehículos, especialmente las de los camiones, son altas al final de las pendientes y pueden conducir a operaciones erráticas especialmente durante la noche.

5. En caminos de dos carriles, la necesidad de tramos para rebasar con seguridad a intervalos frecuentes y en un porcentaje apreciable de la longitud del camino, influye en la combinación de ambos alineamientos. En estos casos es necesario proporcionar suficientes tangentes largas, para asegurar la distancia de visibilidad de rebase.

6. En las intersecciones donde la distancia de visibilidad a lo largo de ambos caminos sea importante y los vehículos tengan que disminuir su velocidad o parar, la curvatura horizontal y el perfil deben proyectarse lo más suave posible.

7. En caminos divididos se pueden emplear diferentes combinaciones de alineamiento horizontal y vertical para cada sentido de circulación, si la anchura de la faja separadora lo permite.

La coordinación entre los alineamientos horizontal y vertical debe iniciarse en la etapa de anteproyecto, donde pueden realizarse los ajustes correspondientes, mediante estudios exhaustivos. El proyectista deberá utilizar planos de trabajo del tamaño y escala que requiera el estudio; generalmente para la planta se utiliza la escala 1:2 000 con curvas de nivel a cada dos metros y para el perfil se usan dos escalas, la horizontal 1:2 000 y la vertical 1:200. En este último plano, se acostumbra representar en la parte superior el alineamiento horizontal, con el fin de facilitar el estudio de la coordinación entre ambos alineamientos. En esta etapa el proyectista no debe preocuparse por la precisión en sus cálculos; con algunas excepciones, el estudio debe ser en su mayor parte a base de un análisis gráfico, efectuándolo con el auxilio de cerchas o plantillas, teniendo en mente el criterio y especificaciones fijadas sobre todo en lo referente a la velocidad de proyecto, curvatura y pendiente máxima y, como consecuencia, a la distancia de visibilidad. La velocidad de proyecto puede variar en algunos tramos dependiendo de la configuración del te-

rreno y del tipo y volumen del tránsito previsto. Además, las normas generales de diseño que se han citado anteriormente, deben ser consideradas en todos sus aspectos. La coordinación de los alineamientos horizontal y vertical desde el punto de visto de apariencia, puede llevarse a cabo visualmente en los trabajos preliminares, lográndose magníficos resultados cuando son analizados por un proyectista con experiencia, sin menoscabo de que el análisis sea completado con modelos o perspectivas de aquellos lugares donde se tenga duda del efecto de ciertas combinaciones del trazo y perfil.

4.3 PROYECTO

Es el resultado de los diversos estudios en los que se han considerado todos los casos previstos y se han establecido normas para la realización de la obra y para resolver aquellos otros casos que puedan presentarse como imprevistos.

La etapa de proyecto se inicia una vez situada la línea, con estudios de una precisión tal, que permiten definir las características geométricas del camino, las propiedades de los materiales que lo formarán y las condiciones de las corrientes que cruza.

Con respecto a las características geométricas, los estudios permitirán definir la inclinación de los taludes de cortes y terraplenes y las elevaciones de subrasante.

Referente a las propiedades de los materiales que formarán las terracerías, se dictan normas para su detección, explotación, manejo, tratamiento y compactación.

Las obras de drenaje quedarán definidas principalmente por las condiciones hidráulicas de las corrientes que cruza el camino unidas a las características de los materiales en el cauce.

Buscando la mayor economía posible en la construcción de la carretera, se procede al cálculo de los movimientos de terracerías por medio del diagrama denominado curva masa; asimismo se dan los procedimientos que deben seguirse durante la construcción.

Todos aquellos imprevistos que surjan durante la construcción de la obra, se resolverán con base en los estudios realizados en el proyecto de la misma, ampliándose éstos para los casos que se crean necesarios.

CAPITULO V

ELEMENTOS BASICOS PARA EL PROYECTO

GENERALIDADES

El proyecto geométrico de un camino está basado en ciertas características físicas del individuo como usuario del camino, de los vehículos y del camino mismo. En este capítulo se tratarán algunos aspectos relativos al usuario como conductor; las características dimensionales y de operación de los vehículos como unidades, estableciéndose cinco tipos de vehículos de proyecto; las características del tránsito vehicular como es el volumen de tránsito y la velocidad; una introducción al estudio de la relación entre la velocidad, el volumen y la densidad; y, por último, los métodos para obtener la distancia de visibilidad de parada y de rebase.

5.1 EL USUARIO

La planeación y el proyecto de carreteras así como el control y la operación del tránsito, requieren del conocimiento de las características físicas y psicológicas del usuario del camino. El ser humano, bien sea como peatón o como conductor, considerado individual o colectivamente, es el elemento crítico en la determinación de muchas de las características del tránsito.

Las siguientes condiciones del medio ambiente pueden afectar el comportamiento del usuario: 1) la tierra: su uso y actividades; 2) el ambiente atmosférico: estado del tiempo y visibilidad; 3) obras viales: carreteras, ferrocarriles, puentes y terminales; y 4) la corriente del tránsito y sus características, las cuales son manifiestas al usuario.

En tanto que estas condiciones ambientales estimulan al usuario desde el exterior, éste se ve afectado también por su propio sistema orgánico. Por ejemplo, el alcohol, deficiencias físicas y aun problemas emocionales, influyen en el ser humano afectando su conducta en la corriente del tránsito.

La motivación, inteligencia, aprendizaje y estado emocional del usuario del camino, son otros elementos profundamente significativos en la operación del tránsito.

5.1.1 Visión del conductor

De los sentidos del hombre, la visión es indudablemente el más importante, ya que a través de este sentido, el individuo obtiene información de lo que acontece a su alrededor; muchos de los problemas opera-

cionales y de proyecto requieren del conocimiento de las características generales de la visión humana.

Se considera de importancia para la tarea de manejar, la agudeza visual, la visión periférica, la recuperación al deslumbramiento, la percepción de colores y la profundidad de percepción, es decir, que el conductor debe ser capaz de identificar objetos al mirar hacia adelante, de detectar el movimiento a sus lados, de ver el camino en la noche con escasez de luz y bajo condiciones de deslumbramiento y, por último, de distinguir colores de señales y semáforos y las distancias relativas de los diferentes objetos.

A) Agudeza visual. Uno de los datos más importantes acerca del ojo, es la agudeza visual. La máxima agudeza visual tiene lugar en un momento dado, en una pequeña porción del campo visual, limitada por un cono cuyo ángulo es de 3 grados; sin embargo, es bastante sensible dentro de un cono visual de 5 a 6 grados y regularmente clara hasta 10 grados, siendo este el punto en el cual la agudeza visual disminuye rápidamente. En la Figura 5.1 se muestra el porcentaje de conductores que pudieron leer correctamente letreros colocados dentro de diferentes ángulos de visión.[41] En el plano vertical el ángulo de visión aguda es del orden de ½ a ⅔ del plano horizontal. Es importante, por consiguiente, que las señales de tránsito sean diseñadas y colocadas de tal manera que queden dentro de un cono de visión de 10 grados.

B) Movimiento del ojo. Debido a que el campo de visión del conductor está limitado, éste mueve los ojos sobre aquellas áreas que considera sig-

LETREROS COLOCADOS DENTRO DEL CONO DE VISION CUYO ANGULO HORIZONTAL α ES:	PORCENTAJE DE RESPUESTAS CORRECTAS
5.8°	98
7.6°	95
9.6°	90
11.4°	84
13.4°	74
15.4°	66

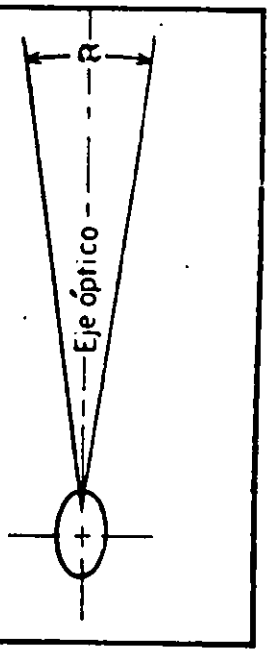


FIGURA 5.1. IDENTIFICACION DE LETREROS

[41] Matson, Smith and Hurd; *Traffic Engineering*, 1955, pág. 14.

nificativas; es por ello que la velocidad con que se mueven viene a ser de suma importancia conforme la velocidad del tránsito aumenta. Para obtener una clara visión del tránsito en el camino, es necesario que el ojo efectúe seis movimientos diferentes, todos los cuales representan tiempo mientras se recorre una distancia.[42]

1. El ojo debe fijarse en el objeto que va a ser visto. Esta pausa requiere un tiempo promedio de 0.17 seg., variando de 0.1 segundos a 0.3 segundos.

2. El ojo "salta" de un punto fijado al siguiente. Este tiempo varía de 0.029 a 0.100 segundos para movimientos de 5° a 40°, respectivamente. El tiempo de reacción que se requiere para estos movimientos, varía de 0.125 a 0.235 segundos con un promedio cercano a los 0.2 segundos. Así que el tiempo requerido para mover el ojo varía de 0.15 a 0.33 segundos.

3. El ojo debe seguir los elementos en movimiento en la corriente de tránsito.

4. Ambos ojos deben moverse armoniosamente para que las pupilas puedan converger o diverger, asegurando una visión binocular sobre los objetos que se mueven en el camino. El tiempo requerido para que los objetos puedan converger o diverger para tener una visión binocular, varía de 0.3 a 0.5 segundos.

5. El ojo debe moverse para compensar los movimientos de la cabeza.

6. El ojo se mueve a menudo involuntariamente, respondiendo a ruidos u otra clase de estímulos.

Para una visión clara, estos movimientos deben ocurrir constantemente. Como el movimiento del ojo no es instantáneo, el usuario requiere de un tiempo para ver continuamente el cambio de aspecto del camino y de las condiciones del tránsito; así por ejemplo, un conductor cuyos ojos estén fijos en lo que ocurre a la derecha de una intersección, puede necesitar hasta un segundo completo para mover sus ojos al lado izquierdo y regresar de nuevo la vista al lado derecho.

Movimiento a la izquierda	0.15 — 0.33 seg.
Fijarlos en la izquierda	0.10 — 0.30 seg.
Movimiento a la derecha	0.15 — 0.33 seg.
Fijarlos en la derecha	0.10 — 0.30 seg.
Tiempo total:	0.50 — 1.26 seg.

Estos valores muestran el tiempo para ver únicamente y no incluyen el tiempo de reacción.

Cuando el conductor depende de la iluminación artificial, éste pierde seis metros de visibilidad por cada 15 km/h de incremento en la velocidad, es decir, que el conductor requiere 1.4 segundos más, por cada 15 km/h de incremento en la velocidad, para obtener la máxima percepción visual de las condiciones del tránsito.

C) Visión periférica. Estudios de conductores muestran que el ángulo central total de visión periférica, usualmente varía entre 120° y 160°, pero debido a la concentración visual, el rango de visión periférica efectiva se

[42] Matson, Smith and Hurd; *Traffic Engineering*, 1955.

contrae al incrementarse la velocidad, desde un ángulo central de 100° a 30 km/h hasta un ángulo de 40° a 100 km/h.

Si bien es cierto que para muchas situaciones del tránsito se confía en la visión periférica, un buen proyecto y regulación adecuada no se apoya en la visión periférica de los conductores, sino en el cono de agudeza visual.

D) Visión en condiciones de deslumbramiento. Algunas condiciones, como son la salida de túneles, la iluminación de las calles y el deslumbramiento por los faros de los otros vehiculos, exigen del conductor un esfuerzo de adaptabilidad a los cambios de luz. En tanto que la reacción pupilar a los cambios de luz compensa cuando mucho en 30 veces el incremento de luz externa, el cambio de luz del día a la noche varia en relaciones de millones a uno. La adaptación residual al cambio de luz es una función de la retina. Al pasar de la obscuridad a la luz, el ojo se adapta por sí mismo mucho más rápido que cuando pasa de la luz a la obscuridad (ver Figura 5.2.). La operación del tránsito y la iluminación deben tomar en cuenta este problema de recuperación al pasar a condiciones de iluminación mucho más bajas después de entrar a un túnel o al encontrarse con deslumbramientos producidos por los faros de los vehiculos.

E) Percepción del espacio. Los valores del espacio y del tiempo de percepción basados en la visión, permiten que el conductor se forme juicios de su propio comportamiento, así como del comportamiento de los demás, en la corriente del tránsito.

Los tamaños y formas de los detalles que se perciben y su posición relativa premiten que el usuario se forme un juicio del espacio; este juicio,

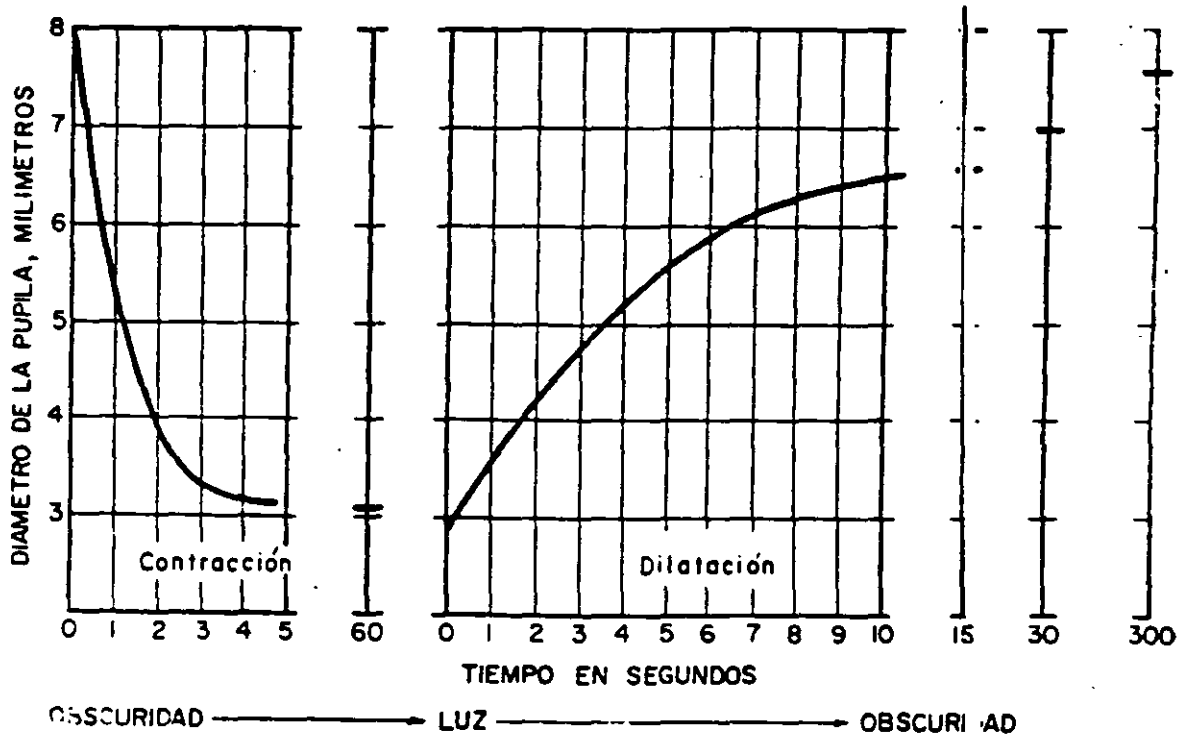


FIGURA 5.2. ADAPTABILIDAD A LOS CAMBIOS DE LUZ

sin embargo, está sujeto a variación, debido a factores tales como la convergencia de los ojos para acomodarse a la visión binocular, la tensión nerviosa para ver a través de la niebla o del humo, etc.

Ejemplos de la necesidad que tiene el conductor para percibir el espacio, son el uso de marcas en el pavimento, guías para estacionamiento delineación de calles y entronques para obtener ángulos visuales grandes, etc.

F) Altura del ojo del conductor. La altura del ojo del conductor sobre la superficie del camino ha sufrido una disminución gradual a través de los años, reduciendo la distancia de visibilidad en muchas situaciones.

Las dimensiones representativas de la altura del ojo del conductor son importantes en el proyecto geométrico para el cálculo de distancia de visibilidad.

La variación de la altura del ojo es función de las características, tanto de los vehículos como de los conductores. De acuerdo con investigaciones efectuadas en Estados Unidos de America, durante el periodo de 1930 a 1960, la altura promedio del vehículo disminuyó de 1.70 m a 1.40 m, con el correspondiente cambio en la altura del ojo del conductor, de 1.50 m a 1.20 m.

Debido a que estas variaciones en la altura del ojo significaron una disminución en la distancia de visibilidad en curvas verticales en cresta, la altura del ojo fue cambiada para fines de especificación, de 1.37 m a 1.14 m y la altura del objeto se aumentó de 0.10 m a 0.15 m.

5.1.2 Tiempo de reacción del conductor

El breve intervalo de tiempo entre ver, oir o sentir y empezar a actuar en respuesta al estímulo de una situación del tránsito o del camino, se conoce como "tiempo de reacción". Idealmente esta respuesta del conductor requiere de un tiempo para percepción, intelección, emoción y volición (voluntad). Así, mientras más compleja viene a ser una situación, el conductor debe disponer del tiempo suficiente para hacer una evaluación apropiada de todos los factores que intervienen, con el fin de reaccionar con seguridad. El tiempo requerido para esta acción, puede variar desde 0.5 segundos para situaciones simples, hasta 3 o 4 segundos para situaciones más complejas. Se ha encontrado que la respuesta a estímulos visuales, es un poco más lenta que la de los estímulos audibles o a los del tacto, como puede verse en la siguiente tabla:

Estímulo	Tiempo de reacción en segundos
Luz	0.18
Sonido	0.14
Tacto	0.14

TABLA 5-A. RESPUESTA A DIFERENTES ESTIMULOS

Los tiempos de reacción del conductor están involucrados en la determinación de distancias de visibilidad de parada, velocidades de seguridad en los accesos a intersecciones y en la programación de semáforos.

5.2 EL VEHICULO

Una carretera tiene por objeto permitir la circulación rápida, económica, segura y cómoda, de vehículos autopropulsados sujetos al control de un conductor. Por tanto, la carretera debe proyectarse de acuerdo a las características del vehículo que la va a usar y considerando en lo posible, las reacciones y limitaciones del conductor.

En esta parte se expondrán las características del vehículo que deben tomarse en cuenta en el proyecto de una carretera, así como las características físicas y psicológicas del conductor, que complementan y/o modifican las características del vehículo.

5.2.1 Clasificación

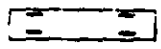
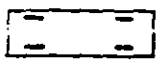
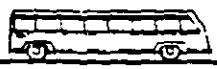
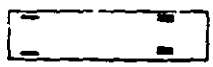
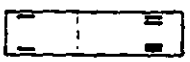
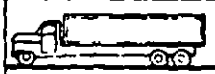
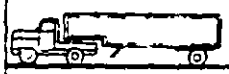
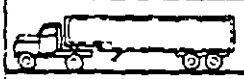
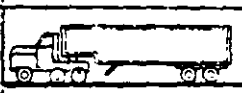
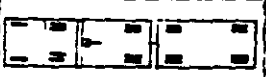
En general, los vehículos que transitan por una carretera pueden dividirse en vehículos ligeros, vehículos pesados y vehículos especiales. Los vehículos ligeros son vehículos de carga y/o pasajeros, que tienen dos ejes y cuatro ruedas; se incluyen en esta denominación los automóviles, camionetas y las unidades ligeras de carga o pasajeros. Los vehículos pesados son unidades destinadas al transporte de carga o de pasajeros, de dos o más ejes y seis o más ruedas; en esta denominación se incluyen los camiones y los autobuses. Los vehículos especiales son aquellos que eventualmente transitan y/o cruzan el camino, tales como: camiones y remolques especiales para el transporte de troncos, minerales, maquinaria pesada u otros productos voluminosos; maquinaria agrícola; bicicletas y motocicletas; y en general, todos los demás vehículos no clasificados anteriormente, tales como vehículos deportivos y vehículos de tracción animal. Dado que la circulación de los vehículos especiales es eventual en la generalidad de las carreteras, las características de estos vehículos se utilizarán fundamentalmente para definir los gálibos de las estructuras, o bien, para el proyecto de vías de comunicación de uso especializado, tales como carreteras mineras o madereras, pistas y ciclopistas. La tabla 5-B muestra la clasificación general de los vehículos, así como la proporción en que intervienen en la corriente de tránsito, de acuerdo con los estudios de origen y destino, realizados hasta la fecha indicada.

5.2.2 Características geométricas y de operación

En el proyecto de los elementos de una carretera, deben tenerse en cuenta las características geométricas y de operación de los vehículos. Las características geométricas están definidas por las dimensiones y el radio de giro. Las características de operación están definidas principalmente por la relación peso/potencia, la cual en combinación con otras características del vehículo y del conductor, determina la capacidad de aceleración y desceleración, la estabilidad en las curvas y los costos de operación.

Dado que una carretera debe proyectarse para que funcione eficientemente durante un determinado número de años, no deberán proyectarse los caminos solamente en función de las características del vehículo actual, sino que deberán analizarse las tendencias generales de esas características a través de los años, para prever hasta donde sea posible las modificaciones futuras.

En México se carece actualmente de la información necesaria para definir las características de los vehículos y sus tendencias; sin embargo, dado que una gran parte de ellos son de procedencia norteamericana, pueden utilizarse los datos obtenidos en este país, pero tomando en cuenta el tipo de vehículos predominante en las carreteras mexicanas.

TIPO DE VEHICULO		NUM. DE EJES	ESQUEMAS PERFIL	ESQUEMAS PLANTA	SIMBOLO	PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE CAMIONES		PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE VEHICULOS	
VEHICULOS LIGEROS	AUTOMOVILES	2			Ap	—		46	58
	CAMIONETAS				Ac			12	
VEHICULOS PESADOS	AUTOBUSES	2			B	—		12	42
	CAMIONES	2			C2	73	100	30	
		3			C3	13			
					T2-S1				
		4			T2-S2	7			
		5			T3-S2	7			
					T2-S1-R2				
			OTRAS COMBINACIONES						
VEHICULOS ESPECIALES	CAMIONES Y/O REMOLQUES ESPECIALES		VARIABLE		En n = variable	VARIABLE			
	MAQUINARIA AGRICOLA								
	BICICLETAS Y MOTOCICLETAS								
	OTROS								

FUENTE: S.O.P.- PROMEDIO DE LOS ESTUDIOS DE ORIGEN Y DESTINO DE L 1 AL 38 (1960 A 1970)

TABLA 5-8. CLASIFICACION GENERAL DE LOS VEHICULOS

A) Dimensiones. En la Figura 5.3 se muestran las dimensiones de los vehículos ligeros y pesados que deben tomarse en cuenta para el proyecto geométrico de carreteras. Estas dimensiones son:

L = Longitud total del vehículo.
DE = Distancia entre los ejes más alejados de la unidad.
DET = Distancia entre los ejes más alejados del tractor.
DES = Distancia entre la articulación y el eje del semirremolque. Cuando el semirremolque tiene ejes en tándem, esta distancia se mide hasta el centro del tándem.
Vd = Vuelo delantero.

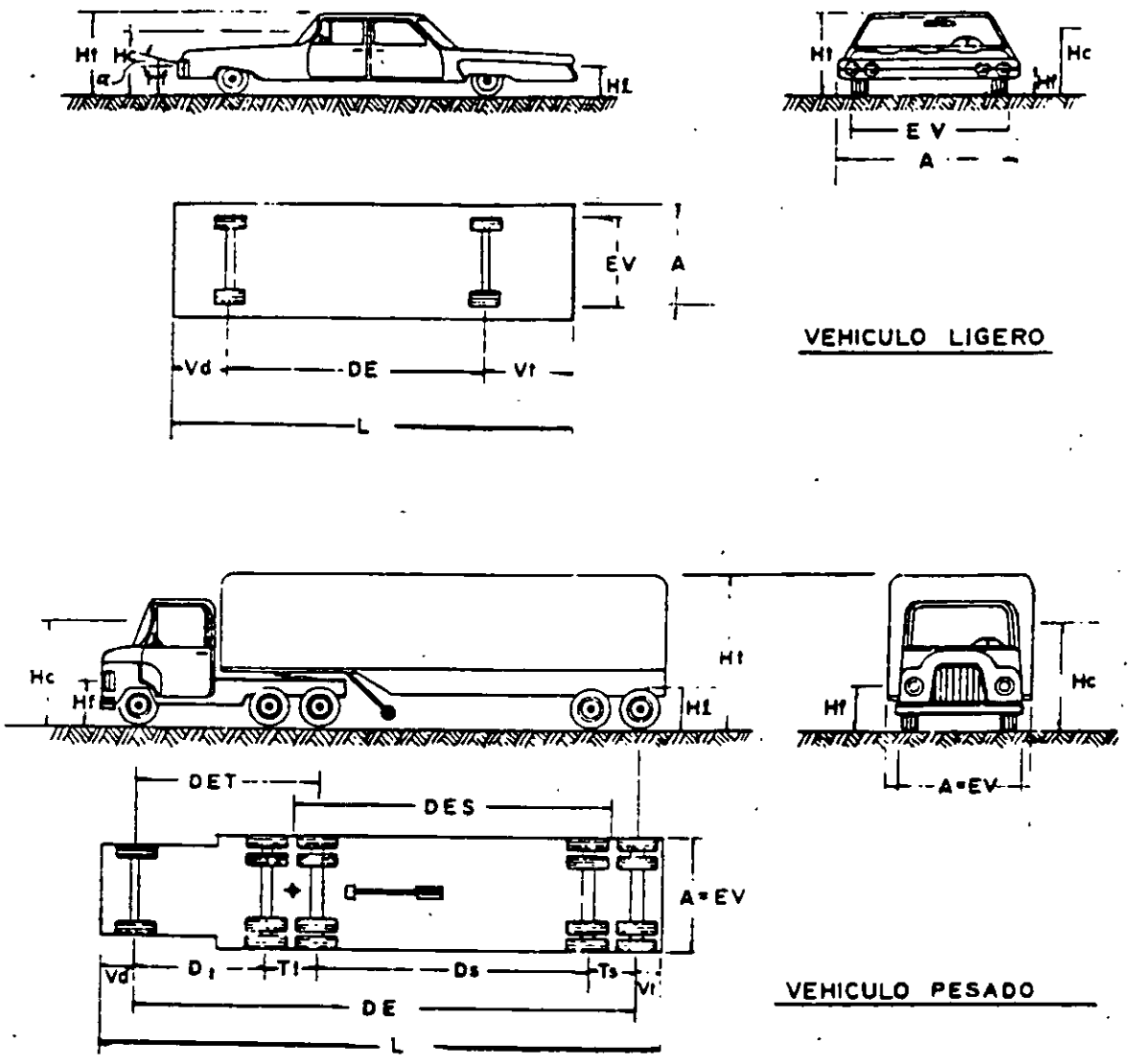


FIGURA 5.3. DIMENSIONES DE LOS VEHICULOS LIGEROS Y PESADOS

Vt = Vuelo trasero.
Tt = Distancia entre los ejes del tándem del tractor.
Ts = Distancia entre los ejes del tándem del semirremolque.
Dt = Distancia entre el eje delantero del tractor y el primer eje del tándem.
Ds = Distancia entre el eje posterior del tándem del tractor y el eje delantero del tándem del semirremolque.
A = Ancho total del vehículo.
EV = Distancia entre las caras extremas de las ruedas (entre vía).
Ht = Altura total del vehículo.
Hc = Altura de los ojos del conductor.
Hf = Altura de los faros delanteros.
Hl = Altura de las luces posteriores.
α = Angulo de desviación del haz luminoso de los faros.

Las dimensiones actuales de los vehículos ligeros y pesados varían dentro de rangos muy amplios, dependiendo del modelo y uso. Las dimensiones que deben emplearse para el proyecto geométrico de carreteras son las que corresponden al vehículo de proyecto, tal como se estipula en el inciso 5.2.3.

B) Radio de giro y trayectoria de las ruedas. El radio de giro es el radio de la circunferencia definida por la trayectoria de la rueda delantera externa del vehículo, cuando éste efectúa un giro.

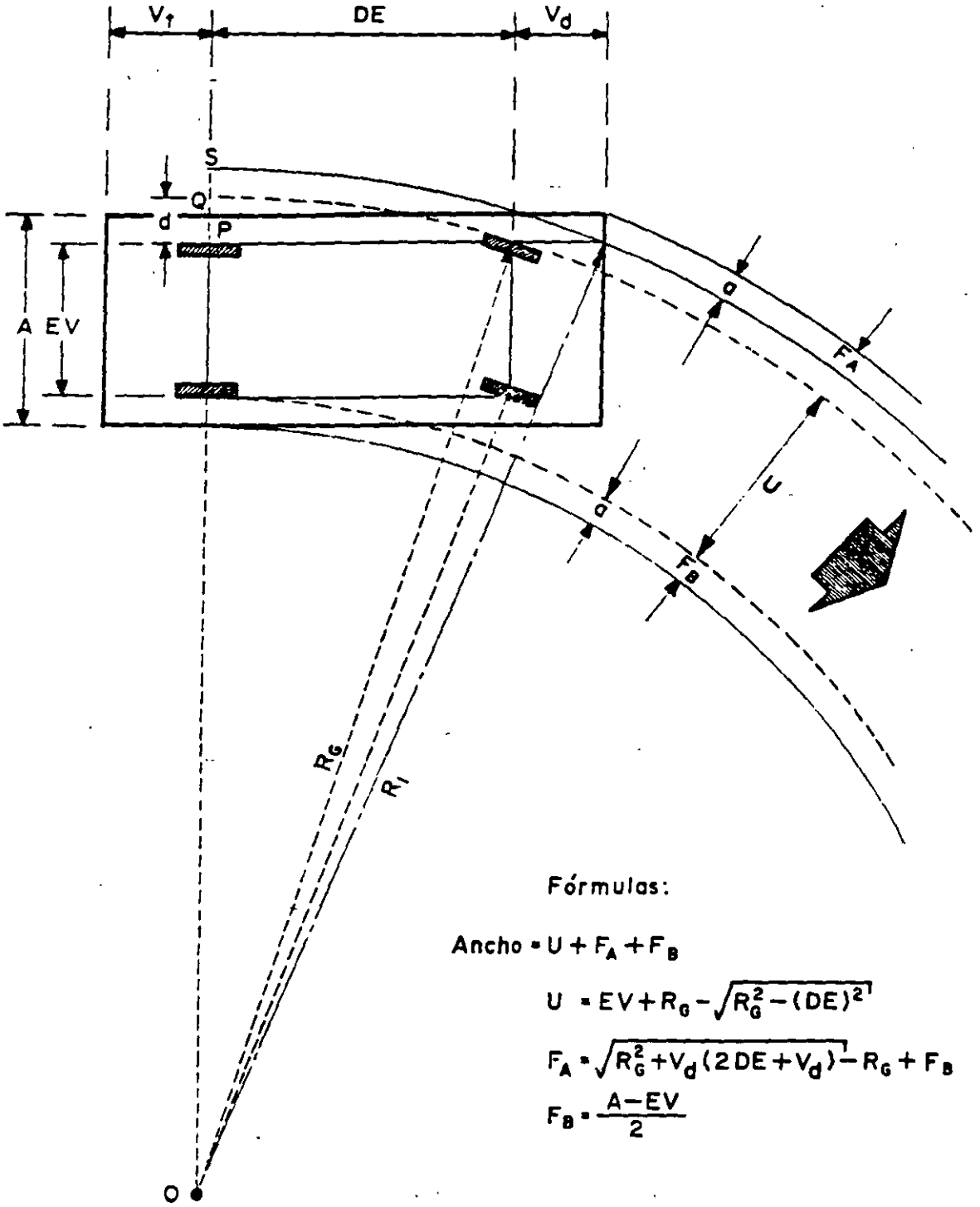
El radio de giro, las distancias entre ejes y la entrevía del vehículo, definen la trayectoria que siguen las ruedas cuando el vehículo efectúa un giro. Estas trayectorias, especialmente la de la rueda delantera externa y la trasera interna, sirven para calcular las ampliaciones en las curvas horizontales de una carretera y para diseñar la orilla interna de la calzada en los ramales de las intersecciones.

El radio de giro mínimo está limitado por la deflexión máxima de las ruedas. En los vehículos modernos, la rotación máxima de las ruedas es 50°.

Obviamente, la distancia entre los límites exteriores de las huellas de la llanta delantera externa y trasera interna es mayor cuanto menor es el radio de giro, alcanzando su valor máximo cuando el radio de giro es mínimo, es decir, cuando la deflexión de la llanta es máxima; a esa distancia, se le llama distancia entre huellas externas y se le representa con la letra U. A la diferencia entre la distancia entre huellas externas y la entrevía se le denomina desplazamiento de la huella y se le representa con la letra d. Esto es:

$$d = U - EV$$

En los vehículos sencillos, sin remolques articulados y con distancia entre ejes relativamente corta, se puede determinar analíticamente el máximo desplazamiento de la huella, ya que para estas condiciones, las trayectorias de las ruedas son arcos de circunferencia y tienen un centro de giro común. En efecto, de la Figura 5.4 se tiene: $U = EV + d$



Fórmulas:

$$\text{Ancho} = U + F_A + F_B$$

$$U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 - (DE)^2}$$

$$F_A = \sqrt{R_G^2 + V_d(2DE + V_d)} - R_G + F_B$$

$$F_B = \frac{A - EV}{2}$$

FIGURA 5.4. ANCHO DEL VEHICULO EN CURVA

en donde $d = R_G - \overline{OP}$ y $\overline{OP} = \sqrt{R_G^2 - (DE)^2}$

por lo tanto $U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 - (DE)^2}$

También se tiene: $F_A = R_1 - R_G + a$

en donde $R_1 = \sqrt{(DE + Vd)^2 + \overline{OP}^2}$

como $\overline{OP}^2 = R_G^2 - (DE)^2$

se tiene $R_1 = \sqrt{(DE + Vd)^2 + R_G^2 - (DE)^2}$

$= \sqrt{R_G^2 + Vd\,(2DE + Vd)}$

entonces $F_A = \sqrt{R_G^2 + Vd\,(2DE + Vd)} - R_G + a$

Finalmente $F_B = \dfrac{A - EV}{2}$ y $a = F_B$

Cuando el vehículo consta de tractor, semirremolque y/o remolque, el desplazamiento de la huella se determina a partir de ensayes con modelos a escala, aunque puede determinarse analíticamente en forma aproximada, considerando que el eje delantero del semirremolque es el eje real o virtual que pasa por la articulación.

El desplazamiento se calculará como sigue:

Desplazamiento de la huella del tractor (d_t):

$$d_t = R_G - \sqrt{R_G^2 - (DET)^2}$$

Desplazamiento de la huella del semirremolque (d_s):

$$d_s = (R_G - d_t) - \sqrt{(R_G - d_t)^2 - (DES)^2}$$

Desplazamiento total de la huella del vehículo:

$$d = d_t + d_s$$

También $F_A = \sqrt{R_G^2 + Vd\,(2DET + Vd)} - R_G$ y $F_B = 0$

Cabe insistir en que el cálculo anterior es aproximado, ya que el desplazamiento máximo total de la huella depende de la deflexión total del giro. En vehículos sencillos, el desplazamiento máximo generalmente ocurre en deflexiones menores de 90°, pero en vehículos articulados, ese desplazamiento máximo ocurre a los 180° y en ocasiones a los 270°, como en las rampas de los entronques tipo trébol. En el inciso 5.2.3 se da un método para calcular estos desplazamientos, basado en pruebas con modelos a

escala. El método permite calcular los desplazamientos de huella máximos de los diferentes vehículos de proyecto para diferentes radios de giro.

C) Relación peso/potencia. El peso del vehiculo cargado y la potencia de su motor son los factores más importantes que determinan las caracteristicas y costos de operación de un vehiculo en la carretera. Este hecho es particularmente significativo en los vehiculos pesados. Se ha encontrado que la relación peso/potencia de los camiones, está relacionada directamente con la velocidad y tiempo de recorrido en la carretera; asimismo, se ha observado que todos los vehiculos con la misma relación peso/potencia tienen caracteristicas de operación similares,[43] lo cual indica que dos camiones de diferentes pesos y potencias tienen el mismo comportamiento sobre el camino, si la relación peso/potencia se conserva constante. Esta particularidad es de importancia en el proyecto del camino, pues hay evidencia de que la industria automotriz tiende a uniformar la relación peso/potencia de cada uno de los tipos de vehiculos, lo cual permite establecer una relación peso/potencia de proyecto.

Normalmente, la relación peso/potencia está expresada en términos del peso total del vehiculo cargado, en kilogramos y la potencia neta del motor expresada en caballos de fuerza (HP).

La relación peso/potencia influye directamente en el proyecto del alineamiento vertical y en el análisis de capacidad del camino.

D) Aceleración y desceleración. Un vehiculo acelera, cuando la fuerza tractiva que genera el motor es mayor que las resistencias que se oponen al movimiento del vehiculo y desacelera, cuando las resistencias que se oponen al movimiento son mayores que la fuerza tractiva generada. Cuando las resistencias son iguales a la fuerza tractiva, el vehiculo se mueve a una velocidad constante y entonces se dice que ha llegado a su velocidad de régimen.

En general, el conductor acelera su vehiculo cuando efectúa una maniobra de rebase, cuando va a entrar a una pendiente ascendente, cuando se incorpora a una corriente de tránsito a través de un carril de aceleración, cuando cruza una intersección a nivel en presencia de un vehiculo que se aproxima por otra rama, o bien, cuando desea aumentar su velocidad para disminuir tiempos de recorrido. El conductor desacelera su vehiculo cuando advierte algún peligro, para salir de un camino de alta velocidad a otro lateral, para cruzar una intersección, para disminuir su velocidad en pendientes descendentes y en general, cuando quiere disminuir su velocidad; la longitud en que el conductor desee desacelerar su vehiculo, dependerá de la forma en que use el mecanismo de freno y de las resistencias que se oponen al movimiento de su vehiculo.

Habrá ocasiones en que el vehiculo pueda desacelerar o acelerar en mayor grado que el deseado por el conductor, como por ejemplo en las pendientes ascendentes y descendentes. En estos casos, toca al proyectista juzgar e interpretar los deseos del conductor, apoyado en las caracteristicas de su vehiculo y en función del uso del camino.

La fuerza de que dispone el vehiculo para acelerarse o desacelerarse, viene dada por la expresión:

$$F_D = F_T - (R_A + R_R + R_I + R_P)$$

[43] *A Policy on Geometric Design of Rural Highway* (AASHO, 1965).

En donde:

F_D = Fuerza disponible para acelerar o descelerar el vehículo en kg. Cuando esta fuerza es positiva el vehículo acelera; si es negativa, el vehículo descelera.

F_T = Fuerza tractiva neta del vehículo en kg. Es generada por el motor menos las resistencias internas producidas por los mecanismos de transmisión y las pérdidas producidas por la altura sobre el nivel del mar y otros factores.

R_A = Resistencia producida por el aire al movimiento del vehículo, en kg.

R_R = Resistencia al rodamiento producida por la deformación de la llanta y la superficie de rodamiento, en kg.

R_f = Resistencia producida por la fricción entre llanta y superficie de rodamiento cuando se aplican los frenos, en kg.

R_P = Resistencia que ofrece la pendiente al movimiento del vehículo, en kg. Cuando la pendiente es ascendente, ofrece resistencia al avance del vehículo, pero cuando es descendente, favorece este movimiento.

Las fuerzas y resistencias anteriores se calculan de la siguiente manera:

1. Fuerza tractiva. De la definición de potencia: $P = FV$, en donde:

P = Potencia, en $\frac{\text{kg - m}}{\text{seg.}}$

F = Fuerza, en kg.

V = Velocidad, en m/seg.

Si consideramos que la fuerza tractiva se ve afectada principalmente por las resistencias internas y la potencia del motor varía con la altura sobre el nivel del mar, la fórmula anterior queda:

$$F_T = \frac{P}{V} K$$

En donde: $K = e_1 e_2$

e_1 = Eficiencia según la altura sobre el nivel del mar.

Empíricamente se ha determinado que:

$e_1 = 1.09 - 10^{-4} h$ para $h \geq 900$ m

En donde h = altura sobre el nivel del mar en metros.

e_2 = Eficiencia mecánica. Varía entre 0.88 y 0.95.

Finalmente, si expresamos la potencia en caballos de fuerza y la velocidad en kilómetros por hora, la expresión anterior queda:

$$F_T = \frac{270\,HP}{V} K$$

El valor de K varía entre 0.70 y 0.95.

2. Resistencia del aire. La resistencia que ofrece el aire al movimiento del vehículo es proporcional al área que presenta el vehículo al viento y al cuadrado de la velocidad.

Esto es:

$$R_A = K_A A V^2$$

En donde:

R_A = Resistencia del aire, en kg.

A = Area frontal del vehículo, en m^2.

V = Velocidad del viento, en km/h. Para fines de cálculo se considera que la velocidad del viento, es igual a la velocidad del vehículo.

K_A = Factor que debe determinarse experimentalmente. Usualmente varía entre 0.005 y 0.006.

Como puede observarse, en la expresión anterior la resistencia del aire depende del cuadrado de la velocidad. Esto hace que para velocidades pequeñas esta resistencia puede despreciarse, no asi para altas velocidades.

3. Resistencia al rodamiento. La resistencia al rodamiento depende del tipo de superficie de rodamiento, medida, dibujo, presión y velocidad de las llantas y peso del vehículo. Estas variables se pueden representar por un factor K_R que multiplicado por el peso del vehículo, define la resistencia al rodamiento, esto es:

$$R_R = K_R W$$

En donde:

R_R = Resistencia al rodamiento, en kg.

W = Peso total del vehículo, en kg.

K_R = Factor empirico. Para las condiciones usuales de las llantas, este factor varía entre 0.008 y 0.160, según el tipo de superficie de rodamiento. (Ver tabla 5-C)

Tipo de superficie de rodamiento	K_R
Asfalto o concreto	0.008 a 0.010
Revestimiento	0.020 a 0.025
Tierra	0.080 a 0.160

TABLA 5-C. FACTOR DE RESISTENCIA AL RODAMIENTO (K_R)

En estudios realizados se encontró que para camiones pesados y buena superficie de rodamiento, como asfalto o concreto, se cumplia:

$$R_R + R_A = 0.007\,W + 89$$

o sea que la resistencia del aire es una constante en el rango de las velocidades de recorrido usuales.

4. Resistencia por fricción en el frenado. La resistencia por fricción en el frenado es proporcional al peso del vehiculo y al coeficiente de fricción longitudinal entre llantas y pavimento, esto es:

$$R_f = Wf$$

En donde:

R_f = Resistencia por fricción en el frenado, en kg.

W = Peso total del vehículo.

f = Coeficiente de fricción longitudinal entre llanta y pavimento, que debe determinarse experimentalmente.

Se han efectuado numerosas pruebas en pavimentos de todos tipos y bajo diferentes condiciones para determinar los coeficientes longitudinales. Después del análisis de los resultados de las investigaciones, AASHO ha concluido que el valor de ese coeficiente es el que se muestra en la tabla 5-D. Estos coeficientes están afectados de un factor de seguridad.

VELOCIDAD EN Km/h	COEFICIENTE DE FRICCION LONGITUDINAL (f)	
	Pavimento seco	Pavimento mojado
30	0.650	0.400
40	0.630	0.380
50	0.620	0.360
60	0.600	0.340
70	0.590	0.325
80	0.580	0.310
90	0.560	0.305
100	0.560	0.300
110	0.550	0.295

Para fines de proyecto deben emplearse los coeficientes para pavimento mojado.

TABLA 5-D. COEFICIENTE DE FRICCION LONGITUDINAL EN EL FRENADO

5. Resistencia por pendiente. La resistencia por pendiente es proporcional al peso del vehiculo y a la pendiente de la tangente vertical. En efecto, de la Figura 5.5 se tiene:

$$R_P = Wt = W \operatorname{sen} \alpha$$

para el rango de las pendientes usadas en caminos:

$$\operatorname{sen} \alpha = \tan \alpha = \frac{P}{100}$$

$$R_P = \frac{WP}{100}$$

En donde:

R_P = Resistencia por pendiente, en kg.

W = Peso total del vehiculo, en kg.

P = Pendiente de la tangente del alineamiento vertical, en por ciento

En pendientes pronunciadas esta resistencia es mucho mayor que las demás y su influencia es decisiva en la operación de los vehiculos pesados.

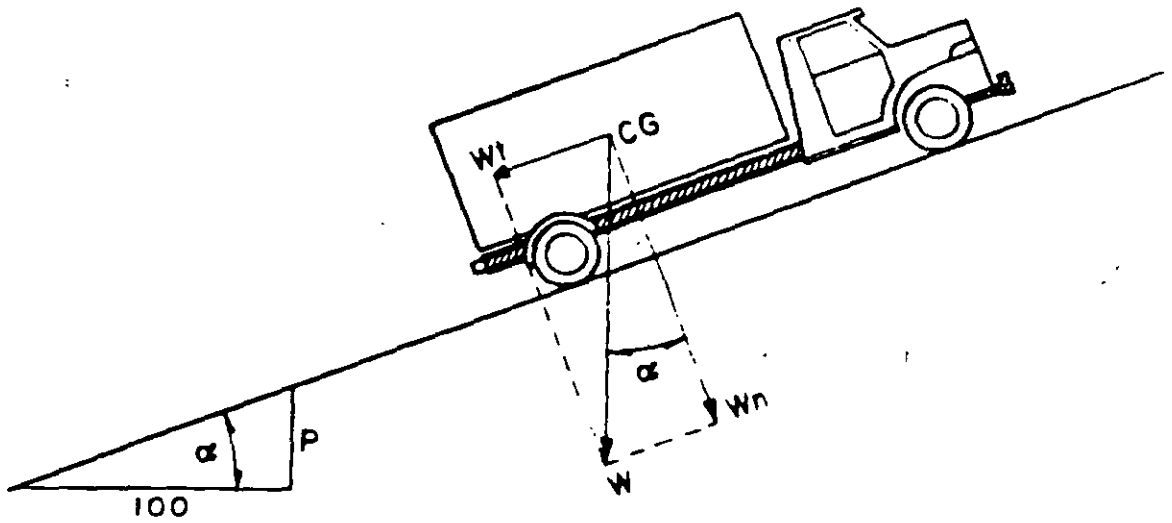


FIGURA 5.5. RESISTENCIA QUE OPONE LA PENDIENTE AL AVANCE DEL VEHICULO

Una vez calculada la fuerza disponible para acelerar o descelerar el vehiculo (F_D), puede encontrarse el tiempo y la distancia que necesita un vehiculo para adquirir una velocidad dada.

En efecto, de la segunda ley de Newton:

$$F_D = ma \; ; \quad a = \frac{F_D}{m} = \frac{F_D g}{W} = \frac{9.81 \times F_D}{W} \; (m/seg^2)$$

Por otra parte, de las ecuaciones del movimiento uniformemente acelerado puede establecerse que:

$$\Delta l = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2a} \; ; \qquad \Delta t = \frac{V_2 - V_1}{a}$$

En donde:

m = Masa del vehículo.
Δl = Longitud que requiere el vehículo para pasar de la velocidad inicial (V_1) a la velocidad final (V_2), en metros.
V_1 = Velocidad inicial, en metros/segundo.
V_2 = Velocidad final, en metros/segundo.
Δt = Tiempo requerido para pasar de la velocidad inicial (V_1) a la velocidad final (V_2).
a = Aceleración, en m/seg².
g = Aceleración de la gravedad = 9.81 m/seg².

Si expresamos la velocidad en km/h y sustituimos las expresiones anteriores, quedarán:

$$\Delta l = \frac{V_2^2 - V_1^2}{2a} = \frac{W}{254\, F_D} (V_2^2 - V_1^2)$$

$$\Delta t = \frac{V_2 - V_1}{a} = \frac{W}{35.4\, F_D} (V_2 - V_1)$$

En donde:

V_2 = Velocidad final, en kilómetros/hora.
V_1 = Velocidad inicial, en kilómetros/hora.

Las expresiones anteriores permiten proyectar todos aquellos elementos del camino en que intervengan la aceleración o desceleración de los vehículos.

Cuando se calcula la longitud de aceleración o desceleración de los vehículos en tangentes del alineamiento vertical, el cálculo debe hacerse por incrementos de velocidad, ya que el tiempo y la longitud dependen de la fuerza disponible y ésta, a su vez, depende de la velocidad. Se recomiendan incrementos de 2 kilómetros por hora.

Siguiendo el criterio anteriormente señalado, se calcularon las curvas representativas del efecto de las pendientes en los vehículos de proyecto cuya relación peso/potencia es la indicada, para lo cual se consideraron pendientes ascendentes desde 2% hasta 15% y descendentes desde 0% hasta 8%; ver Figuras 5.6, 5.7 y 5.8.

E) Estabilidad en las curvas. Un vehículo es estable cuando no tiene tendencia a salirse de la trayectoria que le fija el conductor por medio del volante. La inestabilidad del vehículo procede generalmente de las fuerzas transversales a que está sujeto, ya sea por asimetrías internas tales como

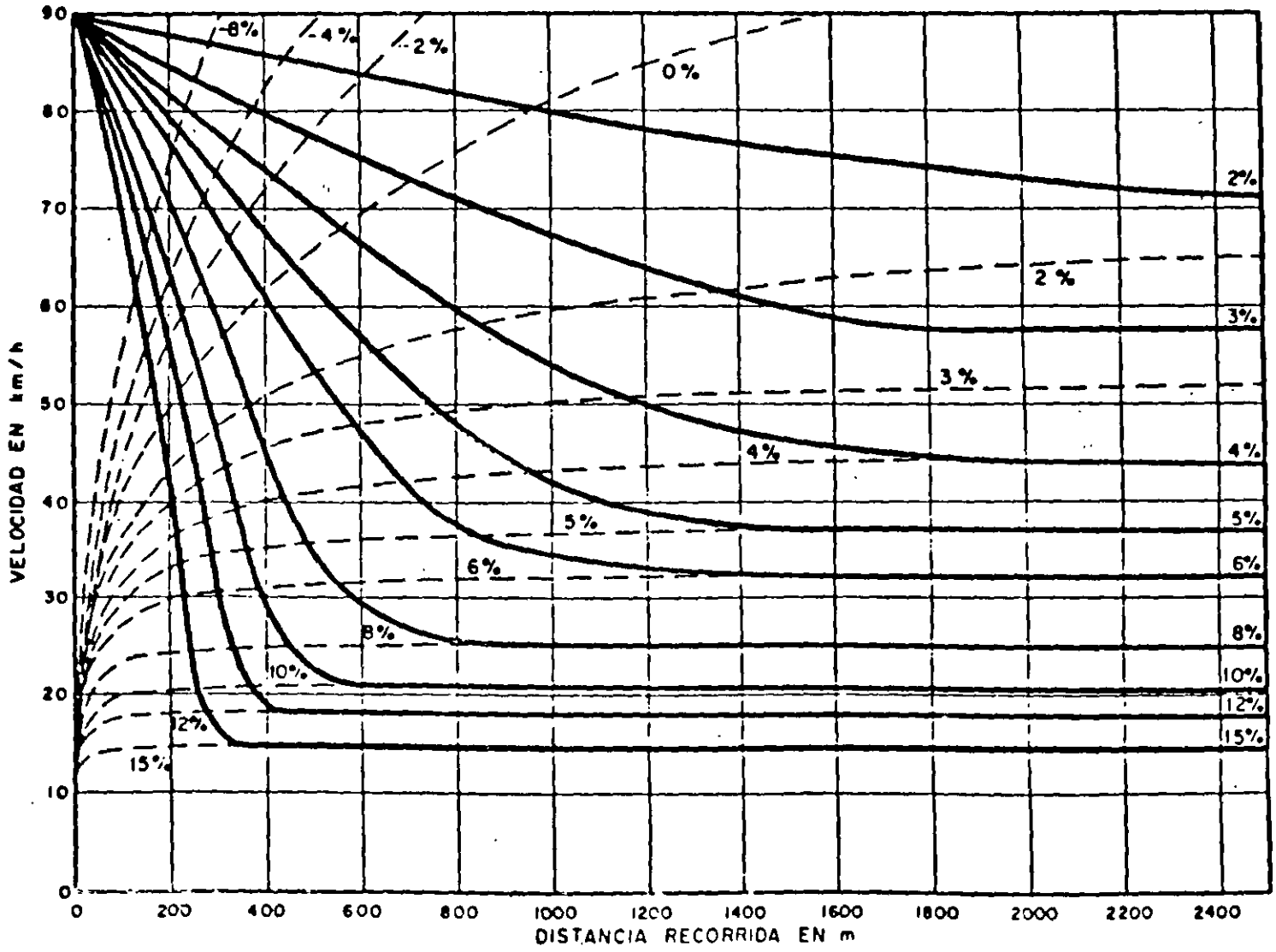


FIGURA 56. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 90 KG/HP

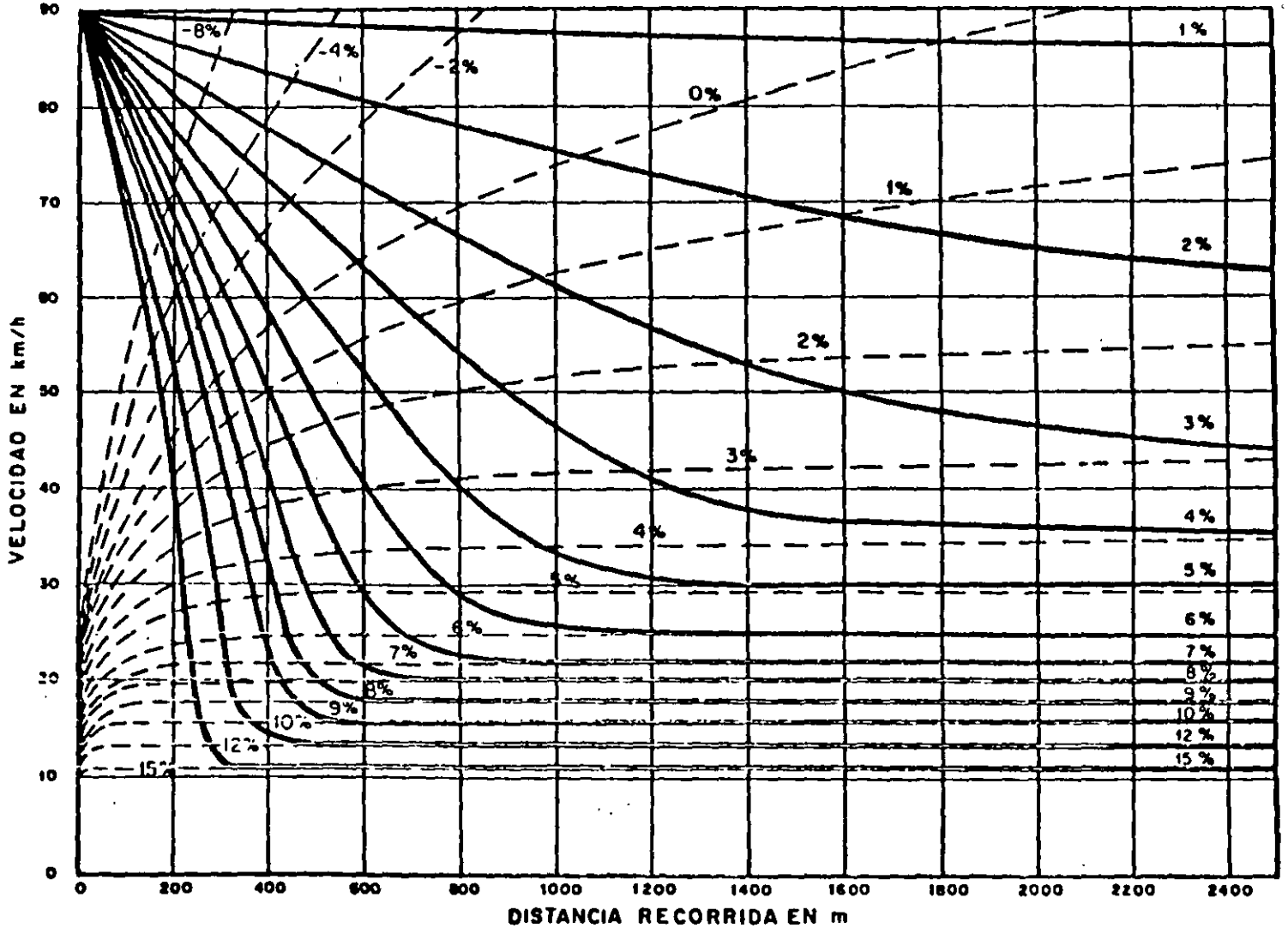


FIGURA 5.7. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 120 KG/HP

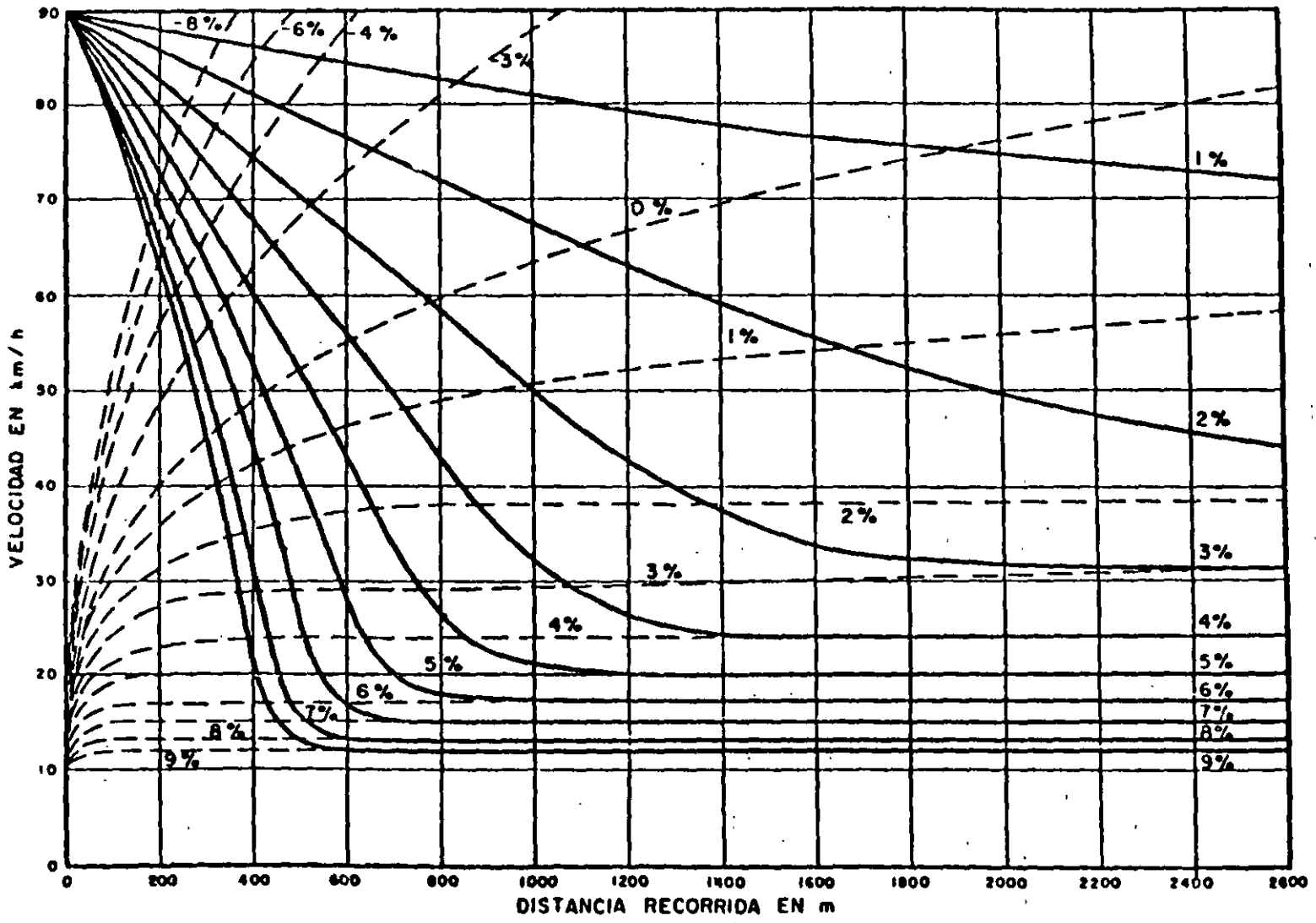


FIGURA 5.8. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 180 KG/HP

carga mal distribuida, neumáticos desinflados y mecanismos de suspensión defectuosos, o bien por la fuerza centrifuga que aparece cuando el vehiculo describe una curva.

La inestabilidad debida a la fuerza centrifuga puede manifestarse de dos maneras: por deslizamiento o por volcamiento. Cuando las fuerzas que tienden a hacer deslizar el vehiculo son mayores que las fuerzas que mantienen al vehiculo en su trayectoria, el vehiculo desliza; cuando la resultante de las fuerzas que actúan sobre el vehiculo sale fuera del polígono formado por los puntos de contacto de las ruedas con el pavimento, el vehiculo vuelca.

Considérese un vehiculo que se mueve con una velocidad V (m/seg) sobre una curva circular horizontal de radio R (m) que forma un ángulo alfa con la horizontal (ver Figura 5.9). Las fuerzas que actúan sobre el vehiculo, son el peso W (kg), la fuerza centrifuga F (kg) y la fuerza de fricción entre llantas y pavimento . (kg).

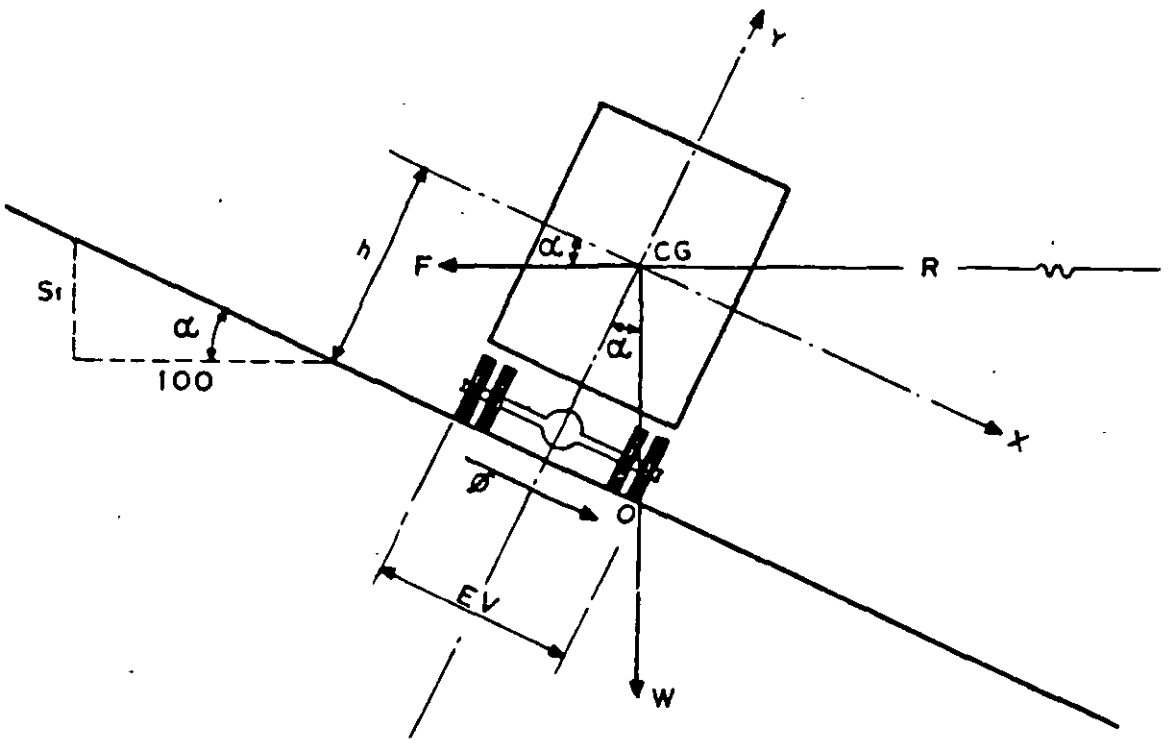


FIGURA 5.9. ESTABILIDAD DEL VEHICULO EN LAS CURVAS

La condición necesaria y suficiente para que no se produzca el vuelco es que el momento del peso respecto al eje en el punto O sea menor que el momento de la fuerza centrifuga respecto al mismo eje. Si el vehiculo tiene una entrevia EV y la altura de su centro de gravedad es h, se tendrá:

$$F_x = W \operatorname{sen} \alpha - F \cos \alpha = (W \tan \alpha - F) \cos \alpha$$

$$F_y = - W \cos \alpha - F \operatorname{sen} \alpha = (- W + F \tan \alpha) \cos \alpha$$

$$\Sigma M_o = 0 = F_y \frac{EV}{2} + F_x h \; ; \; F_x h = -F_y \frac{EV}{2}$$

$$h(W \tan \alpha - F) = \frac{EV}{2}(W - \tan \alpha)$$

despejando:

$$\tan \alpha = \frac{W \frac{EV}{2} + h F}{h W + \frac{EV}{2} F}$$

como: $F = m a$; $\quad a = \frac{V^2}{R}$; $m = \frac{W}{g}$;

y como: $\tan \alpha$ = sobreelevación

$$S = \frac{gR(EV) + 2hV^2}{2gRh + V^2(EV)}$$

Si el radio y la sobreelevación están fijos la velocidad máxima de seguridad para que no ocurra volcamiento, será:

$$V = \sqrt{\frac{gR(EV) - 2gRhS}{S(EV) - 2h}}$$

Este valor de la velocidad debe ser menor que el valor de la velocidad máxima de seguridad por deslizamiento.

La condición necesaria y suficiente para que el vehículo no deslice al transitar por la curva es:

$$\Sigma F_x = 0$$

$$F_x + \phi = 0$$

En donde: $\quad \phi = \mu W_y$

ó $\quad \phi = \mu W \cos \alpha$

Siendo μ el coeficiente de fricción lateral.

Como el valor de F_x ya se definió, se tiene:

$$(W \tan \alpha - F) \cos \alpha + \mu W \cos \alpha = 0$$

pero

$$F = \frac{WV^2}{gR}$$

por lo cual:

$$W \tan \alpha - \frac{WV^2}{gR} + \mu W = 0$$

Si expresamos la velocidad en km/h y sustituimos g por su valor, se tiene:

$$S + \mu = 0.00785 \frac{V^2}{R}$$

Si el radio, la sobreelevación y el coeficiente de fricción lateral están fijos, la velocidad máxima segura para que no ocurra deslizamiento, será:

$$V = \sqrt{\frac{S + \mu}{0.00785} R}$$

De esta relación, puede encontrarse también el radio mínimo para que no ocurra deslizamiento de un vehiculo, viajando por la curva a la velocidad V.

De las expresiones anteriores pueden extraerse las siguientes conclusiones generales:

1. Si: W sen $\alpha = F$ cos α, la resultante del peso y la fuerza centrifuga es perpendicular a la superficie de rodamiento y la fuerza centrifuga no es percibida por el conductor. La velocidad que produce este efecto se llama velocidad de equilibrio.

2. Si: W sen $\alpha > F$ cos α, la resultante se desplaza según el sentido negativo de la pendiente transversal del camino. El vehiculo tiende a deslizar hacia el interior de la curva, siendo contrarrestada esta tendencia por una fuerza lateral de sentido opuesto, consecuencia de la fricción de las llantas con la superficie de rodamiento. Simultáneamente, se origina un momento que tiende a volcar el vehiculo hacia adentro.

3. Si: W sen $\alpha < F$ cos α, la resultante se desplaza según el sentido positivo de la pendiente transversal del camino. Los efectos son opuestos a los descritos en el párrafo anterior. La fuerza de fricción actúa hacia adentro y el vehiculo tiende a volcarse hacia el lado exterior de la curva.

Para fines de proyecto, es importante conocer el coeficiente de fricción lateral entre llanta y superficie de rodamiento. Se han efectuado un gran número de ensayos para determinar empíricamente este coeficiente. La AASHO, después del análisis de los estudios efectuados, ha propuesto para fines de proyecto, los coeficientes de fricción lateral que se muestran en la Figura 5.10. El coeficiente de fricción puede considerarse que sigue una variación lineal a velocidades de 70 km/h o mayores y elíptica para velocidades menores.

F) Costos de operación. Los costos de operación de un vehiculo pueden dividirse en dos categorías: costos fijos y costos variables. Los costos fijos son aquellos que no dependen directamente de la distancia recorrida por el vehiculo, tales como amortización, interés del capital, seguros e impuestos; usualmente se expresan por unidad de tiempo. Los costos variables dependen directamente de las distancias recorridas por el vehiculo, tales como: consumos de combustibles, lubricantes y llantas y las reparaciones y servicios; usualmente se expresa por unidad de longitud.

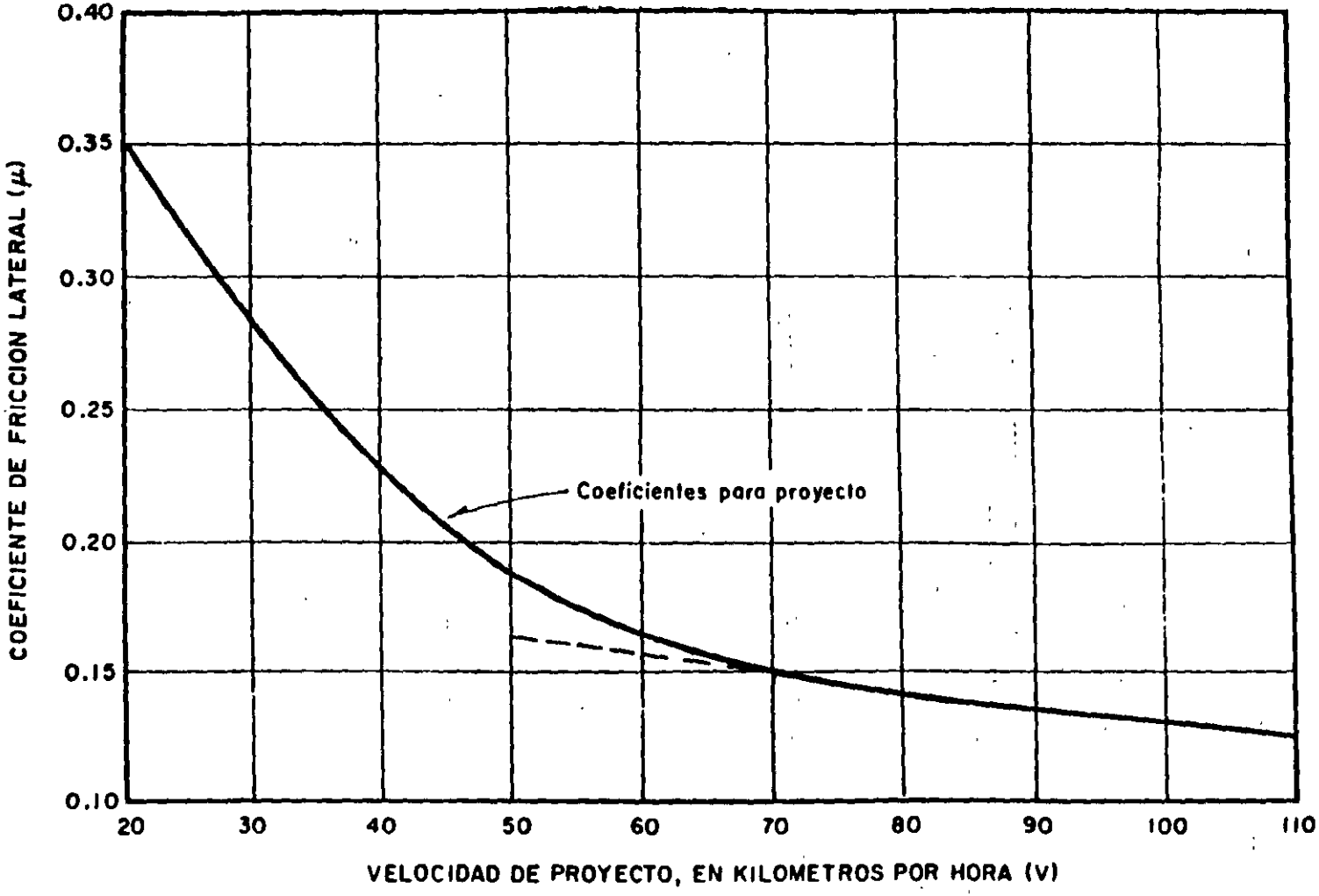


FIGURA 5.10. COEFICIENTES DE FRICCION LATERAL PARA PROYECTO A DIFERENTES VELOCIDADES

G) Tendencias. Como se dijo antes, en el proyecto de una carretera no solamente deben considerarse las dimensiones de los vehículos actuales, sino que también deben tomarse en cuenta las tendencias de esas características a través del tiempo, para prever hasta donde sea posible las modificaciones que puedan sufrir los vehículos durante el lapso de previsión del camino. Las características del vehículo que conviene analizar, son las que se refieren a las dimensiones, al radio de giro mínimo y a la relación peso/potencia.

En lo referente al radio de giro mínimo, se ha observado que en los vehículos tipo A_p, A_c, B, C_2 y C_3, prácticamente no ha cambiado durante los últimos años, por lo cual puede considerarse para proyecto, el radio de giro mínimo de los vehículos actuales.

En lo referente a las dimensiones, casi todas se han estabilizado en los últimos diez años; sin embargo, hay tres que han sufrido cambios substanciales. Una es el aumento de 0.15 m en el ancho de los vehículos ligeros. Otra es el aumento de la longitud total de camiones y remolques. Una tercera es la tendencia a aumentar la altura legal de los vehículos pesados. Estas tendencias se tienen en cuenta al fijar el vehículo de proyecto.

En lo referente a la relación peso/potencia, se ha observado una mejoría notable a través de los años, pues con el tiempo se van construyendo vehículos más eficientes y de mejores características de operación.

5.2.3 Vehículos de proyecto

Un vehículo de proyecto es un vehículo hipotético cuyas características se emplearán para establecer los lineamientos que regirán el proyecto geométrico de caminos e intersecciones.

El vehículo de proyecto debe seleccionarse de manera que represente un porcentaje significativo del tránsito que circulará por el camino, y las tendencias de los fabricantes a modificar las características de los vehículos.

La AASHO ha establecido cuatro tipos de vehículos para proyecto: Uno representativo de los vehículos tipo A_p y A_c, otro para representar los vehículos tipo B, C_2 y C_3, otro para representar a los vehículos tipo T_2-S_1 y T_2-S_2 y, finalmente, otro para representar los vehículos tipo T_3-S_2 y demás combinaciones de más de cinco ejes.

Estos vehículos de proyecto fueron elegidos con base a la distribución del tránsito por tipos de vehículo predominante en la mayor parte de las carreteras de Estados Unidos de América. En México, el 42% de los vehículos son vehículos pesados, de los cuales la mayor parte son camiones de dos ejes, contando también con un porcentaje considerable de autobuses suburbanos (ver tabla 5-B).

Considerando los hechos expuestos anteriormente y dado que en gran parte de la red nacional el volumen de tránsito es bajo, se ha optado por introducir un quinto vehículo de proyecto, representativo de los vehículos tipo C_2, el cual se emplearía en el proyecto de caminos secundarios que, por su composición del tránsito, no ameritan proyectarse para vehículos mayores.

En la tabla 5-E se resumen las características de los vehículos de proyecto. La denominación de estos vehículos está en función de la distancia entre ejes externos; así el vehículo DE-1525 representa un vehículo con una distancia entre sus ejes extremos de 15.25 m.

CARACTERISTICAS			VEHICULO DE PROYECTO				
			DE-335	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525
DIMENSIONES EN CM.	Longitud total del vehículo	L	580	730	915	1525	1678
	Distancia entre ejes extremos del vehículo	DE	335	450	610	1220	1525
	Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	—	—	—	397	915
	Distancia entre ejes del semiremolque	DES	—	—	—	762	610
	Vuelo delantero	Vd	92	100	122	122	92
	Vuelo trasero	Vt	153	180	183	183	61
	Distancia entre ejes tándem tractor	Tt	—	—	—	—	122
	Distancia entre ejes tándem semiremolque	Ts	—	—	—	122	122
	Distancia entre ejes interiores tractor	Dt	—	—	—	397	488
	Dist. entre ejes interiores tractor y semiremolque	Ds	—	—	—	701	793
	Ancho total del vehículo	A	214	244	259	259	259
	Entrevía del vehículo	EV	183	244	259	259	259
	Altura total del vehículo	Ht	167	214-412	214-412	214-412	214-412
	Altura de los ojos del conductor	Hc	114	114	114	114	114
	Altura de los faros delanteros	Hf	61	61	61	61	61
	Altura de los faros traseros	Hf	61	61	61	61	61
Angulo de desviación del haz de luz de los faros		α	1°	1°	1°	1°	1°
Radio de giro mínimo (cm)		Rg	732	1040	1281	1220*	1372*
Peso total (Kg)	Vehículo vacío	Wv	2500	4000	7000	11000	14000
	Vehículo cargado	Wc	5000	10000	17000	25000	30000
Relación Peso/Potencia (Kg/HP)		Wc/p	45	90	120	180	180
VEHICULOS REPRESENTADOS POR EL DE PROYECTO			A_p y A_c	C2	B.-C3	T2 - S1 T2 - S2	T3 - S2 OTROS
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (DE) ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO		A_p y A_c	99	100	100	100	100
		C2	30	90	99	100	100
		C3	10	75	99	100	100
		T2 - S1	0	0	1	80	99
		T2 - S2	0	0	1	93	78 100 98
		T3 - S2	0	0	1	18	90
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACION PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO		A_p y A_c	98	100	100	100	100
		C2	62	98	100	100	100
		C3	20	82	100	100	100
		T2 - S1	6	85	100	100	100
		T2 - S2	6	42	98	98	98
		T3 - S2	2	35	80	80	80

TABLA 5-E. CARACTERISTICAS DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO

En las Figuras 5.11 a 5.15 se ilustran las principales dimensiones de los vehículos de proyecto, así como sus radios de giro mínimo y las trayectorias de las ruedas para esos radios en ángulos de vuelta de 180°.

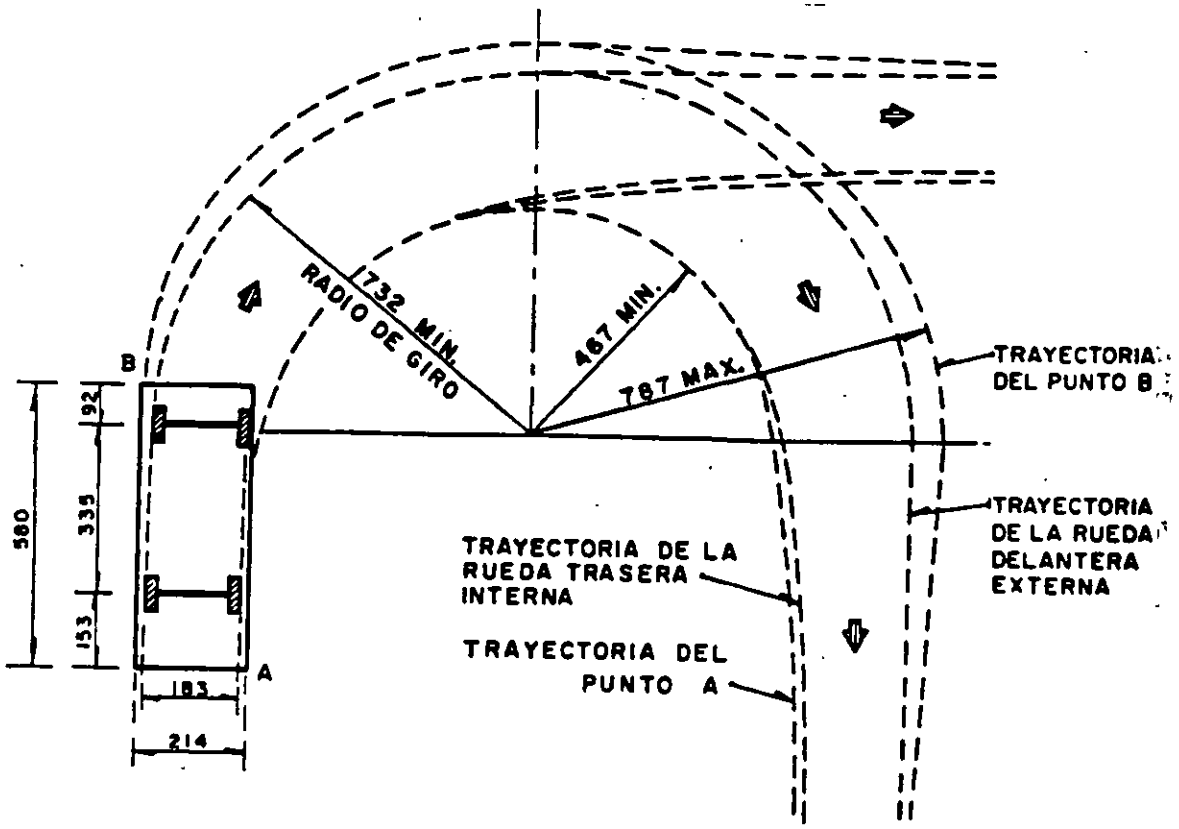


FIGURA 5.11. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-335

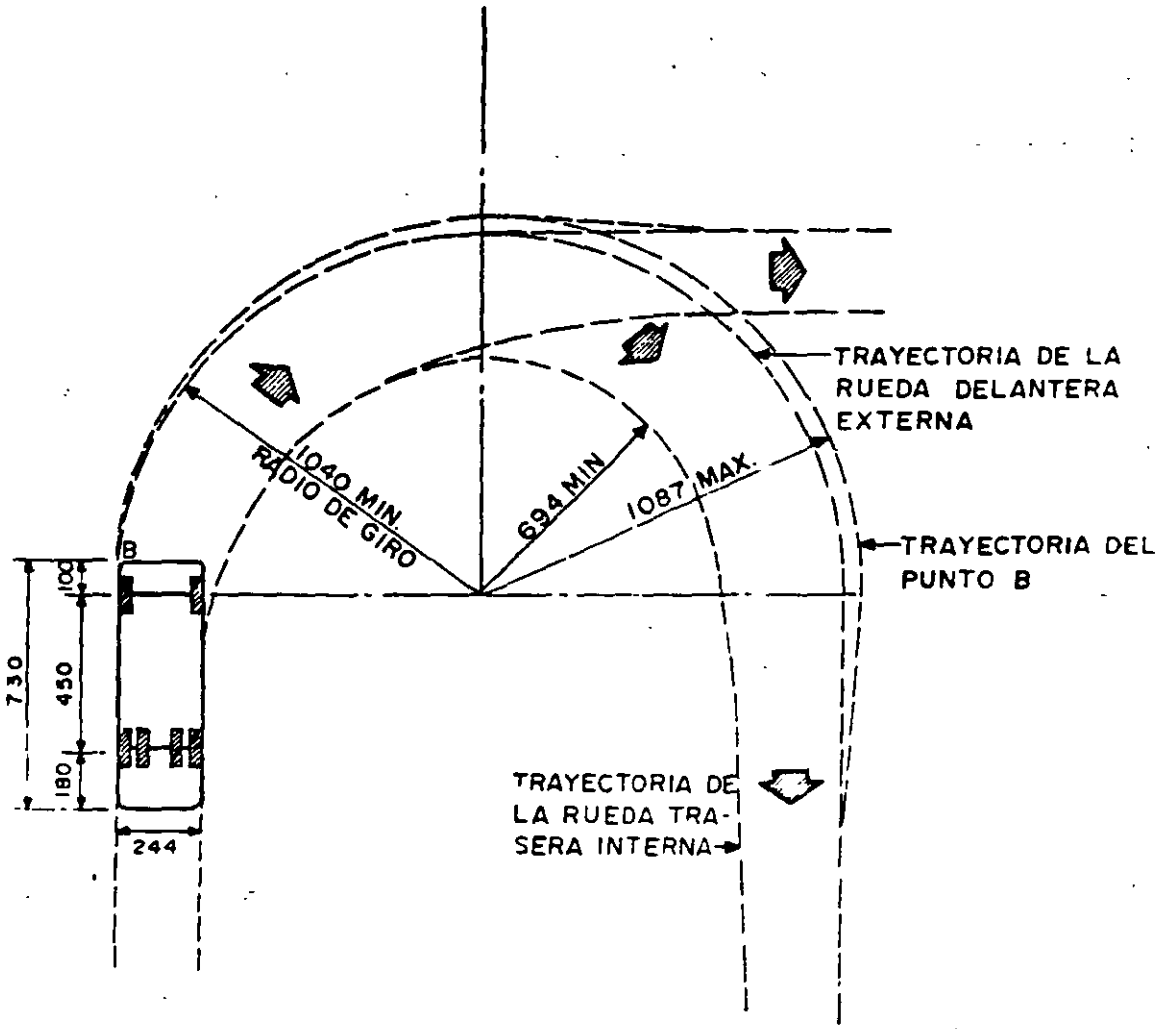


FIGURA 5.12. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-450

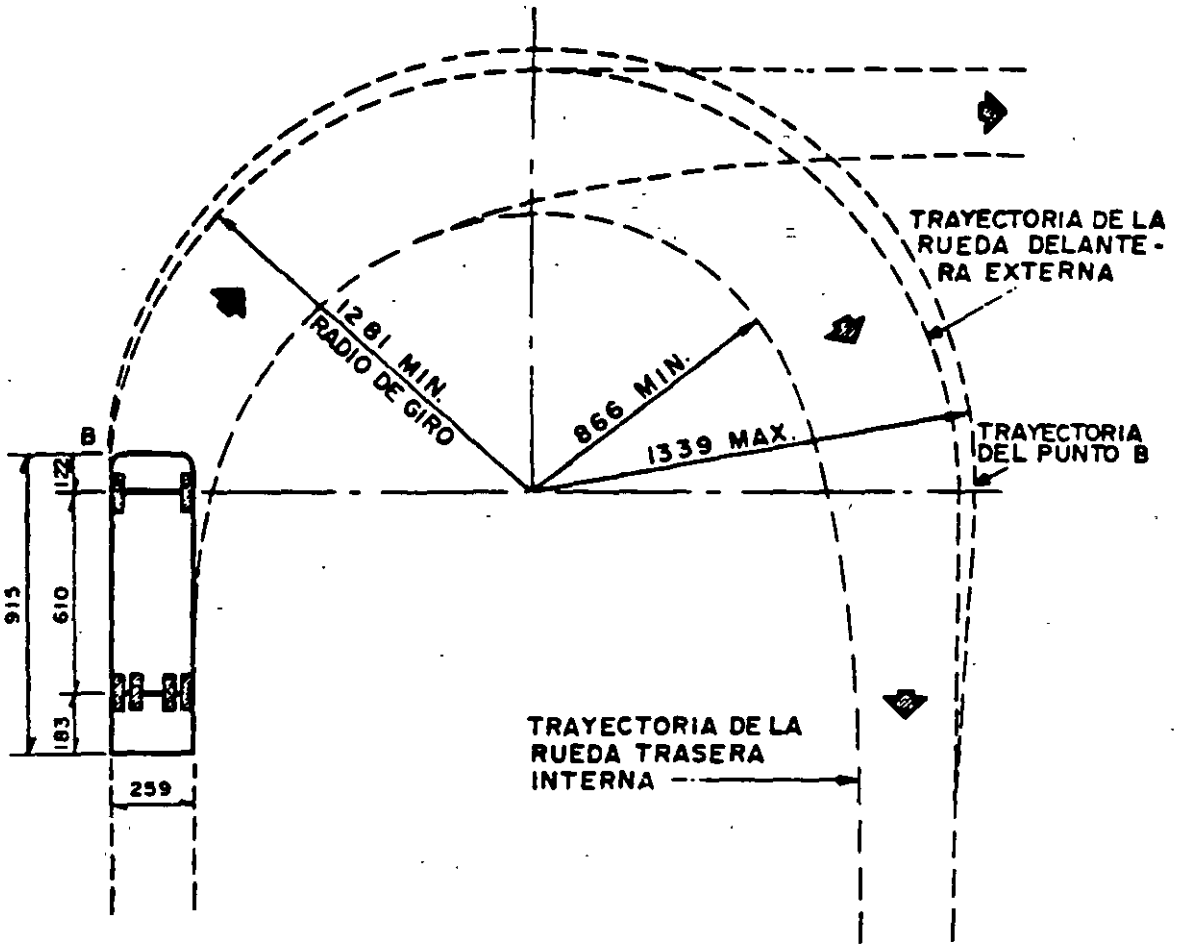


FIGURA 5.13. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-610

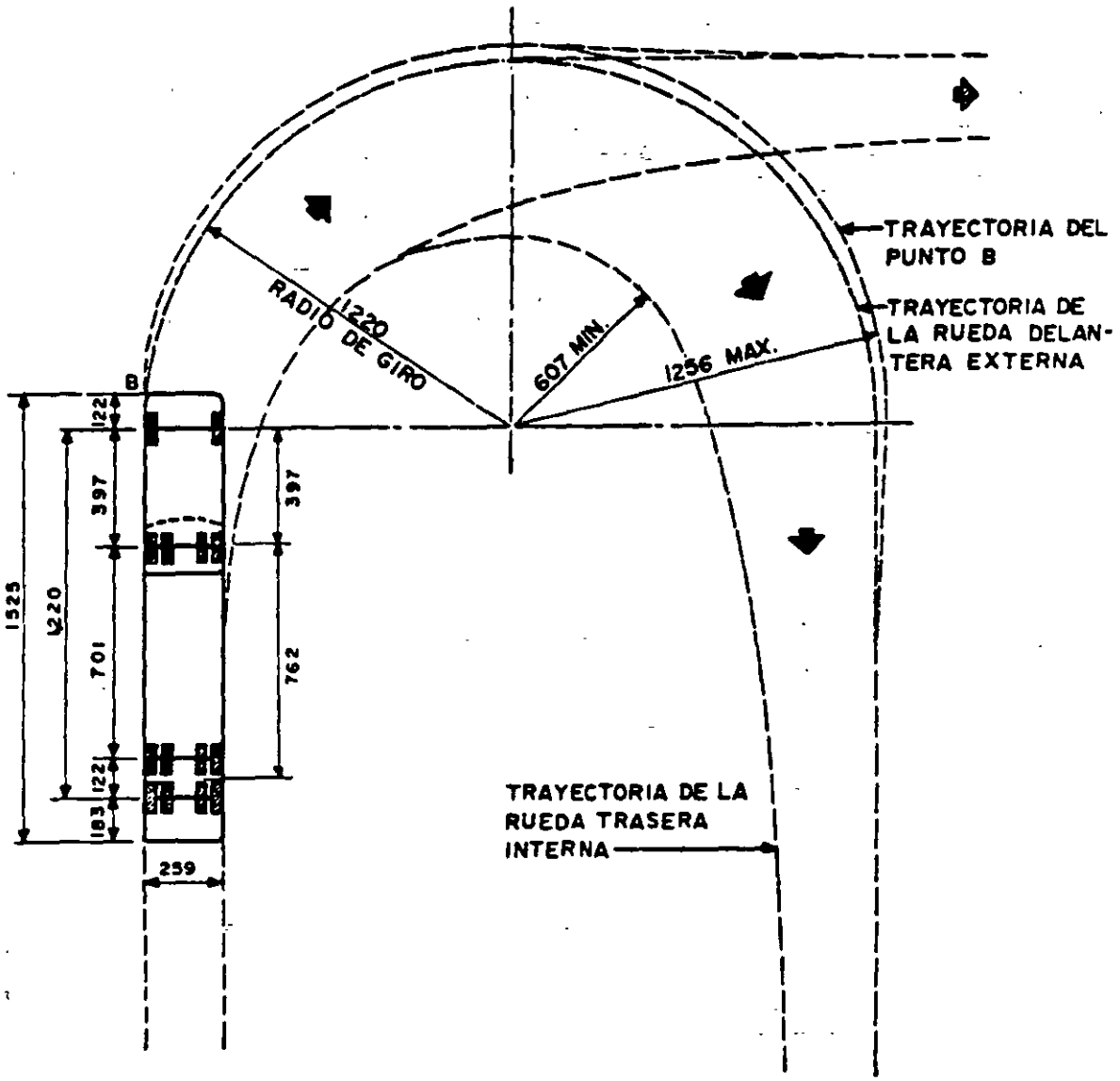


FIGURA 5.14. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-1220

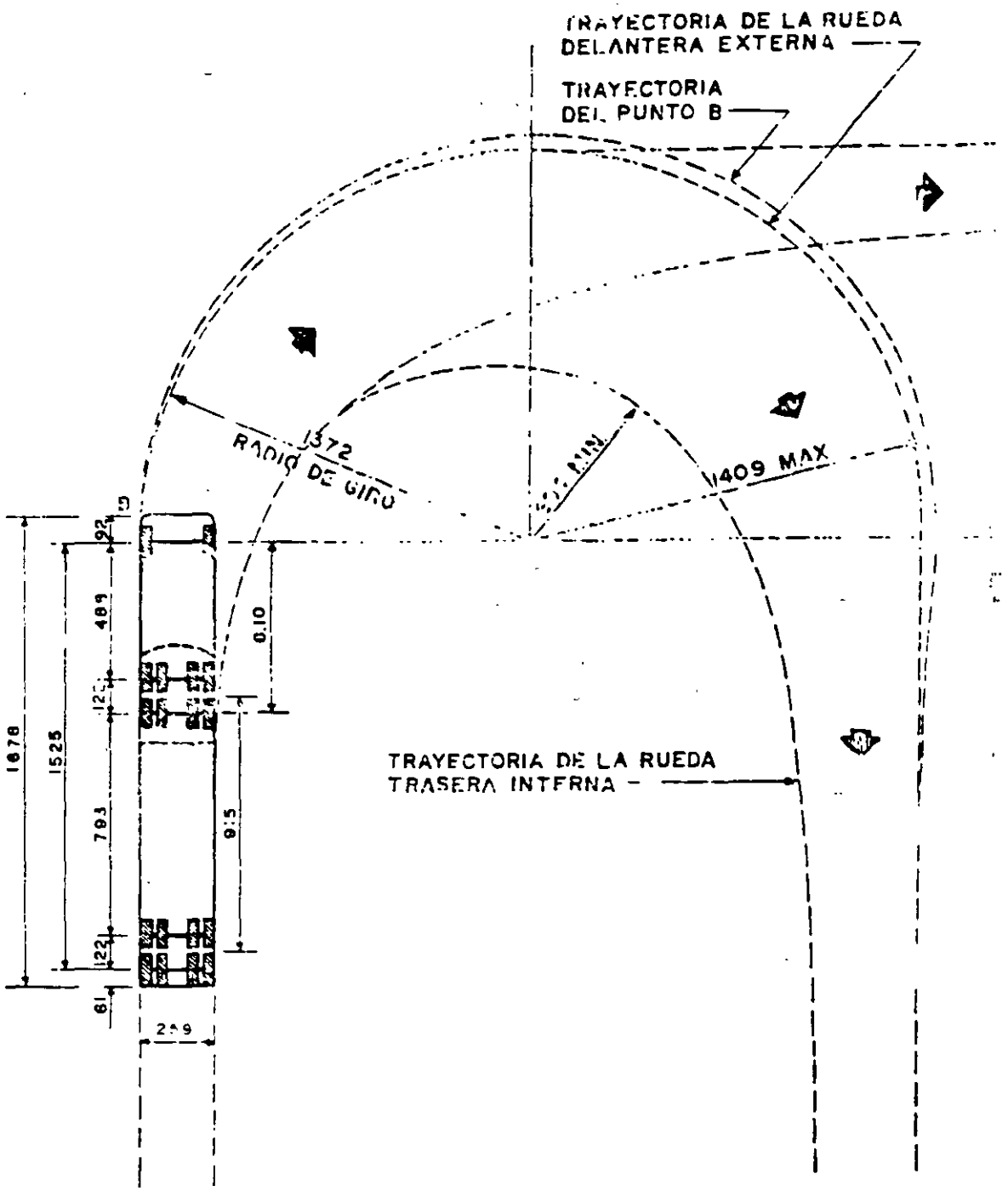


FIGURA 5.15. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-1525

En las gráficas de las Figuras 5.16 y 5.17 puede obtenerse el desplazamiento de la huella *d* y, por tanto, la distancia entre huellas externas *U* para los diferentes vehículos de proyecto, para diferentes radios de giro y para ángulos de vuelta de 90° y 270°. Estas gráficas están basadas en pruebas con modelos a escala.[44]

Las gráficas se usan como sigue:

A) Con el radio de giro *RG* y la distancia entre ejes del camión o tractor (DE o DET), se obtiene un primer desplazamiento de la huella. El desplazamiento así obteñido será el total para los vehículos tipo DE-335, DE-450 y DE-610.

B) Si el vehículo es articulado, tal como el DE-1220 y el DE-1525, al desplazamiento anterior deberá sumársele el desplazamiento del semirremolque. Para encontrar este segundo desplazamiento se obtiene el radio de giro del semirremolque, que será el radio de giro del tractor menos el desplazamiento calculado en el inciso A). Con este radio de giro y la distancia entre ejes del semirremolque (DES), se entra a la gráfica y se encuentra el desplazamiento de la unidad articulada.

Para ilustrar el uso de las gráficas, supóngase que se quiere encontrar la distancia entre huellas externas del vehículo DE-1525 cuando efectúa una vuelta de 270° con un radio de giro de 39 m.

De la Figura 5.17 entrando con 39 m. que es el radio de giro del tractor, intersectando la curva DET-610 se obtiene que el primer desplazamiento de la huella es igual a 0.48 m.

El radio de giro del semirremolque es igual a la diferencia entre el radio de giro del tractor y el primer desplazamiento de la huella, es decir, 39.00 - 0.48 = 38.52 m.

En la misma figura, entrando con el radio de giro del semirremolque e intersectando la curva DES-915, se obtiene que el desplazamiento de la huella del semirremolque es igual a 1.12 m. El desplazamiento total de la huella será:

$$0.48 + 1.12 = 1.60 \text{ m}$$

La distancia entre huellas externas será:

$$U = d + EV = 1.60 + 2.59 = 4.19 \text{ m}$$

5.3 TRANSITO

Al proyectar una carretera, la selección del tipo de camino, las intersecciones, los accesos y los servicios, dependen fundamentalmente de la demanda, es decir, del volumen de tránsito que circulará en un intervalo de tiempo dado, su variación, su tasa de crecimiento y su composición.

Un error en la determinación de estos datos ocasionará que la carretera funcione durante el período de previsión, bien con volúmenes de tránsito muy inferiores a aquellos para los que se proyectó o que se presente problemas de congestionamiento.

[44] Stevens, Tignor y Lojacono: *Offtracking calculation charts for trailer combinations*. Highway Research Road N° 159, Washington, D.C., 1967.

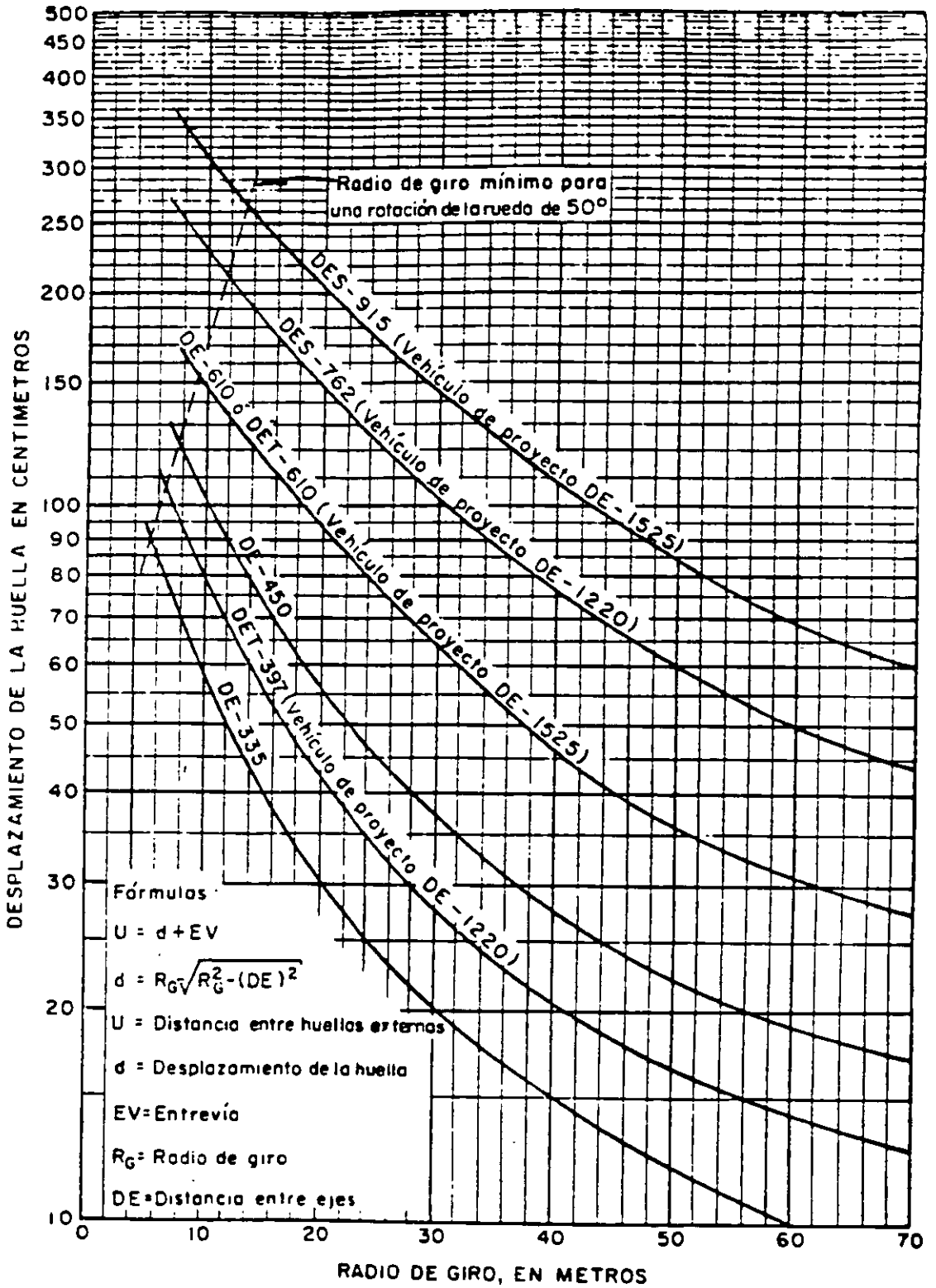


FIGURA 5.16. DESPLAZAMIENTO DE LA HUELLA DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO, PARA UN ANGULO DE VUELTA DE 90°

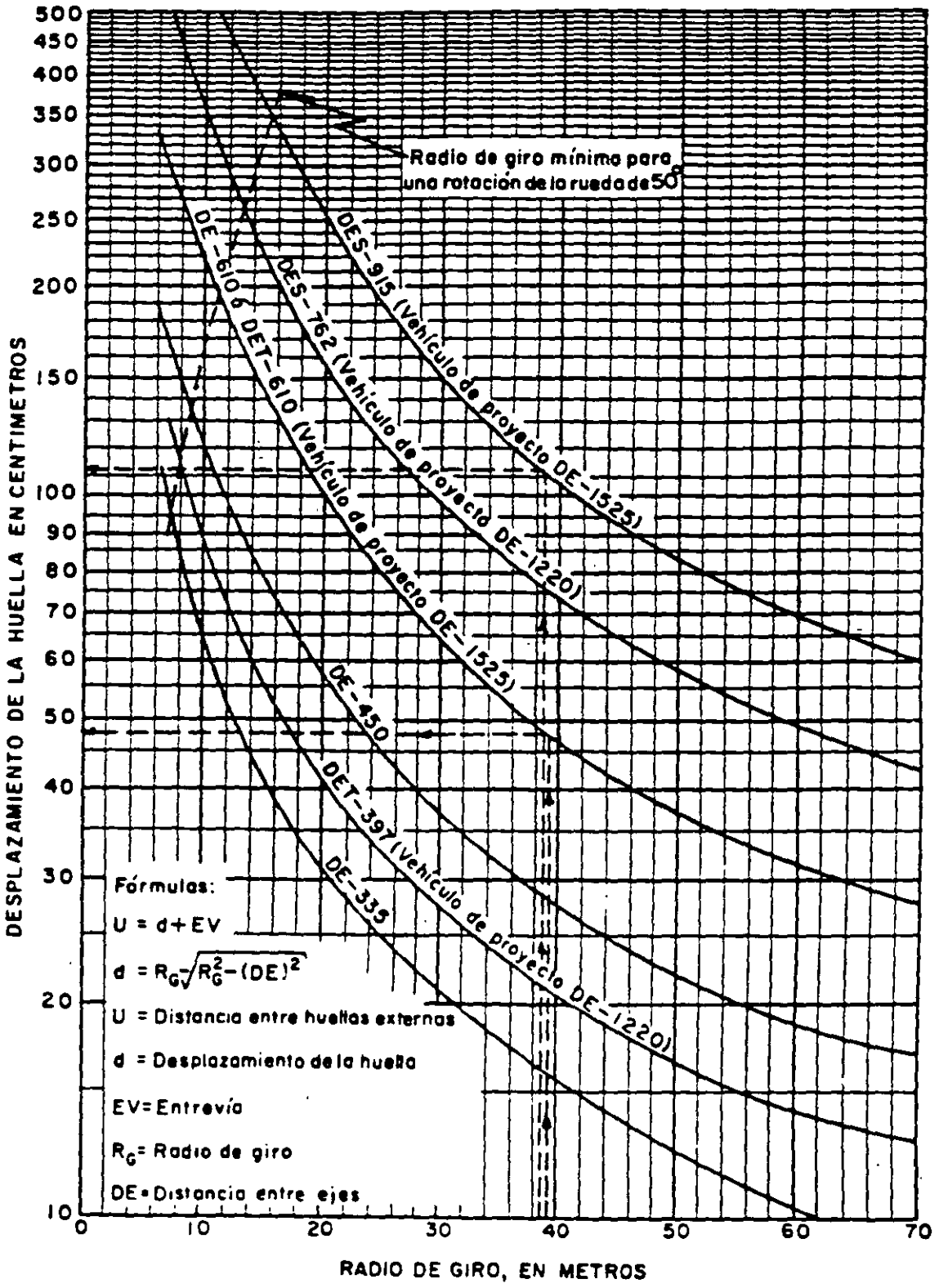


FIGURA 5.17. DESPLAZAMIENTO DE LA HUELLA DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO, PARA UN ANGULO DE VUELTA DE 270°

5.3.1 Definiciones

Volumen de tránsito. Es el número de vehículos que pasan por un tramo de la carretera en un intervalo de tiempo dado; los intervalos más usuales son la hora y el día y se tiene el tránsito horario *TH* y el tránsito diario *TD*.

Densidad de tránsito. Es el número de vehículos que se encuentran en una cierta longitud de camino en un instante dado.

Tránsito promedio diario. Es el promedio de los volúmenes diarios registrados en un determinado período. Los más usuales son el tránsito promedio diario semanal *TPDS* y el tránsito promedio diario anual *TPDA*.

Tránsito máximo horario. Es el máximo número de vehículos que pasan en un tramo del camino durante una hora, para un lapso establecido de observación, normalmente un año.

Volumen horario de proyecto. Volumen horario de tránsito que servirá para determinar las características geométricas del camino. Se representa como *VHP*.

Tránsito generado. Es el volumen de tránsito que se origina por la construcción o mejoramiento de la carretera y/o por el desarrollo de la zona por donde cruza.

Tránsito desviado o inducido. Es la parte del volumen de tránsito que circulaba antes por otra carretera y cambia su itinerario para pasar por la que se construye o se mejora.

5.3.2 Determinación del volumen de tránsito

Para conocer los volúmenes de tránsito en los diferentes tramos de una carretera, se utilizan como fuentes los datos obtenidos de los estudios de origen y destino, los aforos por muestreo y los aforos continuos en estaciones permanentes.

A) Estudios de origen y destino. Su objetivo primordial es conocer el movimiento del tránsito en cuanto a los puntos de partida y de términos de los viajes; adicionalmente se obtienen datos del comportamiento del tránsito, tanto en lo que se refiere a su magnitud y composición como a los diversos tipos de productos que se transportan. Esto último con miras a determinar el grado de desarrollo de los sectores que integran la vida económica y social y la localización de los centros productores y consumidores, indicando la importancia que éstos guardan dentro de la economía.

El método más apropiado para estudios en carreteras es el de las entrevistas directas, ya que se obtiene en forma rápida y eficiente el origen, destino y un punto intermedio del viaje de cada conductor entrevistado, que es precisamente la estación. La duración de cada uno de estos estudios es variable, dependiendo del grado de confianza requerido.

En estos estudios se registran las rutas de los diferentes tipos de vehículos y los productos o pasajeros que transportan por cada sentido, así como las longitudes de recorrido. Se incluyen los volúmenes horarios de los diferentes tipos de vehículos registrados, por sentidos de circulación.

En los estudios recientes se han registrado, además, modelos y marcas de los vehículos. Esto ha sido una consecuencia de la necesidad de conocer con más detalle, los tipos de vehículos que transitan por las carreteras.

B) Muestreos del tránsito. El crecimiento de los volúmenes de tránsito en la red de carreteras, así como la variación de las composiciones de tránsito, ha conducido a que se instalen estaciones de aforo en toda la red, procurando que éstas capten el tránsito representativo de cada tramo, sin influencia apreciable de viajes suburbanos o de itinerarios muy cortos, y a su vez registren un tránsito promedio diario con base al período de una semana, el cual, correlacionado con estaciones maestras, dará como resultado un muestreo razonablemente cercano al tránsito promedio diario anual. Estas previsiones tienden a reducir las correcciones ocasionadas por las variaciones estacionales.

El conteo de los vehículos se realiza por medio de contadores manuales o electromecánicos, registrando estos volúmenes cada hora, clasificándolos en (A) Vehículos ligeros, (B) Autobuses y (C) Vehículos pesados.

C) Estaciones maestras. Con el objeto de complementar, tanto los muestreos de tránsito como los estudios de origen y destino, se han instalado en diversos tramos de la red estaciones permanentes, provistas de contadores automáticos, cuya finalidad es registrar las variaciones y comportamiento de las corrientes de tránsito durante todo el año. Desde el punto de vista estadístico, se ha zonificado la red nacional de carreteras, en tal forma que cada estación permanente tenga funciones de correlación con otras estaciones de muestreo.

Se están utilizando en la Secretaría de Obras Públicas, dos tipos de contadores: Los neumáticos que detectan el número de ejes que pasan y cuyas lecturas se llevan a cabo cada 24 horas, y los eléctricos que registran, durante lapsos de una hora, el número de vehículos que cruzan por la estación. Mediante un muestreo se obtiene la composición del tránsito, lo que así permite obtener la equivalencia entre el número de vehículos y los ejes registrados por los contadores neumáticos.

Las casetas de cobro del organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos funcionan como estaciones maestras, ya que registran los volúmenes de tránsito, así como su composición, en forma continua, permitiendo conocer las variaciones estacionales.

El análisis de los datos obtenidos para estimar el volumen de tránsito, tanto para carreteras nuevas como para el mejoramiento de las existentes es, en general, privativo de cada proyecto; sin embargo, se presentarán algunos de sus aspectos más comunes con objeto de sentar sus antecedentes:

1. Obtención del tránsito actual. El tránsito promedio diario semanal obtenido de la estación de muestreo debe corregirse, para hacerlo representativo del *TPDA,* para lo cual se seleccionará una estación maestra con la cual existe una correlación aceptable; es decir, que el comportamiento del tránsito en ambas estaciones sea similar.

Con base en la variación del tránsito en la estación maestra se lleva a cabo la corrección de los datos del muestreo, para obtener el tránsito promedio diario anual.

2. Cálculo del tránsito desviado o inducido. De los estudios de origen y destino se puede obtener el tránsito desviado probable, que dependerá del ahorro que represente para los usuarios, el empleo del camino en estudio, por concepto de costos, longitud y tiempo de recorrido.

En virtud de que los estudios de origen y destino son semanales, se deberá hacer la misma corrección que se trató en el inciso anterior.

3. La obtención del tránsito generado se puede hacer por medio de modelos matemáticos de tipo gravitatorio, que consideren la distancia y costo de transporte entre las localidades y las características de la zona de influencia de éstas, tales como habitantes y producción.

5.3.3 Composición y distribución del tránsito por sentidos

Para determinar las características geométricas de un proyecto carretero, es necesario analizar, de acuerdo con el nivel de servicio que se pretenda que debe proporcionar el camino, durante el periodo de previsión, la composición y distribución del tránsito por sentidos.

La fluidez del tránsito depende, además del volumen de tránsito, del porcentaje relativo de vehículos con características diferentes y de su distribución por sentidos.

La composición de tránsito puede estimarse con base en los datos registrados en los muestreos, estudios de origen y destino y en los proporcionados por el organismo Caminos y Puentes Federales de Ingresos y Servicios Conexos.

La distribución del tránsito por sentidos de circulación, es fundamental en el proyecto de carreteras de dos o más carriles, ya que puede obligar a prever una capacidad mayor y puede estimarse con base en los estudios de origen y destino o por los proporcionados por una estación maestra.

5.3.4 Predicción del tránsito

La predicción del tránsito es una estimación del tránsito futuro.

Para hacer la predicción del tránsito existen diferentes métodos estadísticos:

A) Con base en la extrapolación de la tendencia media, ajustando una curva de regresión a la tendencia histórica del crecimiento del volumen de tránsito y extrapolando dicha tendencia para obtener los valores futuros y los intervalos de confianza de esas predicciones.

B) Realizando un estudio de regresión múltiple entre el volumen de tránsito y otros elementos, como pueden ser el consumo de gasolina, el registro de vehículos y Producto Nacional Bruto, extrapolando el crecimiento de los tres últimos, para obtener el volumen de tránsito futuro.

En virtud de que en muchas ocasiones la falta de datos impide aplicar los métodos mencionados anteriormente, es necesario estimar en forma empírica, hipótesis de crecimiento pesimista, normal y optimista, para diferentes rangos de volúmenes de tránsito. Estas tasas de crecimiento se obtienen de la observación del incremento de tránsito en carreteras con varios años de operación.

La selección de la hipótesis queda al criterio de las personas que realizan la planeación o el proyecto, quienes deberán analizar previamente, el desarrollo socioeconómico actual y potencial de la zona.

5.4 VELOCIDAD

La velocidad es un factor muy importante en todo proyecto y factor definitivo al calificar la calidad del flujo del tránsito. Su importancia, como elemento básico para el proyecto, queda establecida por ser un parámetro en el cálculo de la mayoría de los demás elementos de proyecto.

Con excepción de una condición de flujo forzado, normalmente existe una diferencia significativa entre las velocidades a que viajan los diferentes vehículos dentro de la corriente de tránsito. Ello es consecuencia del sinnúmero de factores que afectan la velocidad, como lo son las limitaciones del conductor, las características de operación del vehículo, la presencia de otros vehículos, las condiciones ambientales, y las limitaciones de velocidad establecidas por dispositivos de control. Estos mismos factores hacen que la velocidad de cada uno de los vehículos varie a lo largo del camino. Esta disparidad en la velocidad ha conducido al uso de velocidades representativas; frecuentemente la velocidad representativa es la velocidad media.

La velocidad media puede definirse con respecto al tiempo o a la distancia.

La velocidad media con respecto al tiempo está definida como la suma de velocidades dividida entre el número total de velocidades consideradas:

$$\overline{V}_t = \frac{\sum_{i=1}^{N} d/t_i}{N} = \frac{\sum_{i=1}^{N} v_i}{N}$$

En donde:

$\overline{V}_t$ = Velocidad media con respecto al tiempo.
d = Distancia recorrida.
t_i = Tiempo de recorrido para el vehículo i.
N = Número total de vehículos observados.
v_i = Velocidad del vehículo i.

La velocidad media con respecto a la distancia es el resultado de dividir la distancia recorrida entre el promedio de los tiempos de recorrido:

$$\overline{V}_d = \frac{d}{\frac{\sum_{i=1}^{N} t_i}{N}} = \frac{Nd}{\sum_{i=1}^{N} t_i}$$

En donde:

$\overline{V}_d$ = Velocidad media con respecto a la distancia.
d = Distancia recorrida.
t_i = Tiempo de recorrido del vehículo i.
N = Número total de vehículos observados.

Puesto que existe una diferencia numérica entre ambas, es necesario establecerla, debiendo especificarse cuál de ellas se usó para un determinado estudio.

La velocidad media con respecto al tiempo es siempre mayor que la

velocidad media con respecto a la distancia. Estas velocidades están relacionadas por la siguiente ecuación:

$$\overline{V}_t = \overline{V}_d + \frac{\sigma_d^2}{V_d}$$

En donde: -

σ_d = Desviación estándar de la distribución de velocidades con respecto a la distancia.

5.4.1 Definiciones

Existen varias definiciones a las que se ha tenido necesidad de recurrir, para mayor claridad cuando se habla del proyecto geométrico de carreteras. Las siguientes definiciones corresponden a las más frecuentes empleadas.

A) Velocidad de punto. Es la velocidad de un vehículo a su paso por un punto de un camino. Los valores usuales para estimarla, son el promedio de las velocidades en un punto de todos los vehículos, o de una clase establecida de vehículos.

B) Velocidad de marcha. Es la velocidad de un vehículo en un tramo de un camino, obtenida al dividir la distancia del recorrido entre el tiempo en el cual el vehículo estuvo en movimiento. Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de tiempos correspondientes.

C) Velocidad de operación. Es la máxima velocidad a la cual un vehículo puede viajar en un tramo de un camino, bajo las condiciones prevalecientes de tránsito y bajo condiciones atmosféricas favorables, sin rebasar en ningún caso la velocidad de proyecto del tramo.

D) Velocidad global. Es el resultado de dividir la distancia recorrida por un vehículo entre el tiempo total de viaje. En este tiempo total van incluidas todas aquellas demoras por paradas y reducciones de velocidad provocadas por el tránsito y el camino. No incluye aquellas demoras fuera del camino, como pueden ser las correspondientes a gasolineras, restaurantes y recreación.

Los valores empleados se determinan como el cociente de la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de tiempos totales de viaje.

E) Velocidad de proyecto. Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino y se utiliza para determinar los elementos geométricos del mismo.

F) Velocidad de proyecto ponderada. Cuando dentro de un tramo bajo estudio existen subtramos con diferentes velocidades de proyecto, la velocidad representativa del tramo será el promedio ponderado de las diferentes velocidades de proyecto.

5.4.2 Velocidad de punto

En la velocidad de punto influye el usuario, el vehículo, el camino, el volumen de tránsito, la velocidad permitida y las condiciones prevalecientes.

A) Influencia del usuario en la velocidad de punto. Bajo condiciones normales de flujo libre, el conductor puede escoger su velocidad de operación libremente, influido por factores tales como la longitud del viaje y la presencia de pasajeros en el vehículo.

Según experiencias realizadas, a mayor longitud de viaje mayor velocidad de operación. El incremento en velocidades para viajes largos, de más de 150 kilómetros, es del orden del 10% al 30%, de la velocidad empleada en viajes cortos.

El conductor que viaja solo, tiende a manejar a velocidades mayores que cuando lo hace acompañado, siendo esta velocidad de 3 a 5 km/h, mayor.

Las mujeres conductoras tienden a viajar a la misma velocidad o un poco menor que la de los hombres.

B) Influencia del vehículo en la velocidad de punto. Los automóviles transitan a mayor velocidad que los autobuses, y éstos más aprisa que los camiones, observándose, además, un decremento promedio en la velocidad de 2.5 kilómetros por hora para cada año adicional en la edad del vehículo.[45]

C) Se ha encontrado que la diferencia en la velocidad para caminos pavimentados con diferentes materiales, es de 5 a 6 kilómetros por hora; sin embargo, la diferencia de velocidades entre un camino revestido y uno pavimentado, es del orden de los 15 kilómetros por hora.

Las velocidades en los puentes son generalmente menores que en tangentes a nivel; en los puentes con ancho de calzada de 7.30 m o mayor, generalmente no se registra ninguna diferencia en la velocidad, cuando el parapeto es de poca altura.

Cuando el puente es una estructura de armaduras de paso inferior, aun cuando tenga 7.30 m de ancho, ocasiona reducciones en la velocidad, del orden de 10 kilómetros por hora.

En pendientes de 7% a 8% sostenidas en un tramo largo, las velocidades varian según la dirección en que los vehículos circulen, siendo más dispersas en descenso, comparándolas con los valores en tangente. Las velocidades en descenso son de 3 a 10 km/h mayores que en ascenso.

A un mayor número de intersecciones por unidad de tiempo o de distancia, habrá un mayor decremento en la velocidad: las velocidades de punto para zonas urbanas varian de 40 a 50 km/h, mientras que en zonas rurales esa variación es de 65 a 80 km/h.

La curvatura en el alineamiento horizontal no produce una reducción de velocidad, hasta que la fuerza requerida para balancear la fuerza centrífuga se aproxima a un valor de 0.16 del peso del vehículo.

D) Efecto del volumen de tránsito en la velocidad de punto. En términos generales puede establecerse que la velocidad media de punto disminuye al aumentar el volumen de tránsito; esta relación deja de cumplirse al llegar el volumen de tránsito a ser la capacidad de la vía, ya que a partir de ese punto ambos disminuyen el volumen y la velocidad, en una manera más o menos predecible.

El rango de variación de la velocidad de punto es mayor cuando el volumen es bajo y disminuye a medida que el volumen aumenta, debido principalmente a la dificultad para rebasar a los vehículos más lentos.

[45] Matson, Smith and Hurd: *Traffic Engineering*, 1955, pág. 57.

El efecto del volumen de tránsito en la velocidad de punto es mayor en los caminos de dos carriles, aunque su influencia es marcada para todo tipo de caminos. Hay ciertos factores que hacen variar el efecto del volumen en la velocidad para un mismo tipo de camino, como son los alineamientos horizontal y vertical.

E) Efecto de la velocidad permitida en la velocidad de punto. Al establecer las medidas de control para regular la velocidad de operación del camino, debe tenerse cuidado en la determinación del límite de velocidad para los diferentes tramos del camino, procurando obtener las velocidades de punto de aquellos vehículos de la corriente del tránsito que se están moviendo bajo condiciones de flujo libre, sin ser afectados por los demás vehículos.

Para cada camino hay un límite de velocidad óptimo, el cual generalmente se encuentra entre el 80 y el 90 porcentual de la velocidad de los vehículos bajo condiciones de movimiento libre.

F) Efecto de las condiciones prevalecientes en la velocidad de punto. La diferencia de la velocidad media de punto entre las horas de luz y de oscuridad, es pequeña. La velocidad de punto, bajo condición de movimiento libre, regularmente no cambia con el día de la semana; muchos caminos muestran menores velocidades bajo condiciones de congestionamiento durante los fines de semana; pero las velocidades en condiciones de movimiento libre aparentemente no están afectadas durante los domingos o días de fiesta. Existe, sin embargo, una diferencia a lo largo del año; bajo buenas condiciones atmosféricas la velocidad de punto durante el verano es de 2.5 a 6 km/h menor que en el invierno.

Las condiciones del clima pueden influir las velocidades de punto, a través de reducciones en la visibilidad, de condiciones especiales de la superficie de rodamiento, o a través de efectos psicológicos en el conductor. Se han encontrado reducciones que varían desde el 4% hasta el 37%, debido a las condiciones del clima. Malas condiciones de la superficie de rodamiento, provocan mayores reducciones en la velocidad que condiciones pobres de visibilidad.

5.4.3 Velocidad de marcha

La velocidad de marcha se obtiene dividiendo la suma de las distancias recorridas por todos los vehículos o por un grupo determinado de ellos, entre la suma de los tiempos de recorrido correspondientes.

La velocidad de marcha a la que circulan los vehículos en un camino, es una medida de la calidad del servicio que el camino proporciona a los usuarios; por lo tanto, para fines de proyecto, es necesario conocer las velocidades de los vehículos que se espera circulen por el camino para diferentes volúmenes de tránsito.

Una forma de obtener la velocidad de marcha en un camino cuya circulación sea casi continua, es medir la velocidad de punto. Para tramos cortos de un camino, en el que las características que influyen en la velocidad no varían apreciablemente, la velocidad de punto puede considerarse como representativa de la velocidad de marcha. En tramos más largos de camino, la velocidad representativa de la velocidad de marcha puede obtenerse promediando las velocidades de punto medidas en varios sitios representativos de cada subtramo en que se subdivide todo el tramo, tomando en cuenta la longitud de cada uno de ellos.

La curvatura horizontal es el principal factor relacionado con la velocidad en caminos abiertos. La experiencia demuestra que las velocidades en curvas horizontales son menores que en tangentes y que la diferencia entre la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto en tales curvas, es menor conforme aumenta el grado de curvatura.

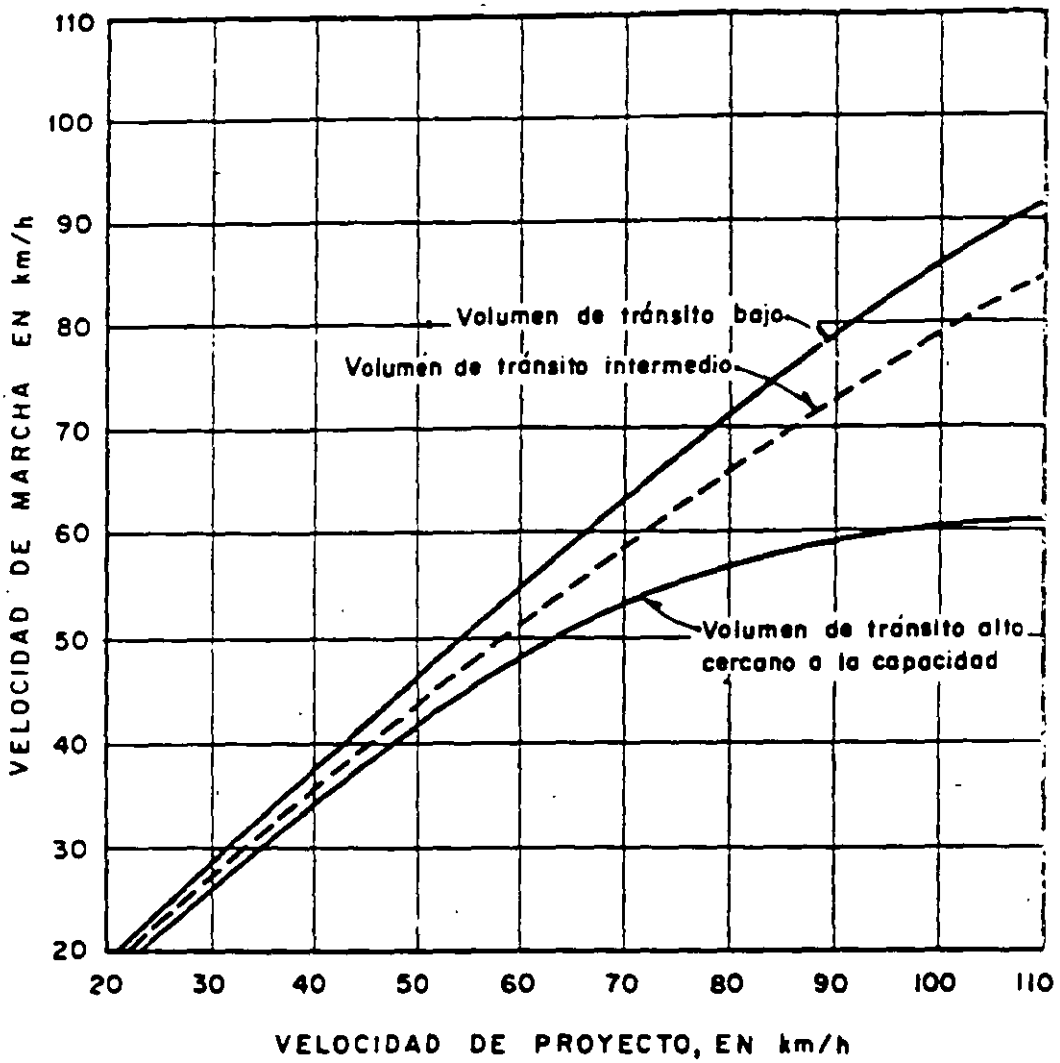
Las observaciones efectuadas en curvas horizontales indican que aquellas curvas con velocidades de proyecto bajas, producen velocidades de marcha muy próximas a la velocidad de proyecto. En curvas con velocidad de proyecto alta, la velocidad de marcha es apreciablemente menor que la velocidad de proyecto, acercándose a la velocidad de marcha medida en tangentes largas.

Como la curvatura horizontal es el principal factor relacionado con la velocidad en caminos abiertos y teniendo en cuenta que en estos casos, la velocidad de marcha es aproximadamente igual a la velocidad de punto, ha sido posible establecer experimentalmente una relación entre aquélla y la velocidad de proyecto. Comparando las velocidades observadas con las velocidades de proyecto, se ha encontrado que en caminos con una velocidad de proyecto de 50 km/h, la velocidad de marcha es aproximadamente el 90% de la velocidad de proyecto. Esta relación disminuye gradualmente hasta el 80%, para caminos con una velocidad de proyecto de 110 km/h.

La relación general entre la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto se ilustra en la Figura 5.18. La curva superior representa las condiciones para volúmenes de tránsito bajos. Conforme el volumen de tránsito aumenta, la velocidad de marcha disminuye debido a la interferencia entre los vehículos. La curva correspondiente a volúmenes intermedios, representa la relación entre la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto, cuando el volumen se aproxima al volumen de servicio utilizado para proyecto. Si el volumen excede el nivel intermedio, la velocidad de marcha disminuye todavía más y en el caso extremo, es decir, cuando el volumen es igual a la capacidad del camino, la velocidad de los vehículos está determinada más por el grado de saturación del tránsito que por la velocidad de proyecto, especialmente cuando ésta es superior a 80 km/h. La relación entre la velocidad de marcha y la velocidad de proyecto, para volúmenes de tránsito muy altos, se indica con la curva inferior de la misma figura. La curva establece el límite de esta relación y no se utiliza para fines de proyecto, siendo solamente de carácter ilustrativo. Todo camino debe proyectarse para que circulen por él volúmenes de tránsito que no están sujetos al grado de saturación que representa esta curva.

En la tabla de la Fig. 5.18 se muestran los valores redondeados de la velocidad de marcha en relación con la velocidad de proyecto, para los tres casos de volumen de tránsito. El caso de bajo volumen de tránsito es el más importante. Un proyecto que satisfaga los requisitos para la velocidad de marcha con volúmenes bajos, será también adecuado para el tránsito que use el camino cuando los volúmenes sean mayores y las velocidades menores. Los valores de la tabla 5.18 para bajos volúmenes constituyen el factor más importante que gobierna ciertos elementos de proyecto, tales como la sobreelevación, las curvas en entronques y los carriles de cambio de velocidad.

La velocidad de marcha en un camino sufre variaciones durante el día, dependiendo principalmente esta variación del volumen de tránsito. Por lo tanto, cuando se utilice la velocidad de marcha debe especificarse claramente si corresponde a la hora de máxima demanda o a otra hora, o bien



VELOCIDAD DE PROYECTO EN km/h	VELOCIDAD DE MARCHA, EN km/h		
	VOLUMEN DE TRANSITO BAJO	VOLUMEN DE TRANSITO INTERMEDIO	VOLUMEN DE TRANSITO ALTO
25	24	23	22
30	28	27	26
40	37	35	34
50	46	44	42
60	55	51	48
70	63	59	53
80	71	66	57
90	79	73	59
100	86	79	60
110	92	85	61

FIGURA 5.18. RELACIONES ENTRE VELOCIDADES DE MARCHA Y DE PROYECTO

si es un promedio de las velocidades de todo el día. Las dos primeras se utilizan para fines de proyecto y operación y la última para análisis económicos.

5.4.4 Velocidad de operación

Velocidad de operación es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular en un tramo de un camino, bajo las condiciones prevalecientes del tránsito y bajo condiciones atmosféricas favorables, sin rebasar en ningún caso, la velocidad de proyecto del tramo.

En la Figura 5.19 se muestra la relación entre las velocidades de operación y los volúmenes horarios de tránsito. Cuando no hay límite de velocidad y la única variable es el volumen de tránsito, la velocidad de operación disminuye según una variación lineal conforme el volumen aumenta. La línea *F* es la relación entre las velocidades y los volúmenes en caminos de velocidad excepcionalmente alta en condiciones casi ideales y con poca o ninguna restriccion en la velocidad. En otras condiciones que no sean las ideales, las velocidades de operación son menores, como se indica mediante la línea *E*. El volumen límite a la derecha de la figura, representa la capacidad a la velocidad óptima. Para velocidades menores, a pesar de que la densidad aumenta el volumen disminuye, como se ilustra por la línea interrumpida en la parte interior de la figura.[46]

Las líneas de puntos muestran el efecto en la relación velocidad de operación volumen de tránsito, cuando se establece un límite a la velocidad de los vehículos en el caso *F*. Para el caso *E*, limitar la velocidad tiene poco efecto en dicha relación y no se muestra en la figura.

Todo el espacio comprendido entre las líneas llenas y la línea interrumpida de la figura, muestra el campo de operación normal en caminos rurales de alta velocidad de proyecto. Conforme las líneas llenas y la interrumpida se acercan a su punto de intersección, el volumen se aproxima a la capacidad del camino. El rango de velocidades disminuye y cualquier interferencia que cause una ligera reducción en la velocidad, puede provocar graves congestiones e inclusive una paralización total del tránsito. Es por esto que no debe tomarse un volumen cercano a la capacidad, para fijar la velocidad de proyecto.

5.4.5 Velocidad de proyecto

Es la velocidad máxima a la cual los vehículos pueden circular con seguridad sobre un camino, cuando las condiciones atmosféricas y del tránsito son favorables.

La selección de la velocidad de proyecto está influida principalmente por la configuración topográfica del terreno, el tipo de camino, los volúmenes de tránsito y el uso de la tierra. Una vez seleccionada, todas las características propias del camino se deben condicionar a ella, para obtener un proyecto equilibrado. Un camino en terreno plano o con lomerío suave justifica una velocidad de proyecto mayor que la correspondiente a la de un camino en terreno montañoso. Un camino que cruce una región poco habitada justifica una velocidad de proyecto mayor que otro situado en una región poblada. Cuando el usuario se da cuenta de que la localización del camino es difícil por condiciones especiales, acepta con buena

[46] Highway Research Board. Vol. 167.

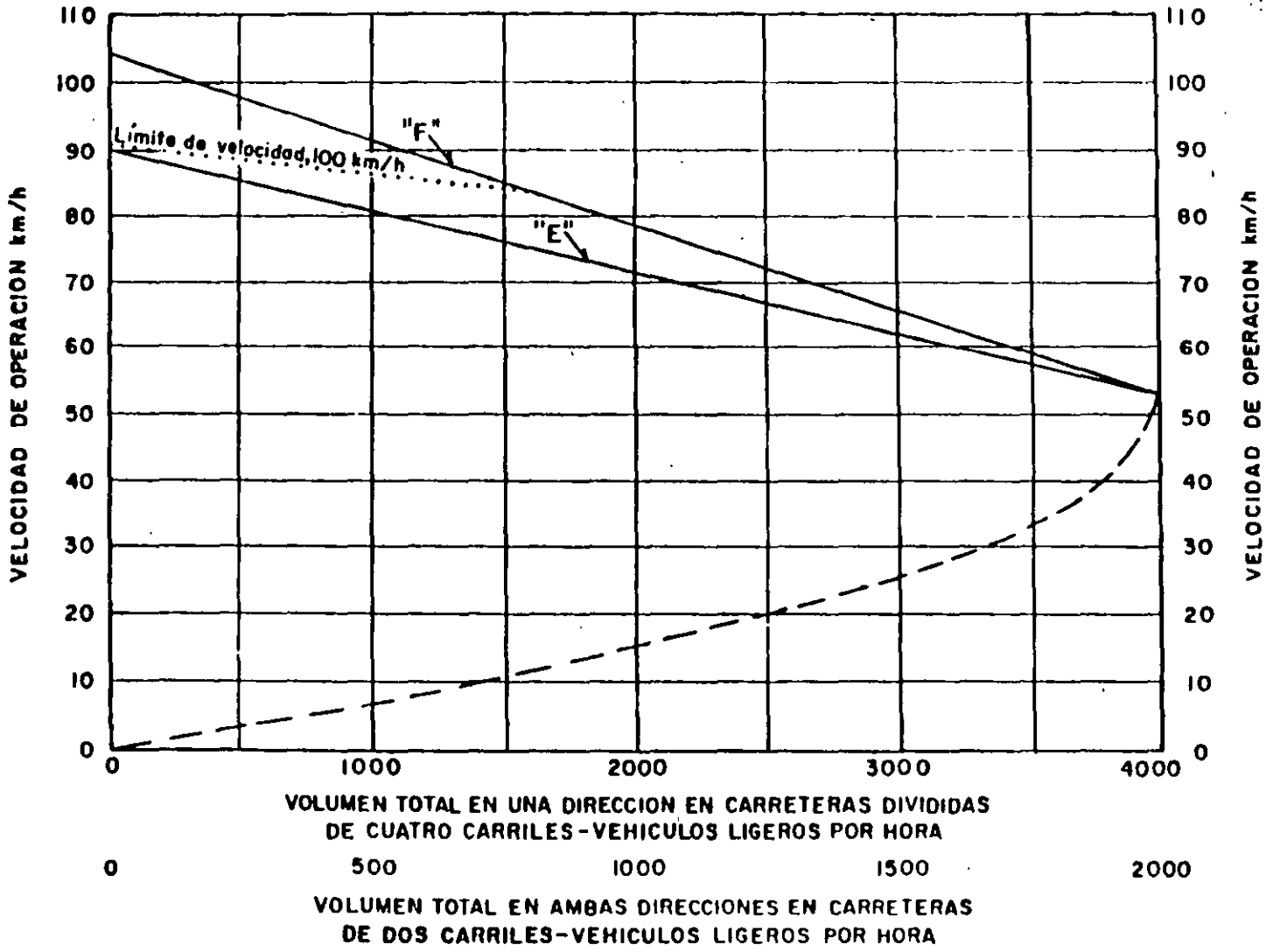


FIGURA 5.19. RELACION ENTRE VELOCIDAD DE OPERACION Y VOLUMEN DE TRANSITO EN CARRETERAS RURALES

disposición velocidades bajas, cosa que no admite cuando no ve razón para ello. Un camino que tiene un gran volumen de tránsito puede justificar una velocidad de proyecto mayor que otro de menos volumen, en una topografía semejante, principalmente cuando la economía en la operación de vehículos es grande, comparada con el aumento de costo por la construcción. Sin embargo, no se debe suponer una velocidad baja de proyecto para un camino secundario, cuando la topografía del camino sea tal, que los conductores puedan transitar a gran velocidad. Los conductores no ajustan sus velocidades a la importancia del camino, sino a las limitaciones físicas o de los volúmenes de tránsito que se presenten. En algunos casos, los conductores se muestran renuentes a cambiar la velocidad que ellos creen conveniente, a aquella de seguridad y tratan de viajar con una velocidad alta, que no está de acuerdo con el camino y las condiciones predominantes.

Al proyectar un tramo de un camino, es conveniente, aunque no siempre factible, suponer un valor constante para la velocidad de proyecto. Los cambios en la topografía pueden obligar a hacer cambios en la velocidad de proyecto en determinados tramos. Cuando éste sea el caso, la introducción de una velocidad de proyecto mayor o menor no se debe efectuar repentinamente, sino sobre una distancia suficiente para permitir a los conductores cambiar su velocidad gradualmente, antes de llegar al tramo del camino con distinta velocidad de proyecto.

En la mayoría de los Departamentos de Caminos de los diferentes Estados de la Unión Americana, se ha adoptado como velocidad de proyecto límite superior 112 km/h. Existen, sin embargo, casos en donde la velocidad máxima permitida es de 128 km/h.

En Europa, en lo que respecta al valor numérico de la velocidad de proyecto comúnmente empleado por los diferentes países, la primera observación es que existe una tendencia contraria a valores muy altos, los cuales fueron considerados adecuados hace algún tiempo. Italia es un ejemplo: hace 10 años, velocidades de proyecto tan grandes como 160 km/h fueron considerados como muy posibles, mientras que en la actualidad, la velocidad de proyecto más alta indicada en las normas oficiales para caminos es de 120 km/h. Similarmente, Francia y Alemania han reducido los valores más altos para velocidad de proyecto, aunque aún aceptan valores numéricos un poco mayores (140 km/h), mientras que el resto de los países europeos no van más allá de los 120 km/h.

Esta tendencia en los países europeos, a disminuir los valores numéricos en la velocidad de proyecto, se debe principalmente al reconocimiento de que los valores extremadamente altos para la velocidad de proyecto son en parte ilusorios, porque muchos elementos del camino no pueden ser proyectados para tales velocidades, ya que ellas no son obtenibles por la combinación vehículo-conductor y porque tienen poca influencia en la velocidad de marcha, en el momento en que los caminos transportan una cantidad razonable de tránsito.[47]

La mayoría de los caminos son diseñados para satisfacer las necesidades del tránsito, dentro de un período hasta de 20 años adelante del año en que se hace el proyecto.

Sin embargo, los elementos del alineamiento horizotnal y del vertical que están relacionados directamente a la velocidad de proyecto, normal-

[47] Pellegrini Giorgio, Rural Motorway Geometric Design in Europe, Proceedings 1965, Institute of Traffic Engineers, p. 160.

mente se determinan bajo la base de un tiempo de duración mayor, si no es que permanente. Si se planea adecuadamente, los elementos de la sección transversal de un camino pueden alterarse en el futuro sin mucha dificultad, mientras que los cambios en los alineamientos horizontal y vertical incluyen gastos y consideraciones de gran envergadura. Una pregunta a contestar es si se deben usar o no velocidades de proyecto mayores de 110 km/h, para permitir un incremento probable de la velocidad límite superior en un tiempo futuro. La mayoría de los vehículos actuales pueden obtener velocidades de operación mayores de los 160 km/h y son capaces de sostener velocidades del orden de los 130 km/h. Puede esperarse que la velocidad promedio en los caminos principales continuará aumentando gradualmente. Esto será posible al reducir el número de vehículos que viajen a velocidades menores y al proporcionar mejores caminos y demás elementos viales, incluyendo mejor control del tránsito. No es probable, sin embargo, que haya incrementos radicales en las máximas velocidades. Además, un vehículo puede viajar a mayor velocidad que la supuesta para el proyecto, con algún grado de seguridad cuando las condiciones son favorables y el conductor es hábil.

Con los datos anteriores, se llega a la conclusión de que donde los elementos físicos del camino son el principal control de la velocidad y donde la mayoría de los conductores estén condicionados a operar casi todo el tiempo bajo los límites de velocidad comunes en nuestros días, una velocidad límite de 110 km/h satisfará un porcentual de velocidad, únicamente un pequeño porcentaje de los conductores operarán sus vehículos a velocidades mayores, cuando el volumen es bajo y todas las demás condiciones son favorables.

Basándose en los datos anteriores y a la topografía de México, se pueden establecer, como límites para la velocidad de proyecto, 30 km/h y 110 km/h. Asimismo, la variación recomendada para la velocidad de proyecto de diferentes caminos, debe estar basada en incrementos de 10 km/h. Incrementos menores que el anterior indicarán poca variación en los elementos del proyecto e incrementos mayores de velocidad causarían una diferencia muy grande en los elementos de proyecto. El uso de incrementos de 10 km/h en la velocidad de proyecto, no excluye el uso de valores intermedios para propósitos de control del tránsito, tales como avisos de velocidad en los diferentes tramos.

5.5 RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD

En la operación de un camino, el volumen, la velocidad y la densidad de tránsito, están íntimamente relacionados. Para comprender mejor el comportamiento del tránsito sobre el camino, en este punto se analizará cualitativamente, la relación que existe entre volumen, densidad y velocidad.

Teóricamente para esta relación debe usarse la velocidad media con respecto a la distancia, ya que Wardrop [48] demostró que únicamente usando esta velocidad se cumple. Sin embargo Drake, Schofer y May,[49] encon-

[48] Charles Wardrop: *Some theoretical aspects of road traffic research.* Procedimientos Instituto de Ingenieros Civiles (Londres) 1,325-362. 1952.

[49] Joseph S. Drake, Joseph L. Schofer y Adolf D. May, Jr.: *A Statistical Analysis of Speed Density Hipotheses.* Expressway Surveillance Projet, State of Illinois, mayo, 1965.

traron que aunque existe una diferencia entre la velocidad media con respecto a la distancia y la velocidad media con respecto al tiempo, para esta clase de estudios es despreciable. Por lo tanto, deberá probarse para cada estudio, que la variación es despreciable o bien usar la velocidad media con respecto a la distancia.

Aunque muchas veces se les confunde, los términos volumen y densidad expresan coneeptos diferentes. Volumen es el número de vehículos que pasan por un tramo de un camino en una unidad de tiempo; en cambio, densidad es el número de vehículos que permanecen en el tramo por unidad de longitud en un momento dado.

Dimensionalmente, el volumen de tránsito es igual a la densidad por la velocidad, esto es:

$$T = VD$$

En donde:

T = Volumen de tránsito, en vehículos/hora.
V = Velocidad del tránsito.
D = Densidad de tránsito, en vehículos/kilómetro.

La expresión anterior nos indica que si la velocidad permanece constante, el volumen y la densidad están relacionados linealmente, esto es, que a incrementos iguales de densidad corresponden incrementos iguales de volumen; sin embargo, lo que en realidad ocurre es que al incrementarse la densidad, la velocidad ya no permanece constante, sino que se reduce y al ocurrir esto, la relación entre densidad y volumen no es lineal.

En la Figura 5.20 se ilustra cualitativamente, la relación entre el volumen, la velocidad y la densidad de tránsito, partiendo de la hipótesis de una relación lineal entre la velocidad y la densidad. En la figura, para una densidad muy chica, la velocidad es V_m y el volumen de tránsito es bajo. Cuando aumenta el volumen a T_1 y por tanto la densidad a D_1, la velocidad disminuye a V_1. Si la densidad sigue aumentando hasta llegar a ser crítica D_o, el volumen de tránsito llega a su máximo T_o, alcanzando la capacidad del camino C, y la velocidad es óptima V_o. Si se sigue aumentando la densidad a D_2 la velocidad disminuye a V_2 y el volumen será otra vez T_1. Si se sigue incrementando la densidad, hasta su valor máximo D_m, la velocidad y el volumen caen a cero, produciéndose el congestionamiento total.

Bajo la hipótesis de una variación lineal de la velocidad, pueden establecerse las siguientes relaciones:

$$V = V_m - \left(\frac{V_m}{D_m}\right) D \qquad \text{(1)}$$

$$T = VD = V_m D - \left(\frac{V_m}{D_m}\right) D^2 \qquad \text{(2)}$$

Cuando el volumen es máximo $T_o = C$

$$\frac{dT}{dD} = O = V_m - 2\left(\frac{V_m}{D_m}\right) D_o \therefore D_o = \frac{D_m}{2} \qquad \text{(3)}$$

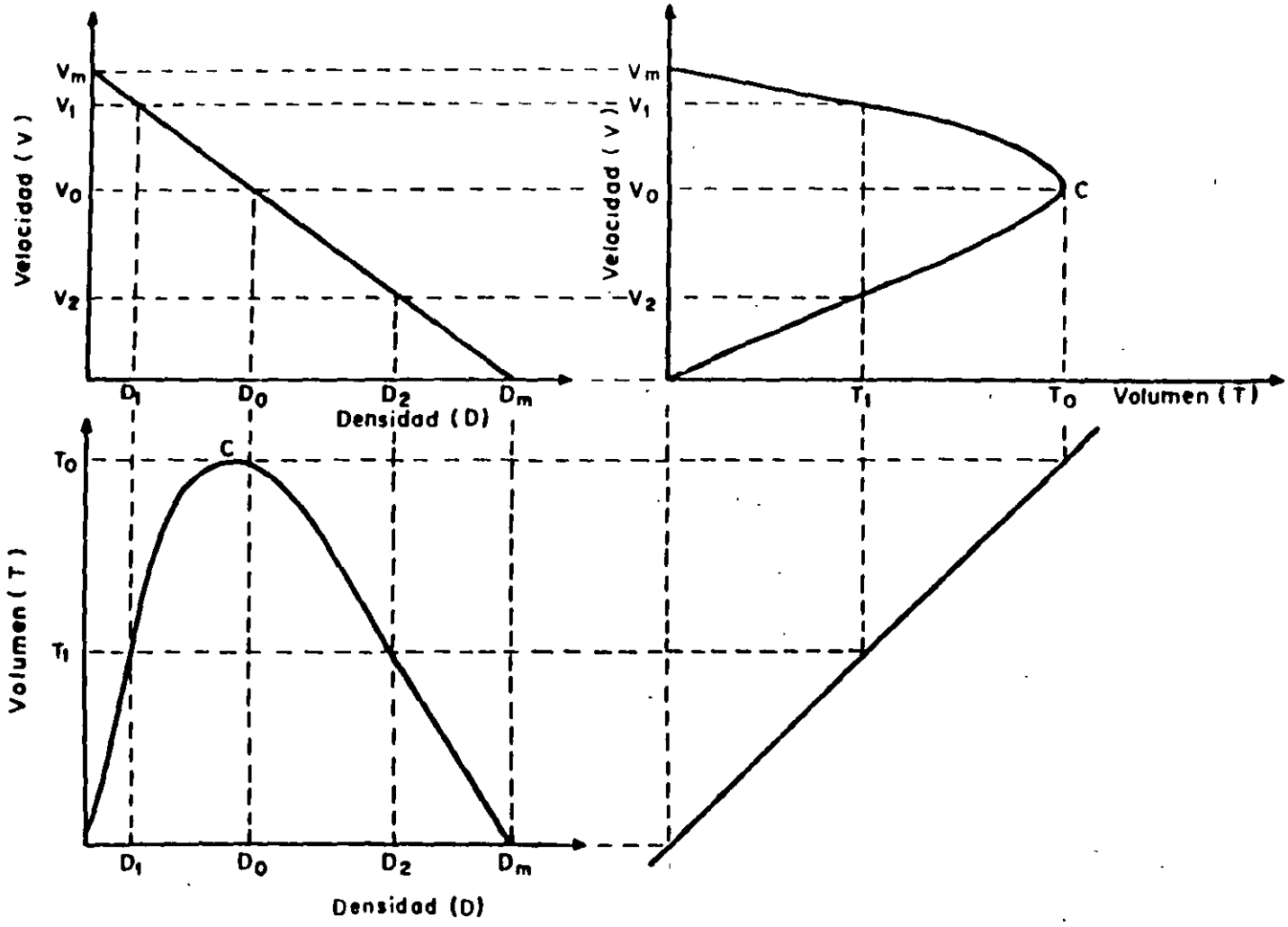


FIGURA 5.20. RELACION ENTRE LA VELOCIDAD, EL VOLUMEN Y LA DENSIDAD

y sustituyendo en (1)

$$V_o = V_m - \frac{V_m}{D_m}\left(\frac{D_m}{2}\right)$$

$$V_o = \frac{V_m}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Sustituyendo (3) y (4) en (2)

$$C = \frac{D_m V_m}{4}$$

En las relaciones anteriores:

C = Capacidad (veh/hora).

V_m = Velocidad a bajo volumen (km/h).

D_o = Densidad crítica (veh/km).

D_m = Densidad en congestionamiento (veh/km).

V_o = Velocidad óptima (km/h).

5.6 DISTANCIA DE VISIBILIDAD

A la longitud de carretera que un conductor ve continuamente delante de él, cuando las condiciones atmosféricas y del tránsito son favorables, se le llama distancia de visibilidad. En general, se consideran dos distancias de visibilidad: la distancia de visibilidad de parada y la distancia de visibilidad de rebase.

5.6.1 Distancia de visibilidad de parada

La distancia de visibilidad de parada es la distancia de visibilidad mínima necesaria para que un conductor que transita a, o cerca de la velocidad de proyecto, vea un objeto en su trayectoria y pueda parar su vehículo antes de llegar a él. Es la mínima distancia de visibilidad que debe proporcionarse en cualquier punto de la carretera.

La distancia de visibilidad de parada está formada por la suma de dos distancias: la distancia recorrida por el vehículo desde el instante en que el conductor ve el objeto hasta que coloca su pie en el pedal del freno y la distancia recorrida por el vehículo durante la aplicación de los frenos. A la primera se le llama distancia de reacción y a la segunda, distancia de frenado.

Lo anterior, expresado en forma de ecuación queda:

$$D_p = d + d'$$

En donde:

D_p = Distancia de visibilidad de parada.
d = Distancia de reacción.
d' = Distancia de frenado.

La distancia de reacción se calcula mediante la expresión:

$$d = Kvt$$

En donde:

d = Distancia de reacción (m).
t = Tiempo de reacción (seg).
v = Velocidad del vehículo (km/h).
K = Factor de conversión de km/h a m/seg, igual a 0.278.

La distancia de frenado se calcula igualando la energía cinética del vehículo con el trabajo que realiza la fuerza para detenerlo, esto es:

$$\frac{1}{2} mV^2 = Wfd' + Wpd$$

En donde:

m = Masa del vehículo $\left(m = \frac{W}{g}\right)$

V = Velocidad del vehículo (m/seg).
W = Peso del vehículo.
f = Coeficiente de fricción longitudinal.
p = Pendiente de la carretera.
g = Aceleración de la gravedad ($g = 9.81$ m/seg^2).
d' = Distancia de frenado.

Expresando la velocidad en kilómetros por hora y sustituyendo a m por su valor, la expresión anterior queda:

$$(0.278V)^2 \frac{W}{2 \times 9.81} = Wfd' + Wpd'$$

y simplificando:

$$d' = \frac{V^2}{254\,(f + p)}$$

Sumando la distancia de reacción y la distancia de frenado, se obtendrá la distancia de visibilidad de parada expresada por:

$$D_p = 0.278Vt + \frac{V^2}{254\,(f + p)}$$

En la deducción de la expresión anterior, se ha considerado que la velocidad del vehículo es constante durante el tiempo de reacción. Además, se ha supuesto que el vehículo se detiene por la sola aplicación de los frenos, despreciando la inercia de las partes móviles, las resistencias internas, la resistencia al rodamiento, la resistencia del aire y la variación en la eficiencia de los frenos.

Las variables no consideradas están involucradas implícitamente en el tiempo de reacción y en el coeficiente de fricción longitudinal. Este coeficiente varía a su vez, con la velocidad, con la presión, tipo y estado de las llantas, y con el tipo y estado de la superficie de rodamiento.

El coeficiente de fricción y el tiempo de reacción deben establecerse experimentalmente. Después de numerosas experiencias, la AASHO ha determinado que para proyecto, debe emplearse un tiempo de reacción de 2.5 segundos. El coeficiente de fricción longitudinal para proyecto varía entre 0.40 para una velocidad de 30 kilómetros por hora, hasta 0.29 para 110 kilómetros por hora. Estos coeficientes corresponden a pavimentos mojados y, por tanto, la velocidad de los vehículos en esta condición es inferior a la de proyecto y se aproxima a la velocidad de marcha, para bajos volúmenes de tránsito.

En la tabla 5-F se muestra la distancia de visibilidad de parada para diferentes velocidades de proyecto, condiciones de pavimento mojado y a nivel.

Vel. de proyecto — km/h	Velocidad de marcha — km/h	Reacción		Coeficiente de fricción	Dist. de frenado — m	Distancia de visibilidad	
		Tiempo seg	Distancia m			Calculada m	Redondeada m
30	28	2.5	19.44	0.400	7.72	27.16	25
40	37	2.5	25.69	0.380	14.18	39.87	40
50	46	2.5	31.94	0.360	23.14	55.08	55
60	55	2.5	38.19	0.340	35.03	73.22	75
70	63	2.5	43.75	0.325	48.08	91.83	90
80	71	2.5	49.30	0.310	64.02	113.32	115
90	79	2.5	54.86	0.305	80.56	135.42	135
100	86	2.5	59.72	0.300	97.06	156.78	155
110	92	2.5	63.88	0.295	112.95	176.83	175

TABLA 5-F. DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

Las distancias de visibilidad de parada de la tabla 5-F se calcularon de acuerdo a las características de operación de los vehículos ligeros y, por lo tanto, su aplicación a vehículos pesados puede dar origen a dudas. Evidentemente los camiones, especialmente los grandes y pesados, requieren mayores distancias de visibilidad de parada que un vehículo ligero, cuando circula a la misma velocidad. Sin embargo, en la operación esta diferencia se compensa, porque en los camiones el conductor está situado a una altura tal, que ve el obstáculo antes que el automovilista y dispone de mayor tiempo para frenar; además, su velocidad es casi siempre menor a la del automóvil. Estos dos factores explican la razón de que no se consideren separadamente distancias de visibilidad de parada, para vehículos ligeros y vehículos pesados. No obstante, esta situación debe examinarse con cautela en algunas situaciones particulares del proyecto, por ejemplo

cuando hay una restricción o la distancia de visibilidad, causada por una curva horizontal al final de una tangente larga con fuerte pendiente descendente. En esta situación, la mayor altura del ojo del conductor del camión no le reporta ninguna ventaja y, por otra parte, la velocidad del camión se ha incrementado por efecto de la pendiente, hasta igualar la de los vehículos ligeros, por lo cual la distancia de visibilidad de parada tendrá que ser necesariamente más larga, aun haciendo la consideración de que los conductores de los camiones están mejor entrenados que los de los vehículos ligeros, y reconocen más rápidamente las situaciones peligrosas.

Al calcular las distancias de visibilidad de parada en la tabla 5-F, no se tomó en cuenta la pendiente; esto introduce un error, que para pendientes fuertes y altas velocidades puede ser relativamente grande, por lo que habrá que corregir la distancia de visibilidad de parada. El valor de la corrección ΔD_p vale:

$$\Delta D_p = \frac{V^2}{254\ (f \pm p)} - \frac{V^2}{254 f}$$

Si se usan coeficientes de fricción para pavimento seco en vez de utilizar para la condición de pavimento mojado y la velocidad de proyecto en vez de la velocidad de marcha, las correcciones correspondientes se reducen hasta en dos terceras partes; estas correcciones más pequeñas aplicadas a las distancias de visibilidad de parada en pavimento seco, dan como resultado valores menores que los calculados para pavimentos mojados y, por tanto, siempre debe considerarse esta última condición, para efecto de corrección por pendiente.

En casi todos los caminos, una tangente en pendiente es recorrida por los vehículos en ambas direcciones; sin embargo, la distancia de visibilidad es diferente en cada dirección, particularmente en terreno en lomerío. Por lo general, todas las tangentes en pendiente tienen mayor distancia de visibilidad en el sentido descendente que en el ascendente, por lo cual, la corrección a la distancia de visibilidad de parada por efecto de la pendiente, se efectúa más o menos automáticamente. Esta circunstancia explica porqué los proyectistas utilizan la distancia de visibilidad de parada calculada para terreno plano y la aplican, sin corrección, para terrenos montañosos o en lomerío. La excepción a este criterio se presenta en carreteras divididas, en donde los carriles para cada sentido se proyectan por separado, debiéndose hacer la corrección por pendiente en cada cuerpo del camino.

5.6.2 Distancia de visibilidad de rebase

Se dice que un tramo de carretera tiene distancia de visibilidad de rebase, cuando la distancia de visibilidad en ese tramo es suficiente para que el conductor de un vehículo pueda adelantar a otro que circula por el mismo carril, sin peligro de interferir con un tercer vehículo que venga en sentido contrario y se haga visible al iniciarse la maniobra.

La distancia de visibilidad de rebase se aplica a carreteras de dos carriles; en carreteras de cuatro o más carriles, la maniobra de rebase se efectúa en carriles con la misma dirección de tránsito, por lo que no hay

peligro de interferir con el tránsito de sentido opuesto; las maniobras de rebase que requieran cruzar el eje de un camino de cuatro o más carriles sin faja separadora central, son tan peligrosas que no deben permitirse.

No es posible establecer criterios rígidos para determinar la frecuencia y longitud de los tramos de rebase que debe tener una carretera de dos carriles, ya que depende de variables, tales como el volumen de tránsito, la configuración topográfica, la velocidad de proyecto, el costo y el nivel de servicio deseado; sin embargo, es aconsejable proporcionar tantos tramos de rebase como sea económicamente posible. En gran parte de los caminos, los tramos de rebase se incluyen de manera natural en el desarrollo del proyecto y como consecuencia lógica de la configuración topográfica; estos tramos de rebase son suficientes cuando el volumen de tránsito es bajo o muy bajo; sin embargo, conforme el volumen de tránsito se acerca a la capacidad, es esencial proyectar tramos de rebase más largos y más frecuentes, para evitar que se formen filas de vehículos detrás de los vehículos lentos.

En pendientes descendentes fuertes, la distancia de visibilidad de rebase generalmente es menor que en terreno plano, puesto que el vehículo que va a rebasar puede acelerar más rápidamente y reducir el tiempo de maniobra; los vehículos rebasados generalmente son pesados y normalmente evitan acelerar en pendientes descendentes para un mejor control del vehículo, facilitando así que sea rebasado.

En pendientes ascendentes fuertes, la distancia de visibilidad de rebase es mayor que en terreno plano, debido a la reducción en el poder de aceleración de los vehículos que van a rebasar y a la mayor velocidad de los vehículos que vienen en sentido opuesto; esto queda compensado en parte, por la baja velocidad del vehículo que se quiere rebasar. Sin embargo, si se quiere que la maniobra de rebase se efectúe con gran seguridad, la distancia de visibilidad de rebase debe ser mayor que en terreno plano; a la fecha no hay un criterio establecido para calcular ese aumento, pero el proyectista debe reconocer que esos aumentos son deseables.

La distancia de visibilidad de rebase mínima es suficiente para rebasar un solo vehículo, por lo que el proyecto de tramos con esa distancia mínima no garantiza totalmente la seguridad del camino, aun con bajos volúmenes de tránsito.

Para definir la distancia mínima de visibilidad de rebase, la AASHO efectuó estudios que permitieron formular algunas hipótesis sobre el comportamiento de los conductores en las maniobras de rebase; estas hipótesis son:

1. El vehículo que va a ser rebasado circula a velocidad uniforme, de magnitud semejante a la que adoptan los conductores en caminos con volúmenes de tránsito intermedios.

2. El vehículo que va a rebasar alcanza al vehículo que va a ser rebasado y circulan a la misma velocidad, hasta que inicia la maniobra de rebase.

3. Cuando se llega al tramo de rebase, el conductor del vehículo que va a rebasar después de un tiempo para percibir la nueva condición, reacciona acelerando su vehículo para iniciar el rebase.

4. El rebase se realiza bajo lo que puede llamarse maniobra de arranque demorado y retorno apresurado, pues cuando se ocupa el carril izquierdo para iniciar el rebase, se presenta un vehículo en sentido contrario

con igual velocidad que el vehículo rebasante. Aunque el rebase se realiza acelerando durante toda la maniobra, se considera que la velocidad del vehículo rebasante mientras ocupa el carril izquierdo, es constante y tiene un valor de 15 km/h mayor que la del vehículo rebasado.

5. Cuando el vehículo rebasante regresa a su carril, hay suficiente distancia entre él y el vehículo que viene en sentido contrario, para lo cual se considera que el vehículo que viene en sentido contrario, viaja a la misma velocidad que el vehículo que está rebasando, y la distancia que recorre es dos tercios de la distancia que ocupa el vehículo rebasante en el carril izquierdo.

En la Figura 5.21 se ilustra la forma en que se efectúa la maniobra de rebase, según las hipótesis anteriores. Se muestra también una gráfica con el resultado de los estudios realizados, donde se aprecian los valores de las diferentes distancias parciales y la suma de ellas que corresponde a la distancia de visibilidad de rebase. Puede observarse que la distancia de visibilidad de rebase es casi siete veces la velocidad de proyecto en km/h, dando valores sumamente altos, razón por la cual en México se considera que los conductores efectúan sus maniobras de rebase en forma menos conservadora que la representada por el modelo establecido por la AASHO. En 1958, la Secretaría de Obras Públicas, basada en un número limitado de observaciones, recomendó 500 metros como límite para la distancia de visibilidad de rebase, a velocidad de proyecto de 110 km/h. Por otra parte, el Manual de Capacidad de Carreteras de 1965, establece una distancia de visibilidad de rebase de 458 m (1 500') independientemente de la velocidad de proyecto, y las Especificaciones Inglesas consideran que la distancia de visibilidad de rebase no debe ser menor que la distancia recorrida por un vehículo a la velocidad de proyecto en 16 segundos, lo cual significa que para 110 km/h se tendrá una distancia de visibilidad de rebase de 490 m.

Para velocidades menores de 110 km/h las distancias de visibilidad de rebase se reducirán proporcionalmente, esto es:

$$D_R = \frac{500}{110} V = 4.545V$$

Esta expresión coincide notablemente con la recomendada por las normas inglesas, que es:

$$D_R = 4.445V$$

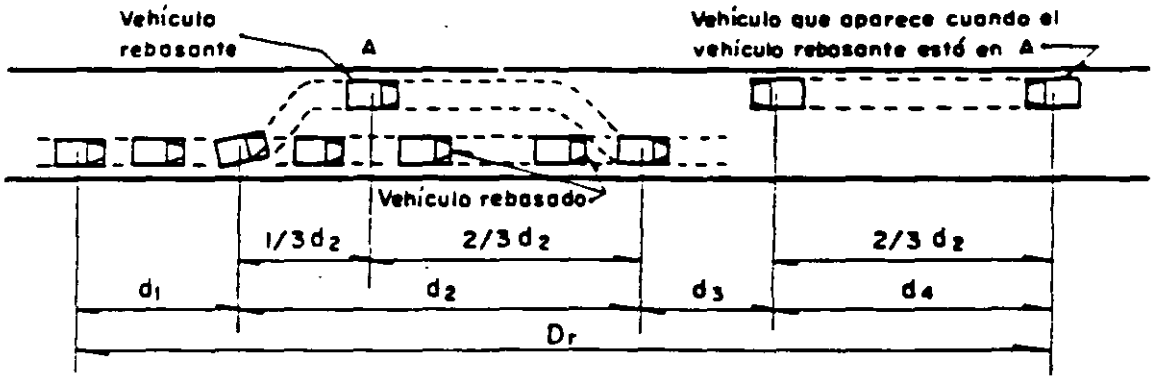
Para proyecto, la expresión para calcular la distancia de visibilidad de rebase mínima es:

$$D_R = 4.5V$$

en donde D_R es la distancia mínima de visibilidad de rebase en metros y V la velocidad de proyecto en km/h.

5.6.3 Medida y registro de la distancia de visibilidad

La distancia de visibilidad es un elemento que debe tenerse presente desde las etapas preliminares del proyecto. Determinando gráficamente



d_1 – Distancia recorrida durante el tiempo de reacción y durante la aceleración inicial hasta el punto en donde el vehículo rebasante invade el carril izquierdo.

d_2 – Distancia recorrida por el vehículo rebasante desde que invade el carril izquierdo hasta que regresa a su carril.

d_3 – Distancia entre el vehículo rebasante al terminar su maniobra y el vehículo que viene en sentido opuesto.

d_4 – Distancia recorrida por el vehículo que viene en sentido opuesto.

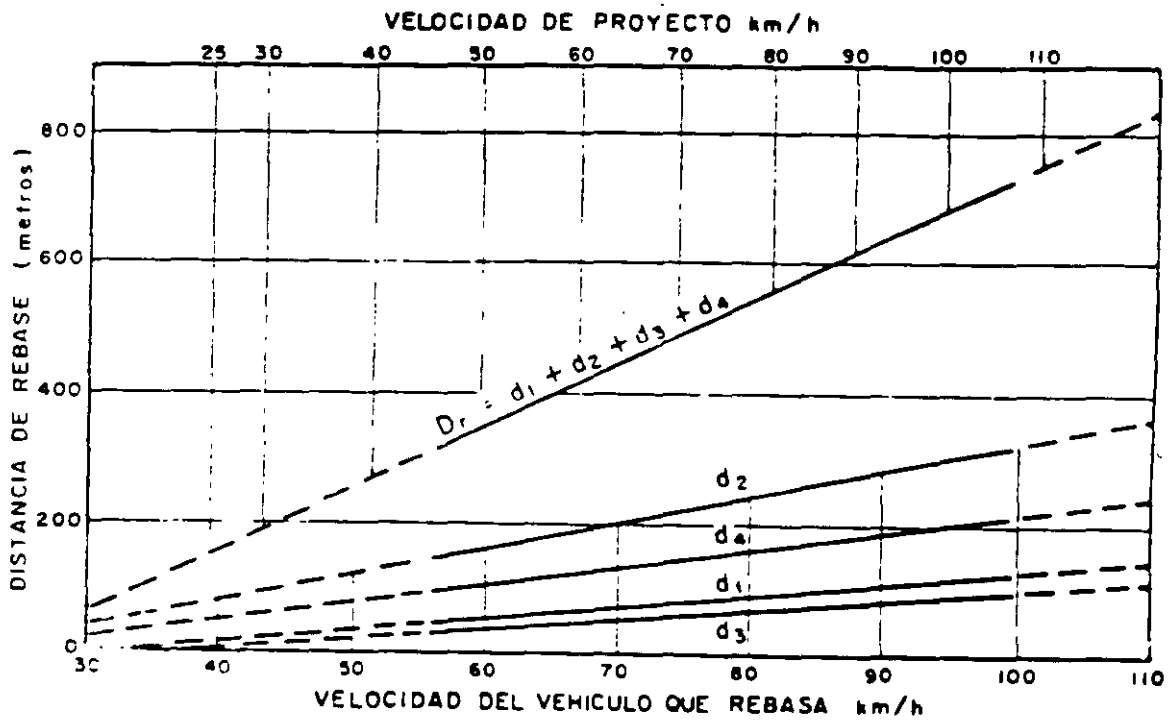


Fig. 5.21 Maniobra de rebase según AASHO

sobre los planos las distancias de visibilidad y anotándolas a intervalos frecuentes, el proyectista puede apreciar de conjunto todo el trazo y realizar un proyecto más equilibrado, con un mínimo de correcciones en la planta y el perfil.

Puesto que la distancia de visibilidad en el camino cambiará rápidamente en tramos cortos, se debe medir la distancia de visibilidad en los alineamientos horizontal y vertical, anotando la menor. En caminos de dos carriles deben medirse las distancias de visibilidad de parada y rebase; en caminos de carriles múltiples, únicamente la distancia de visibilidad de parada.

Para medir la distancia de visibilidad se considera la altura de los ojos del conductor sobre el pavimento, de 1.14 m. Para medir la distancia de visibilidad de parada, la altura del objeto que debe ver el conductor, es de 0.15 m. Para medir la distancia de visibilidad de rebase, se fijó una altura de objeto de 1.37 m, con la cual se cubre la altura de la mayoría de los automóviles.

Durante la noche, la distancia de visibilidad queda condicionada por la zona iluminada por los faros del vehículo. Para fines de proyecto de curvas verticales en columpio, se considera que los faros del vehículo están a 0.61 m sobre el pavimento y los rayos luminosos del cono proyectado forman un ángulo de 1°, con la prolongación del eje longitudinal del vehículo.

La distancia de visibilidad del alineamiento vertical se mide en el perfil de la carretera, como se ilustra en la Figura 5.22. Se usa una regla transparente de aristas paralelas de 1.37 m de ancho a la escala vertical del perfil; a la misma escala se marcan dos líneas paralelas, a 0.15 y 1.14 m de la arista superior. Haciendo coincidir la línea a 1.14 m de la arista superior con un punto del camino y haciendo tangente esta arista al perfil, la distancia entre el punto considerado y la intersección del perfil con la línea a 0.15 m de la arista superior, nos da la distancia de visibilidad de parada de ese punto; la distancia entre el punto considerado y la intersección del perfil con la arista inferior de la recta, nos da la distancia de visibilidad de rebase. Las distancias se miden horizontalmente.

En la parte inferior de la Figura 5.22 se muestra un registro tipo de las distancias de visibilidad en cada dirección, usando cifras y flechas. Este registro debe aparecer en los planos del alineamiento vertical. Para evitar medir distancias de visibilidad muy largas, se puede anotar un valor máximo seleccionado. En el ejemplo, las distancias de visibilidad mayores de 500 metros, se anotan como 500 +; la aproximación requerida en las mediciones es de diez metros.

Los registros de distancias de visibilidad son muy útiles para calcular la capacidad y/o nivel de servicio, facilitan la verificación y revisión del proyecto y sirven de guía para señalar las zonas en donde debe prohibirse rebasar.

5.6.4 Distancia de visibilidad en curvas horizontales

En las curvas horizontales, la altura del objeto no es un factor determinante en la distancia de visibilidad de parada. Cuando existe un obstáculo lateral, si el paramento del obstáculo es vertical, todos los objetos de cualquier altura sobre la superficie del camino, se pueden ver a la misma distancia. Cuando el obstáculo es el talud de un corte, la distancia de

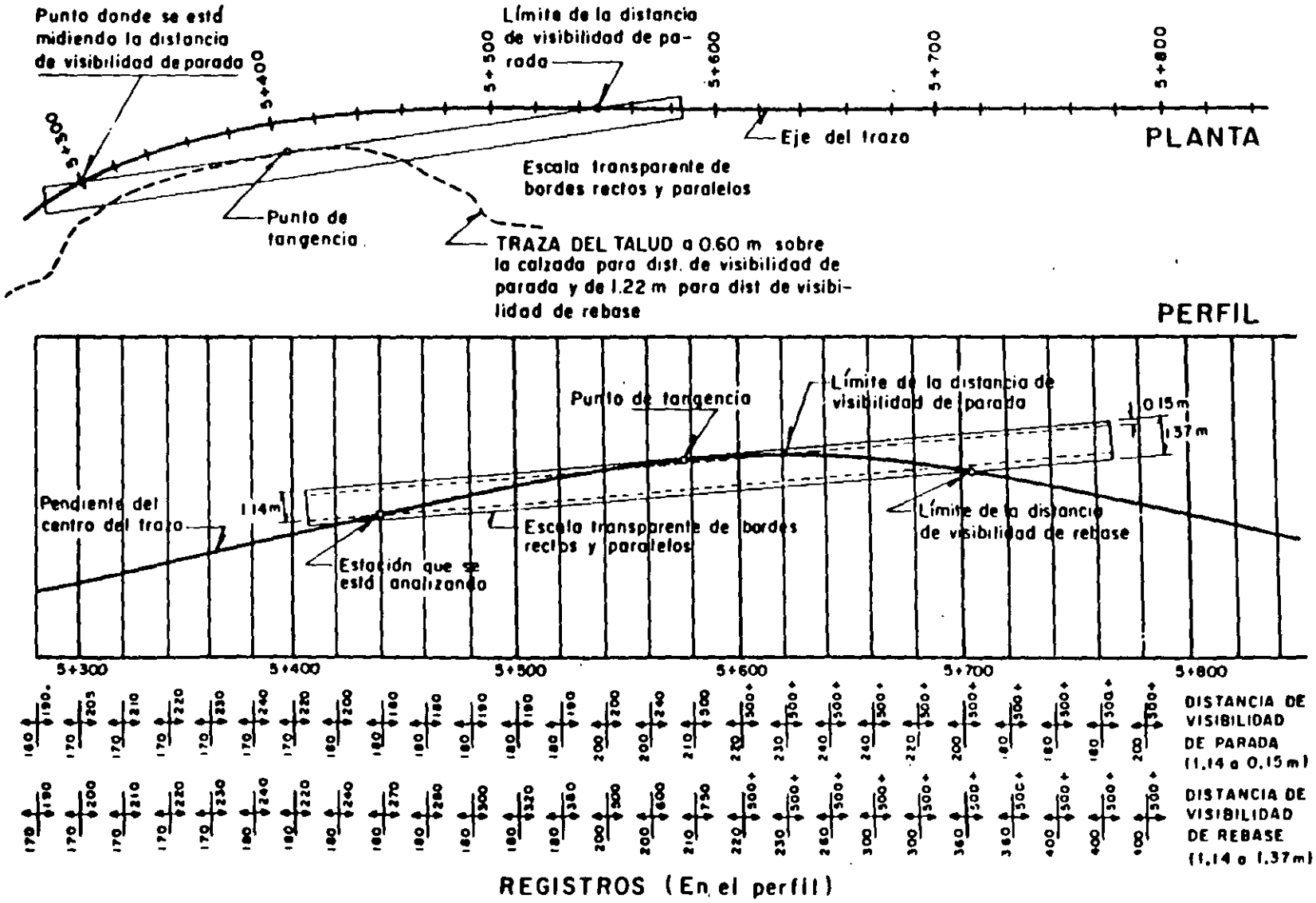


FIGURA 5.22. MEDIDA Y REGISTRO DE LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD SOBRE LOS PLANOS

visibilidad se ve afectada por la altura del objeto, pero este efecto es tan pequeño para el rango de alturas considerado que podría despreciarse. Para ser consistentes con lo expresado anteriormente, la altura del ojo debe considerarse a 1.14 m sobre el pavimento y la altura del objeto a 0.15 m. En los cortes, la visual es tangente al talud del corte a una altura de 0.60 m ó 1.20 m, según se trate de analizar la distancia de visibilidad de parada o la de rebase.

En la Figura 5.23 se ilustra la razón para proyectar de tal manera que los obstáculos laterales estén lo suficientemente alejados de la orilla de la calzada. Esa distancia al obstáculo lateral puede calcularse fácilmente.

Llamemos:

a = Ancho de calzada en tangente (m).
A = Ampliación de la calzada en curva (m).
R_1 = Radio de la trayectoria del conductor (m).
m = Distancia del obstáculo al eje de la trayectoria del conductor (m).
P = Distancia del obstáculo a la orilla de la calzada (m).
D = Distancia de visibilidad de parada o de rebase (m).

De la Figura 5.23, puede establecerse:

$$m = R_1 - R_1 \cos \Delta$$

pero:

$$2\Delta = \frac{D}{R_1} \quad \therefore \quad \Delta = \frac{D}{2R_1}$$

Sustituyendo en la primera ecuación el valor Δ y desarrollando en serie el coseno:

$$m = R_1 - R_1\left(1 - \frac{D^2}{8R_1^2} + \ldots\right) \doteq \frac{D^2}{8R_1}$$

$$P = \frac{D^2}{8R_1} - \frac{a + A}{4}$$

En donde:

$$R_1 = R - \frac{a + 3A}{4}$$

La distancia de visibilidad en la parte interior de la curva está limitada por obstrucciones, tales como edificios, cercas, bosques y taludes. Estos obstáculos deben ubicarse perfectamente en los planos. La visibilidad horizontal se mide con una regla transparente, como se muestra en la parte superior de la Figura 5.22.

La visual del conductor es tangente al obstáculo lateral; cuando ese obstáculo sea el talud de un corte, la visual es tangente a la intersección o traza de la superficie del talud con un plano paralelo a la corona y si-

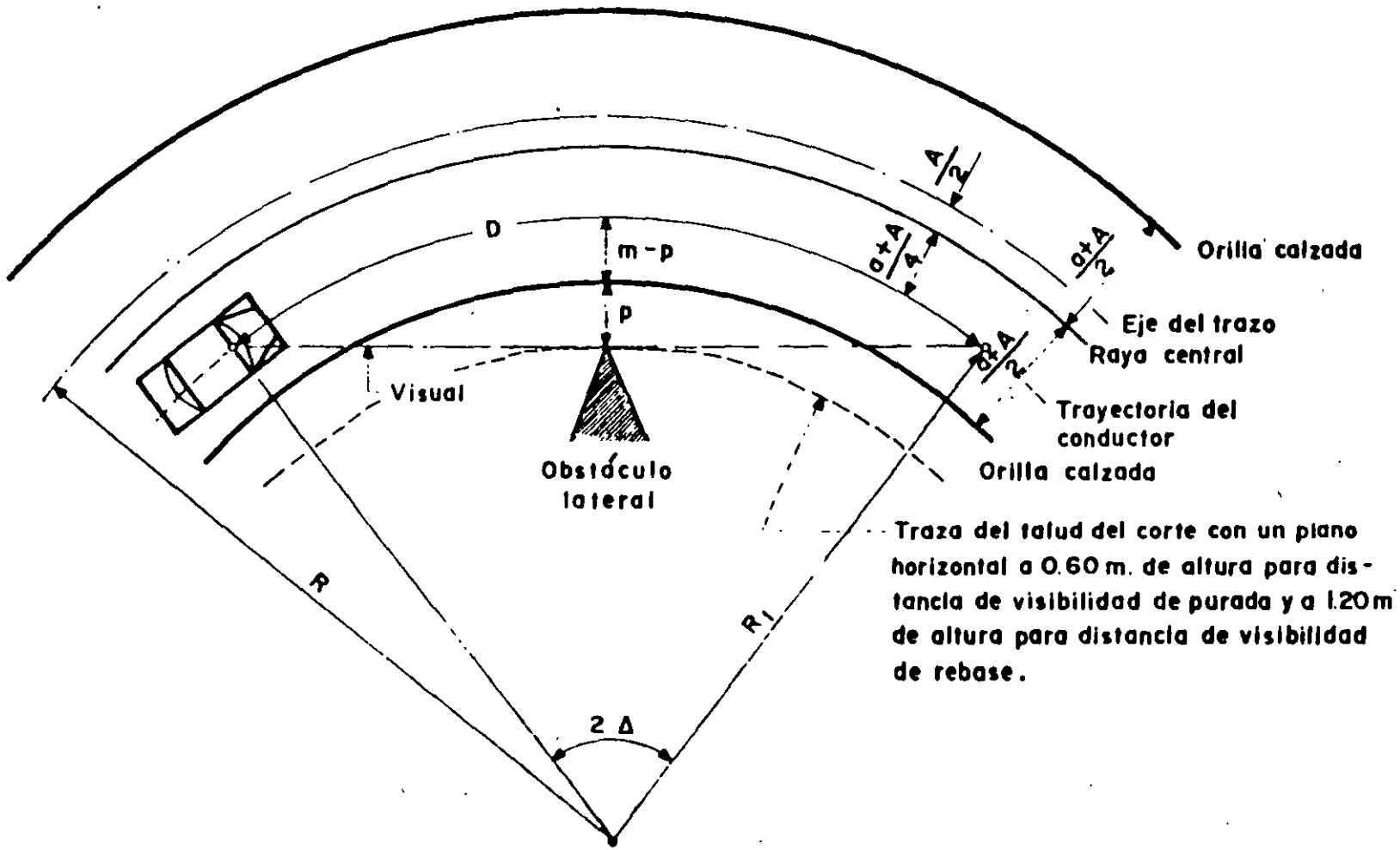


FIGURA 5.23. DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES EN CURVAS HORIZONTALES

tuado a cierta altura sobre ella. Esta altura se considera de 0.60 m para medir distancia de visibilidad de parada y 1.20 m para medir distancia de visibilidad de rebase. Estas cifras representan aproximadamente la altura media entre la altura del ojo del conductor y la altura del obstáculo. Preferentemente, la distancia de visibilidad debe medirse entre puntos del eje del carril interior de la curva; sin embargo, en carreteras de dos carriles basta medirla sobre el eje del camino.

5.6.5 Aplicaciones

Un camino debe tener en toda su longitud una distancia de visibilidad por lo menos igual a la distancia de visibilidad de parada. Si el camino es de dos carriles y se desea un buen nivel de servicio, además de la visibilidad de parada, es necesario proyectar suficientes tramos con visibilidad de rebase. En consecuencia, los diferentes elementos geométricos del camino deben proyectarse de manera que cumplan con los requisitos de visibilidad.

Los elementos del alineamiento horizontal y vertical que interfieren con la visual del conductor son, respectivamente, las curvas horizontales y las curvas verticales.

Una aplicación directa de la distancia de visibilidad al proyecto, es determinar la longitud de las curvas verticales o la distancia a obstáculos laterales en curvas horizontales, de manera que un conductor que circule a la velocidad de proyecto, tenga una distancia de visibilidad de parada o de rebase adecuada a esa velocidad.

5.7 LONGITUD DE CURVAS VERTICALES

La determinación de la longitud de las curvas verticales, es otra aplicación de la distancia de visibilidad en el proyecto. Cabe hacer notar que el criterio de visibilidad es uno de tantos para determinar la longitud de la curva. En el Capítulo VIII se tratarán con detalle los criterios para determinar la longitud de las curvas verticales; en este punto sólo se establecerán los relativos a visibilidad en caminos abiertos.

En los desarrollos de las fórmulas se usará la siguiente nomenclatura:

P_1 = Pendiente de entrada a la curva.
P_2 = Pendiente de salida a la curva.
A = Diferencia algebraica de pendientes.
H = Altura del ojo o altura de los faros (m).
h = Altura del objeto (m).
α = Angulo máximo que forman los rayos de luz de los faros con el eje longitudinal del vehículo.
T = Pendiente correspondiente al ángulo α.
L = Longitud de la curva vertical (m).
D = Distancia de visibilidad de parada o de rebase (m).

Utilizando la propiedad de la parábola, que dice:

La relación de cambio de la pendiente en todas las parábolas es constante, o sea:

$$\frac{d^2y}{dx^2} = r = \text{constante}$$

Se tiene, integrando:

$$\frac{dy}{dx} = rx + C \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

En la Figura 5.24:

Cuando $x = 0$, $\quad \frac{dy}{dx} = P_1 \quad$ y cuando $x = L$, $\quad \frac{dy}{dx} = P_2$

Por lo que de la expresión (1) se tiene:

$$P_1 = C \qquad \text{y} \qquad P_2 = rL + C$$

o también:

$$r = \frac{P_2 - P_1}{L}$$

y en general:

$$\frac{dy}{dx} = \left(\frac{P_2 - P_1}{L}\right) X + P_1$$

Integrando de nuevo:

$$Y = \frac{1}{2}\left(\frac{P_2 - P_1}{L}\right) X^2 + P_1 X + C_1 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

pero $C_1 = 0$, pues $Y = 0$ cuando $X = 0$

En la Figura 5.24 se observa que:

$$\frac{Y + y}{X} = P_1$$

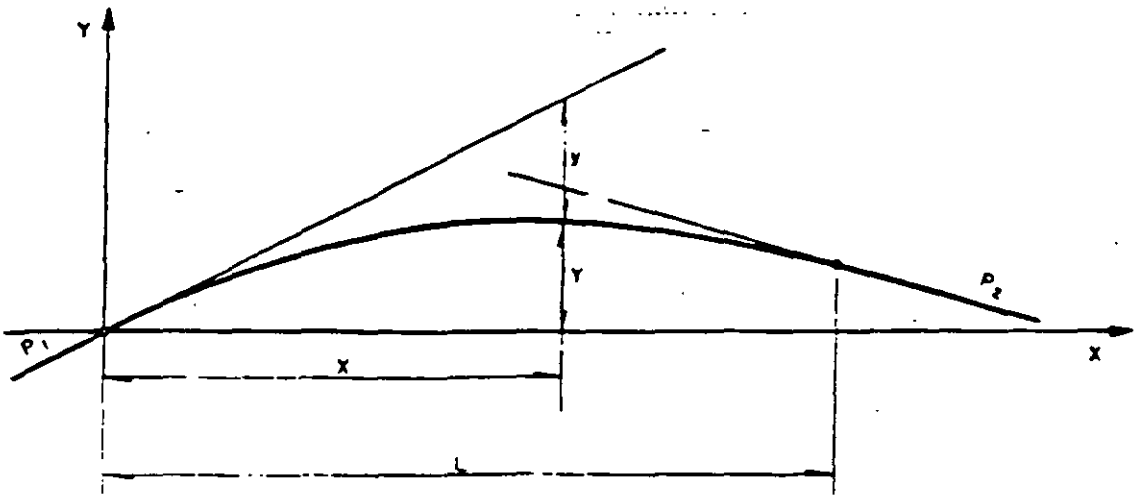
Substituyendo en (2) se llega a:

$$y = \frac{P_1 - P_2}{2L} X^2$$

Si $P_1 - P_2 = A$, de la fórmula general $Y = K X^2$

se obtiene que:

$$K = \frac{A}{2L}$$



$$y = K x^2$$

$$K = \frac{A}{2L} = \frac{P_1 - (-P_2)}{2L} = \frac{P_1 + P_2}{2L}$$

FIGURA 5.24. CURVA VERTICAL

5.7.1 Longitud de curvas verticales en cresta

Pueden presentarse dos casos: cuando el conductor y el objeto están en tangente vertical fuera de la curva ($D > L$) y cuando el conductor y el objeto estén dentro de la curva ($D < L$).

Para el 1er. caso, de la Figura 5.25 puede deducirse:

$$D = \frac{L}{2} + \frac{H}{P_1} + \frac{h}{P_2}$$

como:

$$A = P_1 - (-P_2) = P_1 + P_2$$

Se tiene:

$$D = \frac{L}{2} + \frac{H}{P_1} + \frac{h}{A - P_1}$$

En el vértice de la curva la visual es horizontal y, por tanto:

$$\frac{dD}{dP_1} = -\frac{H}{P_1^2} + \frac{h}{(A - P_1)^2} = 0 ; \qquad \frac{H}{P_1^2} = \frac{h}{P_2^2}$$

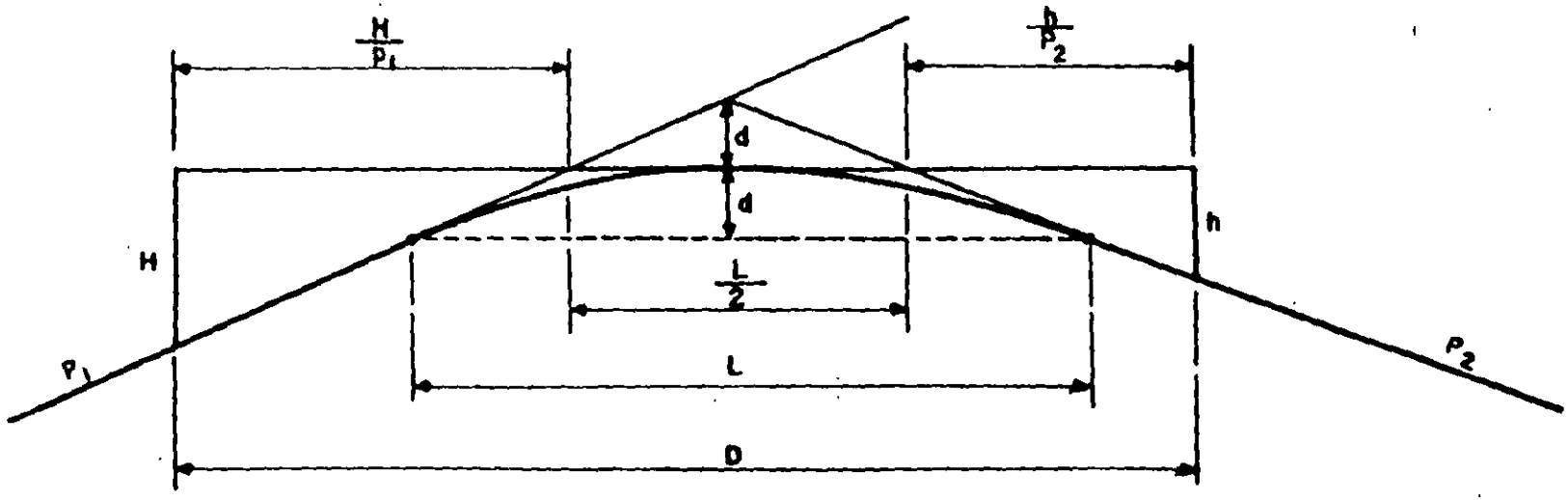


FIGURA 5.25. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN CRESTA. CASO I, D > L

Despejando a P_1 y P_2 de la expresión anterior:

$$P_1 = P_2\sqrt{\frac{H}{h}} \qquad \text{y} \qquad P_2 = P_1\sqrt{\frac{h}{H}}$$

$$A = P_1 + P_2 = P_1\left(\sqrt{\frac{h}{H}} + 1\right) = P_2\left(\sqrt{\frac{H}{h}} + 1\right)$$

$$P_1 = \frac{A}{\sqrt{\frac{h}{H}} + 1}; \qquad P_2 = \frac{A}{\sqrt{\frac{H}{h}} + 1}$$

Sustituyendo los valores de P_1 y P_2 en la primera ecuación:

$$D = \frac{L}{2} + \frac{H}{\frac{A}{\sqrt{\frac{h}{H}} + 1}} + \frac{h}{\frac{A}{\sqrt{\frac{H}{h}} + 1}}$$

$$D = \frac{L}{2} + \frac{(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}{A}$$

y despejando a L

$$L = 2D - \frac{2(\sqrt{H} + \sqrt{h})^2}{A}$$

Para distancia de visibilidad de parada:

$$D = D_p; \qquad H = 1.14 \text{ m}; \qquad h = 0.15 \text{ m}; \qquad A \text{ en } \%$$

$$L = 2D_p - \frac{425}{A}$$

Para distancia de visibilidad de rebase:

$$D = D_R; \qquad H = 1.14 \text{ m}; \qquad h = 1.37 \text{ m}; \qquad A \text{ en } \%$$

$$L = 2D_R - \frac{1\,000}{A}$$

Para el segundo caso, cuando $D < L$:

Por la propiedad de la parábola:

$$K = \frac{y}{X^2} = \frac{H}{D_1^2} = \frac{h}{D_2^2}$$

y $$D_1 = \sqrt{\frac{H}{K}}; \qquad D_2 = \sqrt{\frac{h}{K}}$$

De la Figura 5.26:

$$D = D_1 + D_2$$

$$D = \sqrt{\frac{H}{K}} + \sqrt{\frac{h}{K}}$$

$$D^2 = \frac{H}{K} + \frac{2}{K}\sqrt{Hh} + \frac{h}{K}$$

$$D^2 = \frac{1}{K}\left(\sqrt{H} + \sqrt{h}\right)^2$$

como:

$$K = \frac{A}{2L}$$

$$D^2 = \frac{2L}{A}\left(\sqrt{H} + \sqrt{h}\right)^2$$

y despejando a L:

$$L = \frac{AD^2}{2\left(\sqrt{H} + \sqrt{h}\right)^2}$$

Para distancia de visibilidad de parada:

$D = D_P$; $H = 1.14$ m ; $h = 0.15$ m ; A en %

$$L = \frac{AD_P^2}{425}$$

Para distancia de visibilidad de rebase:

$D = D_R$; $H = 1.14$ m ; $h = 1.37$ m ; A en %

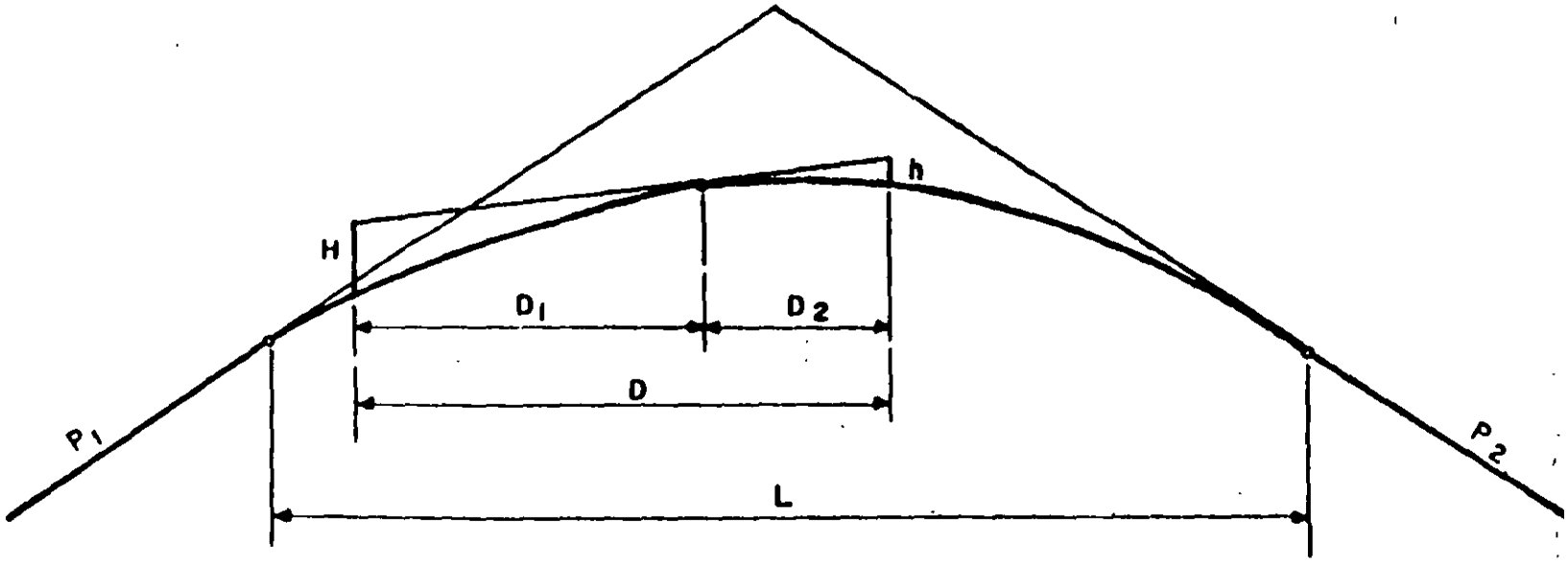
$$L = \frac{AD_R^2}{1\,000}$$

5.7.2 Longitud de curvas verticales en columpio

Al igual que en las curvas de cresta, pueden presentarse dos casos: cuando $D > L$ y cuando $D < L$.

Para el 1er. caso, de la Figura 5.27:

$$D = D_1 + \frac{L}{2}$$



$$y = KX^2 \therefore \quad K = \frac{y}{X^2} \quad ; \quad K = \frac{H}{D_1^2} = \frac{h}{D_2^2}$$

FIGURA 5.26. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN CRESTA. CASO II, $D < L$

por triángulos semejantes:

$$\frac{D_1}{TD + H} = \frac{L/2}{4d}$$

$$D_1 = \frac{(TD + H)\,L}{8d}$$

como:

$$d = \frac{AL}{8}$$

$$D_1 = \frac{TD + H}{A}$$

y sustituyendo en la primera ecuación:

$$D = \frac{TD + H}{A} + \frac{L}{2}$$

despejando a L:

$$L = 2D - 2\,\frac{H + TD}{A}$$

Para distancia de visibilidad de parada:

$D = D_P$; $H = 0.61$ m $\doteq 0.60$ m ; $T = \tan \alpha = \tan 1° = 0.0175$

y estando A en por ciento:

$$L = 2D_P - \frac{120 + 3.5\,D_P}{A}$$

Para distancia de visibilidad de rebase, no hay necesidad de calcular ninguna fórmula, porque se pueden ver los faros del vehículo que viene en sentido contrario.

Para el 2º caso, $D < L$

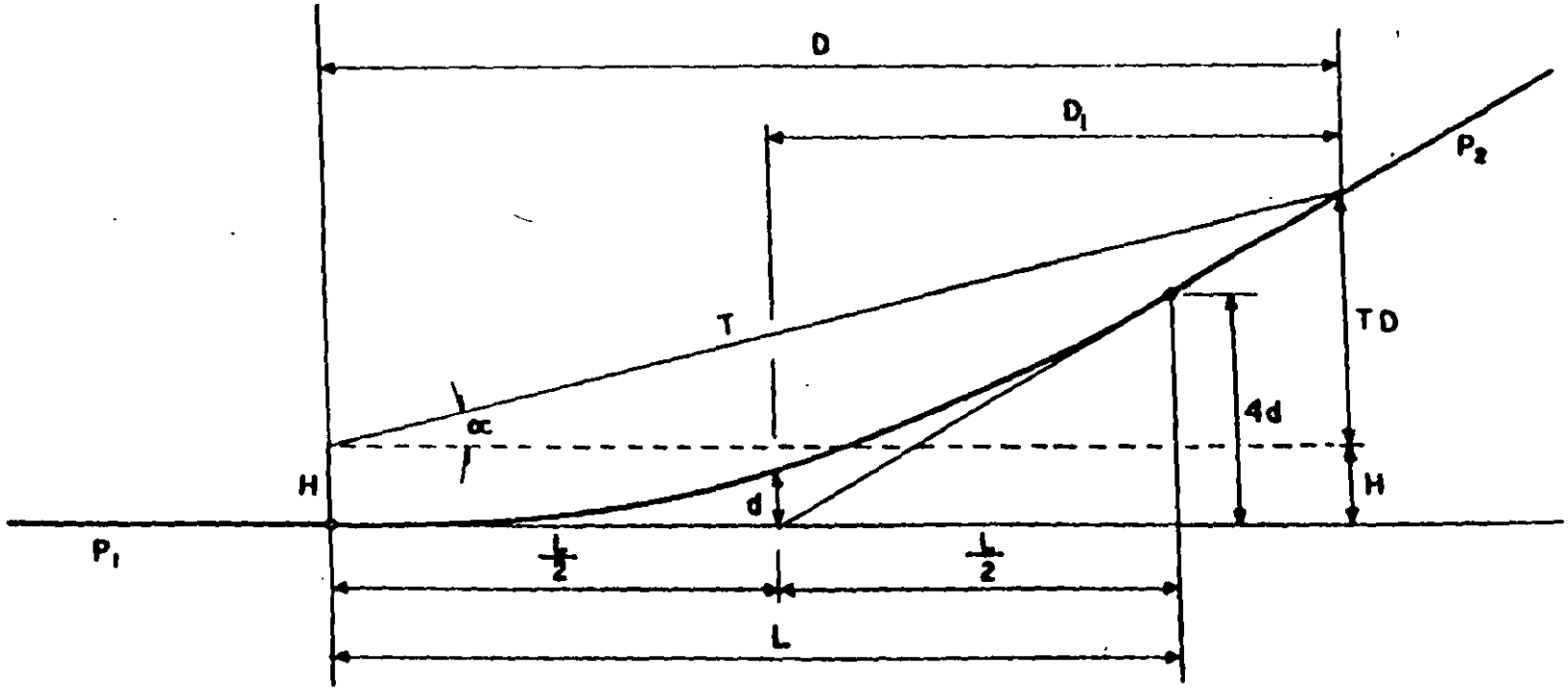
Por la propiedad de la parábola:

$$K = \frac{y}{X^2} = \frac{TD + H}{D^2}$$

como:

$$K = \frac{A}{2L}$$

$$\frac{A}{2L} = \frac{TD + H}{D^2}$$



$$y = K X^2 \; ; \quad d = \frac{A}{2L} \cdot \frac{L^2}{4} = \frac{AL}{8}$$

FIGURA 5.27. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN COLUMPIO. CASO I, D > L

y despejando a L:

$$L = \frac{AD^2}{2(TD + H)}$$

Ver Figura 5.28 -

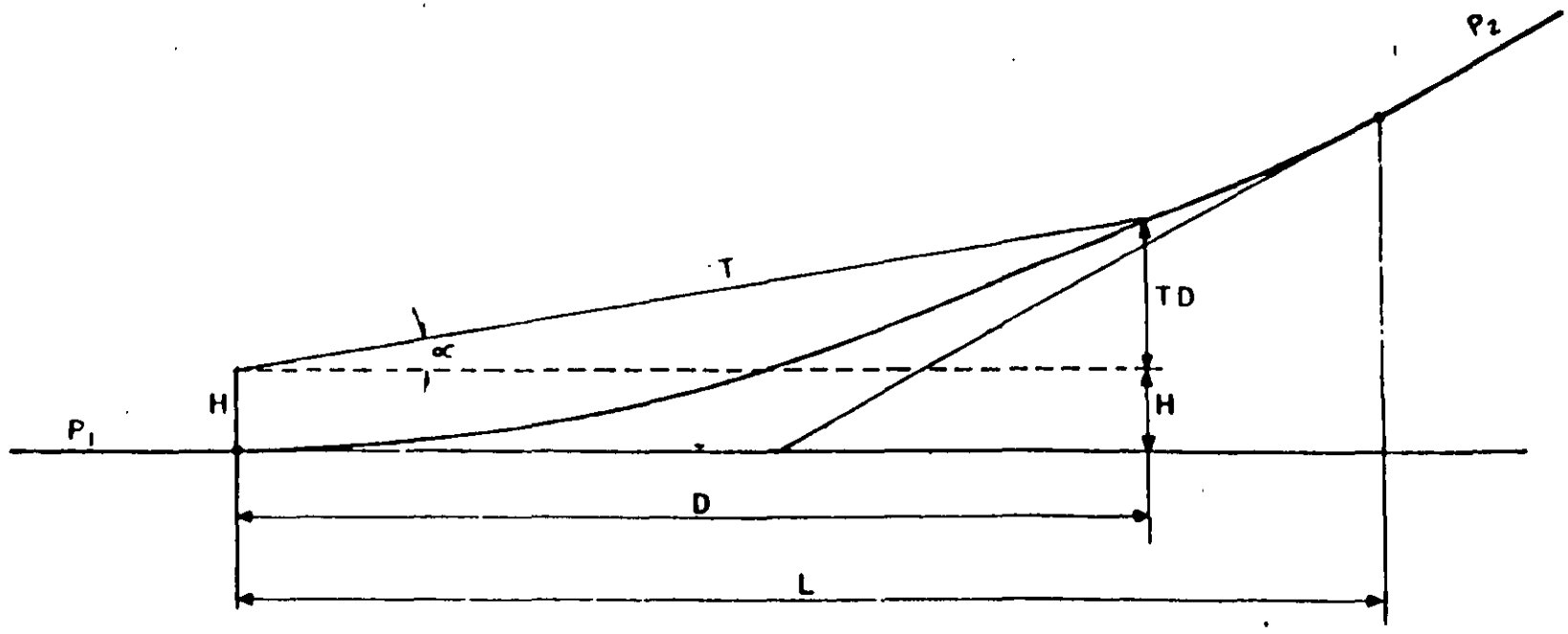
Para distancia de visibilidad de parada:

$D = D_P$; $H = 0.61$ m $\doteq 0.60$ m ; $T = \tan \alpha = \tan 1° = 0.0175$

y si A se expresa en por ciento:

$$L = \frac{AD_P^2}{120 + 3.5\, D_P}$$

Para distancia de visibilidad de rebase, la fórmula no se aplica porque se pueden ver los faros del vehiculo que viene en sentido contrario.



$$K = \frac{r}{X^2} \; ; \quad K = \frac{TD + H}{D^2}$$

FIGURA 5.28. DEDUCCION DE LA LONGITUD DE LA CURVA VERTICAL EN COLUMPIO. CASO II, D < L

CAPITULO VI

CAPACIDAD

GENERALIDADES

En la planeación, proyecto y operación de calles y carreteras, la demanda del tránsito, bien sea presente o futura, es considerada como una cantidad conocida. Una medida de la eficiencia con la que una calle o carretera presta servicio a esta demanda, es conocida como capacidad. Para determinar la capacidad se requiere no sólo de un conocimiento general de las características de la corriente de tránsito, sino también de un conocimiento de los volúmenes, bajo una variedad de condiciones físicas y de operación.

Asimismo, no puede tratarse la capacidad de un camino, sin hacer referencia a otras consideraciones importantes, tales como la calidad del nivel de servicio proporcionado y la duración del período de tiempo considerado, debido a que la capacidad es uno de tantos niveles de servicio al cual puede operar un camino.

El término "Nivel de Servicio" se usa para describir las condiciones de operación que un conductor experimentará durante su viaje por una calle o carretera, cuando los volúmenes están por abajo de la capacidad de un camino determinado. Como las condiciones físicas del camino están fijas, el nivel de servicio en una carretera varía principalmente con el volumen de tránsito.

Los elementos fundamentales que se consideran para evaluar el nivel de servicio bajo condiciones de flujo continuo, son la velocidad durante el recorrido y la relación volumen de demanda-capacidad o volumen de servicio-capacidad, en tanto que para intersecciones controladas con semáforos, el nivel de servicio es función del grado de utilización de las fases del semáforo.

Es importante señalar que la información y los criterios de análisis que se dan a este Capítulo, han sido tomados del Manual de Capacidad de Carreteras de los Estados Unidos [60] y reflejan, por lo tanto, condiciones típicas o promedio de las condiciones observadas en ese país.

Sin embargo, en aquellos casos en que se cuenta con información de estudios efectuados en nuestro medio, se han aprovechado incorporándolos en algunos de los procedimientos de análisis.

Los resultados favorables de estos estudios invitan a llevar a cabo más investigaciones, que indudablemente conducirán a proyectos más apropiados a nuestro medio y por consiguiente más económicos.

[60] *Highway Capacity Manual*; HRB; SR, 87; 1965.

6.1 DEFINICIONES

6.1.1 Capacidad

Capacidad de un camino, o de un carril, es el número máximo de vehículos que pueden circular por él durante un periodo de tiempo determinado y bajo condiciones prevalecientes, tanto del propio camino como de la operación del tránsito.

La capacidad, normalmente no puede ser excedida sin cambiar una o más de las condiciones prevalecientes. Al expresar la capacidad, es esencial plantear cuáles son las condiciones prevalecientes del camino y del tránsito.

6.1.2 Condiciones prevalecientes

La capacidad de un camino depende de un cierto número de condiciones: La composición del tránsito, los alineamientos horizontal y vertical, y el número y ancho de los carriles, son unas cuantas de estas condiciones que, en conjunto, pueden designarse como condiciones prevalecientes.

Las condiciones prevalecientes pueden dividirse en dos grupos generales: 1) condiciones establecidas por las características físicas del camino y 2) condiciones que dependen de la naturaleza del tránsito en el camino.

Las condiciones prevalecientes del camino no pueden ser cambiadas, a menos que se lleve a cabo una reconstrucción del camino. Las condiciones prevalecientes del tránsito pueden cambiar o ser cambiadas de hora en hora, o durante varios periodos del día.

Además de las condiciones del camino y del tránsito están las condiciones ambientales, como son el frío, el calor, la lluvia, la nieve, los vientos, la niebla, la visibilidad, etc., condiciones que afectan la capacidad de un camino; sin embargo, debido a que los datos disponibles son limitados, la cuantificación de su efecto en la capacidad no será discutida en este capítulo.

6.1.3 Nivel de servicio

Nivel de Servicio es un término que denota un número de condiciones de operación diferentes que pueden ocurrir en un carril o camino dado, cuando aloja varios volúmenes de tránsito. Es una medida cualitativa del efecto de una serie de factores, entre los cuales se pueden citar: la velocidad, el tiempo de recorrido, las interrupciones del tránsito, la libertad de manejo, la seguridad, la comodidad y los costos de operación.

Un determinado carril o camino puede proporcionar un rango muy amplio de niveles de servicio. Los diferentes niveles de servicio de un camino específico son función del volumen y composición del tránsito, así como de las velocidades que pueden alcanzarse en ese camino.

Un carril o camino proyectado para un determinado nivel de servicio, en realidad operará a muchos niveles, conforme varía el volumen durante una hora o durante diferentes horas del día, durante días de la semana, o durante periodos del año, y aun durante diferentes años, con el crecimiento del tránsito.

6.1.4 Volumen de servicio

A cada nivel de servicio le corresponde un volumen de tránsito, al cual se le llama Volumen de Servicio para ese nivel. Por lo tanto, puede definir-

se el volumen de servicio, como el máximo número de vehículos que pueden circular por un camino durante un periodo de tiempo determinado, bajo las condiciones de operación correspondientes a un seleccionado nivel de servicio. El volumen de servicio máximo equivale a la capacidad, y lo mismo que ésta, los volúmenes de servicio se expresan normalmente como volúmenes horarios.

6.1.5 Caminos según su función

A) Control total de accesos. Significa que se le da preferencia al tránsito de paso, y que sólo existen conexiones con otros caminos en puntos seleccionados de la autopista, prohibiéndose además, las intersecciones a nivel y los accesos directos a propiedades privadas.

B) Control parcial de accesos. Significa que se le da preferencia al tránsito de paso, y que además de las conexiones con otros caminos en puntos específicos, pueden existir algunas intersecciones a nivel y accesos directos a propiedades privadas.

C) Camino dividido. Camino con circulación en dos sentidos, en el cual el tránsito que circula en un sentido es separado del tránsito que circula en sentido opuesto, por medio de una faja separadora central. Tales caminos pueden estar constituidos por dos o más carriles en cada sentido.

D) Camino no dividido. Camino sin faja separadora central, que separe los movimientos en sentido opuesto.

E) Arteria urbana. Camino principal en zona urbana, para el tránsito de paso, generalmente sobre una ruta continua.

F) Camino de dos carriles. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene un carril destinado a cada sentido de circulación.

G) Camino de tres carriles. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene un carril central destinado para maniobras de rebase, en el cual se puede circular en los dos sentidos y los otros dos carriles están destinados cada uno, para el uso exclusivo del tránsito que circula en sentidos opuestos.

H) Camino de carriles múltiples. Camino no dividido, con circulación en ambos sentidos, que tiene cuatro o más carriles para el tránsito.

I) Vía rápida. Camino dividido destinado al tránsito de paso, con control total o parcial de accesos y generalmente con pasos a desnivel en intersecciones importantes.

J) Autopista. Vía rápida con control total de accesos.

6.1.6 Caminos según la configuración del terreno

El término, tal como se usa en este capítulo, se refiere en general a caminos que se construyen en tres tipos de terrenos, a saber: plano, lomerío y montañoso. Estos tres tipos representan combinaciones de características geométricas en grado variable, que se refieren principalmente a las pendientes y a la sección transversal. Reflejan el efecto sobre la capacidad de las características de operación de los vehículos pesados, en relación con las características de operación de los vehículos ligeros, bajo las diferentes condiciones geométricas.

A) Camino en terreno plano. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que permita a los vehículos pesados mantener una velocidad semejante a la de los vehículos ligeros.

B) Camino en terreno de lomerío. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que obligan a los vehículos pesados a reducir su velocidad debajo de la de los vehículos ligeros, en algunos tramos de la carretera.

C) Camino en terreno montañoso. Se refiere a cualquier combinación de los alineamientos horizontal y vertical, que obliga a los vehículos pesados a operar con velocidades muy bajas, en distancias considerables y a intervalos frecuentes.

6.1.7 Conceptos relacionados con el tránsito

A) Factor de carga. Es la relación del número total de intervalos con luz verde del semáforo que se utilizan completamente por el tránsito durante la hora de circulación máxima, al número total de intervalos verdes para ese acceso durante el mismo período de tiempo. El valor máximo que puede alcanzar es uno.

B) Factor de la hora de máxima demanda. Es la relación entre el volumen registrado en la hora de máxima demanda y el valor máximo de la circulación durante un período de tiempo dado dentro de dicha hora, multiplicado por el número de veces que ese período cabe en una hora. Es una medida de las características del tránsito durante los períodos máximos; el valor más alto de esta relación es uno. El término así descrito debe limitarse para un período corto dentro de la hora, considerándose generalmente de cinco o seis minutos en las autopistas y de 15 minutos en las intersecciones.

C) Circulación continua. Es la condición del tránsito por la cual un vehículo que recorra un tramo de un camino, no se ve obligado a detenerse por cualquier causa externa a la corriente de tránsito, si bien, dicho vehículo puede verse obligado a detenerse por causas propias de la corriente del tránsito por la que circula.

D) Circulación discontinua. Es la condición del tránsito por la cual un vehículo que recorra un tramo de camino, se ve obligado a detenerse por causas que no sean propias de la corriente del tránsito, tales como señales o semáforos en una intersección. Las paradas de vehículos causadas por obstáculos e interferencias dentro de la corriente de tránsito no se consideran como circulación discontinua.

6.2 OBJETO DE LA CAPACIDAD

El conocimiento de la capacidad o del volumen de servicio de un camino sirve fundamentalmente a dos propósitos.

A) Para fines de proyecto de una obra nueva. El análisis de capacidad o nivel de servicio influye directamente en la determinación de las características geométricas de un camino; estas características dependerán por una parte del volumen horario de proyecto que se considere en el análisis. Las características geométricas elegidas deberán suministrar un volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio establecido, por lo menos igual al volumen horario de proyecto.

Por regla general, al proyectar un camino nuevo no conviene fijar condiciones de operación a un nivel de servicio igual a la capacidad, ya que esto equivale a tener condiciones de operación desfavorables desde su apertura al tránsito. Es recomendable para fines de proyecto, establecer un nivel de servicio aceptable para los conductores. La selección que se haga del nivel de servicio depende de varios factores, siendo los principales las limitaciones físicas y económicas, así como el grado de seguridad que se desee.

B) Para la investigación de las condiciones de operación de un camino existente. El análisis comparativo entre el volumen de tránsito que circula por un camino existente y el volumen de servicio del mismo, de acuerdo con sus características geométricas y del tránsito, permite determinar el nivel de servicio a que está operando y la fecha probable en que quedará saturado.

El conocimiento de los niveles de servicio actuales y futuros de un grupo o de una red de caminos, permite por otra parte, establecer una jerarquía de necesidades viales que sirva como índice para determinar prioridades.

6.3 CARACTERISTICAS DEL TRANSITO

Siendo la capacidad de un camino función de sus características físicas y de las características de la operación del tránsito que circula por él, es importante conocer las características operacionales, las cuales comprenden volúmenes de tránsito, tendencias y variaciones en la velocidad, y la interdependencia entre velocidades, volúmenes y espaciamiento vehicular en relación con su efecto en la capacidad.

6.3.1 Características del volumen

A) Máximos volúmenes observados. Los volúmenes horarios máximos observados en un grupo seleccionado de caminos de los Estados Unidos de América durante el año de 1961, fueron los siguientes:

Carreteras rurales de dos carriles (ambos sentidos)	1 870 vph
Arterias urbanas de dos carriles (ambos sentidos)	2 060 vph
Carreteras rurales de cuatro carriles (un sentido)	1 775 vph/carril
Vías rápidas urbanas de cuatro carriles (un sentido)	2 235 vph/carril
Autopistas rurales de cuatro carriles (un sentido)	1 685 vph/carril
Autopistas urbanas de cuatro carriles (un sentido)	2 030 vph/carril

Los valores anteriores son volúmenes máximos registrados en caminos de características particulares, y por lo tanto, es posible que puedan ocurrir volúmenes mayores en otros caminos.

B) Distribución por sentidos. Se ha observado que el tránsito promedio diario anual es aproximadamente el mismo en cada sentido en un camino de dos carriles. Sin embargo, los volúmenes horarios pueden variar ampliamente. Un flujo por sentidos no balanceado tiene un efecto crítico en el cálculo de la capacidad de carreteras de carriles múltiples; de aquí que sea de primordial importancia conocer la distribución por sentidos, especialmente durante los periodos de máxima demanda.

C) Distribución por carriles. En un camino de un solo sentido de circulación con dos o más carriles, generalmente ocurren fluctuaciones muy amplias en el número de vehículos que utilizan cada carril. En la Figura 6.1 se ilustra el efecto que el volumen de tránsito tiene sobre la utilización de los carriles en una carretera de seis carriles, con tres en cada dirección. El carril número uno es el exterior, o sea el que queda junto al acotamiento; el dos es el de en medio y el tres es el adyacente a la faja separadora central.

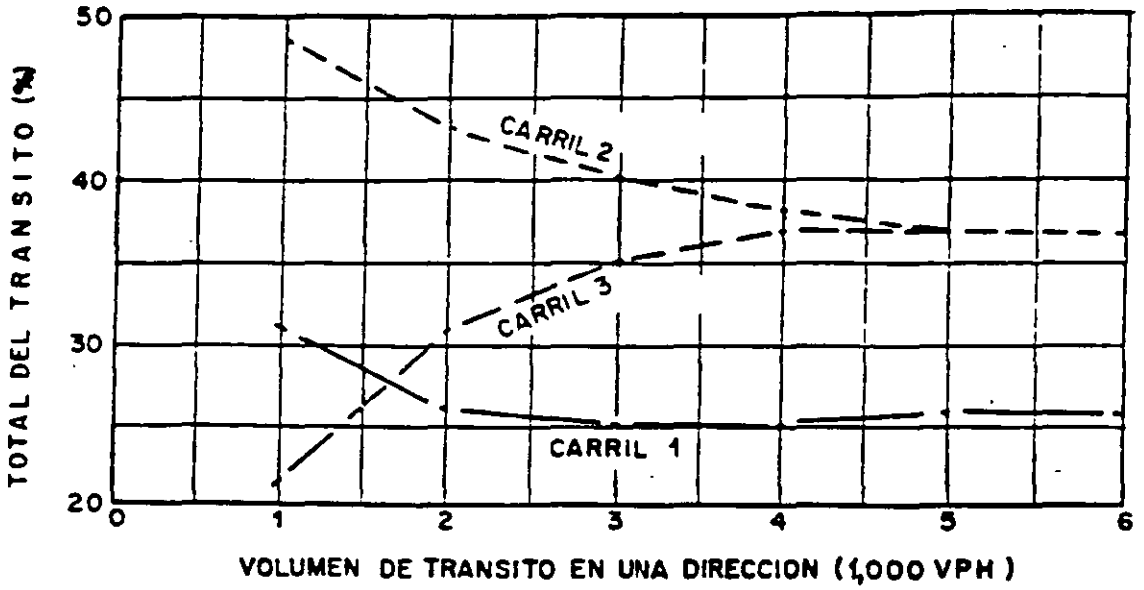


FIGURA 6.1. EFECTO DEL VOLUMEN DE TRANSITO EN LA UTILIZACION DE CARRILES, EN CARRETERAS DE SEIS CARRILES

D) Composición del tránsito. El porcentaje de camiones y autobuses en una corriente de tránsito afecta las velocidades de los vehículos y las características de operación, especialmente en zonas de topografía abrupta que imponga restricciones físicas, tales como carriles angostos y pendientes pronunciadas. La Figura 6.2 ilustra la fluctuación horaria de la composición del tránsito, expresada en por ciento de vehículos pesados, en carreteras rurales y urbanas.

E) Fluctuaciones del tránsito en el tiempo. Fluctuación mensual. Las variaciones mensuales de los volúmenes de tránsito están estrechamente relacionadas con las actividades y demandas sociales y económicas de la zona por la que atraviesa el camino. Por ejemplo, habrá zonas en las que los volúmenes sean mayores durante los meses de verano, correspondientes a la época de vacaciones. La Figura 6.3-A ilustra algunos casos de variaciones mensuales del tránsito.

Fluctuación semanal. La Figura 6.3-B ilustra las variaciones características durante la semana en carreteras, comerciales y turísticas. Generalmente, en carreteras comerciales el tránsito permanece casi uniforme entre semana, en tanto que en carreteras turísticas por lo común, los domingos es el día de mayor demanda de tránsito.

Fluctuación diaria. Las fluctuaciones diarias varían ampliamente de un camino a otro, y aun en un mismo camino. En general, en zonas urbanas

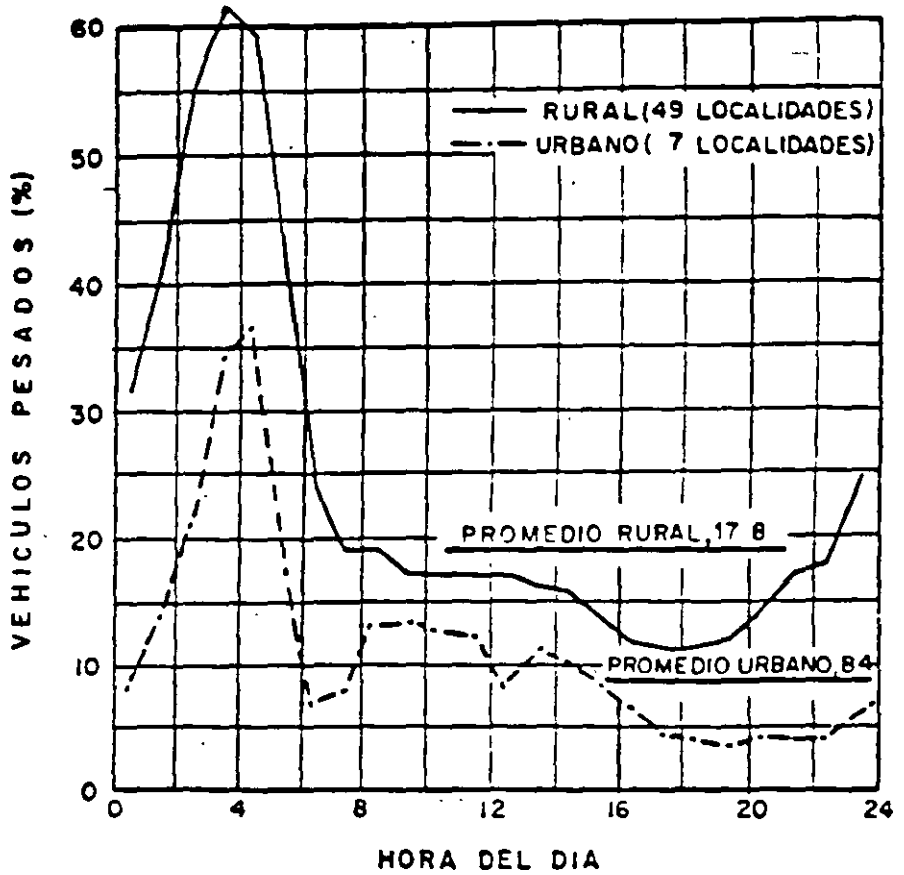
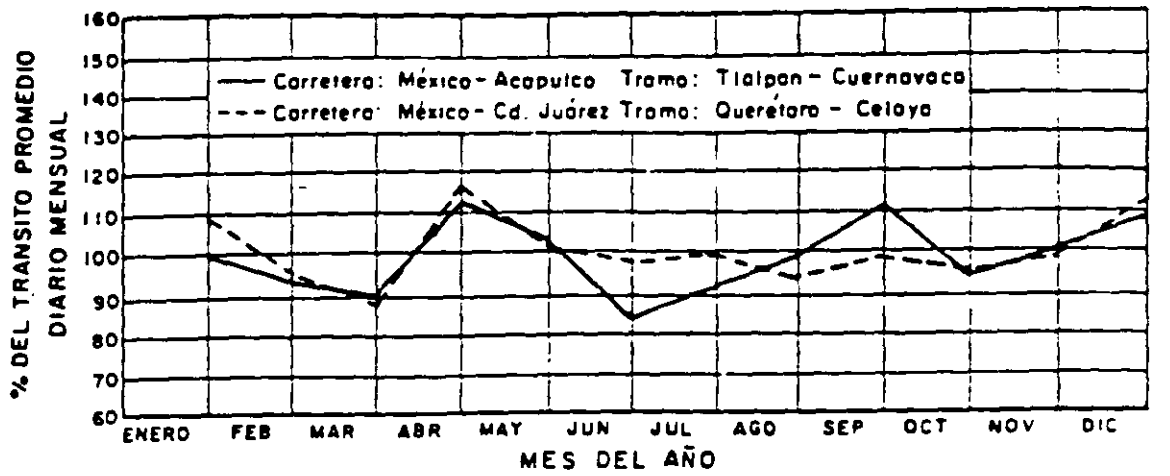


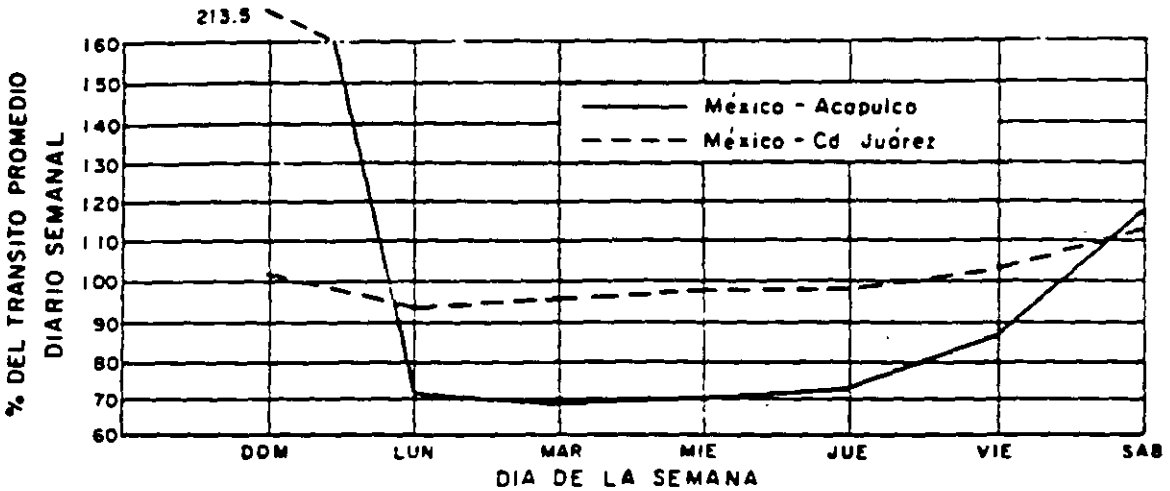
FIGURA 6.2. VARIACION DEL POR CIENTO DE VEHICULOS PESADOS DURANTE LAS HORAS DEL DIA

el tránsito está caracterizado por dos máximos, uno en la mañana y otro en la tarde, en tanto que en zonas rurales generalmente se presenta un solo máximo en la tarde. En la Figura 6.3-C se ilustran las fluctuaciones del tránsito en varios casos característicos.

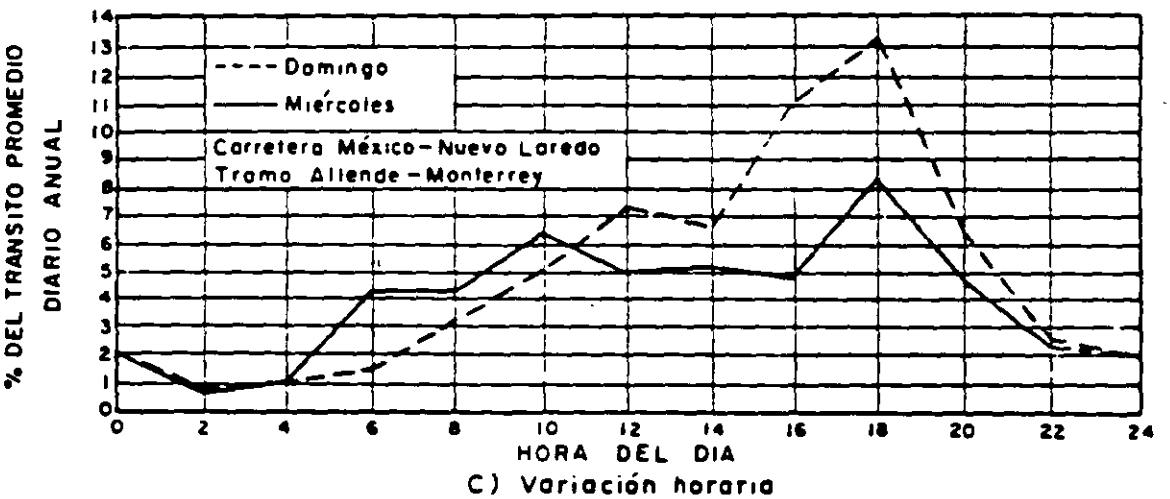
Fluctuación horaria (características de la demanda máxima). Aunque para fines de planeación y proyecto se utilizan normalmente volúmenes horarios, la habilidad de un camino para acomodar satisfactoriamente un volumen horario depende principalmente de la magnitud y secuencia de las fluctuaciones en cortos periodos de tiempo. El volumen en la hora de máxima demanda no necesariamente implica que se mantenga la misma proporción del flujo durante toda la hora. Por el contrario, se sabe por experiencia, que a menudo es muy variable. La relación entre el volumen que ocurre durante la hora de máxima demanda y la máxima proporción del flujo durante un periodo de tiempo dado dentro de dicha hora, se llama factor de la hora de máxima demanda. Este factor constituye una medida de las características del tránsito durante los periodos máximos, y el valor más alto que alcanza es uno. Los periodos de tiempo dentro de la hora de máxima demanda que se han considerado más adecuados para establecer esta relación, son: 5 minutos para autopistas y 15 minutos para intersec-



A) Variación mensual



B) Variación semanal



C) Variación horaria

FIGURA 6.3. VARIACIONES DEL VOLUMEN DE TRANSITO

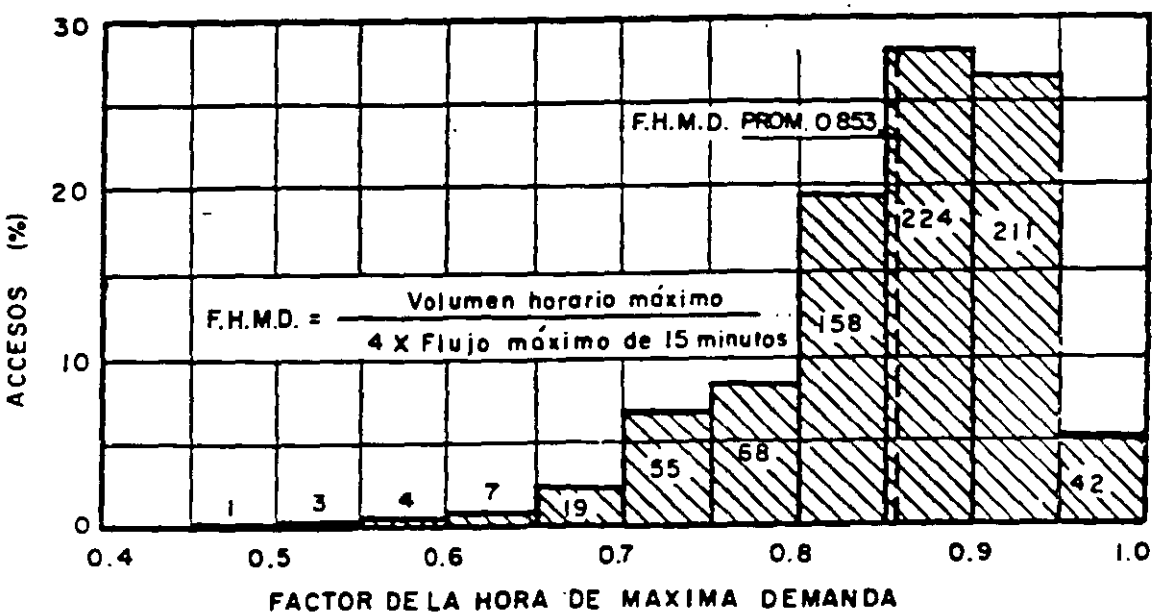


FIGURA 6.4. FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA CONSIDERANDO PERIODOS DE FLUJO MAXIMO DE 15 MINUTOS EN 792 ACCESOS DE INTERSECCIONES URBANAS

ciones. En la Figura 6.4 se muestran los factores de la hora de máxima demanda observados en un grupo numeroso de intersecciones con semáforo, en tanto que la Figura 6.5 muestra la relación entre el volumen en la hora de máxima demanda y la máxima proporción de flujo en los intervalos de 5 minutos, en autopistas urbanas. Los resultados se han correlacionado con la población, y están basados, como en el caso anterior, en observaciones efectuadas en numerosos caminos en zonas urbanas.

F) Relación entre los volúmenes horarios de proyecto, y el tránsito promedio diario anual.

Intimamente relacionado con las fluctuaciones en el flujo del tránsito, está la selección del volumen horario que deberá usarse para fines de proyecto.

Los volúmenes de tránsito horario en un camino muestran una amplia distribución durante el año y por regla general, la mayor parte del tránsito ocurre durante un número pequeño de horas. Proyectar un camino para un volumen horario medio sería inadecuado, puesto que durante la mayor parte de las horas del año su capacidad sería insuficiente. Proyectarlo para el volumen horario máximo significaría que su capacidad estaría excedida durante todas las horas del año excepto una, lo cual no es aceptable económicamente. El volumen horario que se seleccione debe ser un valor intermedio, basado en un análisis comparativo entre el servicio que desea proporcionarse y el costo.

Una guía para determinar el tránsito horario que deba utilizarse para fines de proyecto, es una curva que muestra la variación de volúmenes de tránsito horario durante el año.

En la Figura 6.6 se muestran tres curvas que representan los límites dentro de los cuales quedan comprendidas las relaciones entre los volúmenes

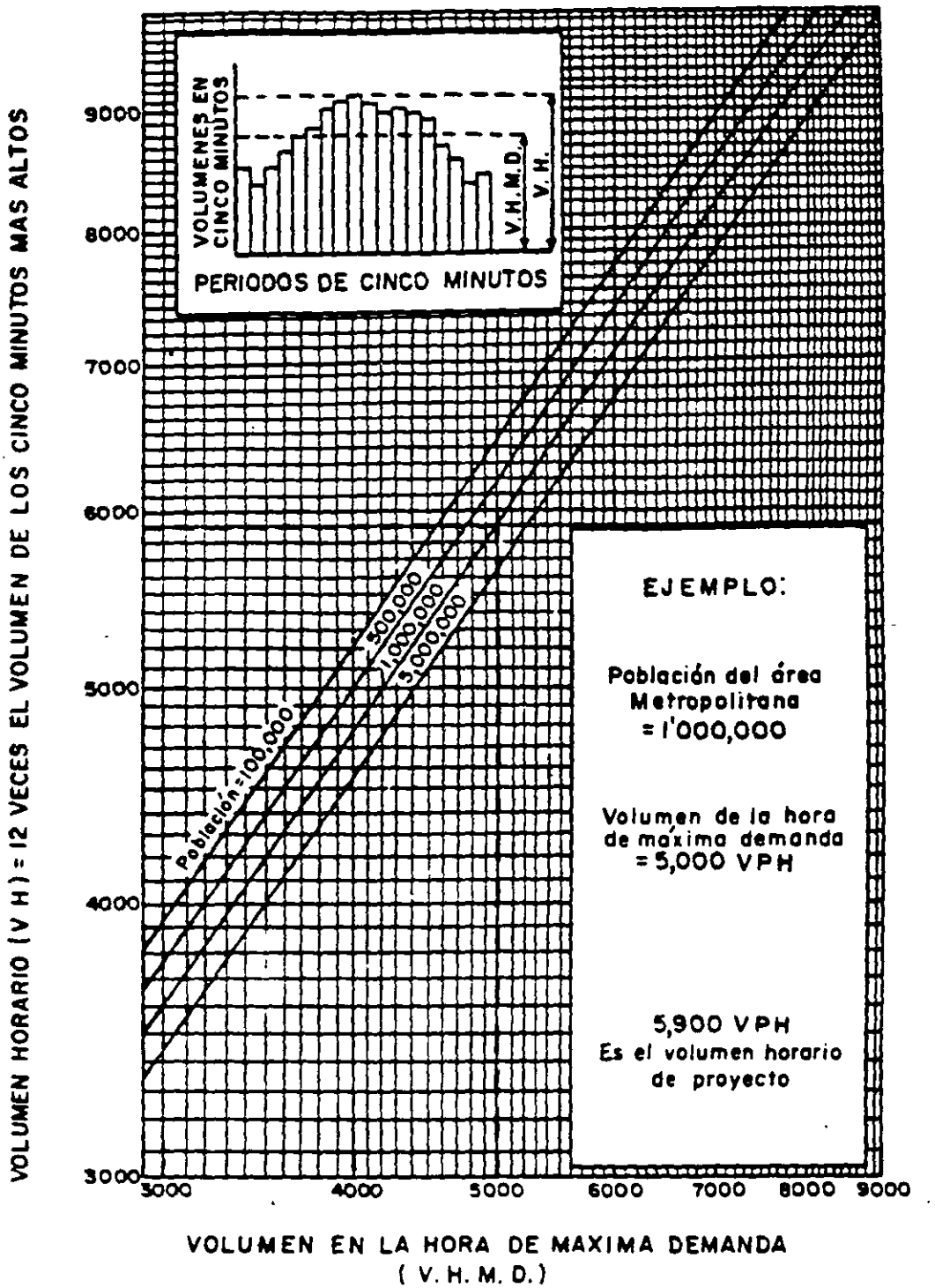


FIGURA 6.5. DETERMINACION DE LA PROPORCION DE FLUJO PARA LOS INTERVALOS MAS ALTOS DE CINCO MINUTOS, TOMANDO COMO BASE EL VOLUMEN HORARIO MAXIMO

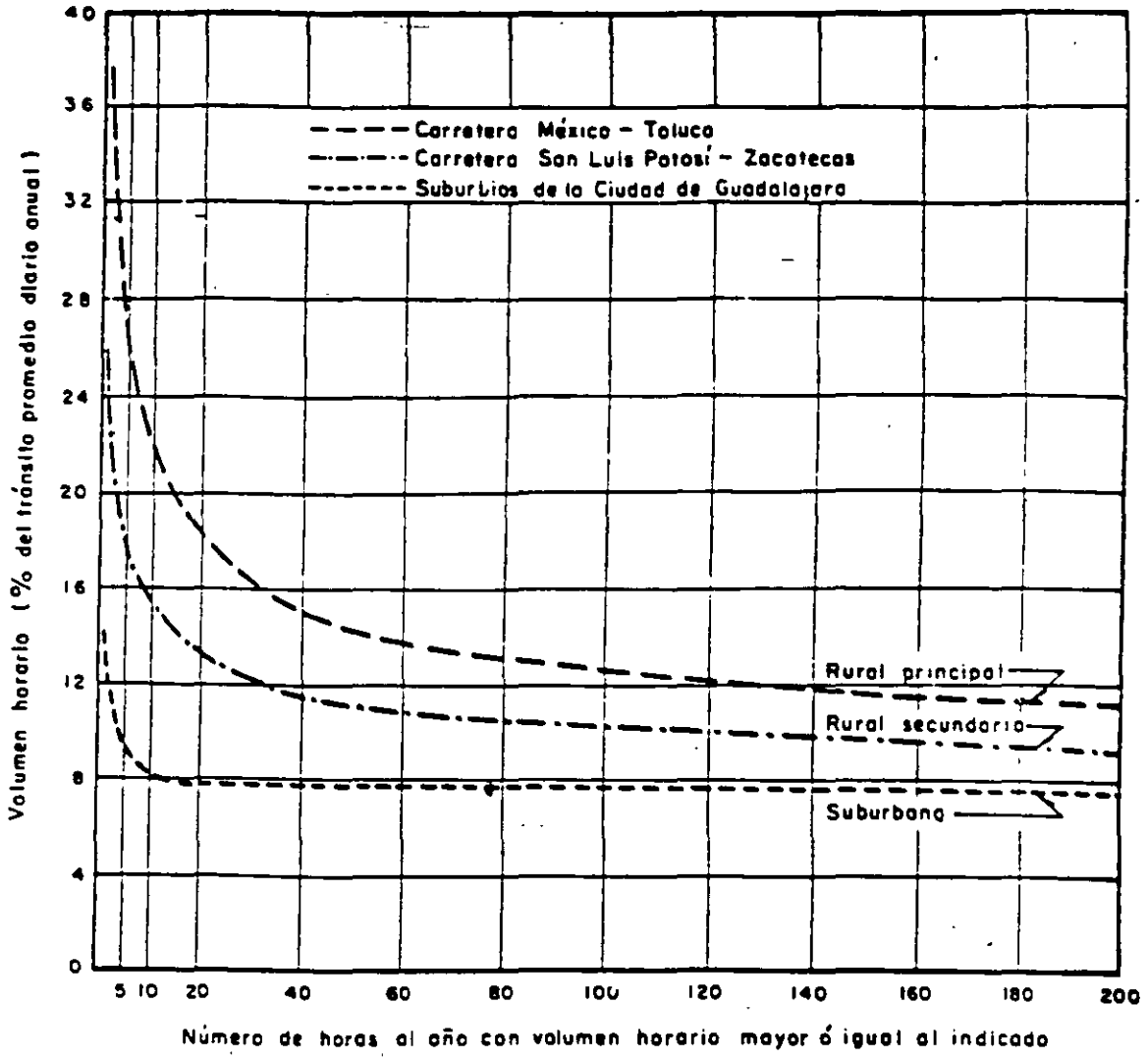


FIGURA 6.6. RELACIONES ENTRE LOS VOLUMENES HORARIOS MAS ALTOS DEL AÑO Y EL TRANSITO PROMEDIO DIARIO ANUAL

horarios más altos del año y el tránsito promedio diario anual de las carreteras nacionales. En ella se aprecia que la curva superior es característica de los caminos rurales principales, en cambio la curva inferior es representativa de caminos suburbanos, dado que los volúmenes horarios se mantienen constantes durante todo el año.

De estas curvas se ha sacado en conclusión, que el volumen horario para fines de proyecto está comprendido entre el 8% y el 16% del tránsito promedio diario anual. Sin embargo, la elección de un volumen horario de proyecto específico dependerá de consideraciones económicas, al hacer el balance entre beneficios y costos de construcción.

6.3.2 Características de la velocidad

La estimación que un conductor hace de la calidad de un camino depende en gran parte de la velocidad a la cual puede operar. La mayor

parte de los conductores aceptan velocidades menores en zonas urbanas que en zonas rurales.

A) Tendencias de la velocidad. Aun cuando las velocidades en los caminos se ven afectadas por elementos, tales como el volumen, la capacidad, el estado de tiempo o por los dispositivos para el control del tránsito, en condiciones de bajos volúmenes, donde los conductores pueden circular a la velocidad deseada, las velocidades en general se han incrementado a través del tiempo. Sin embargo, este incremento tiene un límite, ya que conforme aumenta el volumen de tránsito, la velocidad tiende a mantenerse constante dentro de un cierto rango, que es más pequeño en cuanto el camino se aproxima a su capacidad. Por otra parte, es importante señalar que la capacidad que puede suministrar un camino permanece constante con el tiempo. Entonces, para un determinado volumen de tránsito, existe un número de horas en que se alcanza esta capacidad; si el volumen aumenta, el número de estas horas también se incrementa. Bajo estas condiciones, habrá más horas en que los conductores no podrán circular a la velocidad deseada y la velocidad media en el camino tenderá a decrecer.

B) Variaciones diarias de la velocidad. Las observaciones efectuadas han mostrado que la velocidad disminuye conforme aumentan los volúmenes de tránsito, especialmente en las horas de máxima demanda. También se ha observado que la fluctuación de la velocidad durante el día es mayor que durante la noche, si bien las velocidades medias en ambos períodos son aproximadamente iguales.

C) Velocidad media por carriles. En general, prescindiendo del volumen de tránsito, las velocidades más altas se producen en los carriles interiores de caminos de cuatro o más carriles, y las velocidades más bajas, en los carriles exteriores. Las diferencias más grandes de la velocidad entre carriles, se producen bajo condiciones de bajo volumen de tránsito, disminuyendo esta diferencia conforme el volumen aumenta.

D) Fluctuaciones de la velocidad. En la mayoría de los casos, las velocidades de cada vehículo en particular fluctúan alrededor de la velocidad media. Esto es, la mayoría de los conductores circulan a velocidades uniformemente distribuidas, dentro de un cierto rango de valores. La proporción de las velocidades que exceden este rango es la misma que la de las velocidades que quedan bajo él. La Figura 6.7 muestra las curvas características de la distribución de las velocidades, en caminos rurales de dos carriles. Estas curvas son generalizaciones para condiciones relativamente ideales y están basadas en una serie de investigaciones recientes. Cada curva corresponde a un volumen de tránsito. Puede observarse que para los más altos volúmenes de tránsito, la fluctuación de las velocidades es relativamente pequeña, y que esta fluctuación aumenta conforme disminuyen los volúmenes de tránsito.

6.3.3 Características del espaciamiento y de los intervalos entre vehículos

A) Relaciones matemáticas. Espaciamiento, es la distancia entre frente y frente de vehículos sucesivos. Intervalo, es el tiempo que transcurre entre el paso de dos vehículos sucesivos por un punto dado, medido entre frente y frente de vehículos. Así, un kilómetro de camino incluye espacia-

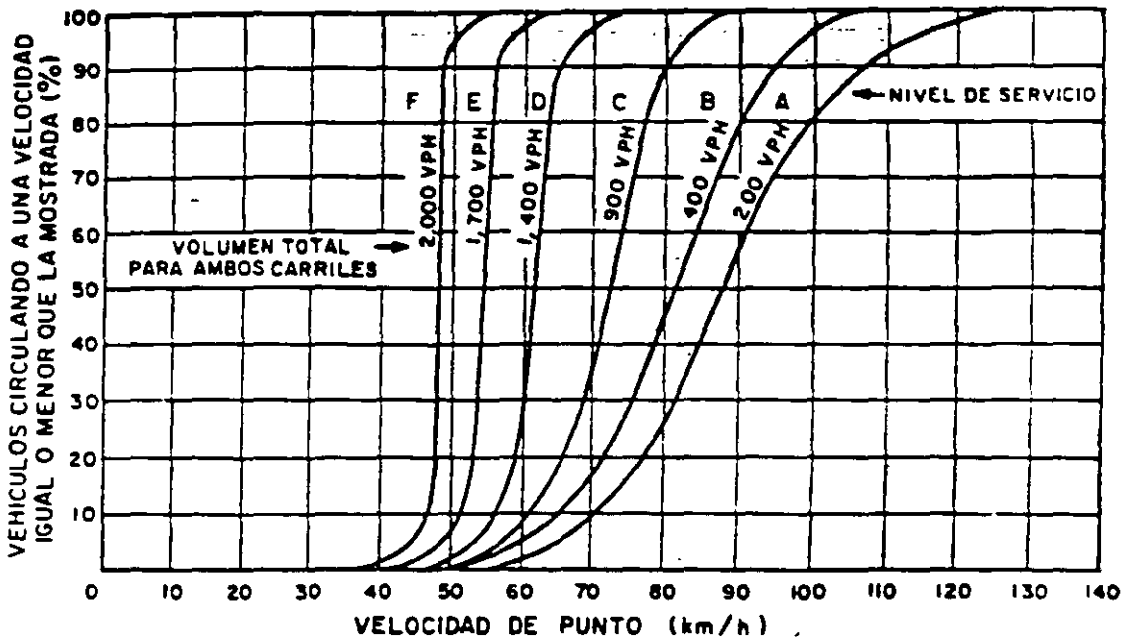


FIGURA 6.7. DISTRIBUCION DE VELOCIDADES DE VEHICULOS LIGEROS, EN CARRETERAS DE DOS CARRILES, CON DOS SENTIDOS DE CIRCULACION

mientos cuya suma total es un kilómetro, y una hora de flujo de tránsito incluye intervalos que totalizan una hora. La relación entre espaciamiento e intervalo depende de la velocidad y está dada por la siguiente expresión:

$$\text{Intervalo (seg.)} = \frac{\text{Espaciamiento (m)}}{\text{Velocidad (m/seg)}}$$

Esta ecuación es válida para pares individuales de vehículos o para corrientes de tránsito que operan en forma constante, pero llega a ser mucho más compleja cuando las velocidades vehiculares varian considerablemente.

Existe además una relación entre el espaciamiento y el número de vehículos que ocupan una unidad de longitud en un instante dado. A este número de vehículos se le llama densidad, y generalmente se expresa en vehículos por kilómetro. Su relación con el espaciamiento medio está dada por la siguiente expresión:

$$\text{Densidad (veh/km)} = \frac{1\,000 \text{ (m/km)}}{\text{espaciamiento medio (m/veh)}}$$

Análogamente, puede expresarse una relación similar entre el intervalo medio y el volumen de tránsito, en la siguiente forma:

$$\text{Volumen (vph)} = \frac{3\,600 \text{ (seg/h)}}{\text{Intervalo medio (seg/veh)}}$$

B) El espaciamiento como una medida de la capacidad. Aunque el volumen puede ser la medida más significativa de la demanda del tránsito, el espaciamiento y el intervalo entre vehículos afectan al usuario en

un grado mayor, y por lo tanto, están relacionados más directamente con el nivel de servicio. El espaciamiento y el intervalo le dan al conductor que viaja dentro de una corriente de tránsito, una indicación de la fluidez o de la congestión del mismo, afectando continuamente la velocidad y posición de su vehículo. Debido a esto, las reacciones de los conductores bajo diversas condiciones, tienen un efecto considerable en la capacidad del camino. Fundamentalmente, el volumen de tránsito varia directamente con la velocidad, e inversamente con el espaciamiento entre vehículos. Por lo tanto, esta relación puede expresarse en la forma siguiente, considerando, por simplicidad, un solo carril de tránsito:

$$\text{Volumen (vph)} = \frac{1\,000 \text{ (m/km)} \times \text{velocidad (km/h)}}{\text{espaciamiento (m/veh)}}$$

Utilizando esta relación, muchos de los primeros investigadores determinaron la capacidad máxima de un carril de tránsito, suponiendo ciertos espaciamientos mínimos a diferentes velocidades. En algunos casos, los espaciamientos mínimos fueron calculados utilizando factores tales como tiempo de reacción del conductor, distancias de frenado y coeficientes de fricción. En otros casos, el espaciamiento mínimo, como una función de la velocidad, fue obtenido por observaciones directas.

C) Distribución de los intervalos y flujo al azar. Si todos los vehículos que utilizan un camino circularan a la misma separación, sería fácil determinar el volumen máximo o el nivel de congestionamiento. Sin embargo, los vehículos no circulan a intervalos uniformes, más bien tienden a formar grupos, aun a bajos volúmenes de tránsito, existiendo para cada volumen de tránsito un intervalo medio. No obstante, los intervalos muestran una gran variación, con muchos vehículos circulando a intervalos cortos, y otros circulando con intervalos relativamente grandes.

La Figura 6.8 muestra la distribución de espaciamiento entre vehículos sucesivos viajando en el mismo sentido en caminos rurales de dos y de cuatro carriles, para diversos volúmenes de tránsito bajo condiciones de flujo continuo. Casi para cualquier volumen, aproximadamente dos tercios de los vehículos circulan a intervalos iguales o menores que el intervalo medio. En la Figura 6.8-A por ejemplo, puede verse que para un volumen horario de 600 vehículos (o un intervalo medio de 6 seg/veh),[51] aproximadamente 450 vehículos[52] estarán espaciados 6 segundos o menos, del vehículo que le precede.

También puede hacerse una descripción de las características del espaciamiento vehicular, en términos matemáticos. Bajo ciertas condiciones, el espaciamiento vehicular o la proporción de paso de los vehículos por un punto, sigue una distribución casual o al azar; esto es, la posición de cada vehículo es independiente de cualquier otro, y tramos iguales de camino tienen la misma probabilidad de alojar el mismo número de vehículos. Esta distribución está dada por la distribución de Poisson:

$$P(x) = \frac{e^{-m} m^x}{x!}$$

[51] $\text{Int (seg/veh)} = \frac{3\,600 \text{ (seg/h)}}{\text{Volumen (vph)}}$

[52] 75% × 600 vph = 450 vph.

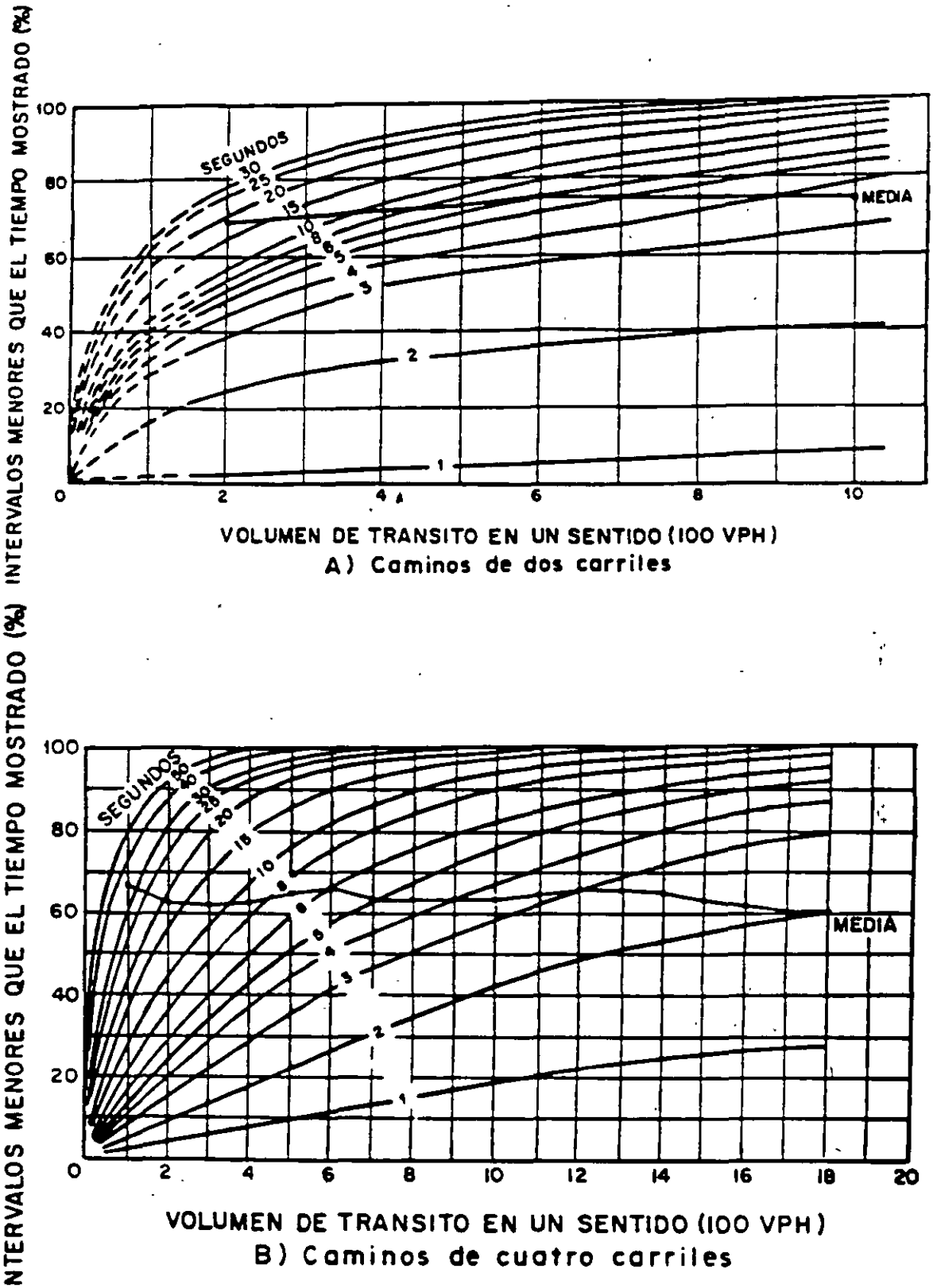


FIGURA 6.8. DISTRIBUCION DE LA FRECUENCIA DE INTERVALOS ENTRE PARES DE VEHICULOS CIRCULANDO EN EL MISMO SENTIDO A DIFERENTES VOLUMENES DE TRANSITO EN CAMINOS RURALES

en la cual:

$P(x)$ = Probabilidad de exactamente (x) ocurrencias.
x = Número de ocurrencias.
e = Base de los logaritmos Neperianos = 2.7183.
m = Promedio de ocurrencias que se espera.

La distribución de Poisson es de mayor utilidad cuando se trate de la distribución de eventos discretos, como lo es el arribo de vehículos dentro de un intervalo dado. La distribución de intervalos de tiempo entre vehículos es una variable continua y exponencial por naturaleza. Esta distribución exponencial, derivada de Poisson para la condición de no arribo de vehículos durante un periodo de tiempo dado, está dada por:

$$P(h \geq t) = e^{-qt}$$

en la cual:

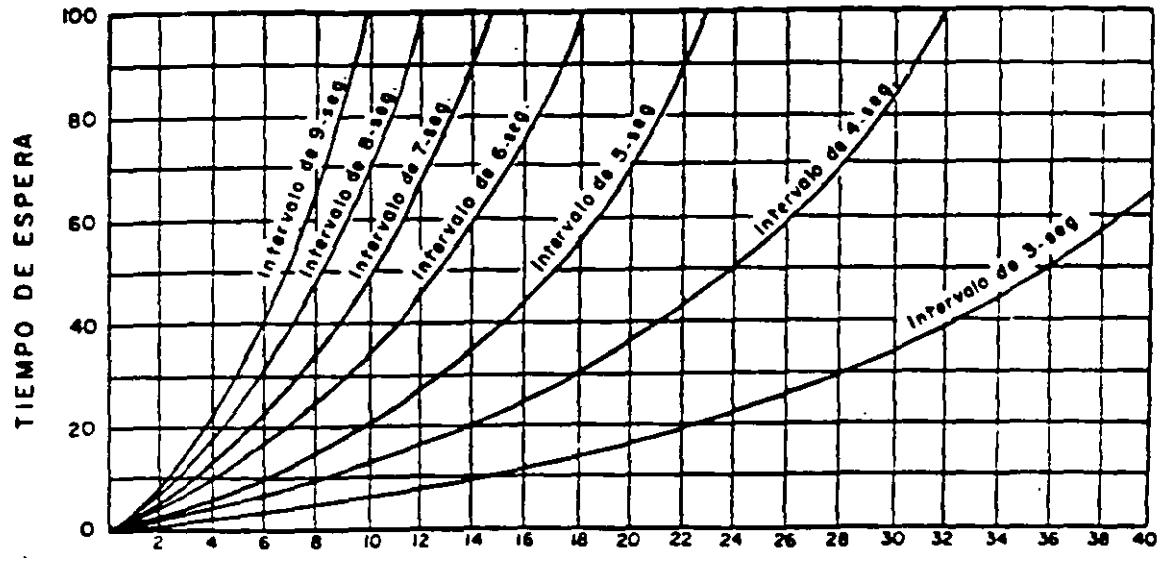
$P(h \geq t)$ = Probabilidad de un intervalo igual o mayor que el tiempo t.
h = Intervalo de tiempo entre vehículos.
t = Tiempo de segundos.
q = Flujo en vehículos por segundo.

La distribución de las separaciones obtenidas de esta ecuación tiene varias aplicaciones. Una de ellas es comparar la distribución de las separaciones calculadas y las observadas para varios volúmenes de tránsito. Una desviación apreciable de la distribución al azar o un gran porcentaje de vehículos circulando con separaciones restringidas, sería un índice del congestionamiento que experimente la corriente del tránsito.

Otra aplicación consiste en estimar el número y longitud de los claros en una corriente de tránsito en rampas de acceso e intersecciones a nivel. Desde un punto de vista práctico, la justificación para adoptar normas de proyecto o medidas para el control del tránsito, deben basarse en la forma en que funcionará el camino para diferentes volúmenes de tránsito. Cuando un conductor desea cruzar una corriente de tránsito desde la condición de alto, lo hará cuando le parezca adecuado un claro o espaciamiento entre vehículos de la corriente del tránsito principal. La Figura 6.9 muestra los diagramas preparados para un estudio en un camino rural de cuatro carriles. Estos diagramas dan, para varios intervalos, el tiempo probable de espera para diversos volúmenes de tránsito. El diagrama A) es para una probabilidad de 95%, y el B), para una probabilidad de 50%.

D) Efecto de las interrupciones del tránsito en los intervalos. Obviamente, cuando ocurre una interrupción del tránsito, como por ejemplo en una intersección controlada con semáforos, la circulación al azar deja de existir, y es reemplazada por un efecto de agrupamiento. Conforme el grupo se aleja del punto de interrupción, los vehículos tienden a separarse, tanto en tiempo como en distancia. Si no vuelve a presentarse ninguna interrupción, a cierta distancia los intervalos vuelven a ser casuales.

El conocimiento del efecto de las interrupciones del tránsito en los intervalos es necesario al evaluar muchos problemas de tránsito. Por una parte, la presencia de semáforos afecta la distribución de claros o separaciones para vehículos o peatones que desean entrar o cruzar una co-



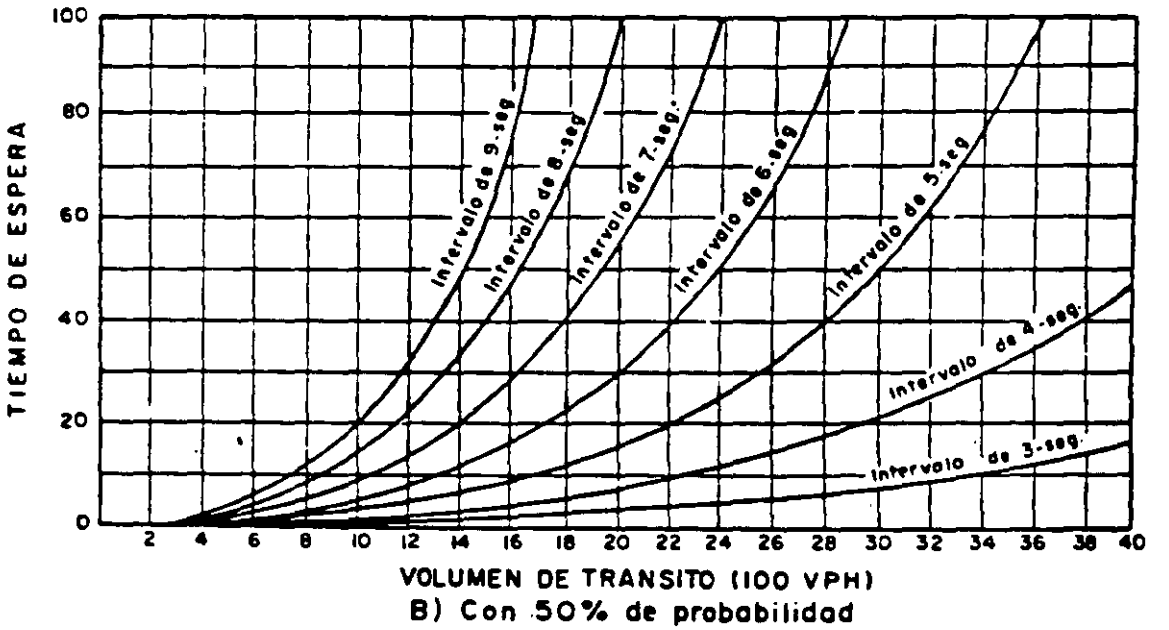


FIGURA 6.9. TIEMPO DE ESPERA PARA INTERVALOS ELEGIDOS A DIFERENTES VOLUMENES

rriente de tránsito. Por otra parte, la retención de grupos de vehiculos es deseable en un sistema de semáforos progresivos. Los sitios y las condiciones de aplicación son demasiado diferentes para permitir establecer criterios especificos, ya que los vehiculos que entran o salen de la corriente de tránsito en un tramo, o que operan erráticamente dentro del mismo, crean variantes del patrón normal.

6.3.4 Relaciones entre velocidad, volumen y densidad

Los estudios teóricos efectuados hasta la fecha han mostrado que los principios y leyes de la física y de la hidráulica, pueden aplicarse a la circulación del tránsito. Una combinación de los estudios teóricos y las observaciones directas parecen dar la mejor aproximación total.

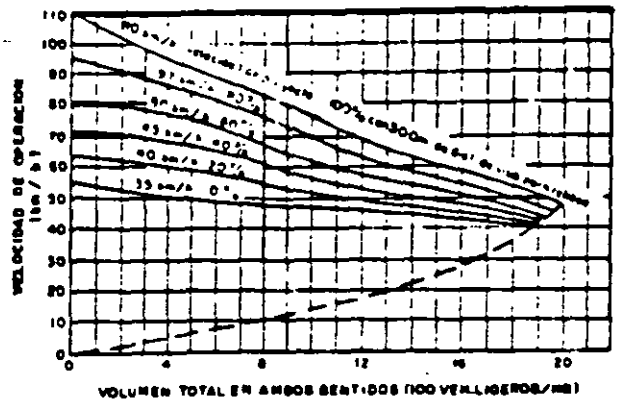
A) Relación velocidad-volumen. La relación fundamental velocidad-volumen puede expresarse como sigue: Conforme el volumen del tránsito aumenta, la velocidad media de los vehículos disminuye. Los estudios de campo han mostrado que una línea recta representa razonablemente la relación velocidad-volumen en el rango de cero, hasta la densidad crítica, para condiciones de flujo continuo. Estas investigaciones también indican que para autopistas y vías rápidas, la relación velocidad-volumen es algo curva. En el punto crítico donde se alcanza la capacidad, es decir, cuando el volumen de tránsito se aproxima a 2 000 vph por carril a una velocidad aproximada de 50 km/h, la curva representativa de la relación alcanza un máximo y entonces se regresa para entrar en la región de circulación forzada. Las Figuras 6.10-A, 6.10-B y 6.10-C muestran la relación característica entre la velocidad de operación y el volumen bajo condiciones ideales de circulación continua en caminos de dos carriles, en caminos de carriles múltiples y en autopistas, respectivamente.

La parte superior de cada curva muestra la relación velocidad-volumen hasta el punto de densidad crítica. Más allá de este punto, un pequeño incremento en el volumen causa una rápida disminución de la velocidad. La zona sombreada en el extremo derecho de los diagramas, representa condiciones de operación altamente inestable.

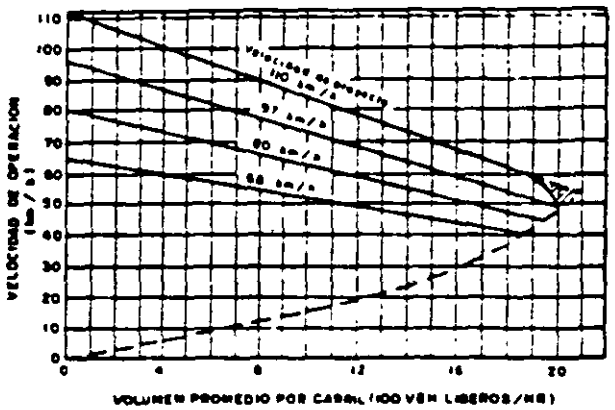
Estos diagramas son únicamente ilustrativos y no sirven para resolver problemas reales, debido a que no toman en cuenta los ajustes por las influencias adversas que generalmente se encuentran en la práctica.

Flujo discontinuo. La relación velocidad-volumen es difícil de establecer bajo condiciones de flujo discontinuo. En la mayor parte de los casos más comunes, como son las calles de una ciudad con intersecciones controladas con semáforos, tanto la demanda como la capacidad, a menudo son diferentes en tramos adyacentes. Además, la máxima velocidad está determinada frecuentemente por influencias externas, tales como la sincronización de los semáforos y los límites de velocidad, más bien que por los deseos del conductor. Así, la mayor parte de los estudios de las características del flujo discontinuo han tratado con tramos relativamente cortos, y han expresado la relación indirectamente en términos de "demora promedio" en lugar de obtener la velocidad media. La Figura 6.11 muestra la relación entre la demora promedio y una velocidad media calculada, y el volumen de tránsito, en una intersección urbana controlada con semáforos.

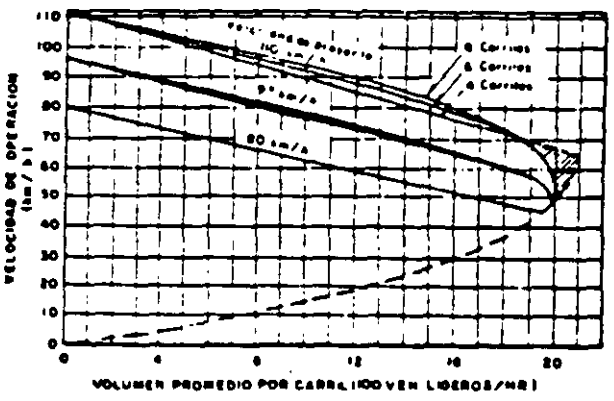
B) Relación velocidad-densidad. Flujo continuo. La relación velocidad-densidad es similar a la relación velocidad-volumen en cuanto a que la velo-



A) Caminos de dos carriles



B) Caminos de carriles múltiples



C) Autopistas y vías rápidas

FIGURA 6.10. RELACIONES ENTRE EL VOLUMEN Y LA VELOCIDAD DE OPERACION, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA, EN CARRETERAS RURALES

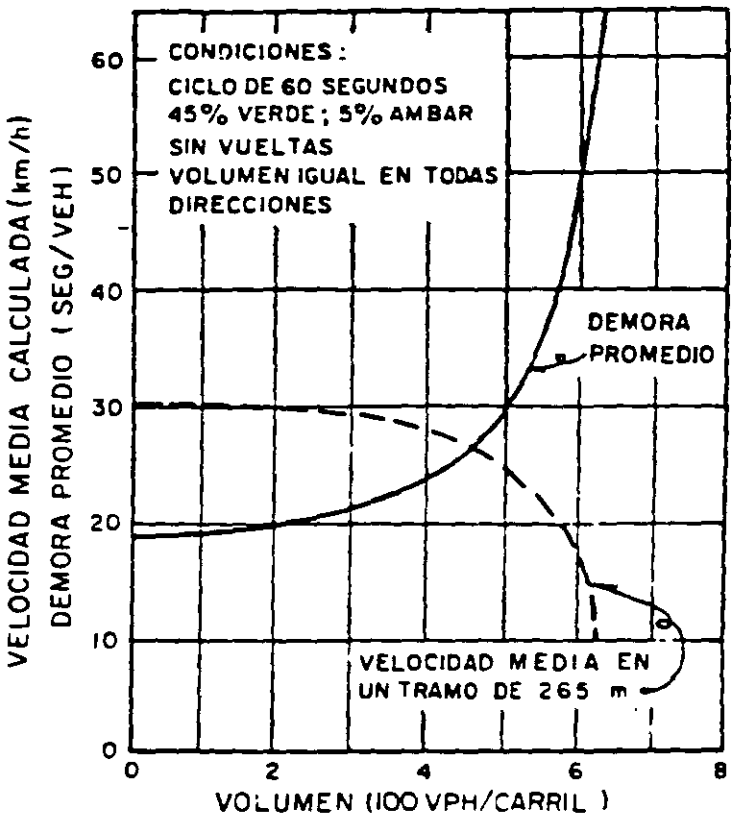


FIGURA 6.11. VELOCIDAD Y DEMORA PROMEDIO CALCULADAS EN UNA INTERSECCION URBANA CONTROLADA CON SEMAFOROS

cidad decrece conforme el volumen y la densidad aumentan. Sin embargo, la densidad continúa aumentando más allá del punto de densidad crítica, en tanto que el volumen disminuye. Esta característica hace que la densidad sea, en algunos casos, un índice más ventajoso que el volumen para calificar la velocidad.

Experimentalmente se han logrado obtener algunas curvas que muestran la relación velocidad-densidad bajo condiciones de circulación continua en diversos tipos de caminos. La Figura 6.12-A muestra esta relación en una vía rápida, en tanto que la Figura 6.12-B muestra la relación velocidad-densidad en dos caminos sin control de acceso. Debe hacerse notar que si la relación velocidad-volumen es una línea recta, la relación velocidad-densidad no es lineal, por lo menos dentro de un rango entre 12.5 veh/km y 100 veh/km.

Como resultado de los estudios anteriormente citados se ha sugerido que la circulación del tránsito podría describirse mejor, considerando tres zonas distintas: una zona de circulación normal o estable, una zona de circulación inestable y una zona de circulación forzada.

Flujo discontinuo. Los mismos problemas encontrados en los estudios de la relación velocidad-volumen se presentan en los estudios de la relación velocidad-densidad en condiciones de flujo discontinuo. Sin embargo,

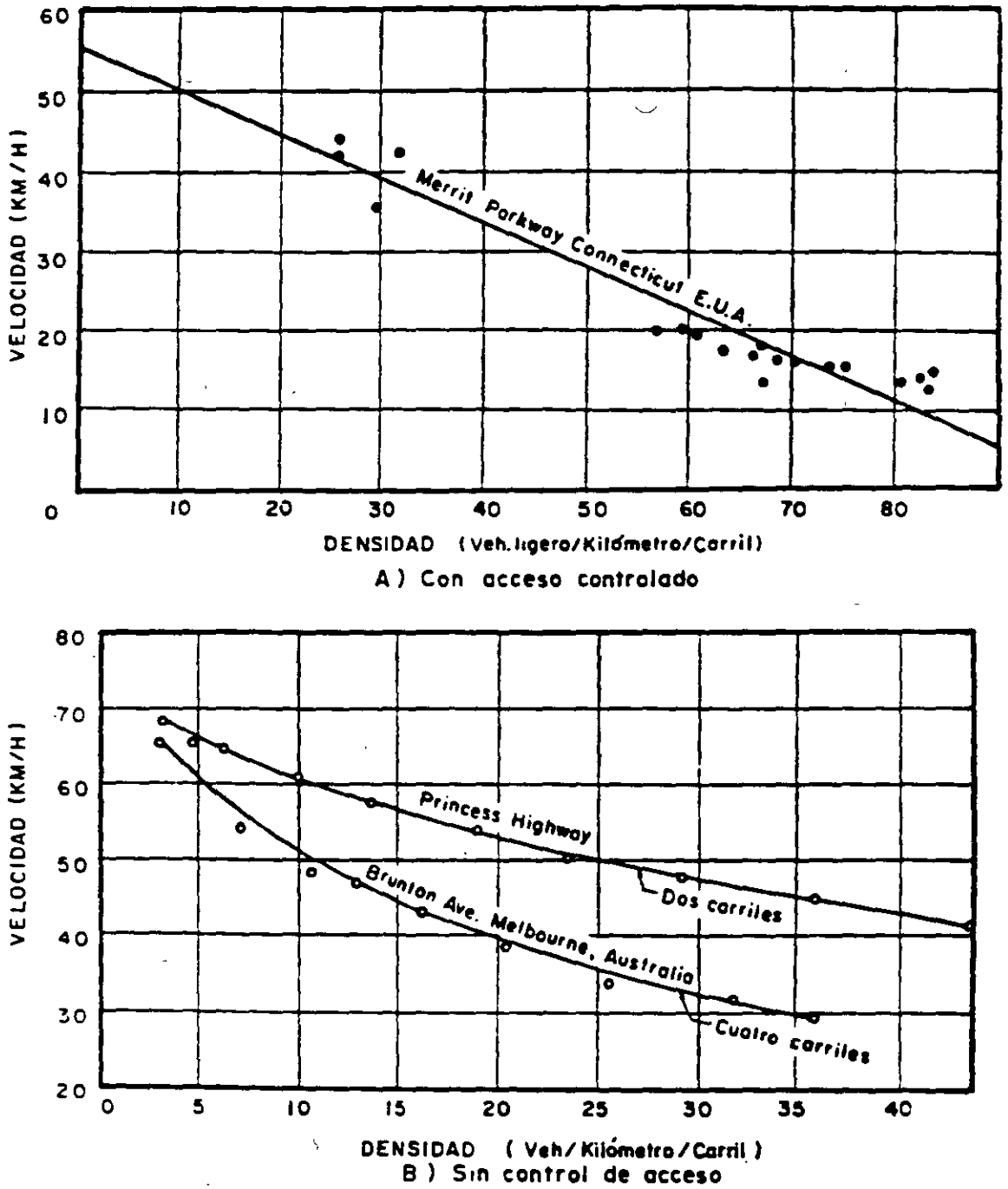


FIGURA 6.12. RELACION VELOCIDAD-DENSIDAD BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA EN LOS CAMINOS INDICADOS

se han efectuado con éxito estudios que indican que la relación velocidad-densidad en condiciones de flujo discontinuo es muy semejante a la de flujo continuo, tal como se ilustra en la Figura 6.13.

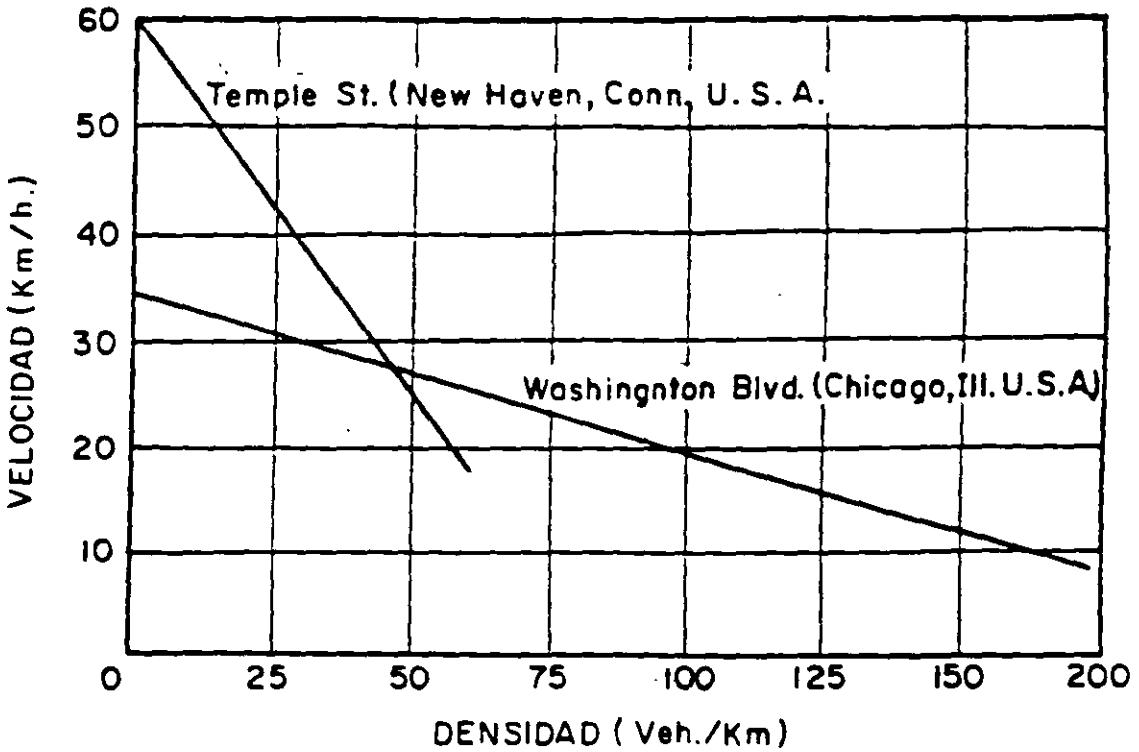


FIGURA 6.13. RELACION VELOCIDAD-DENSIDAD BAJO CONDICIONES URBANAS DE FLUJO DISCONTINUO

C) Relación volumen-densidad. A velocidad constante, un aumento en la densidad resulta en un incremento proporcional del volumen, y viceversa. En cierto punto, sin embargo, conforme la densidad aumenta, la velocidad disminuye, y la relación se convierte en curvilínea. Finalmente, pasando el punto de densidad crítica, hay una disminución en el volumen a pesar de que la densidad continúa aumentando, tal como se muestra en la Figura 6.14.

6.4 CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO

6.4.1 Capacidad para condiciones de circulación continua

Los volúmenes máximos observados, junto con los resultados del análisis de las características del tránsito, han servido de guía para establecer valores numéricos de la capacidad para diferentes tipos de caminos bajo condiciones ideales. La capacidad de un camino determinado variará en la medida en que sus características geométricas y de operación difieran de las condiciones ideales. Las condiciones ideales se definen como sigue:

1. Circulación continua, libre de interferencias tanto de vehículos como de peatones.

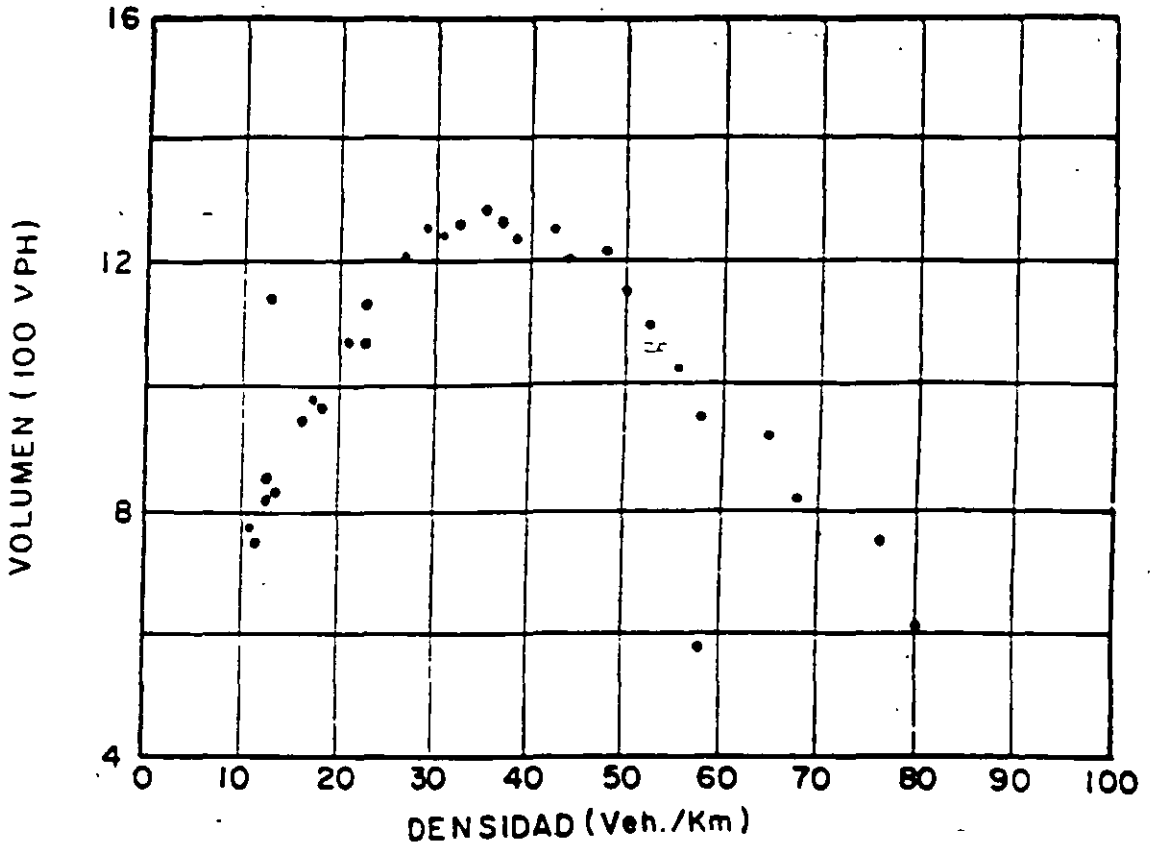


FIGURA 6.14. RELACION VOLUMEN-DENSIDAD BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA (HOLLAND TUNNEL, NEW YORK, U.S.A.)

2. Unicamente vehículos ligeros en la corriente del tránsito.

3. Carriles de 3.65 m de ancho, con acotamientos adecuados y sin obstáculos laterales en 1.80 m a partir de la orilla de la calzada.

4. Para caminos rurales, alineamiento horizontal y vertical adecuado para velocidades de proyecto de 110 km/h o mayores y sin restricciones en la distancia de visibilidad de rebase, en caminos de dos carriles.

Algunas autopistas modernas satisfacen con bastante aproximación los requisitos de las condiciones ideales, pero la mayor parte de los caminos se alejan, en mayor o menor grado, de ellas.

Es importante hacer énfasis en que las condiciones ideales no implican, por sí mismas, una buena operación. Aunque las condiciones ideales sí producen mayores volúmenes, la operación puede no ser satisfactoria.

A) Capacidad bajo condiciones ideales en carreteras de carriles múltiples. En este tipo de caminos, el mayor número de vehículos que pueden circular por un solo carril, bajo condiciones ideales, oscila entre 1 900 y 2 200 vehículos ligeros por hora. Estos valores son el promedio de los volúmenes en todos los carriles y representan un tránsito sostenido durante una hora. En varios estudios se han observado volúmenes más altos en

carriles específicos o en cortos períodos de tiempo, alcanzando cifras del orden de 2 400 a 2 500 vph, pero no representan volúmenes sostenidos en todos los carriles. Para fines de cálculo, se considera que la capacidad de una carretera de carriles múltiples, bajo condiciones ideales, es de 2 000 vehículos ligeros por hora y por carril, sin tomar en cuenta la distribución del tránsito entre carriles.

B) Capacidad bajo condiciones ideales en carreteras de dos carriles con dos sentidos. Los conductores en estas carreteras ejecutan los rebases invadiendo el carril utilizado por el tránsito de sentido contrario. Los vehículos que se mueven lentamente, originan espacios libres que pueden ser cubiertos por los vehículos que rebasan; si los espacios libres son de suficiente longitud, permiten además que los vehículos que circulan en sentido opuesto efectúen maniobras de rebase. La operación durante condiciones de altos volúmenes oscila, por lo tanto, entre una circulación en que los vehículos forman hileras con espacios libres entre ellos y una circulación en que algunos vehículos efectúan maniobras de rebase cubriendo parcialmente los espacios libres. La capacidad de una carretera de dos carriles y dos sentidos de circulación bajo condiciones ideales es de 2 000 vehículos ligeros por hora en ambos sentidos, sin importar la distribución del tránsito.

C) Capacidad bajo condiciones ideales en carreteras de tres carriles con dos sentidos. La operación en este tipo de caminos es similar a la de las carreteras de dos carriles con dos sentidos de circulación, con la única diferencia de que el tercer carril sirve para efectuar maniobras de rebase para cualquiera de los dos sentidos, razón por la cual, la capacidad por sentido de circulación y bajo condiciones ideales se puede equiparar a la que se tendría por carril en un camino de cuatro carriles con dos en cada sentido, puesto que al utilizar el carril central para las maniobras de rebase, se llenan los espacios libres existentes entre los vehículos. Entonces, bajo condiciones ideales, la capacidad de una carretera de tres carriles y dos sentidos de circulación es de 4 000 vehículos ligeros por hora para ambos sentidos, sin importar la distribución del tránsito.

D) Las capacidades para los tipos de carreteras citados bajo condiciones ideales, se resumen en la tabla 6-A.

TIPO DE CARRETERA	CAPACIDAD (VPH)
Carriles múltiples	2 000 por carril
Dos carriles, dos sentidos	2 000 total ambas direcciones
Tres carriles, dos sentidos	4 000 total ambas direcciones

TABLA 6-A. CAPACIDADES BAJO CONDICIONES IDEALES, EN CARRETERAS CON CIRCULACION CONTINUA

6.4.2 Capacidad para condiciones de circulación discontinua

A diferencia de la circulación continua, no es posible definir la capacidad para circulación discontinua bajo condiciones ideales, por las varia-

bles involucradas. Un examen de la circulación discontinua requiere estudios detallados de los elementos que producen las interrupciones; cualquier intersección controlada con semáforo es uno de estos elementos, aunque algunas interrupciones a media calle pueden ser igualmente de significación.

Hablando en términos generales, dos limitaciones básicas pueden establecerse:

A) Difícilmente un carril de tránsito de una arteria urbana, con la progresión uniforme e ideal de los semáforos, conduce a un volumen mayor de 2 000 vehículos ligeros por hora de luz verde del semáforo.

B) Una hilera de vehículos que se encuentran detenidos, en raras ocasiones se moverá, a partir de la interrupción, en una proporción mayor de 1 500 vehículos por carril y por hora de luz verde del semáforo, cuando cesa la interrupción.

6.4.3 Niveles de servicio

Cuando el volumen de tránsito iguala a la capacidad de la carretera, las condiciones de operación son deficientes aun bajo las condiciones ideales de la vía y del tránsito ya que las velocidades son bajas, con frecuentes paros y demoras. Para que una carretera suministre un nivel de servicio aceptable, es necesario que el volumen de servicio sea menor que la capacidad de la carretera. El volumen máximo que puede transportarse en cualquier nivel de servicio seleccionado, es llamado volumen de servicio para ese nivel.

El usuario como individuo, tiene una idea limitada del volumen de tránsito, pero se da cuenta del efecto de un alto volumen de tránsito en la posibilidad para transitar por una carretera a una velocidad razonable, con comodidad, conveniencia, economía y seguridad. Por tanto, entre los elementos que pueden ser considerados en la evaluación del nivel de servicio se incluyen los siguientes:

A) Velocidad y tiempo durante el recorrido. Estos elementos incluyen la velocidad de operación y el tiempo empleado durante el recorrido de un tramo de la carretera.

B) Interrupciones de tránsito o restricciones. El número de paradas por kilómetro, las demoras que éstas implican, la magnitud y la frecuencia en los cambios de velocidad necesarios para mantener la corriente de tránsito.

C) Libertad para maniobrar. Considera el grado de libertad para conducir manteniendo la velocidad de operación deseada.

D) Seguridad. Se refiere a evitar los accidentes y los riesgos potenciales.

E) Comodidad en el manejo. Considera el efecto de las condiciones de la carretera y del tránsito, así como el grado en que el servicio proporcionado por la carretera satisface las necesidades normales del conductor.

F) Economía. Considera el costo de operación del vehículo en la carretera.

Teóricamente, todos estos factores deberían incorporarse en la evaluación del nivel de servicio. Hasta el momento, sin embargo, no existen suficientes datos para determinar el valor relativo de algunos de los seis elementos antes mencionados.

Después de consideraciones cuidadosas, se eligió la velocidad durante el recorrido, como el factor principal para identificar el nivel de servicio. Se considera, además, un segundo factor que puede ser la relación volumen de demanda a capacidad, o bien, la relación volumen de servicio a capacidad, dependiendo del problema que se presente en una situación particular.

En la práctica, el segundo factor se refiere a la relación v/c. En problemas donde la demanda y la capacidad son conocidas y se desea obtener el nivel de servicio, v representa primordialmente la demanda; en cambio, cuando la capacidad y el nivel de servicio requeridos se especifican, v representa el volumen de servicio calculado.

La velocidad durante el recorrido usada como medida de nivel de servicio, puede ser la velocidad de operación o la velocidad global, dependiendo del tipo de camino. Las velocidades de operación se usan para aquellos caminos que tienen generalmente circulación continua, los cuales se encuentran en zonas rurales. La velocidad global se utiliza para arterias urbanas y calles del centro de la ciudad, en las cuales generalmente existe circulación discontinua.

Cada nivel de servicio debe considerarse como un rango de condiciones de operación, limitado por los valores de la velocidad durante el recorrido y por las relaciones volumen-capacidad.

Si bien, los valores de la velocidad y de los volúmenes de servicio tienen por objeto determinar los límites de un nivel de servicio, se considera que éstos representan la velocidad más baja aceptable y el volumen más alto del rango de ese nivel de servicio. Cuando las velocidades son altas y los volúmenes de servicio son más bajos que los valores dados, las condiciones de operación son mejores que las correspondientes a ese nivel de servicio. Conforme la densidad del tránsito se incrementa, la calidad del servicio baja, sólo por coincidencia se alcanzarán simultáneamente el límite inferior del rango de velocidades de operación y el límite superior del rango de volúmenes; usualmente uno de los límites gobernará en un caso particular. Una vez que se ha rebasado un límite, el servicio caerá al siguiente nivel.

De acuerdo con lo anterior, se ha establecido el siguiente criterio para determinar las relaciones de capacidad y nivel de servicio.

1. El volumen y la capacidad se expresan en número de vehículos ligeros por hora. El volumen de demanda y la capacidad pueden variar considerablemente a lo largo de un tramo de camino y a menudo los valores promedio para un tramo completo, pueden no representar adecuadamente las condiciones reales en todos los puntos de ese tramo. El grado de detalle que se requiere al dividir un tramo particular en subtramos, para su examen por separado, dependerá desde luego de la naturaleza del estudio.

2. El nivel de servicio estrictamente definido es aplicable a un tramo de camino de gran longitud. Este tramo puede acusar variaciones en las condiciones de operación en diferentes puntos o subtramos de su longitud total, debido a cambios en el volumen de demanda o en la capacidad. Las variaciones que surgen en la capacidad son resultado de diferentes condiciones a lo largo del camino, tales como cambios en el ancho, pendientes, enlaces, zonas de entrecruzamiento, restricciones en la distancia a obstáculos laterales e intersecciones. Las variaciones en el volumen de demanda son consecuencia de las variaciones en los volúmenes de tránsito que entran y salen en puntos irregularmente espaciados a lo largo del camino. El nivel de servicio del tramo deberá, dentro de ciertos límites, tomar en cuen-

ta el efecto de estos puntos y las limitaciones que los subtramos tienen sobre el tramo en estudio.

3. El análisis del volumen y de la velocidad de operación o velocidad global, se hace para cada punto o subtramo del camino. La velocidad de operación ponderada, o la velocidad global, se determina para el tramo completo, identificando de esta manera el nivel de servicio correspondiente.

4. Los elementos que se usan para medir la capacidad y los niveles de servicio, son variables cuyos valores pueden ser fácilmente obtenidos de los datos disponibles. Para la capacidad, estos elementos incluyen: el tipo de camino, las características geométricas, la velocidad de proyecto, la composición del tránsito y las variaciones en el volumen. Para el nivel de servicio, los elementos adicionales que se usan, incluyen la velocidad y las relaciones volumen-capacidad.

5. Para uso práctico, los valores de la capacidad y de las relaciones volumen-capacidad que definen los niveles de servicio, se establecen para cada uno de los siguientes tipos de caminos:

a) Autopistas y vías rápidas
b) Carreteras de carriles múltiples
c) Carreteras de dos y de tres carriles
d) Arterias urbanas
e) Calles del centro de la ciudad.

ELEMENTO	AUTOPISTAS	CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES	CARRETERAS DE DOS Y TRES CARRILES	ARTERIAS URBANAS	CALLES DEL CENTRO DE LA CIUDAD
ELEMENTOS BASICOS:					
Velocidad de Operación para el tramo	×	×	×		
Velocidad Global				×	×
Relación Volumen-Capacidad:					
a) Punto más crítico	×	×	×	×	
b) Cada subtramo	×	×	×	×	
c) Tramo completo	×	×	×	×	
ELEMENTOS ASOCIADOS:					
a) Velocidad de Proyecto ponderada	×	×	×		
b) Número de carriles	×	×			
c) Distancia de visibilidad			×		

TABLA 6-B. ELEMENTOS USADOS PARA EVALUAR EL NIVEL DE SERVICIO

Los niveles de servicio se establecen para diferentes puntos del camino, incluyendo intersecciones, enlaces y zonas de entrecruzamiento.

6. El criterio elegido para evaluar el nivel de servicio en los diferentes tipos de caminos, se muestra en la tabla 6-B.

6.4.4 Condiciones de operación para los diferentes niveles de servicio

Se distinguen seis niveles de servicio, para la identificación de las condiciones existentes al variar la velocidad y los volúmenes de tránsito, en una carretera.

Los niveles de servicio designados con las letras de la A a la F, del mejor al peor, comprenden la clasificación total de las operaciones de tránsito que pueden ocurrir.

El nivel de servicio A corresponde a una condición de flujo libre, con volúmenes de tránsito bajos y velocidades altas. La densidad es baja, y la velocidad depende del deseo de los conductores dentro de los límites impuestos y bajo las condiciones físicas de la carretera. No hay restricción en las maniobras ocasionadas por la presencia de otros vehículos; los conductores pueden mantener las velocidades deseadas con escasa o ninguna demora.

El nivel de servicio B corresponde a la zona de flujo estable, con velocidades de operación que comienzan a restringirse por las condiciones del tránsito. Los conductores tienen una libertad razonable para elegir sus velocidades y el carril de operación. Las reducciones de velocidad son razonables, con una escasa probabilidad de que el flujo del tránsito se reduzca.

El nivel de servicio C se encuentra en la zona de flujo estable, pero las velocidades y posibilidades de maniobra están más estrechamente controladas por los altos volúmenes de tránsito. La mayoría de los conductores perciben la restricción de su libertad para elegir su propia velocidad, cambiar de carriles o rebasar; se obtiene una velocidad de operación satisfactoria.

El nivel de servicio D se aproxima al flujo inestable con velocidades de operación aún satisfactorias, pero afectadas considerablemente por los cambios en las condiciones de operación. Las variaciones en el volumen de tránsito y las restricciones momentáneas al flujo, pueden causar un descenso importante en las velocidades de operación. Los conductores tienen poca libertad de maniobra con la consecuente pérdida de comodidad.

El nivel de servicio E no puede describirse solamente por la velocidad, pero representa la operación a velocidades aún más bajas que el nivel D, con volúmenes de tránsito correspondientes a la capacidad. El flujo es inestable y pueden ocurrir paradas de corta duración.

El nivel de servicio F corresponde a circulación forzada, las velocidades son bajas y los volúmenes inferiores a los de la capacidad. En estas condiciones generalmente se producen colas de vehículos a partir del lugar en que se produce la restricción. Las velocidades se reducen y pueden producirse paradas debidas al congestionamiento. En los casos extremos, tanto la velocidad como el volumen, puede descender a cero.

El concepto general de los niveles de servicio mencionados se muestra gráficamente en la Figura 6.15 y se ilustra con las fotografías de la Figura 6.16.

6.5 FACTORES QUE AFECTAN LA CAPACIDAD Y EL VOLUMEN DE SERVICIO

Cuando las condiciones de un camino son ideales, la capacidad o el volumen de servicio a un nivel dado, son máximos. A medida que las condiciones del camino se alejan de las ideales, la capacidad o el volumen de servicio, se reducen. En consecuencia, en la mayoría de los caminos se tienen que aplicar factores de ajuste a la capacidad o al volumen de servicio, en condiciones ideales. Estos factores pueden dividirse en dos categorías: factores relativos al camino y factores relativos al tránsito.

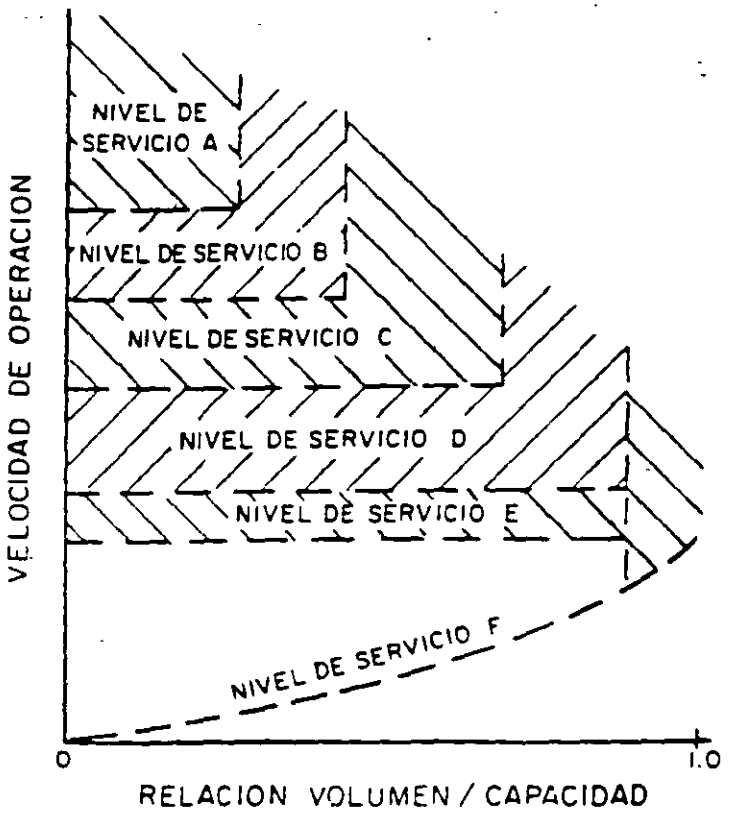


FIGURA 6.15. CONCEPTO GENERAL DE LOS NIVELES DE SERVICIO

Los factores mencionados reflejan la influencia de ciertos elementos en la capacidad, e indirectamente reflejan su efecto en la seguridad del camino, pues casi siempre que un elemento reduce el volumen de servicio es causa potencial de accidentes. No obstante, existen otros elementos que sin reducir el volumen, afectan la seguridad.

A la fecha, no se han evaluado todos los factores que afectan a la capacidad o el volumen de servicio, ni se ha determinado su influencia con exactitud.

6.5.1 Factores relativos al camino

Los factores relativos al camino son todos aquellos elementos físicos, propios del diseño geométrico, que tienen influencia directa o indirecta en la capacidad y en el volumen de servicio. Estos factores son: el ancho de carril, los obstáculos laterales, los acotamientos, los carriles auxiliares, las condiciones de la superficie de rodamiento y las características de los alineamientos horizontal y vertical.

A) Ancho de carril. Los carriles más angostos que 3.65 m tienen menor capacidad en condiciones de circulación continua, que los carriles de esa dimensión aceptados como ideales. En caminos de dos carriles, un

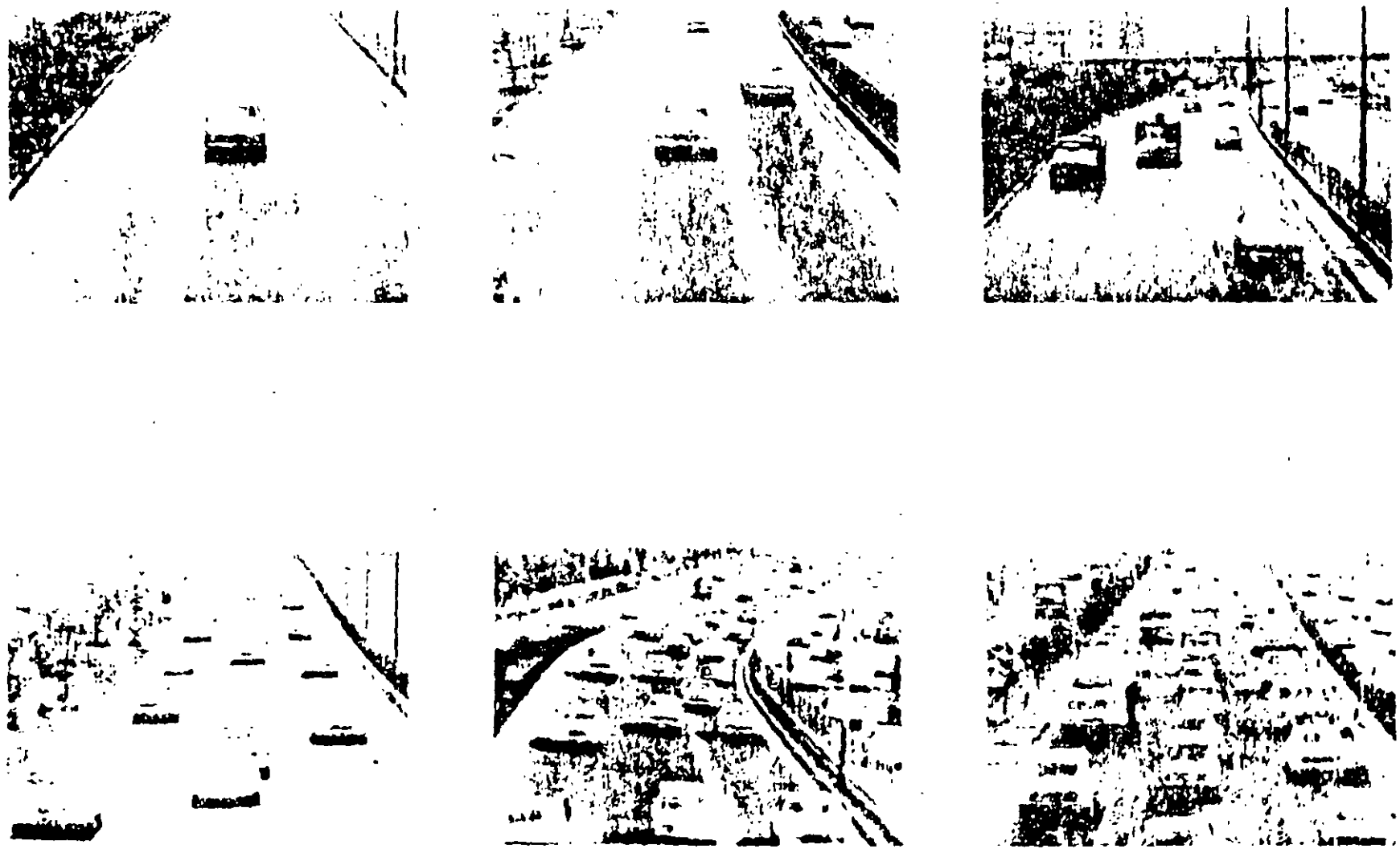


FIGURA 6.16. NIVELES DE SERVICIO

vehículo que realiza una maniobra de rebase tiene que invadir el carril izquierdo en un período más largo si los carriles son angostos que cuando son anchos, con la consiguiente reducción en la capacidad. En las carreteras de varios carriles, un mayor número de vehículos invade o sobrepasa las líneas de carril cuando los carriles son angostos, ocupando dos carriles en vez de uno, reduciendo la capacidad por carril.

B) Obstáculos laterales. Los obstáculos laterales, tales como muros, postes, árboles, señales, estribos de pasos a desnivel, parapetos de puentes y vehículos estacionados, que se encuentran a menos de 1.80 m de la orilla de un carril de tránsito, reducen el ancho efectivo de ese carril. Los obstáculos con 0.20 m o menos de altura, como las guarniciones, no tienen influencia significativa en el ancho del carril.

Cuando los obstáculos laterales no son continuos en toda la longitud del camino, una obstrucción aislada puede constituir un estrangulamiento. Sin embargo, esta condición ocurre para altos volúmenes de tránsito; a volúmenes bajos, el mismo obstáculo no produce ningún efecto. Por otra parte, cuando el obstáculo lateral persiste en un tramo largo de carretera, el conductor llega a acostumbrarse a él, de tal manera que después de un tiempo, el efecto del obstáculo en el ancho del carril es menor. Es importante analizar cada caso en especial, teniendo en mente el volumen de servicio, la altura del obstáculo y la longitud del mismo. Cabe hacer notar que la distancia de 1.80 m a los obstáculos laterales, considerada ideal desde el punto de vista de la capacidad, no necesariamente es la ideal desde el punto de vista de la seguridad.

C) Combinación del ancho de carril y la distancia a obstáculos laterales. Dado que los obstáculos laterales producen el mismo efecto que el ancho de carril, en la práctica puede considerarse el efecto combinado de ambos elementos. En las tablas 6-D, 6-J y 6-L se muestra el efecto combinado del ancho de carril y de la distancia a obstáculos laterales en uno o en ambos lados de la calzada, para los diferentes tipos de camino. Cuando los obstáculos laterales existen en ambos lados pero a diferente distancia, se promedian los factores correspondientes.

D) Acotamientos. En ninguna ocasión son más necesarios los acotamientos de ancho suficiente, que cuando se están usando los carriles a toda su capacidad. Si no se tiene un lugar de refugio fuera de los carriles de tránsito, un vehículo que se descomponga puede reducir la capacidad del camino en más de lo que corresponde a la capacidad de un carril, especialmente si los carriles son de un ancho menor de 3.65 m. El vehículo averiado obstruye el carril por él ocupado y además, reduce la capacidad de los carriles adyacentes, puesto que los demás vehículos deben circular en menos carriles y con velocidades más bajas que la prevista. En estas condiciones, una avería secundaria de otro vehículo que reduzca la velocidad aún más, puede causar el congestionamiento total del camino.

Además de mantener la capacidad de la carretera proporcionando refugio a los vehículos descompuestos, los acotamientos pueden incrementar el ancho efectivo del camino. Para carriles con anchos menores de 3.65 m, los acotamientos con un ancho de 1.20 m o más, incrementan el ancho efectivo de los carriles adyacentes en 0.30 m.

E) Carriles auxiliares. Un carril auxiliar es la parte adicional a la calzada, en una longitud limitada, que se usa para: estacionamiento momentáneo, cambios de velocidad, entrecruzamiento, vueltas, separación de vehícu-

los lentos en pendientes ascendentes, y otros fines que auxilien a la circulación del tránsito de la vía principal.

Los carriles auxiliares se diseñan para permitir la utilización efectiva de la carretera y mejorar el nivel de servicio de los carriles principales de tránsito, evitando los congestionamientos. En consecuencia, no tienen un efecto directo en la capacidad de la vía principal.

F) Estado de la superficie de rodamiento. El deterioro de la superficie de rodamiento afecta adversamente el nivel de servicio, sobre todo en lo referente a velocidad, comodidad, economía y principalmente, seguridad. No obstante, en las carreteras con altos volúmenes de tránsito, es raro que la conservación sea tan deficiente que no puedan obtenerse velocidades de 50 km/h, velocidad aproximada a la cual se alcanza la capacidad.

A la fecha, no se han podido determinar factores que reflejen el efecto del estado de la superficie de rodamiento, cuando esté deteriorada; la velocidad de operación es menor a aquella que se obtendría con una superficie en buen estado, a menos que con sacrificio de la seguridad se conserve una velocidad alta.

G) Alineamiento. Los alineamientos horizontal y vertical de un camino afectan en gran medida la capacidad y el nivel de servicio del mismo. En general, los alineamientos están diseñados en base a la velocidad de proyecto; sin embargo, como ésta puede variar a lo largo del camino debido a la configuración del terreno, lo que se utiliza es un promedio ponderado, que refleje con mayor veracidad las condiciones requeridas para el nivel de servicio.

En el alineamiento vertical, las restricciones a las distancias de visibilidad de rebase se consideran a través del porcentaje de la longitud del tramo de camino en estudio, que tiene distancias de visibilidad menores que la distancia de visibilidad de rebase, la cual para efectos de capacidad, se ha considerado de 500 m. Las restricciones a estas distancias de visibilidad tienen efecto solamente en los caminos de dos carriles.

El efecto de la velocidad de proyecto ponderada y de la distancia de visibilidad de rebase, está considerado en los valores de la relación v/c de las tablas de cálculo correspondientes (6-C, 6-I y 6-K) citadas más adelante.

Los alineamientos tienen su efecto principal en el volumen de servicio; sin embargo, también afectan a la capacidad, aunque en menor grado.

H) Pendientes. Las pendientes afectan a los volúmenes de servicio en las siguientes formas:

1. Reduciendo la distancia de visibilidad de rebase, en caminos de dos carriles.

2. Reduciendo o aumentando las distancias de frenado en pendientes ascendentes o descendentes respectivamente, lo cual ocasiona espaciamientos más cortos entre vehículos que están subiendo una pendiente, o bien, aumenta el espaciamiento entre vehículos que descienden, ya que éstos tienen que mantener una distancia de seguridad.

3. Reduciendo la velocidad de los vehículos pesados en pendientes ascendentes, interfiriendo a los vehículos ligeros.

En lo que concierne al análisis de la operación del camino, lo que interesa conocer es el efecto de las pendientes sobre la velocidad de los vehículos pesados y la influencia que tiene esta reducción de velocidad en los volúmenes y niveles de servicio del camino.

Por lo general, los vehículos pesados inician el ascenso de una pendiente a la mayor velocidad que les permite el alineamiento horizontal y el estado de la superficie de rodamiento. A medida que van subiendo van reduciendo su velocidad, efecto que se hace más marcado en pendientes pronunciadas. Cualquier reducción en la velocidad de los caminos afecta el nivel de servicio, pero la capacidad no se ve afectada mientras la velocidad no sea menor a 50 km/h. Luego, existe una longitud de pendiente más allá de la cual se empieza a reducir la capacidad.

Las relaciones entre la velocidad de los vehículos pesados al iniciar el ascenso, las pendientes y la velocidad a una distancia cualquiera sobre la pendiente, han sido tratadas ya en el capítulo relativo a Elementos Básicos para el Proyecto (Inciso 5.2.2.). Sin embargo, en aplicaciones a problemas de capacidad, en la práctica lo que se necesita no son las características específicas de la velocidad en cada punto de la pendiente, sino las características de la velocidad media en diferentes pendientes y las longitudes de las mismas. Las relaciones correspondientes entre la velocidad media, las pendientes y sus longitudes, están representadas por las curvas de las Figuras 6.17-A, 6.17-B y 6.17-C; estas curvas han sido desarrolladas considerando relaciones peso/potencia, de 90, 120 y 180 kg/HP, representativas de los vehículos pesados de proyecto de dos ejes, tres ejes y cuatro o más ejes, respectivamente.

El conocimiento del efecto de una pendiente particular en la velocidad de los camiones, no es suficiente por sí mismo para determinar su efecto en la capacidad. Es necesario conocer también el efecto que tienen los camiones y autobuses en el volumen y el efecto de cada uno, en términos equivalentes de vehículos ligeros o "vehículos ligeros equivalentes". En consecuencia, para determinar el efecto de la pendiente en la capacidad, la información presentada aquí, se aplica en combinación con la señalada en el inciso 6.5.2, correspondiente a "Factores relativos al tránsito" y específicamente en el apartado A), relativo a camiones.

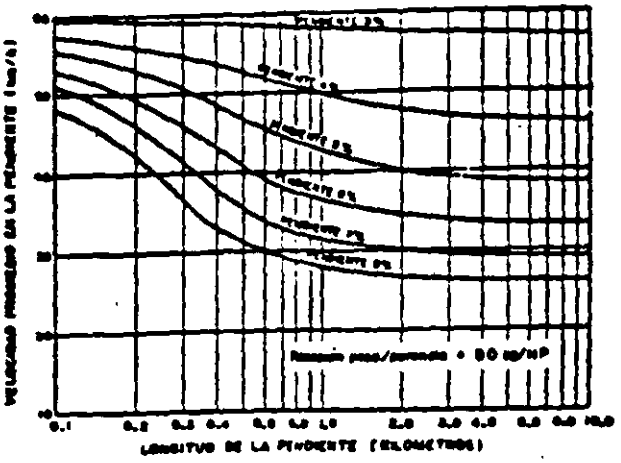
I) Carriles auxiliares de ascenso. La mayor diferencia entre la velocidad de un vehículo pesado y la de un vehículo ligero, ocurre en pendientes fuertes y sostenidas. En estos tramos el número de vehículos ligeros equivalentes por vehículo pesado es superior al equivalente para terrenos planos, lo cual se traduce en volúmenes de servicio más bajos.

Los carriles auxiliares de ascenso constituyen una solución para mejorar la capacidad y el nivel de servicio en pendientes sostenidas fuertes, pues se reduce substancialmente el efecto de los vehículos pesados en la carretera. En general, suele proporcionarse un carril auxiliar de ascenso cuando el tránsito sea tal, que si no se contara con el carril adicional, el nivel de servicio sería inferior al deseado.

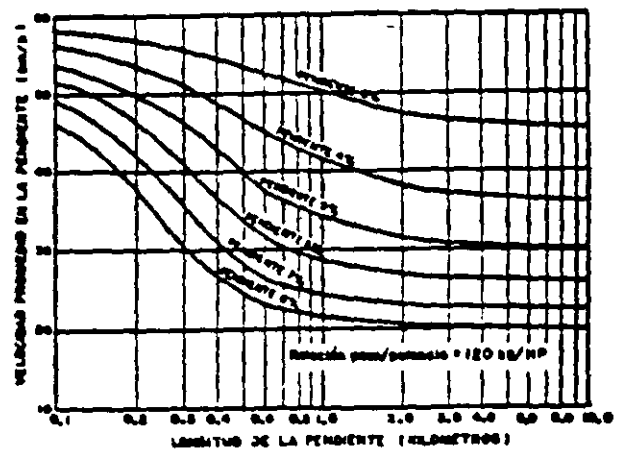
No puede establecerse un criterio general para su uso, pues en cada caso la localización del carril adicional tiene una influencia decisiva.

6.5.2 Factores relativos al tránsito

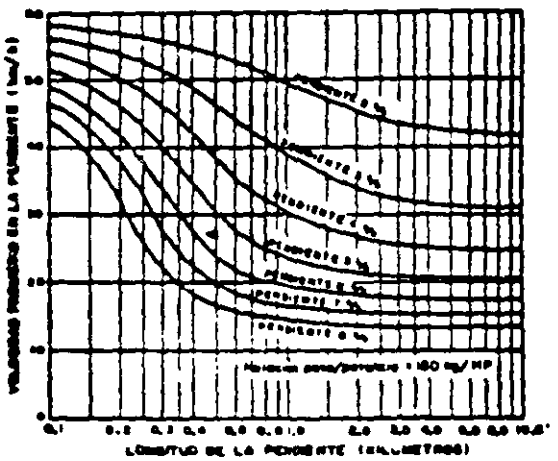
Los factores relativos al tránsito son todos aquellos que tienen influencia en la capacidad y el volumen de servicio de un camino, tales como la composición, distribución y variación del tránsito y los hábitos y deseos del conductor. Los factores principales que influyen en la capacidad y/o el volumen de servicio son: los camiones, los autobuses, la



-A-



-B-



-C-

FIGURA 6.17. VELOCIDAD PROMEDIO DE LOS VEHICULOS PESADOS EN DIFERENTES PENDIENTES

distribución por carril, la variación en el volumen de tránsito y las interrupciones del mismo.

A) Camiones. Los camiones reducen la capacidad de un camino en términos del total de vehículos que circulan por hora. Cada camión desplaza a varios vehículos ligeros en la circulación; a este número de vehículos, como ya se mencionó anteriormente, se le llama "vehículos ligeros equivalentes". En terreno plano donde los camiones circulan a velocidades semejantes a la de los vehículos ligeros, un camión equivale a dos vehículos ligeros en carreteras de varios carriles y a dos o tres en carreteras de dos carriles. Dependiendo del nivel de servicio, estos valores son apropiados para pendientes descendentes.

En pendientes ascendentes, el número de vehículos ligeros equivalentes varía ampliamente, dependiendo de lo pronunciado y de la longitud de la pendiente, así como del número de carriles.

Para un análisis aproximado de la operación es suficiente con usar un solo número de vehículos equivalentes; sin embargo, un análisis detallado requerirá emplear el número de vehículos ligeros equivalentes para cada pendiente, de acuerdo con su longitud y magnitud.

1. Caminos de dos carriles. En caminos de dos carriles, el número de vehículos ligeros equivalentes puede determinarse obteniendo las velocidades y espaciamientos de los vehículos a diversos volúmenes de tránsito en carreteras con diferentes alineamientos, obteniéndose un valor medio de la equivalencia de vehículos ligeros para cada condición. Si la determinación se realiza con mayor detalle, pueden obtenerse los vehículos ligeros equivalentes por cada tipo de camión, clasificándolos por grupos de acuerdo a su velocidad.

El número de vehículos ligeros equivalentes, para niveles de servicio B y C en tramos de gran longitud, que incluyan tanto pendientes ascendentes como descendentes combinadas con tramos a nivel, es de cinco para caminos en lomerío y diez para caminos en terreno montañoso. En los niveles de servicio D y E son de cinco y doce respectivamente.

La equivalencia de vehículos ligeros para cualquier nivel de servicio en una pendiente ascendente sostenida, se incrementa conforme disminuye la velocidad de los camiones, debido a que es mayor la diferencia entre la velocidad normal de los vehículos ligeros y la de los camiones. La equivalencia se incrementa mucho más a niveles de servicio más bajos, debido a que el rebase se dificulta cada vez más, hasta que finalmente se hace imposible. Sin embargo, en caminos de dos carriles, el equivalente de vehículos ligeros aparentemente cambia muy poco si no es que nada, con un cambio en el porcentaje de camiones, cuando las características geométricas del camino se mantienen constantes.

La Figura 6.18 muestra la forma en que varía la equivalencia de vehículos ligeros, con la variación de la velocidad media de los camiones, cuando éstos circulan en cualquier pendiente de un camino de dos carriles.

Con las velocidades medias de los camiones en las pendientes, indicadas en las curvas de las Figuras 6.17-A, 6.17-B y 6.17-C y las curvas de equivalencias de la Figura 6.18, se han obtenido los valores de vehículos ligeros equivalentes por camión, representativos de los vehículos de proyecto cuyas relaciones peso/potencia son de 90, 120 y 180 kg/HP. Estos valores se muestran en las tablas 6-N.1, 6-N.2 y 6-N.3.

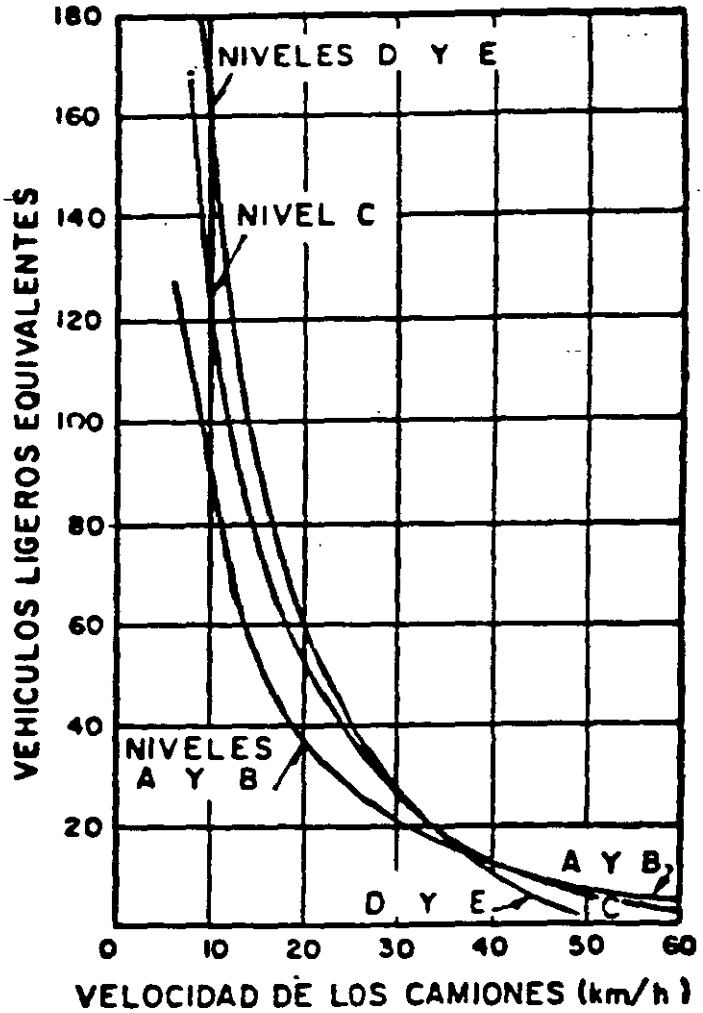


FIGURA 6.18 VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION, PARA DIFERENTES VELOCIDADES MEDIAS DE LOS CAMIONES EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

Cualquier volumen de tránsito mixto puede convertirse en vehículos ligeros equivalentes, multiplicando por el factor de ajuste de camiones: $(100 - P_T + E_T P_T)/100$, en donde P_T es el porcentaje de camiones y E_T los vehículos ligeros equivalentes a un camión.

Análogamente, cualquier volumen de vehículos ligeros puede convertirse a tránsito mixto, multiplicándolo por el factor: $100/(100 - P_T + E_T P_T)$.

2. Caminos de carriles múltiples. En caminos de varios carriles, el efecto de los camiones en la capacidad, presenta aún más incertidumbre que para caminos de dos carriles, debido a que no está bien definido el efecto que produce la distribución del tránsito por carril, las maniobras de rebase entre camiones y los factores psicológicos de los conductores. Estas influencias hacen que la obtención de los vehículos ligeros equivalentes por los métodos usados para caminos de dos carriles, se convierta en una tarea mucho más compleja.

La investigación en este campo ha sido bastante limitada y la que se ha llevado a cabo ha sido restringida principalmente al nivel de servicio B. La Figura 6.19 muestra los resultados de esta investigación. Los vehículos ligeros equivalentes, que se usarán más adelante en la determinación de capacidades y volúmenes de servicio en carreteras de carriles múltiples, han sido obtenidos tomando como base la investigación antes citada para el nivel de servicio B, racionalizando los valores para otros niveles.

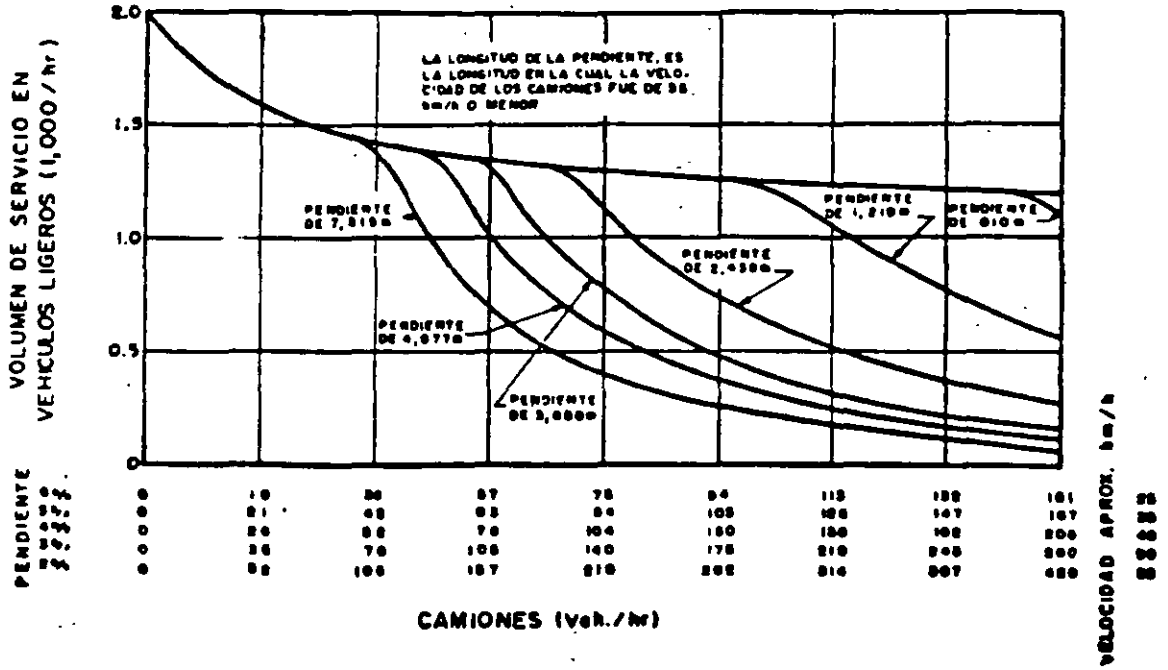


FIGURA 6.19. VOLUMENES DE SERVICIO EQUIVALENTES POR CAMION EN FUNCION DE LAS PENDIENTES EN CAMINOS CON DOS CARRILES EN UN SENTIDO DE CIRCULACION, A NIVEL DE SERVICIO B

El número de vehículos ligeros equivalentes que se ha considerado para niveles de servicio de B a E, es de cuatro para caminos en terreno de lomerío y de ocho para caminos en terreno montañoso. En la obtención de estas equivalencias no se hace distinción entre autopistas y caminos de carriles múltiples.

Para aquellos casos en que el análisis involucre subtramos específicos o pendientes pronunciadas sostenidas, las equivalencias de vehículos ligeros por camión que deben aplicarse se indican en la tabla 6-G.

De la misma manera que para caminos de dos carriles, el volumen de servicio en vehículos ligeros puede convertirse a tránsito mixto y viceversa.

B) Autobuses. Los autobuses foráneos afectan la capacidad o volumen de servicio de manera semejante a los camiones, pero en menor grado. Los estudios disponibles permiten suponer que el número de *ye-*

hículos ligeros equivalentes por autobuses es de uno punto seis, tres y cinco, para caminos de carriles múltiples, y de dos, cuatro y seis, para caminos de dos carriles, en terreno plano, en lomerío y montañoso, respectivamente.

En la práctica rara vez se toma en cuenta el efecto de los autobuses y por lo general se consideran como camiones; sin embargo, es necesario considerarlos cuando el volumen de autobuses es importante o se encuentran fuertes pendientes. El factor de ajuste para convertir el tránsito mixto a vehículos ligeros se obtendrá de la siguiente expresión: $(100-P_B+E_B\ P_B)/100$, en donde P_B es el porcentaje de autobuses en la corriente del tránsito y E_B es el número de vehículos ligeros equivalentes por autobús.

C) Distribución por carril. En las carreteras de carriles múltiples no todos los carriles llevan el mismo volumen de tránsito y su distribución por carril es un factor que debe tomarse en cuenta en la determinación de la capacidad. Sin embargo, no es necesario hacer un ajuste especial, porque en donde este problema es importante, como por ejemplo en los enlaces y en los entrecruzamientos, su efecto está considerado en el diseño de estos elementos.

D) Variaciones en el volumen de tránsito. En general, el volumen horario de proyecto se determina aplicando un porcentaje al tránsito promedio diario anual.

Esta determinación considera implícitamente la variación del volumen horario durante las horas de todo un año. Sin embargo, en algunas carreteras o elementos de ellas, no basta considerar la fluctuación del volumen horario en el año, sino que se requiere conocer la fluctuación en intervalos de tiempo menores de una hora. Esta fluctuación se considera a través del "Factor de la Hora de Máxima Demanda", que es la relación entre el volumen de tránsito en la hora de máxima demanda y la máxima proporción del flujo durante un intervalo de tiempo dentro de esa hora. Este intervalo se considera de cinco minutos para autopistas y de quince minutos para intersecciones. El factor de la hora de máxima demanda en autopistas varía usualmente entre 0.70 y 0.95; en intersecciones el valor del factor varía alrededor de 0.85. Se hace notar que cuando el factor de la hora de máxima demanda se acerca a la unidad (valor máximo), el flujo de tránsito tiende a ser uniforme.

E) Interrupciones en el tránsito. Existen elementos en el camino que con alguna frecuencia pueden interrumpir la circulación del tránsito, afectando el nivel de servicio. Cuando el nivel de servicio es alto, una interrupción momentánea en la circulación del tránsito no será grave. Sin embargo, cuando el volumen de servicio se acerca a la capacidad, la misma interrupción podrá ocasionar que se formen grandes colas, con el consiguiente congestionamiento.

Se han dividido las interrupciones del tránsito en dos grandes categorías: las ocasionadas por intersecciones a nivel y otras interrupciones.

Las intersecciones a nivel constituyen el tipo más común de interrupción y el más difícil de eliminar, ya que implica que dos corrientes de tránsito diferentes tengan que compartir una área común del camino. Su influencia sobre los volúmenes de servicio es tan grande, que en la mayoría de los casos donde existen, gobiernan la determinación de la capacidad y no pueden ser tratadas como ajustes al flujo continuo. Entre las otras interrupciones están las casetas de cobro, puentes levadizos, e

intersecciones a nivel con ferrocarril. Estas interrupciones involucran necesariamente un tiempo de espera del tránsito continuo, originando la formación de colas de vehículos, cuyos efectos pueden repercutir en puntos críticos del camino antes de la interrupción.

6.6 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS

El propósito de las autopistas y vías rápidas es el de proporcionar a los usuarios, un nivel de servicio alto a través del movimiento rápido del tránsito, y de evitar interferencias externas. Esto se logra al eliminar el acceso directo a las propiedades en favor de un servicio sin interrupciones; lo anterior trae generalmente como consecuencia, una gran demanda del usuario por este tipo de caminos.

A continuación se describirán los procedimientos básicos para la determinación de los volúmenes de servicio y las capacidades en tramos de autopistas. Una aplicación directa es aquella en que se tiene como dato la demanda del tránsito, y se ha elegido el nivel de servicio deseado; el problema a resolver consiste en proyectar todos los tramos y características del camino, en concordancia con el nivel establecido.

Si un tramo de la autopista funciona a un nivel más bajo que el nivel de servicio elegido, su influencia puede alcanzar una longitud considerable, por lo que es conveniente que cada tramo guarde el equilibrio apropiado, en relación con todos los demás puntos del camino. Este equilibrio no implica necesariamente velocidades de operación o condiciones idénticas en todo el camino.

Para un nivel de servicio dado, los conductores aceptan velocidades un tanto menores a través de situaciones críticas, tales como pendientes pronunciadas, zonas de entrecruzamiento y enlaces, así como en el cruce de intersecciones a nivel.

Como ya se mencionó con anterioridad, las velocidades de operación y las relaciones volumen de demanda-capacidad o volumen de servicio-capacidad (relaciones v/c), son los factores más apropiados para usarse en la identificación de los niveles de servicio. Estos mismos factores se utilizarán por consiguiente, para el análisis en el caso particular de autopistas y vías rápidas.

En la tabla 6-C se describen los diferentes niveles de servicio en autopistas y vías rápidas, incluyendo los límites de la velocidad de operación y las relaciones v/c tanto para el alineamiento ideal (velocidad de proyecto de 110 km/h) como para el alineamiento restringido (velocidad de proyecto menor de 110 km/h), conjuntamente con los correspondientes volúmenes de servicio máximos y las capacidades para varios carriles bajo condiciones de circulación continua.

6.6.1 Elementos críticos que requieren consideración

Las características de la operación del tránsito y por consiguiente, el proyecto de cada tramo crítico, deberá estar en armonía con el nivel de servicio adoptado como mínimo para todo el camino. Idealmente, esta armonía requerirá que el nivel de servicio sea uniforme en todos los pun-

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO		VOLUMEN DE SERVICIO - CAPACIDAD (v/c)[a]					VOLUMEN DE SERVICIO MAXIMO BAJO CONDICIONES IDEALES, INCLUYENDO VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h (TOTAL DE VEHICULOS LIGEROS POR HORA EN UN SENTIDO)															
	DESCRIPCION	VELOCIDAD DE OPERACION (km/h)	VALOR LIMITE PARA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h.			VALOR APROXIMADO PARA CUALQUIER NUMERO DE CARRILES con velocidad de proyecto ponderada de		4 CARRILES dos para cada sentido				6 CARRILES tres para cada sentido				8 CARRILES cuatro para cada sentido				PARA CADA CARRIL ADICIONAL A CUATRO CARRILES EN UNA DIRECCION			
			4 CARRILES dos para cada sentido	6 CARRILES tres para cada sentido	8 CARRILES cuatro para cada sentido	95 km/h	80 km/h															
A	FLUJO LIBRE	≥ 95	≤ 0.35	≤ 0.40	≤ 0.43	——[b]	——[b]	1400				2400				3400				1000			
B	FLUJO ESTABLE Vol Superior del rango	≥ 90	≤ 0.50	≤ 0.58	≤ 0.63	≤ 0.25	——[b]	2000				3500				5000				1500			
FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA (FHMD)[c]								0.77	0.83	0.91	1.00[d]	0.77	0.83	0.91	1.00[d]	0.77	0.83	0.91	1.00[d]	0.77	0.83	0.91	1.00[d]
C	FLUJO ESTABLE	≥ 80	≤ 0.75 x FHMD	≤ 0.80 x FHMD	≤ 0.83 x FHMD	≤ 0.45 x FHMD	——[b]	2300	2500	2750	3000	3700	4000	4350	4800	5100	5500	6000	6600	1400	1500	1650	1800
D	FLUJO PROXIMO AL INESTABLE	≥ 65	≤ 0.50 x FHMD			≤ 0.80 x FHMD	≤ 0.45 x FHMD	2800	3000	3300	3600	4150	4500	4900	5400	5600	6000	6600	7200	1400	1500	1650	1800
E[f]	FLUJO INESTABLE	50-55[e]	≤ 1.00					4000[e]				6000[e]				8000[e]				2000[e]			
F	FLUJO FORZADO	< 50	NO SIGNIFICATIVO					MUY VARIABLE (desde cero hasta la capacidad)															

a). – La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; ambos límites deben satisfacerse en cualquier determinación del nivel.

b) – La velocidad de operación requerida para este nivel no se alcanza aún a bajos volúmenes

c) – El factor de hora de máxima demanda para autopistas es la relación entre el volumen de una hora completa y el valor más alto del flujo que ocurre durante un intervalo de 5 minutos dentro de la hora de máxima demanda

d). – Un factor de hora de máxima demanda de uno raramente se alcanza; los valores en la tabla deben considerarse como los valores máximos del flujo medio que probablemente se obtegan durante el intervalo de máxima demanda de 5 minutos dentro de la hora de máxima demanda

e). – Aproximadamente.

f) – Capacidad.

TABLA 6-C. NIVELES DE SERVICIO Y VOLUMENES DE SERVICIO MAXIMOS PARA AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

tos, lo cual no siempre es posible en la práctica. Lo que debe hacerse es establecer un nivel de servicio promedio, representativo de todo el tramo de camino, de tal manera que cada lugar con niveles de operación críticos, cumpla por lo menos con el nivel de servicio adoptado como mínimo. Esto significa que algunas partes del tramo tendrán niveles de servicio mayores que los puntos donde hay restricciones, aun cuando no necesariamente tan altos, que caigan en una clasificación diferente de nivel de servicio. Las variaciones entre subtramos adyacentes nunca deberán exceder un nivel.

Entre las situaciones comunes, las siguientes son las que requieren análisis y verificación: Incrementos repentinos en la demanda del tránsito (enlaces de entrada o zonas de entrecruzamiento); creación de conflictos intervehiculares dentro de la corriente del tránsito, por cambio en las condiciones del camino (reducción en el número de carriles de tránsito, enlaces de salida, pendientes, zonas de entrecruzamiento); variaciones en la naturaleza de la demanda del tránsito (variación en el porcentaje de camiones); influencias adversas por alineamiento restringido (curvas muy cerradas); y cambios obligatorios en las condiciones de circulación del tránsito (en intersecciones a nivel de vías rápidas).

El mayor problema, después de identificar un lugar con un nivel de servicio por abajo del adoptado, es el de ajustar las condiciones del proyecto, de tal manera que se proporcione al nivel de servicio deseado. Para tal ajuste, la primera consideración debe ser la de que los volúmenes de demanda nunca excedan los volúmenes de servicio correspondientes al nivel de servicio adoptado, si es que ese nivel debe conservarse en todo el tramo.

A) Ancho de carril y distancia a obstáculos laterales. En la tabla 6-D se indican los factores de ajuste que deben ser aplicados para corregir las restricciones causadas por el ancho de carril y la distancia a obstáculos laterales.

Es conveniente señalar que se ha observado que los conductores que usan regularmente una autopista, se ajustan rápidamente a la presencia de obstáculos laterales continuos como puede ser una defensa, lo que ocasiona que los factores de ajuste mostrados en la tabla 6-D, sean excesivos. Cuando se tienen elementos continuos específicamente diseñados para la seguridad del tránsito puede ser conveniente, a criterio, aplicar un ajuste menor.

B) Camiones, autobuses y pendientes. Debido a que los camiones y autobuses son más grandes que los vehículos ligeros, éstos ocupan mayor espacio; de ahí, que siempre deberá considerarse su influencia en los volúmenes de servicio de autopistas.

Desde el punto de vista del volumen de servicio y de la capacidad, el principal criterio para evaluar las pendientes, es su efecto en las características de operación de camiones y autobuses. El efecto que tienen los camiones en un tramo largo de autopista, es diferente del efecto sobre una pendiente específica dentro de ese tramo.

Distancia desde la orilla del carril al obstáculo (en m)	Factor de ajuste, W, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales							
	Obstáculos a un lado de un sentido de circulación				Obstáculos a ambos lados de un sentido de circulación			
	Carriles en metros				Carriles en metros			
	3 65	3.35	3.05	2.75	3.65	3.35	3.05	2.75
Carretera dividida de 4 carriles								
1.80	1.00	0.97	0.91	0.81	1.00	0.97	0.91	0.81
1.20	0.99	0.96	0.90	0.80	0.98	0.95	0.89	0.79
0.60	0.97	0.94	0.88	0 79	0.94	0.91	0.86	0.76
0.00	0.90	0.87	0.82	0 73	0.81	0.79	0.74	0.66
Carretera dividida de 6 y 8 carriles								
1.80	1.00	0.96	0.89	0.78	1.00	0 96	0.89	0.78
1.20	0.99	0.95	0 88	0.77	0.98	0.94	0.87	0.77
0.60	0 97	0.93	0 87	0.76	0 96	0 92	0 85	0.75
0.00	0.94	0 91	0.85	0.74	0 91	0.87	0.81	0.70

TABLA 6-D. EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS CON CIRCULACION CONTINUA

La tabla 6-E presenta valores medios de la equivalencia de vehiculos ligeros por camión en tramos largos de autopistas y vías rápidas para varias condiciones del terreno. Estas se aplican a todos los niveles de servicio, excepto al nivel A, para el cual no son factibles los valores medios. En la misma tabla, se dan las equivalencias aproximadas para autobuses, en aquellos casos donde su volumen es importante.

Estas equivalencias pueden usarse en los análisis de tramos largos de autopistas, que incluyen pendientes y subtramos a nivel, y no deben usarse para los análisis detallados de pendientes específicas.

NIVEL DE SERVICIO		EQUIVALENTE, PARA:		
		TERRENO PLANO	TERRENO EN LOMERIO	TERRENO MONTAÑOSO
A		Muy variable; a este nivel uno ó más camiones tienen prácticamente la misma influencia sobre el volumen de servicio. Para el análisis, úsense las equivalencias indicadas para los niveles B hasta E.		
B hasta E	E_T Para camiones	2	4	8
	E_B Para autobuses*	1.6	3	5

*- En la mayoría de los análisis no se consideran por separado; aplíquese únicamente cuando el volumen de autobuses sea importante.

TABLA 6-E. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION Y POR AUTOBUS PARA TRAMOS LARGOS DE AUTOPISTAS, VIAS RAPIDAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES

Para el análisis de pendientes específicas sostenidas en autopistas, en la tabla 6-F se indican las equivalencias de vehículos ligeros, las cuales representan el grado en que la capacidad y los volúmenes de servicio pueden ser afectados desfavorablemente.

La eficiencia relativamente buena de los autobuses en la mayoría de las pendientes, conduce a usar una equivalencia general de 1.6. Sin embargo, cuando la pendiente es larga y pronunciada y los volúmenes de autobuses son fuertes, puede ser deseable hacer consideraciones especiales. Para estos casos, en la tabla 6-G se indican las equivalencias de vehículos ligeros por autobús.

PENDIENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (KM)	EQUIVALENCIA EN VEHICULOS LIGEROS, E_T									
		Niveles de servicio entre A y C para:					Niveles de servicio D y E para:				
		3% CAMIONES	5% CAMIONES	10% CAMIONES	15% CAMIONES	20% CAMIONES	3% CAMIONES	5% CAMIONES	10% CAMIONES	15% CAMIONES	20% CAMIONES
0-1	TODAS	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
2	0.4-0.8	5	4	4	3	3	5	4	4	3	3
	1.2-1.6	7	5	5	4	4	7	5	5	4	4
	2.4-3.2	7	6	6	6	6	7	6	6	6	6
	4.8-6.4	7	7	8	8	8	7	7	8	8	8
3	0.4	10	8	5	4	3	10	8	5	4	3
	0.8	10	8	5	4	4	10	8	5	4	4
	1.2	10	8	6	5	5	10	8	5	4	5
	1.6	10	8	6	5	6	10	8	6	5	6
	2.4	10	9	7	7	7	10	8	7	7	7
	3.2	10	9	8	8	8	10	9	8	8	8
	4.8	10	10	10	10	10	10	10	10	10	10
	6.4	10	10	11	11	11	10	10	11	11	11
4	0.4	12	9	5	4	3	13	9	5	4	3
	0.8	12	9	5	5	5	13	9	5	5	5
	1.2	12	9	7	7	7	13	9	7	7	7
	1.6	12	10	8	8	8	13	10	8	8	8
	2.4	12	11	10	10	10	13	11	10	10	10
	3.2	12	11	1	11	11	13	12	11	11	11
	4.8	12	12	13	13	13	13	13	14	14	14
	6.4	12	13	15	15	14	13	14	16	16	15
5	0.4	13	10	6	4	3	14	10	6	4	3
	0.8	13	11	7	7	7	14	11	7	7	7
	1.2	13	11	9	8	8	14	11	9	8	8
	1.6	13	12	10	10	10	14	13	10	10	10
	2.4	13	13	12	12	12	14	14	13	13	13
	3.2	13	14	14	14	14	14	15	15	15	15
	4.8	13	15	16	16	15	14	17	17	17	17
	6 4	15	17	19	19	17	16	19	22	21	19
6	0.4	14	10	6	4	3	15	10	6	4	3
	0.8	14	11	8	8	8	15	11	8	8	8
	1.2	14	12	10	10	10	15	12	10	10	10
	1.6	14	13	12	12	11	15	14	13	13	11
	2.4	14	14	14	14	13	15	16	15	15	14
	3.2	14	15	16	16	15	15	18	18	18	16
	4.8	14	16	18	18	17	15	20	20	20	19
	6.4	19	19	20	20	20	20	23	23	23	23

TABLA 6-F. EQUIVALENCIAS DE VEHICULOS LIGEROS POR CAMION, PARA SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE AUTOPISTAS, VIAS RAPIDAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES

PENDIENTE (%)	EQUIVALENCIA EN VEHICULOS LIGEROS[a] E_B	
	Niveles de servicio A, B y C	Niveles de servicio D y E
0-4[b]	1.6	1.6
5[c]	4	2
6[c]	7	4
7[c]	12	10

a - Para todos los porcentajes de autobuses

b - Todas las longitudes

c - Sólo cuando la longitud de las pendientes sea mayor de 800 m

TABLA 6-G. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR AUTOBUS EN SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE AUTOPISTAS, VIAS RAPIDAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES

En aplicaciones prácticas, las equivalencias por camiones y autobuses de las tablas 6-E, 6-F y 6-G no se usan directamente, sino que son empleadas para elegir el factor de ajuste por camiones apropiado, el cual se obtiene de la tabla 6-H; esta tabla considera la equivalencia de vehículos ligeros y el porcentaje de camiones y autobuses en la corriente del tránsito.

C) Zonas de entrecruzamiento. Usualmente, en una autopista cualquier zona de entrecruzamiento representa un punto crítico que debe analizarse, para determinar su efecto en el tramo de carretera considerado. Aun cuando el flujo de tránsito pueda mantenerse sin interrupciones, las características de la operación en el camino arriba y abajo de la corriente de tránsito, pueden verse afectadas grandemente por condiciones de operación desfavorables en zonas de entrecruzamiento. De lo anterior se desprende que es importante que el proyecto de la zona de entrecruzamiento sea tal, que pueda mantenerse el nivel de servicio adoptado en todos los puntos; esto no significa que exista la misma velocidad en todo el camino.

En el inciso 6-9 se tratará el procedimiento que debe seguirse para el cálculo de volúmenes de servicio y capacidades en zonas de entrecruzamiento.

D) Enlaces. El volumen de tránsito en una autopista o vía rápida cambia en cada enlace de entrada y salida, con las correspondientes variaciones en las condiciones de operación del camino. Debido a que es imposible proyectar un camino en el que los volúmenes de demanda permanezcan constantes, los puntos más críticos por analizar serán aquellos donde los volúmenes son máximos, incluyendo un punto precisamente después de un enlace de entrada y un punto antes de un enlace de salida.

VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES: E_T ó E_B	FACTOR DE AJUSTE[b] POR CAMIONES T_C ó T_L (B_C ó B_L POR AUTOBUSES[c])																						
	PORCENTAJE DE CAMIONES, P_T (ó DE AUTOBUSES, P_B) de:																						
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	25	30	35	40	45	50	55	60
2	0.99	0.98	0.97	0.96	0.95	0.94	0.93	0.93	0.92	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69	0.67	0.65	0.63
3	0.98	0.96	0.94	0.93	0.91	0.89	0.88	0.86	0.85	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.71	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.48	0.45
4	0.97	0.94	0.92	0.89	0.87	0.85	0.83	0.81	0.79	0.77	0.74	0.70	0.68	0.65	0.63	0.57	0.53	0.49	0.45	0.43	0.40	0.38	0.36
5	0.96	0.93	0.89	0.86	0.83	0.81	0.78	0.76	0.74	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58	0.56	0.50	0.45	0.42	0.38	0.36	0.33	0.31	0.29
6	0.95	0.91	0.87	0.83	0.80	0.77	0.74	0.71	0.69	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.44	0.40	0.36	0.33	0.31	0.29	0.27	0.25
7	0.94	0.89	0.85	0.81	0.77	0.74	0.70	0.68	0.65	0.63	0.58	0.54	0.51	0.48	0.45	0.40	0.36	0.32	0.29	0.27	0.25	0.23	0.22
8	0.93	0.88	0.83	0.78	0.74	0.70	0.67	0.64	0.61	0.59	0.54	0.51	0.47	0.44	0.42	0.36	0.32	0.29	0.26	0.24	0.22	0.21	0.19
9	0.93	0.86	0.81	0.76	0.71	0.68	0.64	0.61	0.58	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38	0.33	0.29	0.26	0.24	0.22	0.20	0.19	0.17
10	0.92	0.85	0.79	0.74	0.69	0.65	0.61	0.58	0.55	0.53	0.48	0.44	0.41	0.38	0.36	0.31	0.27	0.24	0.22	0.20	0.18	0.17	0.16
11	0.91	0.83	0.77	0.71	0.67	0.63	0.59	0.56	0.53	0.50	0.45	0.42	0.38	0.36	0.33	0.29	0.25	0.22	0.20	0.18	0.17	0.15	0.14
12	0.90	0.82	0.75	0.69	0.65	0.60	0.57	0.53	0.50	0.48	0.43	0.39	0.36	0.34	0.31	0.27	0.23	0.21	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13
13	0.89	0.81	0.74	0.68	0.63	0.58	0.54	0.51	0.48	0.45	0.41	0.37	0.34	0.32	0.29	0.25	0.22	0.19	0.17	0.16	0.14	0.13	0.12
14	0.88	0.79	0.72	0.66	0.61	0.56	0.52	0.49	0.46	0.43	0.39	0.35	0.32	0.30	0.28	0.24	0.20	0.18	0.16	0.15	0.13	0.12	0.11
15	0.88	0.78	0.70	0.64	0.59	0.54	0.51	0.47	0.44	0.42	0.37	0.34	0.31	0.28	0.26	0.22	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.11	0.11
16	0.87	0.77	0.69	0.63	0.57	0.53	0.49	0.45	0.43	0.40	0.36	0.32	0.29	0.27	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10
17	0.86	0.76	0.68	0.61	0.56	0.51	0.47	0.44	0.41	0.38	0.34	0.31	0.28	0.26	0.24	0.20	0.17	0.15	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09
18	0.85	0.75	0.66	0.60	0.54	0.49	0.46	0.42	0.40	0.37	0.33	0.30	0.27	0.25	0.23	0.19	0.16	0.14	0.13	0.12	0.11	0.10	0.09
19	0.85	0.74	0.65	0.58	0.53	0.48	0.44	0.41	0.38	0.36	0.32	0.28	0.26	0.24	0.22	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08
20	0.84	0.72	0.64	0.57	0.51	0.47	0.42	0.40	0.37	0.34	0.30	0.27	0.25	0.23	0.21	0.17	0.15	0.13	0.12	0.10	0.10	0.09	0.08
22	0.83	0.70	0.61	0.54	0.49	0.44	0.40	0.37	0.35	0.32	0.28	0.25	0.23	0.21	0.19	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07
24	0.81	0.68	0.59	0.52	0.47	0.42	0.38	0.35	0.33	0.30	0.27	0.24	0.21	0.19	0.16	0.15	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.07
26	0.80	0.67	0.57	0.50	0.44	0.40	0.36	0.33	0.31	0.29	0.25	0.22	0.20	0.18	0.17	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.07	0.06
28	0.79	0.65	0.55	0.48	0.43	0.38	0.35	0.32	0.29	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	0.13	0.11	0.10	0.08	0.08	0.07	0.06	0.06
30	0.78	0.63	0.53	0.46	0.41	0.36	0.33	0.30	0.28	0.26	0.22	0.20	0.18	0.16	0.15	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05
35	0.75	0.60	0.49	0.42	0.37	0.33	0.30	0.27	0.25	0.23	0.20	0.17	0.16	0.14	0.13	0.11	0.09	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05	0.05
40	0.72	0.56	0.46	0.39	0.34	0.30	0.27	0.24	0.22	0.20	0.18	0.15	0.14	0.12	0.11	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04
45	0.69	0.53	0.43	0.36	0.31	0.27	0.25	0.22	0.20	0.19	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.07	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04	0.04
50	0.67	0.51	0.40	0.34	0.29	0.25	0.23	0.20	0.18	0.17	0.15	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.06	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	
55	0.65	0.48	0.38	0.32	0.27	0.24	0.21	0.19	0.17	0.16	0.13	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.05	0.04	0.04	0.04	0.03	0.03	
60	0.63	0.46	0.36	0.30	0.25	0.22	0.19	0.17	0.16	0.15	0.12	0.11	0.10	0.09	0.08	0.06	0.05	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03
65	0.61	0.44	0.34	0.28	0.24	0.21	0.18	0.16	0.15	0.14	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03
70	0.59	0.42	0.33	0.27	0.22	0.19	0.17	0.15	0.14	0.13	0.11	0.09	0.08	0.07	0.07	0.05	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.02
75	0.57	0.40	0.31	0.25	0.21	0.18	0.16	0.14	0.13	0.12	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02
80	0.56	0.39	0.30	0.24	0.20	0.17	0.15	0.14	0.12	0.11	0.10	0.08	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	0.03	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02
90	0.53	0.36	0.27	0.22	0.18	0.16	0.14	0.12	0.11	0.10	0.09	0.07	0.07	0.06	0.05	0.04	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02
100	0.50	0.34	0.25	0.20	0.17	0.14	0.13	0.11	0.10	0.09	0.08	0.07	0.06	0.06	0.05	0.04	0.03	0.03	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02

a.- De las tablas 7-E ó 7-F y 7-G

b - Calculados con la fórmula $100/(100-P_T+E_TP_T)$ ó bién $1/(100-P_B+E_BP_B)$ Apliquese esta fórmula para otros porcentajes

c - Cuando la proporción de autobuses sea importante, úsese una equivalencia para camiones y otra para autobuses obteniendo factores de ajuste independientes.

TABLA 6-H. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES Y AUTOBUSES EN AUTOPISTAS, CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES Y CARRETERAS DE DOS CARRILES

Las condiciones de operación de los enlaces de entrada y salida, serán analizados con mayor detalle en el inciso 6.10 de este capitulo.

E) Interrupciones del tránsito (intersecciones a nivel). Las intersecciones a nivel, por la misma categoria del proyecto, son inadmisibles en autopistas donde los accesos deben ser totalmente controlados; sin embargo. bajo ciertas condiciones pueden admitirse en algunas vías rápidas, y es esta caracteristica la que diferencia fundamentalmente a las autopistas de las vias rápidas. El análisis de capacidad en los accesos de intersecciones controladas con semáforos será discutido en el inciso 6.11 de este capítulo.

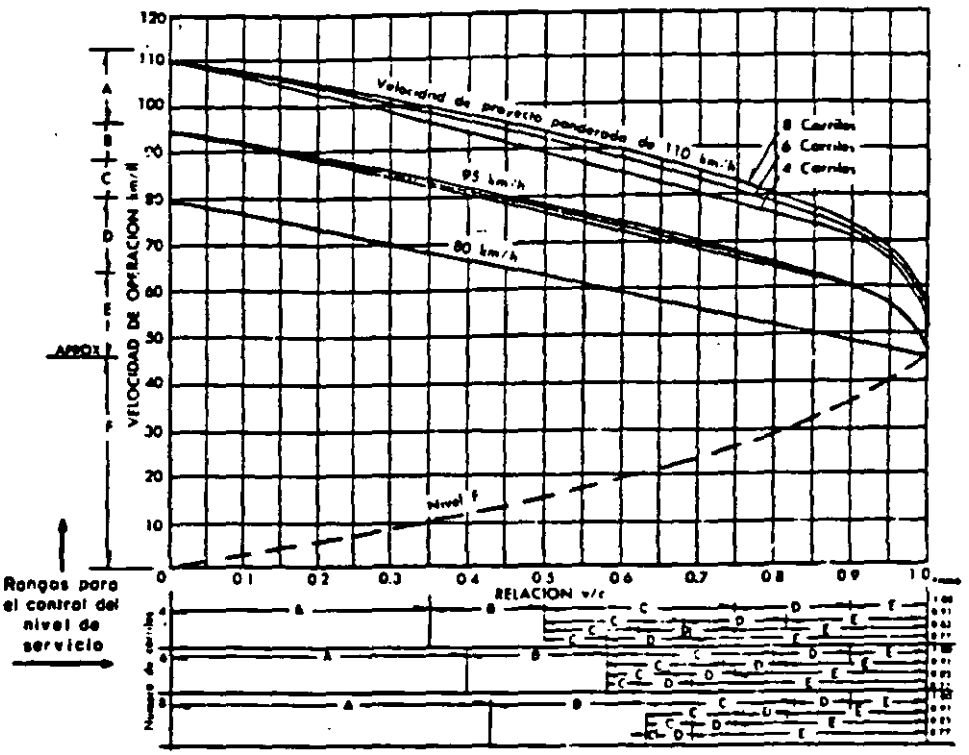


FIGURA 6.20. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, EN AUTOPISTAS Y VIAS RAPIDAS, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

6.6.2 Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio

El primer paso a dar, dentro del procedimiento general para cualquier tipo de camino, consiste en dividir el camino en estudio en subtramos que presenten condiciones razonablemente uniformes, desde el punto de vista de la capacidad. Generalmente en el caso de autopistas modernas esta división no es necesaria, puesto que estos caminos están proyectados con altas especificaciones en tramos relativamente largos, especialmente en áreas rurales. El análisis por subtramos será necesario sólo cuando se presente un enlace, una zona de entrecruzamiento, una pendiente significativa o alguna otra característica especial del camino.

Como ya se mencionó con anterioridad, la velocidad de operación y la relación volumen de demanda-capacidad (relación *v/c)* son las medidas básicas usadas para determinar el nivel de servicio en autopistas y vías rápidas. Las limitaciones que definen los diferentes niveles de servicio, están resumidas en la tabla 6-C, la cual sirve de base para la mayoría de los cálculos.

La Figura 6.20 presenta gráficamente estas relaciones básicas; aunque esta figura es similar en apariencia al esquema de velocidad de operación-volumen de la Figura 6.10-C, el volumen en el eje de las abscisas está substituido por la relación volumen de servicio o de demanda-capacidad. De ahí, que puede ser aplicada a cualquier autopista o vía rápida con cualquier número de carriles, pudiendo determinarse la capacidad, independientemente de que las condiciones asociadas sean o no ideales. Ocasionalmente,

aquellos problemas que involucren interpolación pueden ser manejados mejor con la figura que con la tabla 6-C.

La determinación de la capacidad en autopistas con condiciones por abajo de las ideales, requiere de la simple aplicación de uno o más de los factores de ajuste al valor básico (bajo condiciones ideales) de 2 000 vehículos ligeros por carril por hora, multiplicado por el número de carriles (valor tabulado para el nivel E en la tabla 6-C). El cálculo de volúmenes de servicio requiere además, del uso de las relaciones velocidad de operación-relación v/c, de la tabla 6-C.

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes. La fórmula básica para calcular la capacidad en caminos con circulación continua, donde no hay elementos que restrinjan la circulación, tales como enlaces, entrecruzamientos o semáforos, es:

Capacidad

$$c = 2\,000\, N \frac{v}{c} W\, T_e$$

en la cual:

c = Capacidad (tránsito mixto en vehiculos por hora en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad (para este caso $\frac{v}{c} = 1$).

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 6-D.

T_e = Factor de ajuste a la capacidad, por vehiculos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 6-E en combinación con la tabla 6-H.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 6-F en combinación con la tabla 6-H.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_e), obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-G.

B) Cálculo del volumen de servicio. El procedimiento es similar al descrito previamente para la capacidad, pero en este caso la relación v/c debe aplicarse para el nivel de servicio deseado y el factor de ajuste por camiones debe ser el correspondiente al nivel de servicio, en lugar del utilizado para la capacidad. Cuando no se dispone del alineamiento ideal, o sea que la velocidad de proyecto es inferior a 110 km h, debe usarse la relación v/c indicada en la tabla 6-C para la velocidad de proyecto ponderada correspondiente, lo cual asegurará un resultado que mantendrá la velocidad

de operación, dentro del nivel de servicio considerado. La relación v/c también se puede obtener de la Figura 6.20, entrando con la velocidad de operación correspondiente al nivel de servicio deseado, e intersectando la curva de la velocidad de proyecto ponderada. En los niveles de servicio C y D, la elección de la relación v/c involucra la consideración del factor de la hora de máxima demanda como multiplicador.

$$VS = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W\,T_L$$

en la cual:

VS = Volumen de servicio (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad, obtenida de la tabla 6-C (o Figura 6.20).

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 6-D.

T_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 6-E en combinación con la tabla 6-H.

Para subtramos específicos: úsese la tabla 6-F en combinación con la tabla 6-H.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_e), obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-G.

C) Determinación de niveles de servicio. La determinación del nivel de servicio que proporciona una autopista o vía rápida existente o propuesta, al acomodar un volumen de demanda dado, bajo condiciones de circulación continua, es a menudo el problema que se presenta. Esto puede hacerse directamente examinando la tabla 6-C, si se conocen la velocidad de operación, el volumen de demanda, el factor de la hora de máxima demanda y la velocidad de proyecto ponderada. El resultado será aproximado si se desprecia la influencia de los vehículos pesados. Sin embargo, un cálculo preciso en el que se consideren los vehículos pesados y las características de la hora de máxima demanda, involucra complicaciones que hacen inevitable una solución por tanteos. Un procedimiento de análisis puede ser el siguiente:

1. Supóngase un nivel de servicio a criterio, tomando en cuenta las características del camino y del tránsito.

2. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto, siguiendo el procedimiento indicado para cálculo de volúmenes de servicio.

3. Compárese el volumen de servicio obtenido con el volumen de demanda en el camino. Dos tanteos como máximo, permitirán conocer en qué rango de volúmenes de servicio cae el volumen de demanda y por consiguiente, conocer el nivel de servicio buscado.

6.6.3 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Autopista de 8 carriles, 4 en cada sentido.

Carriles de 3.65 m, acotamientos de 1.80 m o más y distancia libre lateral a la barrera central de 0.60 m.

Terreno en lomerío.

Camiones 6%; autobuses despreciable.

Los alineamientos horizontal y vertical restringen la velocidad de proyecto ponderada a 80 km/h.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.91.

B. Determínese:

1. Volúmenes de servicio para los niveles de servicio B y D.

2. Volúmenes de servicio para los niveles B y D para las condiciones dadas, si los alineamientos permiten una velocidad de proyecto ponderada de 95 km/h.

C. Solución:

1. Volúmenes de servicio para los niveles B y D (velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h).

a) En la tabla 6-C se observa que el nivel de servicio B no puede alcanzarse, debido a que la velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h no permite alcanzar la velocidad de operación de 90 km/h, correspondiente al nivel de servicio B.

b) Volumen de servicio para el nivel D:

$$VS_D = 2\,000\, N \frac{v}{c} W\, T_L$$

$N = 4$ carriles

$\frac{v}{c} = 0.45 \times FHMD$ (tabla 6-C)

$W = 0.98$ (en la tabla 6-D se encontró un valor de 0.97 considerando un obstáculo a 0.60 m a un lado de un sentido de circulación. Como el obstáculo es continuo a todo lo largo del camino, este valor se incrementó a 0.98)

$T_L = 0.85$ (tabla 6-E en combinación con la tabla 6-H)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,000 \times 4\ (0.45 \times 0.91) \times 0.98 \times 0.85$$
$$VS_D = 2\,729 \text{ vph}$$

2. Volumen de servicio para los niveles B y D (velocidad de proyecto ponderada de 95 km/h).

a) Volumen de servicio para el nivel B.

$$VS_B = 2\,000\ N \frac{v}{c} W T_L$$

N, W, T_L son los mismos valores (solución 1*b*)

$$\frac{v}{c} = 0.25 \text{ (de la tabla 6-C)}$$

Substituyendo:

$$VS_B = 2\,000 \times 4 \times 0.25 \times 0.98 \times 0.85$$
$$VS_B = 1\,666 \text{ vph}$$

b) Volumen de servicio para el nivel D.

$$VS_D = 2\,000\ N\ \frac{v}{c} W\ T_L$$

N, W, T_L son los mismos valores anteriores

$$\frac{v}{c} = 0.80\ FHMD \text{ (de la tabla 6-C)}$$

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,000 \times 4 \times (0.80 \times 0.91) \times 0.98 \times 0.85$$
$$VS_D = 4\,851 \text{ vph.}$$

Ejemplo 2.

A. Datos:

Autopista de 6 carriles, 3 en cada sentido.
Carriles de 3.65 m, acotamientos de 3.00 m y distancias a obstáculos laterales mayores de 1.80 m.
Pendiente longitud del 4% en 2.4 km.
Alineamiento para una velocidad de proyecto ponderada de 110 km/h.
Camiones 18%.
Autobuses 10%.
Factor de la hora de máxima demanda = 0.77.
Para el año actual, existe un volumen de demanda de 1 100 vph en un sentido.
Para dentro de quince años, se estima un volumen de demanda de 2 150 vph.

B. Determínese:

1. Si el tramo opera actualmente a un nivel de servicio C, con las características geométricas y el volumen de demanda indicado.

2. Si el tramo operará dentro de quince años a un nivel de servicio E (capacidad), sin modificar las características geométricas y con el volumen de demanda estimado para ese año.

C. Solución:

1. Revisión para el nivel de servicio C en las condiciones actuales.

$$VS_C = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W\,T_L\,B_L$$

$N = 3$ carriles.

$\frac{v}{c} = 0.80 \times FHMN$ (de la tabla 6-C).

$W = 1.0$ (de la tabla 6-D).

$E_T = 10$ (de la tabla 6-F).

$T_L = 0.38$ (de la tabla 6-H).

$E_B = 1.6$ (de la tabla 6-G).

$B_L = 0.94$ [de la fórmula $100/(100 - P_B + E_B P_B)$].

Substituyendo:

$$VS_C = 2{,}000 \times 3 \times (0.80 \times 0.77) \times 1.0 \times 0.38 \times 0.94$$

$VS_C = 1\,320$ vph.

Comparando con el volumen de demanda actual.

1 100 vph (volumen actual) $<$ 1 320 (VS_C).

Conclusión:

El tramo de la pendiente especifica de la autopista opera al nivel de servicio C, en la actualidad.

2. Revisión para el nivel de servicio E (capacidad) dentro de quince años.

$$VS_E = 2\,000\;N\,\frac{v}{c}\,W\;T_C\;B_C$$

N y W son los mismos valores que para la primera parte del problema; T_C y B_C son iguales a T_L y B_L

$\frac{v}{c} = 1.0$ al nivel de servicio E (capacidad)

Substituyendo:

$$VS_E = 2\,000 \times 3 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.38 \times 0.94$$

$$VS_E = 2\,143 \text{ vph.}$$

Comparado con el volumen de demanda dentro de quince años 2 150 vph (volumen futuro) $\doteq$ 2 143 vph (VS_E).

Conclusión:

El tramo de la pendiente especifica de la autopista operará a la capacidad dentro de quince años.

6.7 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES

La diferencia en la operación entre las autopistas y las vías rápidas con los caminos de carriles múltiples, se debe a la ausencia de la faja separadora central y del control de acceso. En efecto, cuando se tienen dos o más carriles en una dirección, a volúmenes intermedios, la eficiencia de las autopistas es mayor que la de los caminos con carriles múltiples, debido a que en estos últimos caminos, los vehículos que circulan por los carriles interiores se ven afectados por los vehículos que circulan en sentido contrario, además de las interferencias producidas por los vehículos que van a dar vuelta o vienen de la izquierda y a que los vehículos que circulan por los carriles exteriores se ven afectados en mayor proporción por el tránsito lento y por los obstáculos laterales a la derecha. Como consecuencia de lo anterior, para fines de análisis se considera que las velocidades de operación son más bajas en caminos de carriles múltiples que en las autopistas, lo cual produce diferencias en los límites de la relación v/c para ciertos niveles de servicio.

Las condiciones ideales para caminos de carriles múltiples son similares a las de las autopistas, incluyendo carriles de 3.65 m, distancias a obstáculos laterales mayores de 1.80 m, alineamientos para velocidad de proyecto de 110 km/h, y sin vehículos pesados en la corriente de tránsito. Las capacidades promedio por carril bajo estas condiciones son también de 2 000 vehículos ligeros por hora.

Bajo condiciones de volúmenes de servicio correspondientes a los niveles C y D, los factores de la hora de máxima demanda no se aplican en este tipo de caminos, por considerar que su influencia no se traduce en restricciones indebidas, demoras o probabilidad de interrupción del flujo de tránsito.

En la tabla 6-I se muestran las relaciones que existen entre los niveles de servicio, las velocidades de operación y las relaciones v/c en caminos de carriles múltiples, tanto para condiciones ideales como para el caso de alineamiento restringido (velocidad de proyecto ponderada menor de 110 km/h); en esta tabla se muestran también los volúmenes de servicio y la capacidad bajo condiciones ideales.

6.7.1 Elementos críticos que requieren consideración

Los valores máximos que se dan en la tabla 6-I, casi nunca pueden usarse directamente. Muchos caminos son incapaces de proporcionar el nivel A, y

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO		VOLUMEN DE SERVICIO - CAPACIDAD (v/c)			VOLUMEN DE SERVICIO MAXIMO BAJO CONDICIONES IDEALES, INCLUYENDO VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h (Total de vehículos ligeros por hora, en un sentido)		
	DESCRIPCION	VELOCIDAD DE OPERACION[a] (Km/h)	VALOR LIMITE[a] PARA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h	VALOR APROXIMADO PARA UNA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE: 95 km/h	80 km/h	CARRETERA DE 4 CARRILES (2 CARRILES POR SENTIDO)	CARRETERA DE 6 CARRILES (3 CARRILES POR SENTIDO)	CADA CARRIL ADICIONAL
A	FLUJO LIBRE	≥ 95	≤ 0.30	——b	——b	1200	1800	600
B	FLUJO ESTABLE (Velocidad superior del rango)	≥ 90	≤ 0.50	≤ 0.20	——b	2000	3000	1000
C	FLUJO ESTABLE	≥ 70	≤ 0.75	≤ 0.50	≤ 0.25	3000	4500	1500
D	APROXIMANDOSE AL FLUJO INESTABLE	≥ 55	≤ 0.90	≤ 0.85	≤ 0.70	3600	5400	1800
E[c]	FLUJO INESTABLE	50[d]	≤ 1.00			4000	6000	2000
F	FLUJO FORZADO	< 50[d]	NO SIGNIFICATIVO[e]			MUY VARIABLE (Desde cero hasta la capacidad)		

a.– La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; ambos límites deben satisfacerse en cualquier determinación del nivel

b.– La velocidad de operación requerida para este nivel no se alcanza aún a bajos volúmenes

c – Capacidad.

d – Aproximadamente.

e.– La relación volumen de demanda-capacidad puede exceder el valor de 1.00 indicando que hay sobrecarga.

TABLA 6-I. NIVELES DE SERVICIO Y VOLUMENES DE SERVICIO MAXIMOS PARA CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

aun el nivel B no se alcanza en buen número de ellos. En los procedimientos de cálculo que siguen, el efecto adverso del alineamiento está implícito en la restricción de la velocidad de proyecto ponderada, en tanto que las otras restricciones, se toman en cuenta a través de los factores de ajuste correspondientes.

Además de los elementos considerados por medio de factores de ajuste, existen otros a lo largo de caminos de carriles múltiples, los cuales pueden afectar desfavorablemente, cuando se desea proporcionar un servicio uniforme en todo el camino. Estos elementos incluyen zonas de entrecruzamiento, enlaces, intersecciones a nivel, desarrollo de actividades comerciales en la zona adyacente, y una variedad de interrupciones potenciales del tránsito.

A) Ancho del carril y distancia a obstáculos laterales. En la tabla 6-J se presentan los factores de ajuste combinados, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales. Normalmente, las restricciones laterales en este tipo de caminos, serán más críticas y más abruptas por naturaleza, que las que normalmente se encuentran en autopistas. Sin embargo, en caso de existir obstrucciones continuas, deberán considerarse las mismas precauciones que para el caso de autopistas. En la tabla 6-J los ajustes por obstáculos en el lado derecho consideran el efecto del tránsito en sentido contrario. Los ajustes por obstáculos en ambos lados deberán usarse únicamente cuando el camino no dividido, esté separado temporalmente en dos calzadas por obstáculos, tales como barreras centrales, elementos estruc-

DISTANCIA DESDE LA ORILLA DEL CARRIL AL OBSTACULO (m)	FACTOR DE AJUSTE[a], W POR ANCHO DE CARRIL Y DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES							
	Obstáculos en el lado derecho (Considerando que circula tránsito en sentido contrario del lado izquierdo)				Obstáculos a ambos lados de un sentido de circulación[b,c]			
	CARRILES EN METROS				CARRILES EN METROS			
	3.65	3.35	3.05	2.75	3.65	3.35	3.05	2.75
Carretera no dividida de 4 carriles								
1.80	1.00	0.95	0.89	0.77	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
1.20	0.98	0.94	0.88	0.76	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0.60	0.95	0.92	0.86	0.75	0.94	0.91	0.86	N.A.
0.00	0.88	0.85	0.80	0.70	0.81	0.79	0.74	0.66
Carretera no dividida de 6 y 8 carriles								
1.80	1.00	0.95	0.89	0.77	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
1.20	0.99	0.94	0.88	0.76	N.A.	N.A.	N.A.	N.A.
0.60	0.97	0.93	0.86	0.75	0.96	0.92	0.85	N.A.
0.00	0.94	0.90	0.83	0.72	0.91	0.87	0.81	0.70

a- Los mismos valores de ajuste para la capacidad y niveles de servicio

b- Su uso es apropiado sólo cuando el camino no dividido este separado temporalmente en dos calzadas, por obstáculos tales como barreras centrales, elementos estructurales de pasos a desnivel, más cercanos de lo que estaría el tránsito opuesto

c- N A = no aplicable, úsese el ajuste para obstáculos en el lado derecho

TABLA 6-J. EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES CON CIRCULACION CONTINUA

turales de pasos a desnivel y obstrucciones similares, más cercanos que lo que podría estar el tránsito en sentido contrario.

B) Camiones, autobuses y pendientes. Aun cuando probablemente existan diferencias pequeñas entre el efecto específico sobre autopistas y el efecto sobre carreteras de carriles múltiples, el resultado de las investigaciones disponibles no justifica tomar en cuenta tales refinamientos; es decir, que la tabla 6-H de factores de ajuste utilizados para autopistas, son aplicables en el caso de caminos de carriles múltiples.

C) Zonas de entrecruzamiento. Aun cuando las zonas de entrecruzamiento están por lo común asociadas al proyecto de autopistas, existen muchos casos en donde se utilizan zonas de entrecruzamiento en caminos sin control de acceso, o donde ocurre el entrecruzamiento aun sin haber sido proyectado. En el caso de zonas de entrecruzamiento en las glorietas, el análisis puede hacerse siguiendo los procedimientos indicados en el inciso 6.9 de este capítulo; sin embargo, otros casos como son los entrecruzamientos formados por el tránsito que entra y sale por calles transversales, requieren de especial consideración.

D) Enlaces. En el inciso 6.10 se trata lo relativo al análisis de las condiciones de operación en los enlaces; sin embargo, los procedimientos descritos son aplicables principalmente a los enlaces utilizados en autopistas de accesos controlados.

E) Interrupciones del tránsito. Por definición todos los caminos, excepto las autopistas, están sujetas a interrupciones, aun cuando la magnitud de éstas puede variar ampliamente.

Las interrupciones fijas del tránsito en el camino incluyen las intersecciones controladas con semáforos, señales de alto, cruces a nivel de ferrocarril, y otras interrupciones semejantes. Aun en condiciones de flujo libre se requiere que todos los vehículos se detengan ante una señal de alto y muchos otros tendrán que detenerse con las otras interrupciones. Estas interrupciones o disminución de velocidad, crean condiciones de operación diferentes. A lo largo del camino otros muchos elementos, tales como el desarrollo de actividades comerciales, pueden producir interferencias adicionales.

De las interrupciones anteriores, la ocasionada por el control de semáforos es la única para la cual se proporcionan los procedimientos de análisis, para hacer una evaluación cuantitativa de su efecto en la capacidad y en los niveles de servicio del camino. En cuanto al resto de las interrupciones, no se dispone hasta el momento de investigación suficiente, como para definir numéricamente su efecto en la calidad de la operación en el camino.

6.7.2 Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio

Los procedimientos generales tratados en el inciso 6.6 correspondiente a autopistas, son igualmente aplicables a la mayoría de los caminos. De manera similar, el procedimiento consiste en determinar las capacidades, volúmenes de servicio y niveles de servicio, de subtramos específicos, analizando después tramos de mayor longitud, formados por la combinación de varios subtramos.

Como en el caso de autopistas, la velocidad de operación y la relación volumen de demanda o de servicio-capacidad (relación v/c) son las medidas

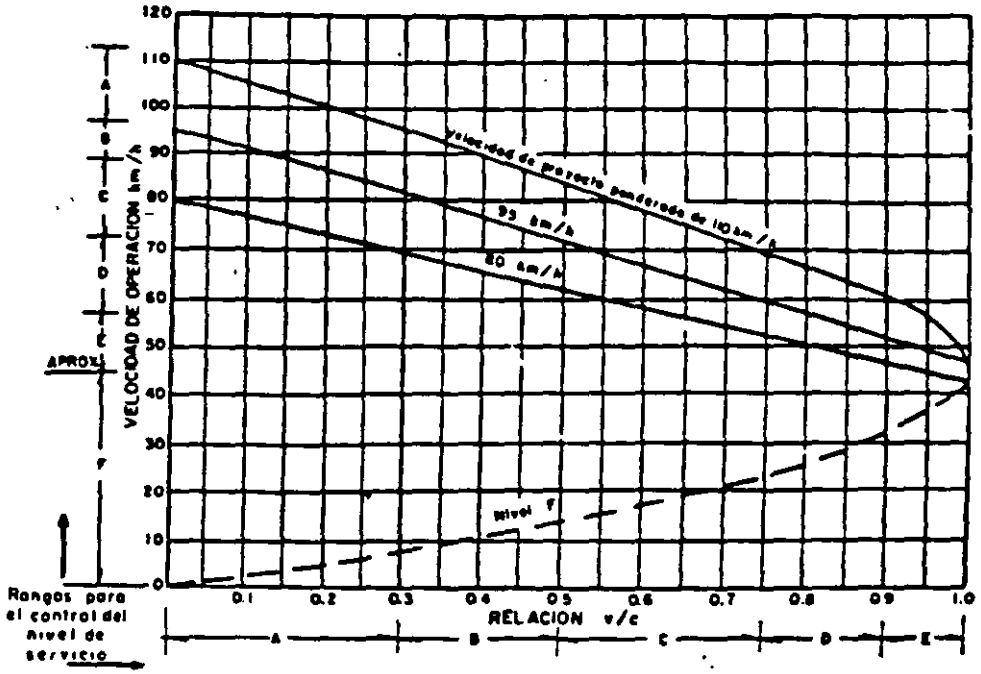


FIGURA 6.21. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, EN CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

básicas utilizadas para identificar los niveles de servicio, en caminos de carriles múltiples. En la tabla 6-I se indican estos valores, en tanto que en la Figura 6.21 se muestran gráficamente estas mismas relaciones. Esta figura es de gran utilidad en problemas donde se requiere interpolación o cuando es necesario un análisis visual rápido, o una verificación de resultados.

Los procedimientos para la determinación de la capacidad, el volumen de servicio y el nivel de servicio, son idénticos a los utilizados en autopistas.

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes. El cálculo se hace empleando la fórmula básica para circulación continua.

$$\text{Capacidad } c = 2\,000 \frac{v}{c} W\, T_C$$

En la cual:

c = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora en un sentido).

N = Número de carriles (en un sentido).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad (para este caso $\frac{v}{c} = 1$).

W = Factor de ajuste por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido en la tabla 6-J.

T_C = Factor de ajuste a la capacidad, por vehículos pesados.

Para tramos largos: Usese la tabla 6-E en combinación con la tabla 6-H.
Para subtramos específicos: Usese la tabla 6-F en combinación con la tabla 6-H.
Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses B_C obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-G.

B) Determinación de niveles de servicio. Los mismos pasos sugeridos para la determinación del nivel de servicio en autopistas indicado en el inciso 6.6, pueden seguirse en el caso de carreteras de carriles múltiples, a saber:

1. Supóngase un nivel de servicio a criterio, tomando en cuenta las características del camino y del tránsito.
2. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto, siguiendo el procedimiento indicado para el cálculo de volúmenes de servicio.
3. Compárese el volumen de servicio obtenido, con el volumen de demanda en el camino. Dos tanteos como máximo permitirán conocer en qué rango de volúmenes de servicio cae el volumen de demanda y, por consiguiente, conocer el nivel de servicio buscado.

6.7.3 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Carretera de 4 carriles, 2 en cada sentido.
Carriles de 3.65 m.
Arboles a una distancia de 1.20 m de la orilla de la calzada.
Pendiente longitudinal del 3% en 1.6 km.
Camiones 7%; autobuses, despreciable.
Alineamiento para una velocidad de proyecto ponderada de 95 km.
Volumen de demanda 540 vph.

B. Determínese:

1. El nivel de servicio para el volumen de demanda indicado en los datos.
2. El volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio E (capacidad).

C. Solución:

1. Se supone como primer tanteo, un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2\,000\, N \frac{v}{c} W\, T_L$$

$N = 2$ carriles.

$\frac{v}{c} = 0.50$ (de la tabla 6-I).

$W = 0.98$ (de la tabla 6-J).
$E_T = 7$ (de la tabla 6-F).
$T_L = 0.70$ (de la tabla 6-H).

Substituyendo:

$$VS_C = 2\,000 \times 2 \times 0.50 \times 0.98 \times 0.70$$
$$VS_C = 1\,372 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda:

540 vph $<$ 1 372 (VS_C).

Como la diferencia entre el volumen de servicio para el nivel C y el volumen de demanda, es grande, se supone para un segundo tanteo un nivel de servicio B.

$$VS_B = 2\,000\, N \frac{v}{c} W\, T_L$$

N, W y T_L son los mismos valores que para el nivel C.

$\frac{v}{c} = 0.20$ (de la tabla 6-I).

Substituyendo:

$$VS_B = 2\,000 \times 2 \times 0.20 \times 0.98 \times 0.70$$
$$VS_B = 549 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda:

540 vph $\doteq$ 549 vph.

Conclusión:
El camino opera al nivel de servicio B.

2. Volumen de servicio E (capacidad):

$$VS_E = 2\,000\, N \frac{v}{c} W\, T_C$$

N y W son los mismos valores que para la primera parte del problema; T_C es igual a T_L.

$\frac{v}{c} = 1.0$ al nivel de servicio E (capacidad).

Substituyendo:

$$VS_E = 2\,000 \times 2 \times 1.0 \times 0.98 \times 0.70$$
$$VS_E = 2\,744 \text{ vph}$$

Ejemplo 2.

A. Datos:

En un tramo de camino de 4 carriles, 2 en cada sentido, se han determinado las capacidades de varios subtramos, conociéndose, además, los volúmenes de demanda y las velocidades de operación en cada uno de ellos. Las relaciones v/c, las velocidades de operación y las longitudes de cada subtramo, son las siguientes:

Subtramo	Tipo de terreno	Longitud (km)	$\frac{v}{c}$	Velocidad de operación
a	Plano en tangente	3	0.45	98
b	Sinuoso en lomerío	6	0.50	93
c	Montañoso	5	0.66	68
d	Sinuoso en lomerío	5	0.55	84
e	Lomerío en tangente	3	0.45	97

B. Determínese:

El nivel de servicio medio que proporciona todo el tramo.

C. Solución:

1. Promedio ponderado de la relación $\frac{v}{c}$

$$
\begin{array}{rrr}
0.45 \times & 3 = & 1.35 \\
0.50 \times & 6 = & 3.00 \\
0.66 \times & 5 = & 3.30 \\
0.55 \times & 5 = & 2.75 \\
0.45 \times & 3 = & 1.35 \\
\hline
 & 22 & 11.75
\end{array}
$$

Promedio ponderado de la relación $= \dfrac{11.75}{22} = 0.53$

$\frac{v}{c}$ para el nivel de servicio B = 0.50 (de la tabla 6-I)

$\frac{v}{c}$ para el nivel de servicio C = 0.75 (de la tabla 6-I)

Por la relación v/c, el valor queda dentro del rango correspondiente al nivel de servicio C, casi en el límite con el nivel B.

2. Promedio ponderado de la velocidad de operación.

98	×	3	= 294
93	×	6	= 558
68	×	5	= 340
84	×	5	= 420
97	×	3	= 291
		22	1 903

$$\text{Velocidad de operación ponderada} = \frac{1\,903}{22} = 87 \text{ km/h.}$$

Por velocidad de operación, el tramo queda dentro del rango correspondiente al nivel de servicio C (véase tabla 6-I).

Conclusión:

Como los promedios ponderados de la relación v/c y la velocidad de operación se mantienen dentro de los rangos del nivel de servicio C, pero muy cercano a los límites con el nivel de servicio B, se considera que el nivel de servicio medio que proporciona todo el tramo es muy cercano al B.

6.8 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES

Dos características básicas distinguen la operación del tránsito en caminos de dos carriles y la operación del tránsito en caminos de carriles múltiples: primera, la distribución del tránsito por sentidos en caminos de dos carriles, no tiene efecto prácticamente en las condiciones de operación a cualquier nivel de volúmenes de tránsito; por consiguiente, la capacidad y los volúmenes de servicio en caminos de dos carriles se expresan en total de vehículos por hora, independientemente de la distribución del tránsito por sentidos. Segunda, las maniobras de rebase se efectúan en el carril que normalmente ocupa el tránsito en sentido contrario.

Debido a que en caminos de este tipo, el volumen de tránsito asociado con la geometría del camino, establecen la distancia de visibilidad de rebase disponible, estos elementos tienen un efecto más marcado en las velocidades de operación, que en el caso de camino de carriles múltiples. De ahí que, siempre que se consideran volúmenes de servicio para caminos de dos carriles, debe considerarse también la distancia de visibilidad de rebase disponible (500 m o más).

En caminos de primer orden con circulación continua, un incremento en el volumen produce un efecto desfavorable, reduciendo las velocidades de operación aun a volúmenes bajos, y aun en el caso de que se disponga de suficiente distancia de visibilidad de rebase en todo el tramo. En caminos de segundo orden, este efecto es menos pronunciado, pero sólo porque las características propias del proyecto no permiten altas velocidades aun a volúmenes bajos.

La restricción en la distancia de visibilidad de rebase afecta a la operación en los caminos de dos carriles, de la manera siguiente:

A volúmenes iguales, un camino con distancia de visibilidad de rebase restringida, proporciona velocidades de operación menores de uno sin restricciones en el rebase; asimismo, para mantener las mismas velocidades de operación cuando el rebase está restringido, se requiere de volúmenes de servicio más bajos.

En caminos de dos carriles, el nivel de servicio se expresa de la misma manera que en los casos anteriores, es decir, en términos de la velocidad de operación y de la relación v/c. Para un nivel de servicio dado, las velocidades de operación se mantienen dentro del rango correspondiente a ese nivel, por lo que el efecto de las restricciones en la distancia de visibilidad de rebase, es el de disminuir el volumen de servicio correspondiente. El alineamiento cuando es menor que el ideal (velocidad de proyecto menor de 110 km/h), produce también el mismo efecto, además de restringir o eliminar totalmente la posibilidad de alcanzar niveles de servicio más altos.

En la tabla 6-K se indica la escala de características de operación, establecida para los diferentes niveles de servicio en caminos de dos carriles. Además de las velocidades de operación y de las relaciones volumen-capacidad para condiciones de alineamiento ideal, se incluyen también los valores de la influencia que sobre las relaciones v/c tiene la distancia de visibilidad de rebase (expresada como porcentaje de la longitud total del tramo, en que esta distancia es mayor de 500 m) y las velocidades de proyecto menores de 110 km/h.

6.8.1 Elementos críticos que requieren consideración

A) Ancho de carril y distancia a obstáculos laterales. En la tabla 6-L se dan los factores de ajuste que reflejan el efecto combinado que tienen las restricciones en el ancho de carril y los obstáculos laterales, sobre caminos de dos carriles.

B) Camiones, autobuses y pendientes. En la tabla 6-M se dan las equivalencias de vehículos ligeros por camión, aplicables a tramos largos de caminos de dos carriles para varias condiciones del terreno y del nivel de servicio; en esta tabla se incluyen también las equivalencias de vehículos ligeros por autobús, las cuales deberán usarse únicamente, cuando el porcentaje de éste tipo de vehículos en la corriente de tránsito, sea importante.

Los factores de ajuste para convertir volúmenes de demanda mixtos a vehículos ligeros equivalentes por hora, se obtienen entrando a la tabla 6-H con los equivalentes de la tabla 6-M y el porcentaje de camiones o autobuses en la corriente de tránsito.

Para el análisis de subtramos o pendientes específicos, el procedimiento es más selectivo, debiendo en tal caso usarse las tablas 6-N.1, 6-N.2 y 6-N.3, en las que se indican las equivalencias de vehículos ligeros por camión, a la capacidad y a los diferentes niveles de servicio, así como las pendientes y sus longitudes; los factores de ajuste se obtienen de la tabla 6-H, entrando con la equivalencia antes mencionada y con el porcentaje de camiones correspondiente.

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO		DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE >500mts (%)	VOLUMEN DE SERVICIO - CAPACIDAD						VOLUMEN DE SERVICIO MAXIMO BAJO CONDICIONES IDEALES, INCLUYENDO VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h (total de vehiculos ligeros por hora en ambas direcciones)
	DESCRIPCION	VELOCIDAD DE OPERACION[a] (Km/h)		VALOR LIMITE[b] PARA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 km/h	VALOR PARA UNA VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA[b] DE:					
					95 Km/h	80 Km/h	70 Km/h	65 Km/h	55 Km/h	
A	FLUJO LIBRE	≥ 95		≤	—	—	—	—	—	400
			100	0.20	—	—	—	—	—	
			80	0.18	—	—	—	—	—	
			60	0.15	—	—	—	—	—	
			40	0.12	—	—	—	—	—	
			20	0.08	—	—	—	—	—	
			0	0.04	—	—	—	—	—	
B	FLUJO ESTABLE (Velocidad superior del rango)	≥ 80		≤	≤	—	—	—	—	900
			100	0.45	0.40	—	—	—	—	
			80	0.42	0.35	—	—	—	—	
			60	0.38	0.30	—	—	—	—	
			40	0.34	0.24	—	—	—	—	
			20	0.30	0.18	—	—	—	—	
			0	0.24	0.12	—	—	—	—	
C	FLUJO ESTABLE	≥ 65		≤	≤	≤	≤	—	—	1400
			100	0.70	0.66	0.56	0.51	—	—	
			80	0.68	0.61	0.53	0.46	—	—	
			60	0.65	0.56	0.47	0.41	—	—	
			40	0.62	0.51	0.38	0.32	—	—	
			20	0.59	0.45	0.28	0.22	—	—	
			0	0.54	0.38	0.18	0.12	—	—	
D	FLUJO PROXIMO A L INESTABLE	≥ 55		≤	≤	≤	≤	≤	—	1700
			100	0.85	0.83	0.75	0.67	0.58	—	
			80	0.84	0.81	0.72	0.62	0.55	—	
			60	0.83	0.79	0.69	0.57	0.51	—	
			40	0.82	0.76	0.66	0.52	0.45	—	
			20	0.81	0.71	0.61	0.44	0.35	—	
			0	0.80	0.66	0.51	0.30	0.19	—	
E[c]	FLUJO INESTABLE	50[d]	NO ES APLICABLE[e]	≤1.00						2000
F	FLUJO FORZADO	<50[d]	NO ES APLICABLE[e]	NO SIGNIFICATIVO[f]						MUY VARIABLE (Desde cero hasta la capacidad)

a – La velocidad de operación y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; ambos límites deben satisfacerse en cualquier determinación del nivel.

b – Cuando el espacio está en blanco, la velocidad de operación requerida para este nivel es inalcanzable aún a volúmenes bajos.

c.– Capacidad.

d.– Aproximadamente

e – No hay rebase

f.– La relación volumen de demanda-capacidad puede exceder el valor de 1.00 indicando que hay sobrecarga.

TABLA 6-K. NIVELES DE SERVICIO Y VOLUMENES DE SERVICIO MAXIMOS PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES BAJO CONDICIONES DE FLUJO CONTINUO

DISTANCIA DESDE LA ORILLA DEL CARRIL AL OBSTACULO (m)	FACTORES DE AJUSTE[a] W_L Y W_c POR ANCHO DE CARRIL Y DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES															
	OBSTACULO EN UN SOLO LADO[b]								OBSTACULO EN AMBOS LADOS[b]							
	CARRILES EN METROS															
	3.65		3.35		3.05		2.75		3.65		3.35		3.05		2.75	
	NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL		NIVEL	
	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]	B	E[c]
1.80	1.00	1.00	0.86	0.88	0.77	0.81	0.70	0.76	1.00	1.00	0.86	0.88	0.77	0.81	0.70	0.76
1.20	0.96	0.97	0.83	0.85	0.74	0.79	0.68	0.74	0.92	0.94	0.79	0.83	0.71	0.76	0.65	0.71
0.60	0.91	0.93	0.78	0.81	0.70	0.75	0.64	0.70	0.81	0.85	0.70	0.75	0.63	0.69	0.57	0.65
0.00	0.85	0.88	0.73	0.77	0.66	0.71	0.60	0.66	0.70	0.76	0.60	0.67	0.54	0.62	0.49	0.58

a.- Factores de ajuste, W_c para el nivel "E" (Capacidad) y W_L para nivel "B"; interpolar para otros niveles.
b.- Incluye el efecto del tránsito en sentido contrario
c.- Capacidad

TABLA 6-L. EFECTO COMBINADO DEL ANCHO DE CARRIL Y DE LA DISTANCIA A OBSTACULOS LATERALES SOBRE LA CAPACIDAD Y LOS VOLUMENES DE SERVICIO EN CARRETERAS DE DOS CARRILES BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

EQUIVALENTE	NIVEL DE SERVICIO	EQUIVALENTE, PARA:		
		TERRENO PLANO	TERRENO EN LOMERIO	TERRENO MONTAÑOSO
E_T, PARA CAMIONES	A	3	4	7
	B y C	2.5	5	10
	D y E	2	5	12
E_B PARA AUTOBUSES[a]	Todos los Niveles	2	4	6

a.- Hacer consideraciones por separado no es requisito en la mayoría de los problemas; apliquese únicamente cuando el volumen de autobuses sea significativo.

TABLA 6-M. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION Y POR AUTOBUS EN TRAMOS LARGOS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

PENDIENTE[a] (%)	EQUIVALENCIA EN VEHICULOS LIGEROS,[b] E_B		
	Niveles de servicio A y B	Nivel de servicio C	Niveles de servicio D y E (capacidad)
0 - 4	2	2	2
5[c]	4	3	2
6[c]	7	6	4
7[c]	12	12	10

a.- Todas las longitudes
b.- Para todos los porcentajes de autobúses
c.- Solo cuando la longitud de las pendientes, sea mayor de 800 m

TABLA 6-O. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR AUTOBUS EN SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

PENDIENTE (%)	LONGITUD DE LA PENDIENTE (Km)	VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES (Para todos los Porcentajes de Camiones)								
		PESO POTENCIA = 90 kg/HP			PESO POTENCIA = 120 kg/HP			PESO POTENCIA = 180 kg/HP		
		NIVEL DE SERVICIO A Y B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D Y E	NIVEL DE SERVICIO A Y B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D Y E	NIVEL DE SERVICIO A Y B	NIVEL DE SERVICIO C	NIVEL DE SERVICIO D Y E
0 - 1	TODOS	2	2	2	2	2	2	2	2	2
1 - 2	TODOS	2	2	2	2	2	2			
2	0.400							6	4	2
	0.800							6	5	2
	1.200							8	7	2
	1.600							8	8	4
	2.400							9	9	6
	3.200							10	10	7
	4.800							11	11	8
	6.400							11	11	8
3	0.400	4	2	2	5	4	2	7	7	2
	0.800	4	2	2	6	5	2	11	11	8
	1.200	4	2	2	7	6	2	14	14	13
	1.600	5	3	2	8	7	3	16	16	15
	2.400	5	3	2	9	8	4	17	21	21
	3.200	5	3	2	10	9	5	18	22	22
	4.800	5	3	2	10	9	5	19	24	24
	6.400	5	3	2	10	9	5	19	24	24
4	0.400	6	4	2	7	6	2	11	11	8
	0.800	7	6	2	10	10	7	18	22	22
	1.200	7	7	2	12	12	10	22	28	29
	1.600	7	7	2	13	13	12	24	31	34
	2.400	8	8	3	14	14	14	25	34	37
	3.200	8	8	4	15	15	15	26	35	39
	4.800	8	8	5	16	16	16	27	36	40
	6.400	8	8	5	16	16	16	27	36	40
5	0.400	7	7	2	10	10	7	16	19	19
	0.800	10	10	7	15	17	17	26	35	39
	1.200	11	11	9	17	20	20	30	41	46
	1.600	12	12	10	18	23	23	32	45	50
	2.400	13	13	11	19	25	25	34	47	54
	3.200	13	13	12	20	26	26	34	47	54
	4.800	14	14	12	20	26	27	35	48	55
	6.400	14	14	12	20	26	28	35	48	55
6	0.400	10	10	7	15	17	16	24	31	34
	0.800	14	14	13	21	27	29	34	47	54
	1.200	15	16	15	23	30	32	39	54	64
	1.600	16	17	17	24	32	34	41	58	67
	2.400	17	18	18	25	34	36	44	60	72
	3.200	17	19	19	26	35	37	45	61	73
	4.800	18	20	21	26	35	38	46	62	74
	6.400	18	21	22	26	35	38	46	62	74
7	0.400	14	14	14	20	25	27	31	44	49
	0.800	18	23	23	27	38	42	44	61	74
	1.200	19	25	26	29	40	45	47	65	79
	1.600	20	26	27	30	42	47	49	68	83
	2.400	21	27	28	31	43	48	51	70	86
	3.200	22	28	29	32	44	49	51	71	87
	4.800	22	28	30	32	45	50	52	72	88
	6.400	22	28	30	32	45	50	52	72	88
8	0.400	18	22	22	25	34	37	41	58	67
	0.800	22	29	31	33	45	51	52	72	88
	1.200	24	32	34	35	49	55	57	77	97
	1.600	25	33	35	36	50	57	59	80	100
	2.400	25	34	36	37	51	58	61	84	104
	3.200	26	35	37	38	52	59	61	84	105
	4.800	26	35	38	38	52	60	62	85	106
	6.400	26	35	38	38	52	60	62	85	108

TABLA 6-N. VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES POR CAMION, PARA SUBTRAMOS O PENDIENTES ESPECIFICAS DE CARRETERAS DE DOS CARRILES

Cuando el porcentaje de autobuses sea importante, el factor de ajuste se obtendrá de la tabla 6-H, entrando con las equivalencias de la tabla 6-O.

C) Enlaces. Muchos de los enlaces en entronques tipo diamante, tienen extremos de entrada y salida que conectan con caminos secundarios de dos carriles. Estos extremos, cuando están controlados por semáforos, funcionan del mismo modo que las intersecciones de calles, debiendo por consiguiente, analizarse como intersecciones simples, siguiendo los procedimientos indicados en el inciso 6.11.

Cuando se presenten enlaces que conecten con caminos de dos carriles, el análisis deberá hacerse con los métodos que se dan en el inciso 6.10, correspondiente a vías de enlace. El hecho de que no puedan fijarse capacidades por carril en caminos de dos carriles, hará necesario que se hagan ciertas consideraciones, tomando en cuenta la distribución del tránsito por sentidos.

D) Interrupciones en el tránsito. Como en el caso de caminos de carriles múltiples, las interrupciones del tránsito tienen un efecto negativo en la operación de caminos de dos carriles y deben, por lo tanto, tomarse en consideración en el análisis. Una intersección aislada controlada con semáforos, podrá en muchos casos no afectar materialmente los niveles de servicio más altos, debido a que sólo unos cuantos vehículos tendrán que detenerse en la intersección y porque la capacidad de la intersección excederá considerablemente a los volúmenes de servicio asociados con dichos niveles. Cuando los volúmenes son más grandes, o las intersecciones están ubicadas muy cerca una de la otra, el efecto puede llegar a ser de importancia.

En caminos de dos carriles, las interrupciones del tránsito debidas a paradas momentáneas, descomposturas, accidentes y otras interrupciones semejantes, tienen un efecto mucho mayor en la operación que el que podrían tener incidentes similares en caminos de carriles múltiples, debido a que es mayor la probabilidad de un bloqueo completo de una de ambas direcciones de la corriente de tránsito. El efecto total de cualquiera de estas interrupciones, que son de breve duración y ocurren diariamente, está incluido en los valores que se han presentado para el análisis del nivel de servicio. Las consecuencias de un bloqueo total deberán considerarse seriamente, al balancear las ventajas de un proyecto de dos carriles contra las de uno de cuatro carriles, especialmente cuando la diferencia entre las ventajas es pequeña.

6.8.2 Procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio

En caminos de dos carriles, la relación volumen de servicio de demanda-capacidad permanece como medida básica, la cual se relaciona con la velocidad de operación y el nivel de servicio correspondiente. Debido a la influencia del porcentaje de distancia de visibilidad para rebase disponible, y al amplio rango de posibles velocidades de proyecto, la tabla 6-K es más compleja que las tablas utilizadas para autopistas y caminos de carriles múltiples. En este caso, la representación gráfica es muy útil; sin embargo, no es posible usar una sola gráfica para los cálculos, siendo necesaria una serie de gráficas, en las que se combinan la relación volumen de servicio o demanda-capacidad con la velocidad de operación para las diferentes velocidades de proyecto ponderadas; estas gráficas se muestran en las Figuras 6.22 a 6.27.

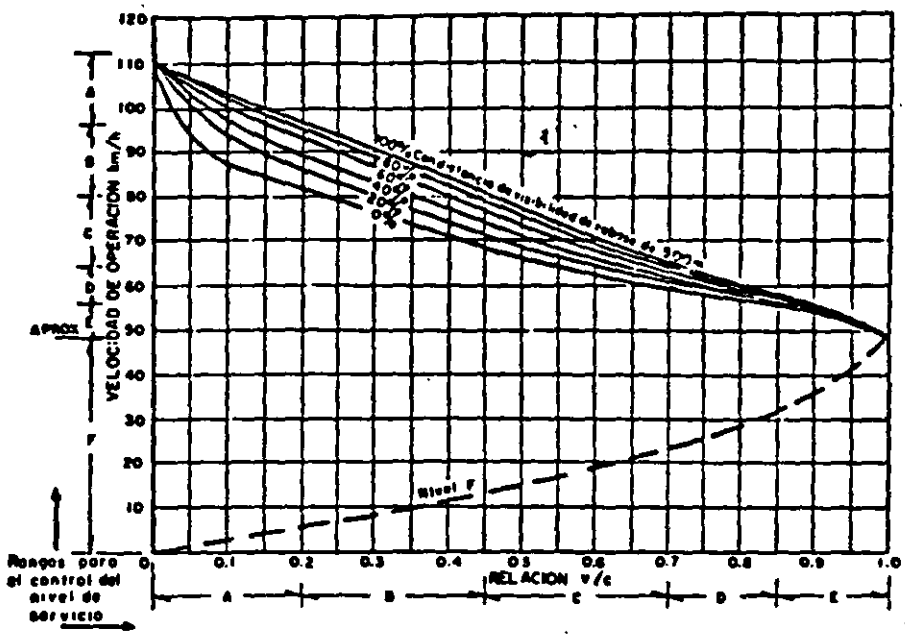


FIGURA 6.22. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 110 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

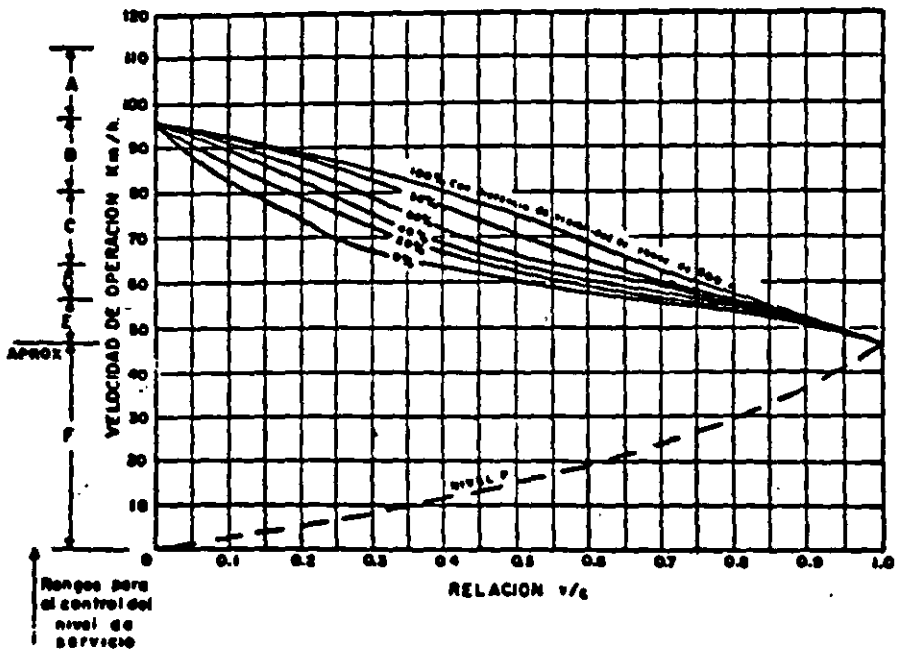


FIGURA 6.23. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 95 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

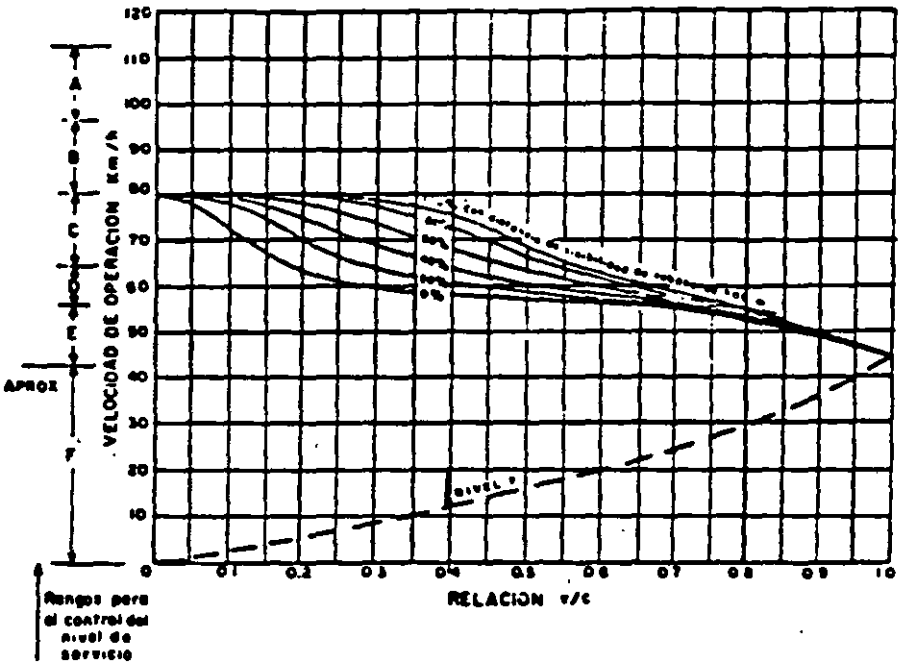


FIGURA 6.24. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 80 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

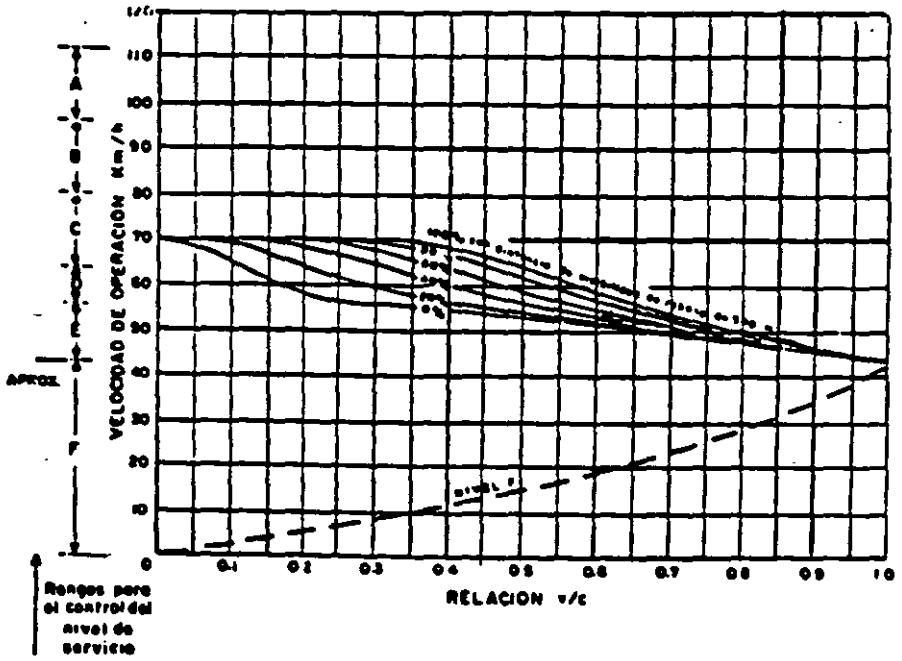


FIGURA 6.25. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 70 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

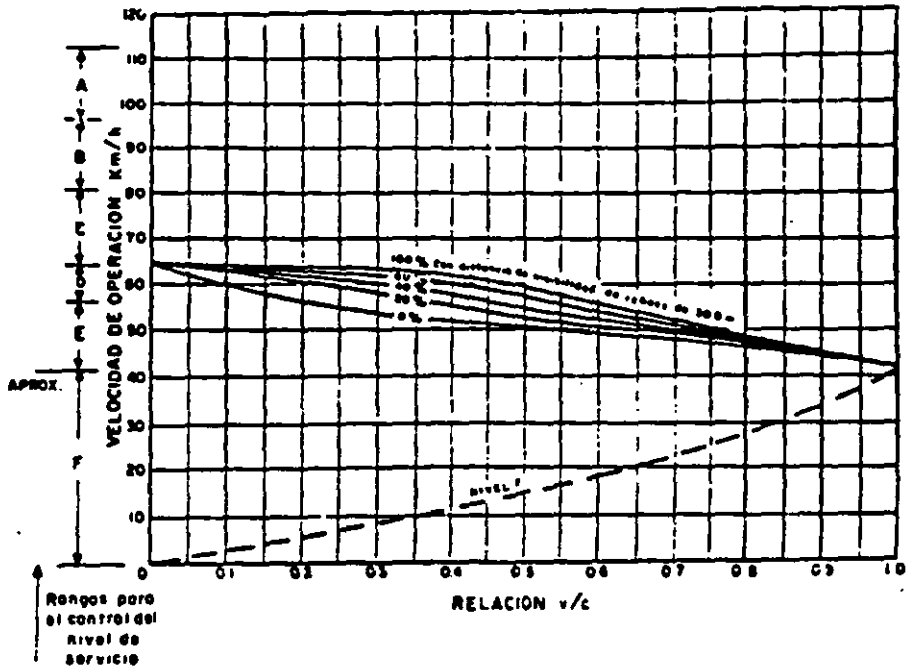


FIGURA 6.26. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 65 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

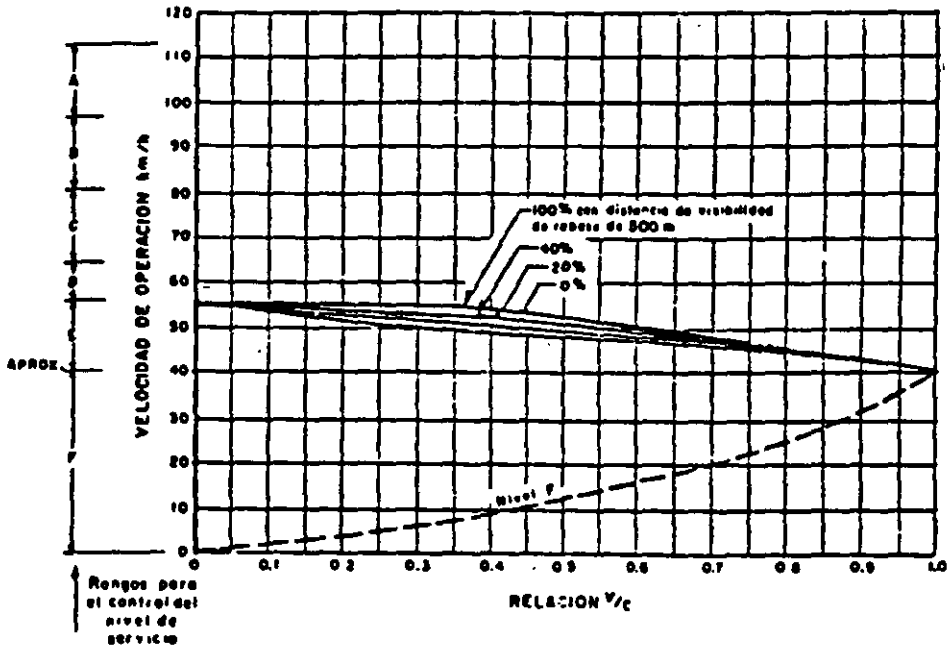


FIGURA 6.27. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD DE OPERACION Y LA RELACION V/C, PARA AMBOS SENTIDOS DE CIRCULACION EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CON VELOCIDAD DE PROYECTO PONDERADA DE 55 KM/H, BAJO CONDICIONES DE CIRCULACION CONTINUA

Cada una de las gráficas representa una velocidad de proyecto ponderada incluyendo, además, un amplio rango de porcentajes de la distancia de visibilidad para rebase disponible. Por consiguiente, la velocidad de proyecto ponderada es el control que se usa para elegir la gráfica apropiada, en un problema específico.

En la Figura 6.22 se muestran los valores básicos de la relación v/c y de las velocidades de operación que establecen los límites de los diferentes niveles de servicio; esta gráfica incluye la curva para condiciones ideales. En el resto de las gráficas, solamente se muestran los valores de la velocidad de operación, ya que éste es el control utilizado. Debe notarse que el valor que se muestra para el límite aproximado del nivel de servicio E, varía de gráfica a gráfica; pudiendo ser más o menos 40 km/h, bajo las peores condiciones de alineamiento.

Los procedimientos para determinar la capacidad y los niveles de servicio, son similares en concepto, a los utilizados para caminos de carriles múltiples. Sin embargo, son un poco más complejos los que involucran el análisis de los niveles de servicio, debido a la influencia de la distancia de visibilidad de rebase disponible y a la mayor probabilidad de tener alineamientos restringidos. Igualmente, existe más variación entre los factores de ajuste para la capacidad y para los niveles de servicio.

Los procedimientos son los siguientes:

A) Cálculo de la capacidad bajo condiciones prevalecientes:

$$\text{Capacidad } c = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_C\, T_C$$

En la cual:

c = Capacidad (tránsito mixto en vehículos por hora, en ambos sentidos).

N = Número de carriles (en este caso $N = 1$, debido a que la capacidad bajo condiciones ideales es de 2 000 vph en ambos sentidos).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad (para este caso $\frac{v}{c} = 1$).

W_C = Factor de ajuste a la capacidad, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, de la tabla 6-L.

T_C = Factor de ajuste a la capacidad, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 6-M en combinación con la 6-H.
Para subtramos específicos: úsese la tabla 6-N en combinación con la 6-H.

Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_C) obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-O.

B) Cálculo del volumen de servicio. El procedimiento es similar al empleado para autopistas y caminos de carriles múltiples, excepto que en este caso interviene el porcentaje de distancia de visibilidad de rebase disponible.

$$VS = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W_L\,T_L$$

En la cual:

VS = Volumen de servicio (tránsito mixto en vehículos por hora, en ambos sentidos).

N = Número de carriles (en este caso $N = 1$, debido a que la capacidad bajo condiciones ideales es de 2 000 vph en ambos sentidos).

$\frac{v}{c}$ = Relación volumen-capacidad (obtenida de la tabla 6-K o Figuras 6.22 a 6.27).

W_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, obtenido de la tabla 6-L.

T_L = Factor de ajuste a un nivel de servicio dado, por vehículos pesados.

Para tramos largos: úsese la tabla 6-M en combinación con la tabla 6-H.
Para subtramos específicos: úsese la tabla 6-N en combinación con la tabla 6-H.
Cuando el volumen de autobuses sea importante, el segundo término de la fórmula básica anterior deberá multiplicarse por el factor de autobuses (B_L), obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-O.

C) Determinación de niveles de servicio. Se sugiere la siguiente secuela:

1. Supóngase un nivel de servicio a criterio, tomando en cuenta las características del camino y del tránsito.

2. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al nivel de servicio supuesto, siguiendo el procedimiento indicado para el cálculo de volúmenes de servicio.

3. Compárese el volumen de servicio obtenido, con el volumen de demanda en el camino. Dos tanteos como máximo, permitirán conocer en qué rango de volúmenes de servicio cae el volumen de demanda y por consiguiente, conocer el nivel de servicio buscado.

D) Solución de ejemplos típicos.

Ejemplo 1.

A. Datos:

Carreteras de dos carriles en dos sentidos.
Ancho de la calzada = 6.10 m.
Acotamiento de 0.60 m en ambos lados.
Terreno en lomerío.

Velocidad de proyecto ponderada, 80 km/h.
Distancia de visibilidad de rebase disponible mayor de 500 m = 40%.
Camiones, 20%.
Autobuses, despreciable.
Volumen de demanda actual, 250 vph.
Volumen de demanda dentro de veinte años = 750 vph.

B. Determinese:

1. A qué nivel de servicio opera actualmente.
2. A qué nivel de servicio operará dentro de veinte años.
3. A qué nivel de servicio operará dentro de veinte años si se hacen las siguientes mejoras al camino.

a) 7.30 m de calzada
b) 3.00 m de acotamientos
c) 80% de distancia de visibilidad de rebase disponible.

4. Cuál será el volumen de servicio proporcionado por el camino, mejorado al nivel de servicio E (capacidad).

C. Solución:

1. Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W_L\,T_L$$

$N = 1$.

$\frac{v}{c} = 0.38$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 0.65$ (de la tabla 6-L).

$T_L = 0.56$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-M).

Substituyendo:

$VS_C = 2\,000 \times 1.0 \times 0.38 \times 0.65 \times 0.56$

$VS_C = 276$ vph

Comparando con el volumen de demanda actual:

$$250 \text{ vhp} < 276 \text{ vph } (VS_C)$$

Conclusión:

La suposición es correcta y el camino opera a un nivel de servicio C.

2. Se supone como primer tanteo un nivel de servicio D.

$$VS_D = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W_L\,T_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.66$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 0.67$ (de la tabla 6-L).

$T_L = 0.56$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-M).

Substituyendo:

$VS_D = 2\,000 \times 1.0 \times 0.66 \times 0.67 \times 0.56$

$VS_D = 493$ vph

Comparando con el volumen de demanda dentro de veinte años

$$750 \text{ vph} > 493 \text{ vph } (VS_D)$$

Conclusión:

Dentro de veinte años, el volumen de demanda sobrepasará al volumen de servicio correspondiente al nivel D y, por lo tanto, el camino operará a la capacidad o al nivel de servicio F.

3. Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_L T_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.53$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 1.00$ (de la tabla 6-L).

$T_L = 0.56$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-M).

Substituyendo:

$VS_C = 2\,000 \times 1.0 \times 0.53 \times 1.0 \times 0.56$

$VS_C = 594$ vph

Comparando con el volumen de demanda dentro de veinte años.

$$750 \text{ vph} > 594 \text{ vph } (VS_C)$$

Conclusión:

La suposición es incorrecta, por lo que hay que hacer un nuevo tanteo. Se supone un nivel de servicio D.

$$VS_D = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_L T_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.72$ (de la tabla 6-K).

W_L y T_L son los mismos valores que para el nivel de servicio C.

Substituyendo:

$VS_D = 2\,000 \times 1.0 \times 0.72 \times 1.0 \times 0.56$

$VS_D = 806$ vph

Comparando con el volumen de demanda dentro de veinte años

$$750 \text{ vph} < 806 \text{ vph } (VS_D).$$

Conclusión:

El camino mejorado operará a un nivel de servicio D dentro de veinte años.

4. Capacidad de la carretera mejorada:

$$c = 2\,000\, N \frac{v}{c} W_C T_C$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 1.0.$

$W_C = 1.0$ (de la tabla 6-L).

$T_C = 0.56$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-M).

Substituyendo:

$c = 2\,000 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.56$

$c = 1\,120$ vph

Ejemplo 2.

A. Datos:
Carretera de 2 carriles en dos sentidos.
Carriles de 3.05 m.
Sin acotamientos.
Distancia a obstáculos laterales 0.60 m por un lado y libre de obstáculos por el otro.
Pendiente longitudinal del 5%, en un subtramo de 2 400 m.
Alineamiento restringido para una velocidad de proyecto ponderada de 80 km/h.
Distancia de visibilidad de rebase disponible, mayor de 500 m = 40%.
Composición del tránsito: camiones 7% (70% de 2 ejes, 20% de 3 ejes y 10% de 4 ejes o más), autobuses 3%, vehículos ligeros 90%.
Volumen de demanda = 410 vph.

B. Determínese:

El nivel de servicio del subtramo para las condiciones dadas.

C. Solución:

Se supone como primer tanteo un nivel de servicio C.

$$VS_C = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W_L\,T_L\,B_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.38$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 0.71$ (de la tabla 6-L).

Para encontrar una equivalencia media que sea representativa de la composición del tránsito, se ponderan las equivalencias de las tablas 6-N.1, 6-N.2 y 6-N.3.

$E_T = 13 \times 0.70 = 9.1$
$E_T = 25 \times 0.20 = 5.0$
$E_T = 47 \times 0.10 = 4.7$

$18.8 \doteq 19$

$T_L = 0.44$ (de la tabla 6-H).
$E_B = 3$ (de la tabla 6-O).
$B_L = 0.94$ (de la tabla 6-H).

Substituyendo:

$VS_C = 2\,000 \times 1.0 \times 0.39 \times 0.71 \times 0.44 \times 0.94$
$VS_C = 223$ vph

Comparando con el volumen de demanda:

410 vph > 223 vph (VS_C)

Se supone como segundo tanteo un nivel de servicio D.

$$VS_D = 2\,000\,N\,\frac{v}{c}\,W_L\,T_L\,B_L$$

$N = 1.$

$\frac{v}{c} = 0.66$ (de la tabla 6-K).

$W_L = 0.71$ (de la tabla 6-L).

Procediendo de la misma manera que para el primer tanteo.

$$E_T = 11 \times 0.70 = 7.7$$
$$E_T = 25 \times 0.20 = 5.0$$
$$E_T = 54 \times 0.10 = 5.4$$
$$18.1 \doteq 18$$

$T_L = 0.46$ (de la tabla 6-H).

$E_B = 2$ (de la tabla 6-O).

$B_L = 0.97$ (de la tabla 6-H).

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,000 \times 1.0 \times 0.66 \times 0.71 \times 0.46 \times 0.97 = 418$$
$$VS_D = 418 \text{ vph}$$

Comparando con el volumen de demanda:

$$410 \text{ vph} < 418 \text{ vph } (VS_D)$$

Conclusión:

Como el volumen de servicio es ligeramente mayor que el volumen de demanda, se deduce por lo tanto, que el subtramo está operando a un nivel de servicio D.

6.9 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

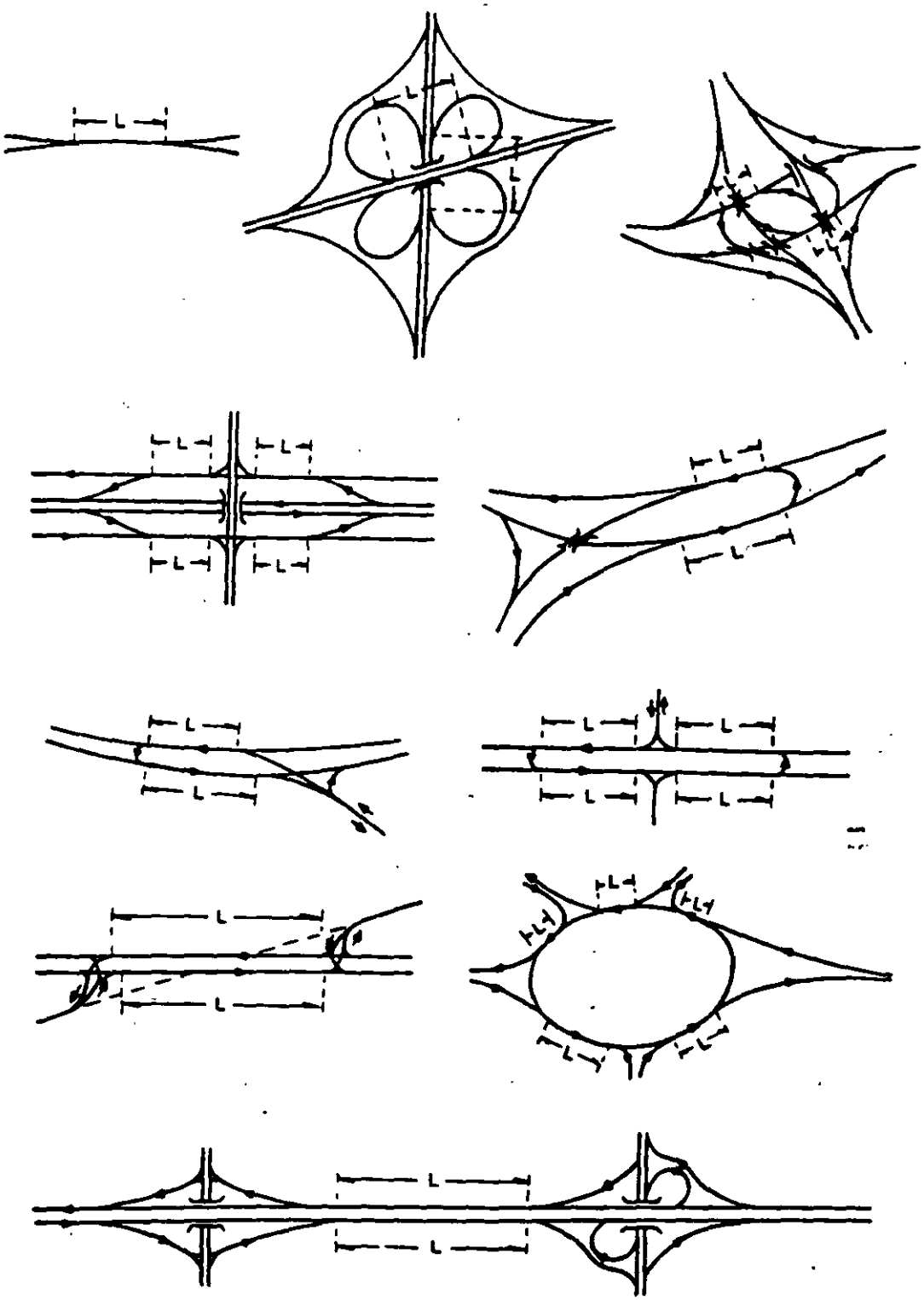
El análisis en zonas de entrecruzamiento es una parte tan necesaria en la determinación de la capacidad de un camino, como puede serlo cualquiera de los otros componentes, debiendo tomarse en cuenta si se quiere lograr un proyecto balanceado y evitar una sobreestimación de la capacidad general o nivel de operación de un camino.

Independientemente de la naturaleza de la zona de entrecruzamiento, en todos los casos son aplicables los mismos principios de operación y el mismo análisis.

En la Figura 6.28 se ilustra esquemáticamente, con varios ejemplos, la formación de zonas de entrecruzamiento; en estos esquemas se han indicado las longitudes en que se produce el entrecruzamiento.

6.9.1 Características de la operación en zonas de entrecruzamiento

Las zonas de entrecruzamiento se caracterizan por la convergencia de dos o más corrientes de tránsito a una área común del camino, dividiéndose poco después para salir divergiendo; estas maniobras se efectúan en una distancia relativamente limitada. En las Figuras 6.29-A y 6.29-B se muestran los entrecruzamientos que usualmente se resuelven por los métodos señalados en este capítulo, principalmente cuando se encuentran involucrados caminos de primer orden. El entrecruzamiento en dos lados


L
L
L

mostrado en la Figura 6.29-D se maneja a menudo con los mismos métodos. Por otra parte, cuando el problema implica entrecruzamiento de un solo lado como el ilustrado en la Figura 6.29-C, es preferible usar los métodos descritos en el inciso 6.10 correspondiente a enlaces.

Una zona de entrecruzamiento acomoda dos clases de tránsito: 1) El tránsito que entra y pasa de largo saliendo de la zona sin cruzar la trayectoria normal de los otros vehículos, y 2) El tránsito que debe cruzar la trayectoria de los otros vehículos después de entrar a la zona de entrecruzamiento; es debido a este último grupo de vehículos, que se produce el entrecruzamiento.

A) Movimientos que no se entrecruzan. La determinación de la capacidad de carriles utilizados para el tránsito que no se entrecruza, no involucra ningún principio nuevo de análisis, siendo comparables a los carriles de una autopista. Para que una zona de entrecruzamiento funcione con eficiencia, es importante que estos carriles adicionales tengan la capacidad para alojar el tránsito que no se entrecruza.

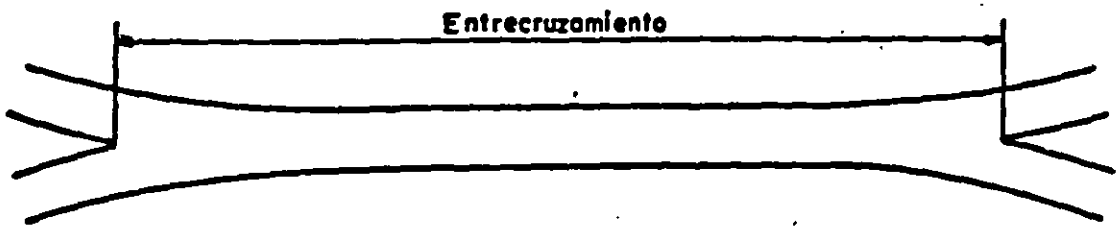
B) Movimientos que se entrecruzan. Bien sea que la totalidad de los vehículos que entran a una zona de entrecruzamiento se entrecrucen o que existan vehículos que se entrecrucen y vehículos que vayan de paso, es evidente que cada vehículo que se entrecruza debe cruzar la línea real o imaginaria que conecta las narices de entrada y salida. En ningún momento, el número de vehículos, en el preciso instante de cruzar esta línea, puede exceder al número máximo que puede alojar un carril sencillo.

Con objeto de acomodar los movimientos de entrecruzamiento, usualmente se requiere un ancho adicional mayor que el de los accesos; es aparente también, que conforme los volúmenes que se entrecruzan se incrementan, se necesitan distancias más largas para ejecutar estas maniobras. Cuando el tránsito que se entrecruza se aproxima a un volumen igual al doble de la capacidad de un carril sencillo, se requiere teóricamente tres veces más longitud que la necesaria para un volumen de entrecruzamiento equivalente a la capacidad de un carril sencillo.

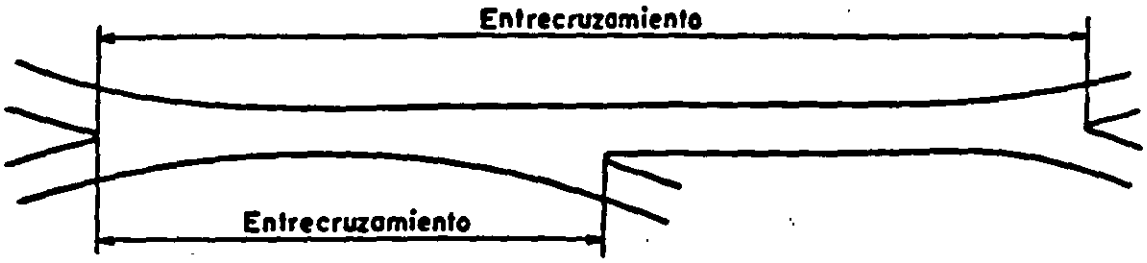
Puede decirse que el funcionamiento de una zona de entrecruzamiento depende fundamentalmente de la longitud y de la anchura de la zona, así como de la composición del tránsito.

C) Calidad del flujo. La operación en zonas de entrecruzamiento se mide en términos de la "calidad del flujo". La gráfica de la Figura 6.30 contiene una familia de curvas desde la I hasta la V, las cuales representan varias calidades del flujo variando desde excelente hasta pobre. Estos niveles de la calidad del flujo, aun cuando se relacionan a los niveles de servicio, son idénticos para todos los tipos de camino, no obstante que los niveles de servicio correspondientes varían dependiendo del tipo de camino involucrado.

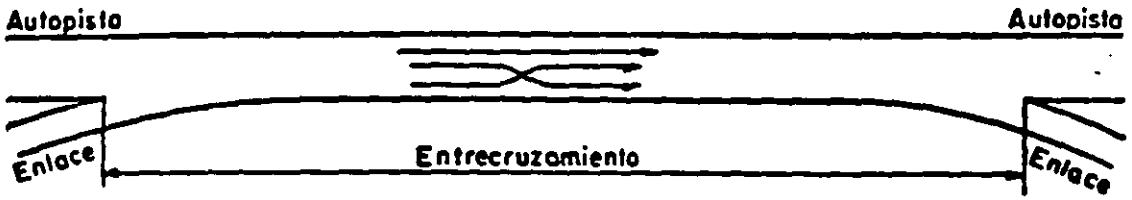
D) Longitud de la zona de entrecruzamiento. La longitud de una zona de entrecruzamiento se mide a lo largo del camino entre la entrada y la salida, como se muestra en la Figura 6.31. Esta longitud se mide desde un punto del extremo de entrada, en el cual la distancia entre la prolongación de las orillas de la calzada sea de 0.60 m hasta un punto del extremo de salida, en el que la distancia entre la prolongación de las orillas de la calzada sea de 3.65 m.



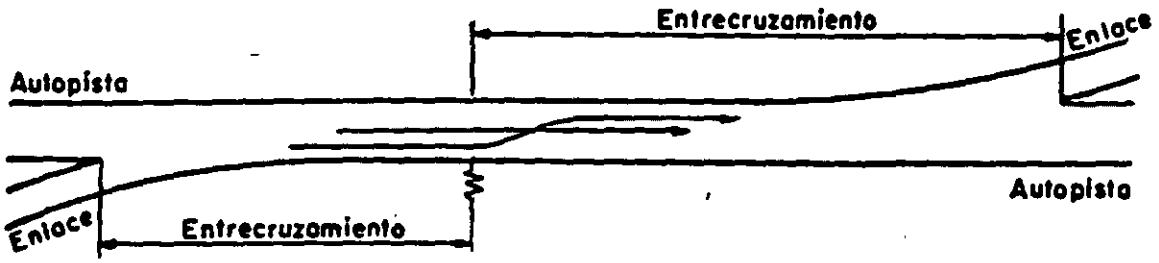
(A) ENTRECRUZAMIENTO SIMPLE



(B) ENTRECRUZAMIENTO MULTIPLE



(C) ENTRECRUZAMIENTO EN UN SOLO LADO



(D) ENTRECRUZAMIENTO EN DOS LADOS

FIGURA 6.39. TIPOS DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

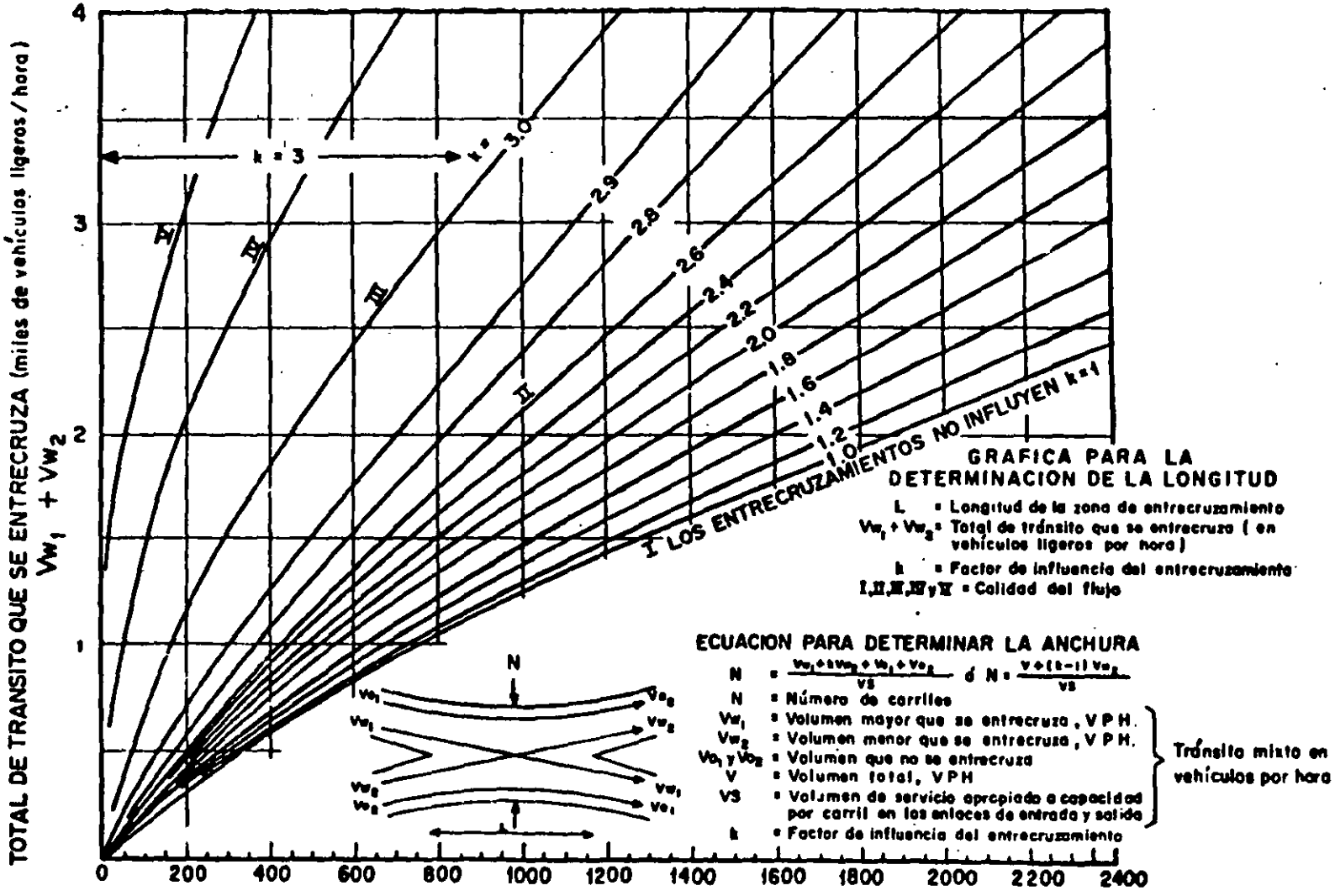


FIGURA 6.30. CARACTERISTICAS DE OPERACION EN LAS ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

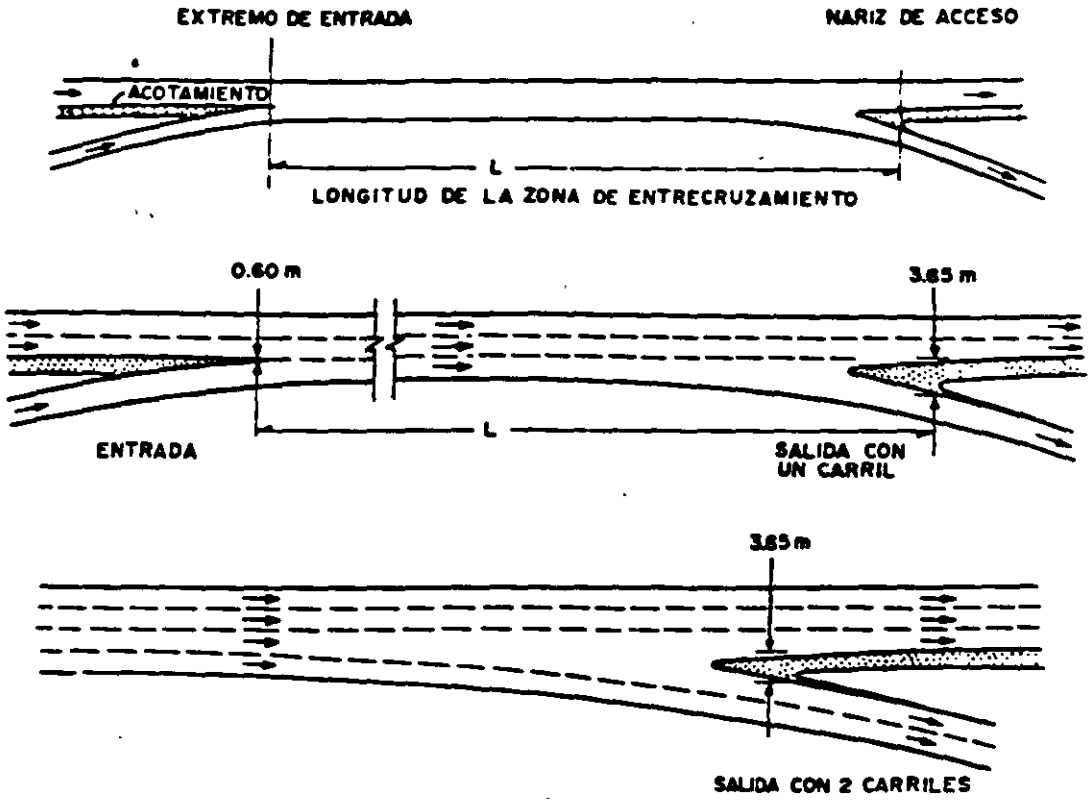


FIGURA 6.31. METODO PARA MEDIR LONGITUDES DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

La longitud de la zona de entrecruzamiento se obtiene de la gráfica de la Figura 6.30 entrando con el volumen que se entrecruza $(V_{w_1} + V_{w_2})$ en vehículos ligeros por hora e intersectando la curva de la calidad del flujo deseada.

Es conveniente incrementar la longitud de la zona de entrecruzamiento, cuando las condiciones lo permitan, lográndose con esto disminuir el efecto adverso del entrecruzamiento.

E) Anchura de la zona de entrecruzamiento. La gráfica de la Figura 6.30 relaciona únicamente los volúmenes posibles de entrecruzamiento a diferentes niveles de operación, con la longitud de la zona. Sin embargo, la anchura de la zona de entrecruzamiento en términos del número de carriles, es otro factor que reviste la misma importancia.

En la solución completa de una zona de entrecruzamiento deben cumplirse ambos requisitos, es decir, longitud y anchura de la zona. Este análisis involucra primero, la determinación de la longitud con base en el volumen de entrecruzamiento y el nivel de operación deseado, y segundo, la determinación de la anchura que a su vez dependerá del volumen de entrecruzamiento, los volúmenes del tránsito que no se entrecruza y del volumen de servicio o capacidad.

El número de carriles para los volúmenes del tránsito que no se entrecruza, se calcula como si se tratara de circulación continua, es decir, dividiendo el volumen de demanda entre el volumen de servicio apropiado o capacidad; de esta manera, si los volúmenes del tránsito que no se entre-

cruza se representan por V_{o_1} y V_{o_2} y el volumen de servicio por carriles se representa por VS, el número de carriles requerido será $(V_{o_1} + V_{o_2}) / VS$.

Los carriles adicionales que se requieren para acomodar los volúmenes de entrecruzamiento se calculan en forma semejante, poniendo en este caso a los volúmenes de entrecruzamiento designados como V_{w_1} y V_{w_2} en el numerador y el mismo valor de VS en el denominador. Se ha demostrado que para volúmenes equivalentes es necesaria más anchura para alojar un flujo de entrecruzamiento, que para alojar un flujo continuo; con el fin de reflejar lo anterior, se ha desarrollado una fórmula racional con base en los datos disponibles, en la cual se plantea que el número de carriles necesario para entrecruzamiento es $(V_{w_1} + kV_{w_2}) / VS$, en donde V_{w_1} es el volumen mayor que se entrecruza en vph; V_{w_2} es el volumen menor que se entrecruza en vph; k es un factor de la influencia del entrecruzamiento, cuyo rango varía de 1.0 a 3.0; y VS es el volumen de servicio promedio por carril, de todas las vías que convergen y divergen a la zona, en vph. El factor k es un factor de equivalencia que expande la influencia del volumen menor de entrecruzamiento, hasta un máximo de tres veces su magnitud real en número de vehículos.

Considerando estas dos expresiones y suponiendo que algunos carriles son utilizados, tanto por los volúmenes de tránsito que no se entrecruza, como por los volúmenes de tránsito que se entrecruza, el número total de carriles viene a ser:

$$N = \frac{V_{w_1} + kV_{w_2} + V_{o_1} + V_{o_2}}{VS}$$

Si $V_{w_1} + V_{w_2} + V_{o_1} + V_{o_2} = V$, volumen total que aloja la zona de entrecruzamiento, la ecuación anterior se puede expresar como sigue:

$$N = \frac{V + (k - 1)\, V_{w_2}}{VS}$$

El valor máximo de k es aplicable a las zonas de entrecruzamiento más cortas, cuya operación está representada por las curvas III, IV y V

En donde la longitud real de la zona de entrecruzamiento es mayor que la mínima requerida, como es el caso de las condiciones que se muestran a la derecha de la curva III de la Figura 6.30, la influencia adversa del entrecruzamiento se hace cada vez menor, razón por la cual el factor k se va reduciendo gradualmente, hasta alcanzar el valor de 1.0 correspondiente a la curva I. Sobre esta curva y a la derecha de la misma, se considera que la zona queda fuera de la influencia del entrecruzamiento, reduciéndose la ecuación a la siguiente expresión:

$$N = \frac{V}{VS}$$

la cual representa el número de carriles requerido bajo condiciones de circulación continua.

El valor de VS usado para determinar el ancho de la zona de entrecruzamiento, deberá ser el volumen de servicio promedio por carril corres-

pondiente a las entradas y salidas de los caminos involucrados, debiéndose tomar en cuenta el factor de la hora de máxima demanda para los niveles C y D. Para autopistas, estos valores se indican en la tabla 6-C, debiendo ajustarse en caso necesario, para reflejar condiciones prevalecientes, tales como porcentaje de camiones, pendientes y anchos de carril.

Se han establecido, sin embargo, ciertas limitaciones del valor máximo de *VS* en relación con cada una de las diferentes calidades del flujo de entrecruzamiento (I a V). En efecto, el valor básico de la capacidad por carril de 2 000 vph, bajo condiciones ideales de la autopista, se reduce con objeto de reflejar la influencia de la turbulencia producida por el entrecruzamiento. Estos valores, los cuales siguen representando condiciones ideales tanto geométricas como del tránsito, se muestran en la tabla 6-P.

Para determinar el número de carriles que se requiere en zonas de entrecruzamiento bajo condiciones en las que el volumen de tránsito es muy fuerte, deberán emplearse los volúmenes de servicio por carril de la tabla 6-P, en lugar de los valores básicos de la tabla 6-C. De la misma manera, estos volúmenes deberán transformarse a valores de *VS* con los ajustes por ancho de carril, camiones, pendientes, etc.

CURVA DE LA CALIDAD DEL FLUJO	VALOR MAXIMO DE *VS* POR CARRIL — Vehículos ligeros por hora
I	2 000
II	1 900
III	1 800
IV	1 700
V	1 600

TABLA 6-P. RELACION ENTRE LA CALIDAD DEL FLUJO Y EL VOLUMEN DE SERVICIO MAXIMO POR CARRIL, EN ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

F) Relaciones entre velocidad-volumen que se entrecruza-longitud, y ancho de las zonas de entrecruzamiento. Las relaciones velocidad-volumen junto con la longitud y ancho de la zona, tienen un efecto vital en las características de la operación y en la determinación de la calidad del flujo.

En zonas de entrecruzamiento con longitudes muy cortas, por ejemplo, de 20 a 30 metros, existirán pocos conflictos cuando son unos cuantos los vehículos que se entrecruzan; sin embargo, si la zona opera a la capacidad, muchos vehículos tendrán que detenerse y la zona fallará al no cumplir con el propósito previsto. La operación en estos casos es comparable a la de una intersección sin control de semáforos con una capacidad de 1 500 vph aproximadamente.

Por otra parte, zonas de entrecruzamiento más largas pueden alojar mucho más tránsito, permitiendo a la mayoría de los vehículos pasar

a través de la zona, sin reducciones intolerables de la velocidad. En general, mientras más larga es una zona, mayor es el volumen de entrecruzamiento que puede alojar y mayor la libertad de movimiento que puede lograrse.

Para condiciones donde la corriente del tránsito esté compuesta por vehículos que se entrecrucen y por vehículos que no se entrecrucen, las curvas III, IV y V de la Figura 6.30, representan el funcionamiento a volúmenes moderadamente altos, con velocidades de operación de los vehículos que se entrecruzan entre 60-70 km/h, 50-60 km/h y 30-50 km/h, respectivamente; este último es el rango aproximado al que se alcanza la capacidad.

En zonas de entrecruzamiento representadas por el área a la derecha de la curva III, pueden alcanzarse velocidades de operación arriba de 65 km/h. En general, la curva III representa una buena operación en donde sólo se requieren ligeros ajustes a la velocidad de los vehículos que se entrecruzan. De manera similar, la curva I representa condiciones de circulación en donde la velocidad del tránsito que se entrecruza, se aproxima a la velocidad de una carretera bajo condiciones de circulación continua.

En promedio, las velocidades de operación a través de zonas de entrecruzamiento para un nivel de servicio dado, son entre 10 y 20 km/h menores que las correspondientes a ese nivel en las entradas y salidas de las ramas de los caminos que forman la zona.

G) Influencia del entrecruzamiento. Dentro de la zona de entrecruzamiento el efecto se intensifica conforme la longitud de la zona se reduce, e inversamente, el efecto disminuye conforme la longitud se incrementa. Como consecuencia, debe existir un límite en el cual la longitud sea tan grande, que el efecto del entrecruzamiento se nulifique o se disipe.

No existen suficientes datos para definir las circunstancias en que el efecto del entrecruzamiento puede considerarse nulo y, por consiguiente, las longitudes donde no es necesario el proyecto de una zona de entrecruzamiento; sin embargo, hay indicios de que más allá de ciertas longitudes, y dentro de ciertos límites de volúmenes de entrecruzamiento, los niveles de operación o la capacidad se ven poco afectados por el entrecruzamiento. Cuando las combinaciones volumen-longitud de la tabla 6-Q sean excedidas, no es necesario proyectar un tramo de camino como zona de entrecruzamiento, sino bajo la base de circulación continua.

Volumenes que se entrecruzan Vehículos ligeros por hora	Longitud de la zona de entrecruzamiento m
500	300
1 000	750
1 500	1 250
2 000	1 850

TABLA 6-Q. COMBINACIONES VOLUMEN-LONGITUD CONSIDERADAS FUERA DE LA INFLUENCIA DEL ENTRECRUZAMIENTO

6.9.2 Niveles de servicio y capacidad

El entrecruzamiento puede ocurrir bajo una amplia variedad de condiciones en caminos de todos los tipos, desde autopistas hasta calles urbanas. Debido a que cada uno de estos tipos de camino tiene su propia escala de niveles de servicio, no es posible aplicar la designación básica, A hasta F, a las curvas de la gráfica de la Figura 6.30. El criterio en este caso es considerar que estas curvas representan diferentes niveles de la calidad del flujo, aceptables para el conductor, las cuales son denominadas desde I hasta V. La tabla 6-R se utiliza como referencia para relacionar estas calidades, con los niveles de servicio correspondientes al camino particular en estudio.

CALIDAD DE FLUJO(a)				
NIVEL DE SERVICIO	AUTOPISTAS Y CARRETERAS DE CARRILES MULTIPLES		EN CAMINOS DE DOS CARRILES	EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS
	En la carretera	En los entronques		
A	I — II	II — III	II	III — IV
B	II	III	II — III	III — IV
C	II — III	III — IV	III	IV
D	III — IV	IV	IV	IV
E(b)	IV — V	V	V	V
F	← No satisfactorio(c) →			

(a) Representada por las curvas de la Figura 6.30. Las relaciones abajo de la línea gruesa normalmente no se consideran para proyecto. Cuando aparecen dos valores, el de la izquierda es el deseable y el de la derecha, el mínimo.

(b) Operación a la capacidad.

(c) Volumen máximo, equivalente a la calidad del flujo V, pero puede ser mucho más bajo.

TABLA 6-R. RELACIONES ENTRE LOS NIVELES DE SERVICIO EN EL CAMINO Y LA CALIDAD DEL FLUJO EN LAS ZONAS DEL ENTRECRUZAMIENTO

El proyecto de una zona de entrecruzamiento deberá basarse en el nivel de servicio general que se desea proporcionar en todo el camino.

En la tabla 6-R, la calidad de la operación en una zona de entrecruzamiento, está representada por las curvas I a V de la Figura 6.30; asimismo, se indica su relación con los niveles de servicio básicos para un camino en particular, del cual la zona de entrecruzamiento forma parte.

Cuando aparecen dos valores de la calidad del flujo para un mismo nivel de servicio del camino, se considera al primero de ellos como el valor deseable, en tanto que al segundo normalmente se le utiliza como el valor mínimo para proyecto. Las relaciones abajo de la línea gruesa, generalmente no se consideran para proyecto.

6.9.3 Procedimientos para el proyecto y evaluación operacional de zonas de entrecruzamiento

El análisis de zonas de entrecruzamiento simples es relativamente fácil; este análisis requiere del uso de la gráfica y de la ecuación de la Figura 6.30 con referencia a las tablas 6-P y 6-R, para determinar la longitud y ancho de la zona, dados los volúmenes de demanda. Los volúmenes de tránsito a través de la zona deben mostrarse por separado, incluyendo los volúmenes que no se entrecruzan, el volumen mayor de entrecruzamiento y el volumen menor de entrecruzamiento. El procedimiento puede usarse a la inversa cuando se tienen como datos las características geométricas y se desean obtener las características operacionales.

Las curvas de la Figura 6.30 ligan a los tres factores básicos: longitud de la zona de entrecruzamiento, volumen total de entrecruzamiento y calidad del flujo. Conociendo dos, es posible encontrar el tercero. En problemas típicos se conoce el nivel de servicio, por lo que la calidad del flujo en la zona de entrecruzamiento debe correlacionarse con los niveles de servicio para cada tipo de camino, de acuerdo con las relaciones de la tabla 6-R.

Es necesario tomar ciertas precauciones en relación con el volumen de servicio por carril *VS* que entra como denominador en la ecuación de la Figura 6.30. En primer lugar, al determinar el valor promedio de *VS* para las diferentes entradas y salidas del camino, es importante recordar que, en el caso de autopistas, el volumen de servicio por carril en los accesos y salidas de la zona, variará para un nivel de servicio particular, dependiendo del número de carriles; y en segundo lugar, deberán tomarse en cuenta las limitaciones máximas al *VS* para las diferentes calidades del flujo, tal como se indica en la tabla 6-P.

A) Secuela por fines de proyecto.

Si los datos son:

— Ubicación de la zona de entrecruzamiento.
— Volúmenes de demanda.
— Composición del tránsito.
— Número y ancho de carriles en accesos y salidas de los caminos involucrados.
— Nivel de servicio en cada camino.
— Pendiente en la zona de entrecruzamiento.
— Longitud máxima disponible para el entrecruzamiento.

Y se desea conocer:

— La longitud y el número de carriles para proporcionar una calidad de flujo compatible con los niveles de servicio de los caminos.

La secuela a seguir es la siguiente:

1. Determínese la calidad de flujo compatible con el nivel de servicio en los caminos, entrando a la tabla 6-R, tomando en cuenta el tipo de caminos que forman la zona de entrecruzamiento.

2. Transfórmense los volúmenes de entrecruzamiento V_{w_1} y V_{w_2} en vehículos ligeros equivalentes, con la fórmula:

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{V_{w_1} + V_{w_2}}{T_L}$$

en donde T_L es el factor de ajuste por camiones correspondientes al nivel de servicio de los caminos, obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-F, cuando se trate de autopistas.

3. Entrese a la gráfica de la Figura 6.30 con el volumen de vehículos ligeros equivalentes antes calculado, hasta intersectar con el valor de k en la curva correspondiente a la calidad de flujo determinada en el punto 1 y por medio de una vertical determínese en el eje de las abscisas, el valor de la longitud de entrecruzamiento buscada.

4. Calcúlese el volumen de servicio promedio por carril VS, bajo condiciones ideales para cada rama de acceso o salida, entrando a la tabla 6-C con el número de carriles y el nivel de servicio en cada rama. El volumen de servicio promedio será:

$$VS \text{ prom.} = \frac{VS \text{ en cada rama}}{\text{Núm. de carriles de todas las ramas}}$$

El volumen de servicio antes calculado deberá ser igual o menor que el indicado en la tabla 6-P correspondiente a la calidad del flujo de la zona.

En caso de que existan condiciones diferentes de las ideales, el valor de VS deberá multiplicarse por los factores de ajuste, de acuerdo con el tipo de restricción.

Por ancho de carril y distancia a obstáculos laterales, el factor se obtiene de la tabla 6-D.

Por vehículos pesados, el factor se obtiene de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-F.

5. Calcúlese el ancho de la zona de entrecruzamiento, con la fórmula:

$$N = \frac{V + (k - 1)\, V_{vs}}{VS}$$

B) Secuela para fines de evaluación de las condiciones de operación de una zona de entrecruzamiento.

Si los datos son:

- Ubicación de la zona de entrecruzamiento.
- Volúmenes de demanda.
- Composición del tránsito.
- Longitud de la zona de entrecruzamiento.
- Ancho de la zona de entrecruzamiento.
- Número y ancho de carriles en accesos y salidas de los caminos involucrados.
- Nivel de servicio en cada camino.
- Pendiente en la zona de entrecruzamiento.

Y se desea conocer:

- La calidad del flujo en la zona de entrecruzamiento.
- El nivel de servicio en las ramas que forman la zona de entrecruzamiento, de acuerdo con la calidad del flujo en la zona.

La secuela a seguir es:

1. Transfórmense los volúmenes de entrecruzamiento V_{w_1} y V_{w_2} en vehículos ligeros equivalentes, con la fórmula:

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{V_{w_1} + V_{w_2}}{T_L}$$

en donde T_L = factor de ajuste por camiones correspondiente al nivel de servicio de los caminos, obtenido de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-F, cuando se trate de autopistas.

2. Entrese a la gráfica de la Figura 6.30 con el volumen antes calculado y con la longitud de la zona de entrecruzamiento, para obtener la calidad del flujo y el valor de k correspondiente.

3. Verifíquese que el número de carriles en la zona de entrecruzamiento sea el adecuado para la calidad del flujo obtenida en el punto anterior, utilizando la expresión:

$$N = \frac{V(k-1)\,V_{w_2}}{VS}$$

en la cual V, k y V_{w_2} son conocidos y VS puede obtenerse en forma semejante a la indicada en la secuela para proyecto.

4. Determínese el nivel de servicio en los caminos que forman la zona de entrecruzamiento, entrando a la tabla 6-R con la designación correspondiente a la calidad del flujo (I, II, III, IV o V) y con el tipo de camino, para obtener el nivel de servicio correspondiente, compatible con la calidad del flujo encontrada.

6.9.4 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Entrecruzamiento ubicado en una autopista.

Volúmenes de demanda (ver croquis de la pág. 222).

Composición del tránsito: Vehículos pesados = 10%
Vehículos ligeros = 90%

Factor de la hora de máxima demanda = 0.91.

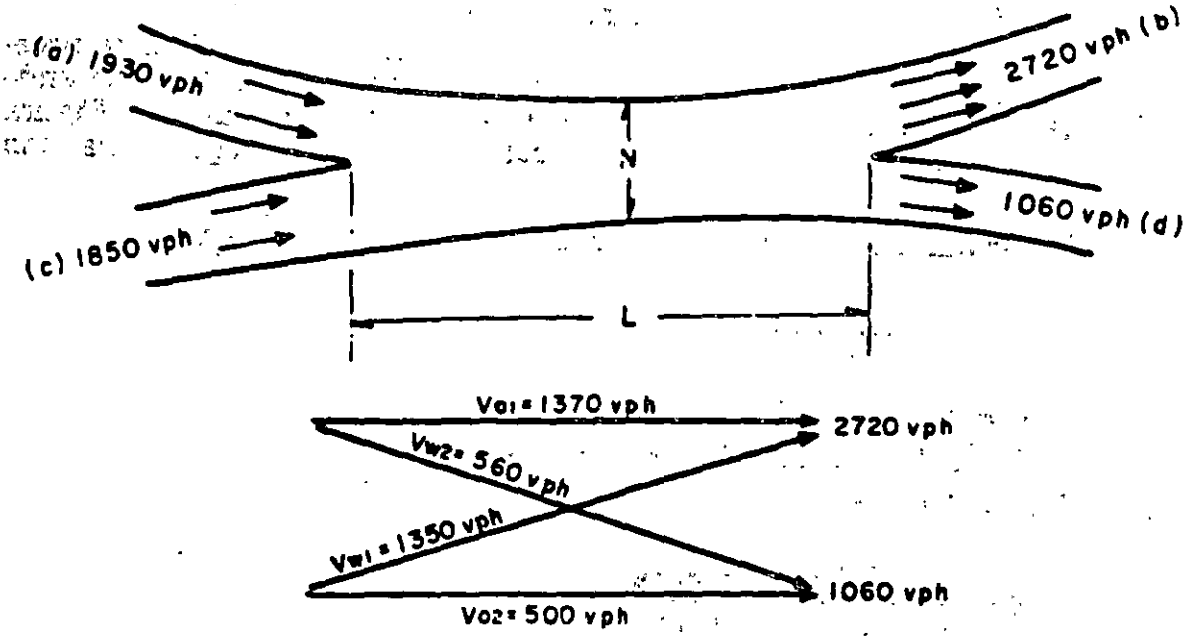
Ancho de los carriles = 3.65 m c/u.

Número de carriles (representados por flechas en el croquis).

Nivel de servicio = C en todas las ramas.

Pendiente en la zona de entrecruzamiento = 3%.

Longitud máxima disponible para el entrecruzamiento = 800 m.



Volúmenes de demanda en la zona de entrecruzamiento

B. Determínese:

1. Longitud de la zona de entrecruzamiento.
2. Ancho de la zona de entrecruzamiento.

C. Solución:

1. Determinación de la longitud de la zona de entrecruzamiento: obténgase primero la calidad del flujo compatible con el nivel de servicio en los caminos, empleando la tabla 6-R. Tomando en cuenta el tipo y los niveles de servicio de los caminos que forman la zona de entrecruzamiento, se tiene una calidad del flujo que puede ser II o III. Para fines de proyecto se considera la calidad II, que es la deseable.

Transfórmense los volúmenes de entrecruzamiento a vehículos ligeros equivalentes.

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{V_{w_1} + V_{w_2}}{T_L}$$

En la cual:

$V_{w_1} = 1\,350$ vph

$V_{w_2} = 560$ vph

$V_{w_1} + V_{w_2} = 1\,910$ vph

$T_L = 0.71$ (de la tabla 6-H en combinación con la tabla 6-F).

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{1\,910}{0.71} = 2\,690 \text{ vph}$$

Con la calidad del flujo II y el volumen de entrecruzamiento en vehículos ligeros, antes calculado, éntrese a la gráfica de la Figura 6.30 para obtener la longitud de la zona de entrecruzamiento; $L = 1\,350$ m.

Como 1 350 m es mayor que la longitud disponible (800 m), será necesario aceptar una calidad del flujo menor que la establecida. Considerando la calidad mínima aceptable III, se obtiene de la misma gráfica de la Figura 6.30 una longitud de 710 m, la cual queda dentro de la longitud máxima disponible.

2. Determinación del ancho de la zona de entrecruzamiento.

$$N = \frac{V + (k-1)\,V_{w_1}}{VS}$$

$V = 1\,930 + 1\,850 = 3\,780$ vph

$k = 3.0$ para la calidad del flujo III

$V_{w_1} = 560$ vph

$$VS = \frac{VS \text{ en cada rama}}{\text{Carriles de todas las ramas}}$$

VS en las ramas a, c y $d = 2\,750 \times 3 = 8\,250$ vph (de la tabla 6-C)

VS en la rama $b = 4\,350 = 4\,350$ vph (de la tabla 6-C)

TOTAL 12 600 vph

$$VS \text{ promedio} = \frac{12\,600}{9} = 1\,400 \text{ vph}$$

Comparando con el valor máximo admisible de la tabla 6-P

1 400 vph < 1 800 vph (calidad del flujo III)

Factor de ajuste por vehículos pesados $T_L = 0.71$ (obtenido en la primera parte de la solución)

Aplicando el factor se obtiene el VS promedio en tránsito mixto.

VS promedio $= 1\,400 \times 0.71 = 994$ vph

Substituyendo:

$$N = \frac{3\,780 \times (3.0-1) \times 560}{994} = 4.91 = 5$$

$N = 5$ carriles

Ejemplo 2.

A. Datos.

Entrecruzamiento ubicado en el entronque de una autopista.
Volúmenes de demanda (ver croquis de la pág. 224).

Comp ción del tránsito: hículos pesados = 3%
vehículos ligeros = 97%

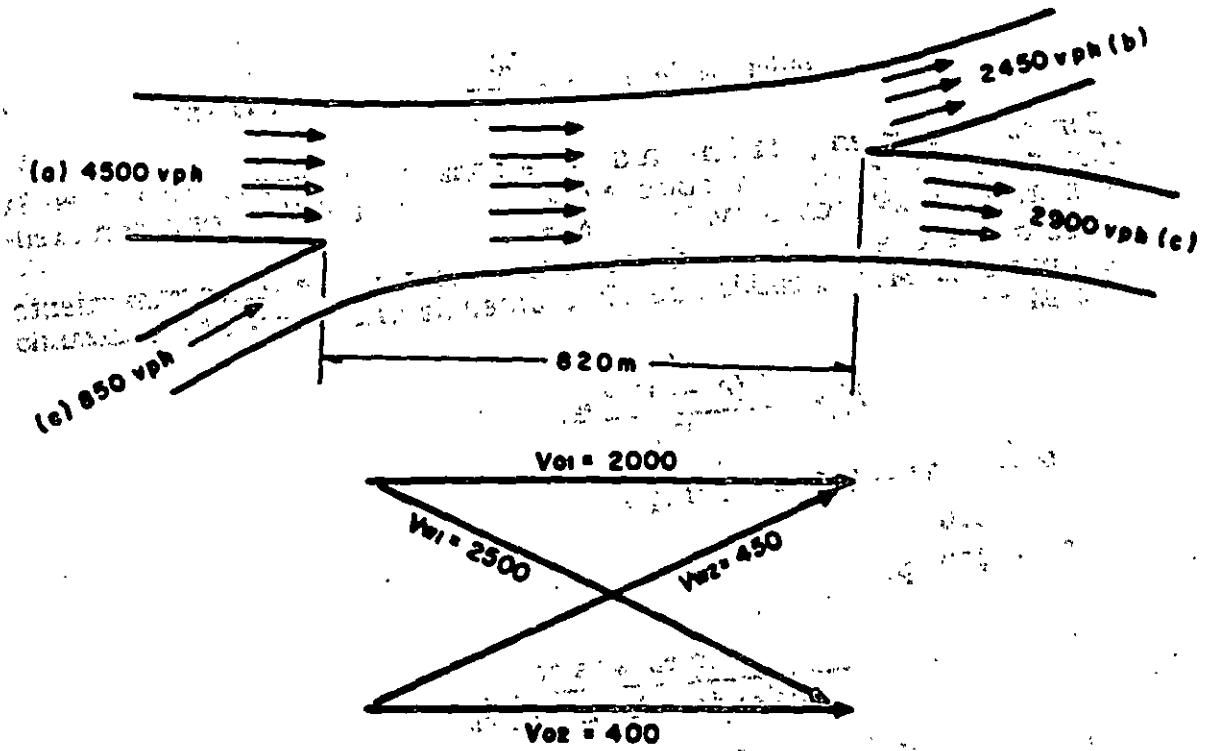
Longitud de la zona de entrecruzamiento = 820 m.

Número de carriles (representado por flechas en el croquis).

Ancho de los carriles = 3.65 m c/u.

Nivel de servicio en cada camino = C.

Pendiente en la zona de entrecruzamiento = 8%.



Volumenes de demanda en la zona de entrecruzamiento

B. Determínese:

1. La calidad del flujo en la zona de entrecruzamiento.
2. El nivel de servicio en las ramas de la zona de entrecruzamiento.

C. Solución:

1. Determinación de la calidad del flujo.

Transfórmense los volúmenes de entrecruzamiento a vehículos ligeros, con la expresión:

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{V_{w_1} + V_{w_2}}{T_L}$$

$V_{w_1} = 2\,500$ vph; $V_{w_2} = 450$ vph

Para determinar T_L, se considera que la longitud de la pendiente empieza 400 m antes de la zona de entrecruzamiento; por lo tanto, la longitud de la pendiente será de 400 + 820 = 1 220 m.

De acuerdo con lo anterior, $E_T = 10$ (de la tabla 6-F)

y $T_L = 0.79$ (de la tabla 6-H)

Substituyendo:

$$\text{Vehículos ligeros} = \frac{450 + 2\,500}{0.79} = 3\,735 \text{ vph}$$

Con este volumen y la longitud de la zona de entrecruzamiento en la gráfica de la Figura 6.30, se obtiene que la calidad del flujo está comprendida entre III y IV, con un valor de $k = 3.0$.

Verifíquese que el número de carriles en la zona de entrecruzamiento sea el adecuado para la calidad del flujo obtenida anteriormente, utilizando la expresión:

$$N = \frac{V(k - 1)\, V_{w_1}}{VS}$$

$V = 4\,500 + 850 = 5\,350$ vph

$k = 3.0$

$V_{w_1} = 450$ vph

$$VS \text{ promedio} = \frac{VS \text{ en cada rama}}{\text{Carriles de todas las ramas}}$$

VS en la rama $(a) = 6\,000$ vph (de la tabla 6-C)

VS en la rama $(b) = 1\,650$ vph (de la tabla 6-C)

VS en las ramas (c) y $(d) = 4\,350 \times 2 = 8\,700$ vph (de la tabla 6-C)

TOTAL $= 16\,350$ vph

$$VS \text{ promedio} = \frac{16\,350}{11} = 1\,486 \text{ vph}$$

Comparando con el VS máximo admisible de la tabla 6-P

1 846 vph < 1 800 vph (calidad del flujo III)

Factor de ajuste por vehículos pesados = 0.79 (obtenido en la primera parte de la solución).

VS prom. $= 1\,486 \times 0.79 = 1\,174$ vph (tránsito mixto)

Substituyendo:

$$N = \frac{5\,350 + (3.0 - 1)\,450}{1\,174} = 5.3$$

Comparando con el número de carriles en la zona de entrecruzamiento:

$$5 \doteq 5.3$$

De lo anterior se concluye que el número de carriles es el adecuado para la calidad del flujo inicialmente encontrada (III — IV).

2. Determinación del nivel de servicio en las ramas, considerando la influencia de la calidad del flujo existente en la zona de entrecruzamiento.

Sabiendo que la zona de entrecruzamiento está ubicada en el entronque de una autopista y que la calidad del flujo está comprendida entre III y IV, de la tabla 6-R se obtiene que en el nivel de servicio en las ramas es C; este nivel de servicio coincide con el nivel de servicio dado como dato en el ejemplo.

Lo anterior indica que la operación en la zona de entrecruzamiento y la operación en los caminos que la forman, guardan el balance apropiado.

6.10 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN VIAS DE ENLACE

Una vía de enlace es aquella que permite al tránsito cambiar de un camino a otro. En intersecciones es conocida como aquella que une dos ramas de la intersección.

La influencia de la operación de una vía de enlace puede aplicarse a todos los caminos que tengan varios carriles y, por supuesto, que tengan enlaces. Como las autopistas son los caminos que siempre cumplen con las condiciones citadas, en lo sucesivo para hacer más simple la redacción, se hará referencia a este tipo de camino.

Las características de operación en los enlaces pueden afectar directamente la eficiencia del movimiento del tránsito en los carriles de una autopista; un proyecto deficiente de las vías de enlace limita seriamente el volumen de tránsito que puede entrar a una autopista. El diseño y ubicación apropiados de los enlaces en caminos con altos volúmenes de tránsito revisten, por consiguiente, gran importancia si el propósito que se persigue es el de ofrecer una operación rápida, segura y eficiente.

6.10.1 Consideraciones generales

A continuación se describen algunos de los conceptos más importantes en relación con el proyecto y la operación del tránsito en los enlaces; debiéndose señalar que al no tomar en consideración cualquiera de estos conceptos, existe la posibilidad de tener reducciones considerables en el volumen de servicio, bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito.

A) Entrecruzamiento entre enlaces sucesivos. Cuando existe una distancia relativamente corta entre un enlace de entrada y uno de salida, usualmente se presenta una situación de entrecruzamiento de un solo lado. Como ya se indicó al tratar lo relativo a entrecruzamientos, los procedimientos de análisis que se proponen aquí, son más apropiados para la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio en los entrecruzamientos que se producen en un solo lado de la autopista.

B) Consideración de periodos de volúmenes máximos. En ningún otro punto del camino es tan importante conocer el volumen de tránsito durante

intervalos de tiempo dentro de los períodos máximos, como lo es en los enlaces. En muchos casos, los datos del volumen horario pueden ser inadecuados, debido a que el flujo máximo en el enlace puede ocurrir en un intervalo diferente dentro de la hora, que el del flujo máximo en la autopista. Al aplicar los procedimientos de análisis para enlaces a la solución específica de problemas operacionales, las características de los máximos dentro de la hora son los críticos, por lo que deberán usarse volúmenes horarios, basados en estos períodos de tiempo más cortos que el de una hora.

C) Influencia del diseño. Los procedimientos de cálculo que se incluyen más adelante para los diferentes niveles de servicio, están basados en diseños modernos y adecuados. Actualmente, se llevan a cabo investigaciones para proporcionar un conocimiento más específico, del efecto que tiene la ausencia de carriles de aceleración y poder contar con factores de ajuste, que puedan aplicarse a proyectos de esta índole.

D) Factores que controlan la capacidad. La capacidad de un enlace de una autopista se determina por el menor de los tres siguientes valores: 1) la capacidad en el extremo que conecta con la autopista, 2) la capacidad del enlace propiamente dicho, y 3) la capacidad en el extremo que conecta con el camino secundario.

La capacidad de un enlace de un solo carril, puede alcanzar bajo condiciones ideales 2 000 vph; sin embargo, las restricciones en las características geométricas de la mayor parte de los enlaces, tales como pendientes, curvatura y otras semejantes, ocasionan que el valor anterior sea considerablemente más bajo.

En los extremos de los enlaces que conectan con las autopistas, el volumen de tránsito en el carril exterior de la autopista (carril Núm. 1) tiene un efecto notable en las operaciones de entrada y salida, y usualmente es el elemento que controla los volúmenes de servicio y la capacidad que puede alcanzarse en el enlace.

E) Conexiones de los enlaces de entrada. En los extremos de los enlaces de entrada que conectan con la autopista, generalmente el conductor que circula por el enlace y se dispone a entrar a la autopista, tiene necesidad de hacer una evaluación de la corriente del tránsito y hacer los ajustes necesarios de velocidad, para poder lograr incorporarse en el espacio escogido entre vehículos.

Resulta de lo anterior, que el elemento crítico para evaluar la capacidad en los extremos de los enlaces de entrada, es la disponibilidad de suficiente espacio en la corriente del tránsito en el carril Núm. 1.

En otras palabras, que el factor esencial en la determinación del volumen de servicio y de la capacidad, depende de la estimación que se haga del volumen en el área de maniobra donde convergen el tránsito del carril Núm. 1 de la autopista y el del enlace, conocidos los volúmenes de la autopista, la separación de los enlaces adyacentes y los volúmenes de tránsito en ellos.

F) Conexiones de los enlaces de salida. En el caso de enlaces de salida, el factor esencial que influye en la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio, es la estimación del volumen en el área de maniobra donde divergen el tránsito del carril Núm. 1 de la autopista y el del enlace,

En la descripción anterior de niveles de servicio, se supone que no existe un ancho adicional de la calzada del camino en ningún punto a través de las zonas de entrada y de salida. En la práctica, un carril auxiliar puede mejorar grandemente las operaciones en lugares donde un enlace de salida se encuentra a poca distancia de uno de entrada. De hecho, este elemento es la clave para mantener un nivel de servicio balanceado en todo el camino.

En la tabla 6-S se sintetizan los criterios fundamentales de niveles de servicio antes señalados, para los casos de entradas y salidas simples. Esta tabla no deberá usarse directamente para cálculos de capacidad y volúmenes de servicio, sin hacer referencia a los procedimientos que se describen más adelante, en este inciso.

6.10.3 Determinación de la capacidad y el volumen de servicio en el extremo del enlace que conecta con la autopista

Los procedimientos para determinar los volúmenes aceptables en los extremos de los enlaces, se basan en la premisa de que si el volumen de demanda no excede al volumen de servicio en ciertos puntos críticos, como los que se muestran en la Figura 6.32, se tendrán buenas condiciones de operación tanto en la autopista como en el enlace, sin requerirse un mayor análisis.

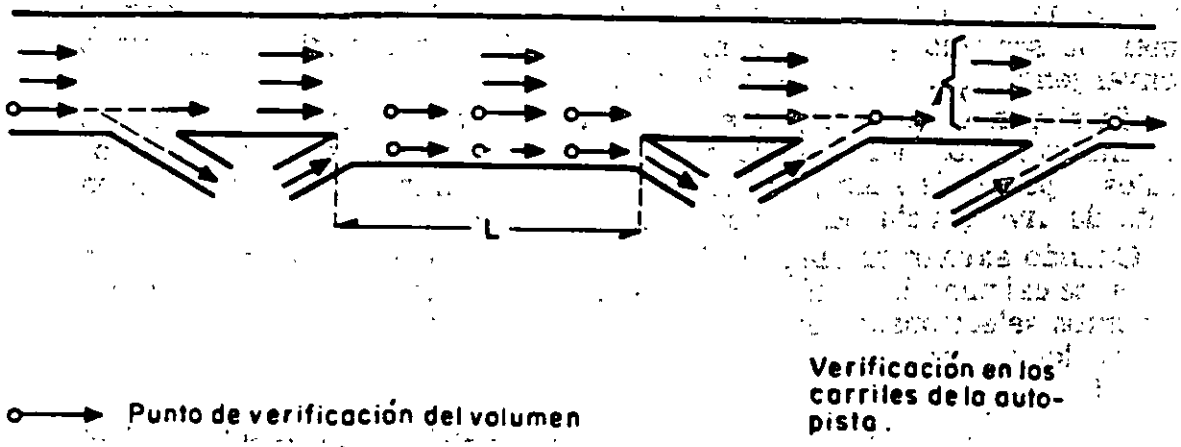


FIGURA 6.32. PUNTOS CRITICOS DE VERIFICACION

Existen dos procedimientos para la determinación de volúmenes de servicio, dependiendo del nivel de servicio por analizar.

6.10.3.1 Cálculo de volúmenes de servicio para los niveles A, B y C

Para propósitos de proyecto, donde se deseen condiciones de circulación continua, como las proporcionadas por un nivel de servicio C o mejor, el procedimiento empleado requiere del uso de ecuaciones, en las cuales están involucrados los siguientes conceptos: *a)* el volumen de tránsito en el

enlace en estudio, *b)* el volumen de tránsito en la autopista, inmediatamente antes de que conecte el enlace, *c)* las distancias entre enlaces adyacentes y los volúmenes de tránsito en ellos antes y después de su conexión con la autopista.

Estas ecuaciones han sido obtenidas por medio de técnicas de regresión múltiple y se emplean para calcular los volúmenes de tránsito probable en el carril Núm. 1, en puntos de verificación seleccionados.

Los pasos a seguir son los siguientes:

1. Establézcanse las características geométricas del lugar en estudio, incluyendo el número de carriles de la autopista y la ubicación y tipo de los enlaces adyacentes.

2. Establézcanse los volúmenes de demanda para todos los movimientos vehiculares.

3. Elíjase de entre los diferentes casos mostrados en las Figuras 6.33 a 6.50, la ecuación apropiada de acuerdo con las características geométricas y de operación involucradas, y con ésta calcúlese el volumen de tránsito probable en el carril Núm. 1, en el punto o los puntos de verificación necesarios.

4. Analícese el criterio señalado en los puntos anteriores, de la manera siguiente:

a) En el punto de convergencia, el volumen que entra por el enlace se suma al volumen calculado en el carril Núm. 1. Este volumen total que llega al punto de convergencia después de la salida, se compara con el volumen de servicio que se da en la tabla 6-S correspondiente al punto de convergencia que se está verificando.

b) En el punto de divergencia, el volumen calculado en el carril Núm. 1 (que incluye a los vehículos de paso que circularán en este carril y a los vehículos a punto de salir), se compara con los volúmenes de servicio en el punto de divergencia, señalados en la tabla 6-S.

c) Cuando existen carriles auxiliares, entre un enlace de entrada y uno de salida, se calculan los volúmenes en el carril auxiliar y en el carril Núm. 1, en puntos seleccionados entre los dos enlaces. Estos volúmenes se comparan con los volúmenes de servicio de convergencia o de divergencia de la tabla 6-S dependiendo de la ubicación de los puntos de verificación.

d) Cuando exista entrecruzamiento entre enlaces espaciados a corta distancia, en la tabla 6-S se indican los volúmenes máximos de entrecruzamiento admisibles, con los cuales hay que comparar la suma de los volúmenes de los enlaces. En caso necesario deben efectuarse verificaciones del entrecruzamiento, en puntos a cada 150 m.

e) En el caso de enlaces de dos carriles, los diferentes volúmenes de convergencia y de divergencia por verificar, se comparan con los volúmenes de servicio de convergencia y de divergencia de la tabla 6-S.

f) El volumen total de tránsito en la autopista, se compara con el volumen de servicio de la tabla 6-S. En este procedimiento, los carriles auxiliares no cuentan como carriles de la autopista.

5. Evalúense e interprétense los resultados del análisis efectuado en el punto 4, de la manera siguiente:

Los volúmenes de servicio para un nivel de servicio en particular, no deberán ser excedidos en ningún caso por los volúmenes de demanda si se

desea mantener una armonía completa en el proyecto. Si no son excedidos, el proyecto se considera satisfactorio para la operación del tránsito al nivel de servicio elegido. Si los volúmenes de servicio son excedidos en uno o más puntos de verificación, es recomendable hacer lo siguiente:

a) En el caso de un diseño nuevo, rediséñese o acéptese un nivel de servicio más bajo.

b) En el caso de una obra existente, considérese la reconstrucción o acéptese un nivel de servicio restringido.

La meta usual, si se decide reconstruir o rediseñar, es la de reducir los volúmenes en los puntos de verificación, de tal manera que queden dentro del rango de volúmenes de servicio correspondiente al nivel de servicio elegido. Los siguientes son ejemplos de posibles soluciones:

— Agregar otro carril auxiliar.
— Aumentar la distancia entre enlaces.
— Distribuir entre dos enlaces los volúmenes altos de un enlace.
— Aumentar el número de carriles de la autopista.

A) Variables consideradas. La serie de ecuaciones mostradas en las Figuras 6.33 a 6.50, involucran un cierto número de factores y variables, aun cuando no todos ellos se utilizan en una sola ecuación. Estos se definen a continuación:

$V_1 = (1)$ Para un enlace de entrada, V_1 es el volumen en el carril Núm. 1 de la autopista, a la altura de la nariz del enlace de entrada, precisamente antes de que tenga lugar la convergencia.

$= (2)$ Para un enlace de salida, V_1 es el volumen en el carril Núm. 1, inmediatamente antes de que tenga lugar la divergencia.

$= (3)$ Para un enlace de salida de dos carriles, V_1 es el volumen en el carril Núm. 1, inmediatamente después de que tenga lugar la divergencia.

$V_{1+A} = (1)$ Para un enlace de entrada de dos carriles, V_{1+A} es el volumen en el carril Núm. 1 de la autopista más el volumen del carril izquierdo del enlace (el carril del enlace más cercano a la autopista).

$= (2)$ Para un enlace de salida de dos carriles, V_{1+A} es el volumen en el carril Núm. 1 más el volumen en el carril izquierdo del enlace antes de que tenga lugar la divergencia.

$V_c =$ Para la bifurcación de los tres carriles en un solo sentido de una autopista, en dos ramas de dos carriles cada una, V_c es el volumen en el carril central antes de que éste se divida en el carril Núm. 1 de la rama más importante y en el carril izquierdo de la otra rama.

$V_f =$ Para un enlace de entrada, V_f es el volumen en la autopista, total para todos los carriles en un sentido, a la altura de la nariz del enlace, precisamente antes de que tenga lugar la convergencia.

$V_t =$ Para un enlace de salida, V_t es el volumen en la autopista, total para todos los carriles en un solo sentido, inmediatamente antes de que tenga lugar la divergencia.

$V_r = (1)$ Para un enlace de entrada, V_r es el volumen que llega a la zona de convergencia a través del enlace.

$= (2)$ Para un enlace de salida, V_r es el volumen que sale por el enlace proveniente de la zona de divergencia.

= (3) Para una bifurcación, V_r es el volumen que usa la rama derecha de la bifurcación.

D_r = Distancia en metros, medida como se indica en la Figura 6.31, desde el enlace que se está considerando hasta el enlace inmediato anterior de entrada o de salida.

V_r = Volumen en el enlace inmediato anterior al que se está considerando, bien sea de entrada o de salida.

D_d = Distancia en metros, medida como se indica en la Figura 6.31, desde el enlace que se está considerando hasta el enlace inmediato posterior de entrada o de salida.

V_d = Volumen en el enlace inmediato posterior al que se está considerando, bien sea de entrada o de salida.

B) Elementos adicionales que requieren consideración. Uso de carril auxiliar. Las Figuras 6.37, 6.38, 6.42, 6.43 y 6.47, se usan para el análisis de los enlaces de entrada, cuando existe un carril auxiliar que se prolonga hasta un enlace de salida inmediato posterior. La presencia de carriles auxiliares cambia, en cierto modo, los procedimientos de cálculo que se usan en situaciones comunes de convergencia y divergencia. La mayor oportunidad de entrecruzamiento o de cambio de carril que ocurre entre el carril Núm. 1 y el carril auxiliar, hace necesario el cálculo del volumen en puntos seleccionados entre las narices de los enlaces; debiéndose verificar también, el volumen de entrecruzamiento en puntos situados a cada 150 m.

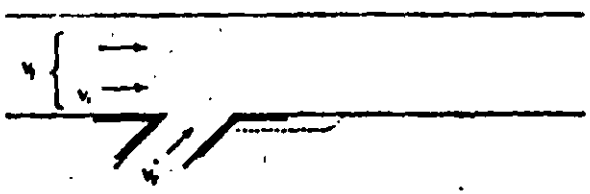
El cálculo de los volúmenes en el carril Núm. 1 y en el carril auxiliar, deben verificarse por separado, comparándolos con los volúmenes de servicio de la tabla 6-S. Si los puntos de verificación están situados a la mitad de la distancia entre enlaces o más cercanos al enlace de entrada, la comparación se hace con los volúmenes de servicio de convergencia; si el punto se encuentra más cercano al enlace de salida, la comparación deberá hacerse con los volúmenes de servicio de divergencia. Para una verificación de volúmenes en todos los carriles de la autopista, no deberá incluirse dentro del volumen total el volumen en el carril auxiliar.

Para el análisis de situaciones donde existe un carril auxiliar, se emplean las curvas de la Figura 6.51 junto con las ecuaciones correspondientes; su uso permite el análisis de los movimientos de cambio de carril que se producen en un momento dado, en cualquier punto a lo largo del carril auxiliar. El procedimiento de cálculo es el siguiente:

a) Determínese el volumen en el carril Núm. 1, usando la ecuación apropiada al caso (Figuras 6.37, 6.38, 6.42, 6.43 y 6.47). Este volumen en el carril Núm. 1 se compone de los vehículos que van de paso y de los que van a dejar la autopista por medio del enlace de salida. Al calcular el tránsito de paso en el carril Núm. 1, se considera que el 100 por ciento de los vehículos que van a salir, permanecen en el carril Núm. 1 desde el enlace de entrada.

b) Réstese el volumen en el enlace de salida, del volumen calculado en el carril Núm. 1 para obtener el volumen que va de paso en el carril Núm. 1 (Volumen que va de paso = $V_1 - V_r$).

c) Háganse varias verificaciones de volúmenes en el carril Núm. 1 y en el carril auxiliar en puntos situados entre enlaces. Estos volúmenes se determinan como sigue:



$V_1 = 136 + 0.848\ V_2 + 0.116\ V_3$

Error estándar = 113 VPH

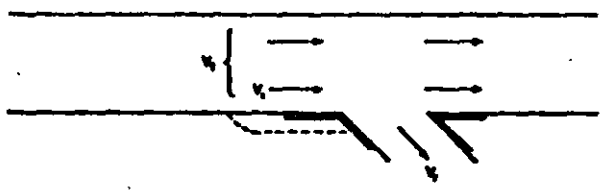
Limitaciones :

V_2 : 400 - 3400 VPH

V_3 : 50 - 1400 VPH

Que no exista un enlace de entrada en una longitud de 600 m antes del enlace indicado

FIGURA 6.33



$V_1 = 165 + 0.345\ V_2 + 0.520\ V_3$

Error estándar = 131 VPH

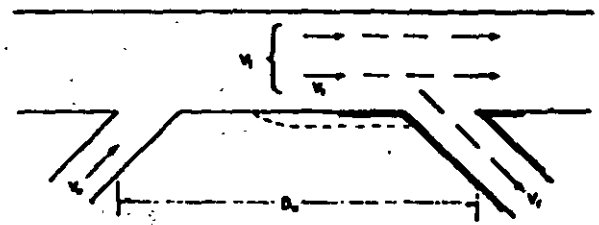
Limitaciones :

V_2 : 400 - 4200 VPH

V_3 : 50 - 1300 VPH

Que no exista un enlace de entrada en una longitud de 1000 m antes del enlace indicado.

FIGURA 6.34



$V_1 = 202 + 0.362\ V_2 + 0.496\ V_3 - 0.226\ D_a + 0.096\ V_4$

Error estándar = 83 VPH

Limitaciones :

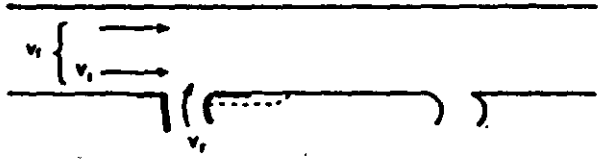
V_2 : 70 - 4200 VPH

V_3 : 50 - 1600 VPH

V_4 : 50 - 900 VPH

D_a : 210 - 1000 m

FIGURA 6.35



Solución (a) : Volumen del enlace < 600 VPH

$V_3 = 166 + 0.280\ V_4$

Error estándar = 102 VPH

Limitación :

V_2 : 600 - 2000 VPH

Solución (b) : Volumen del enlace : 600 - 1200 VPH

$V_3 = 128 + 0.482\ V_4 - 0.301\ V_2$

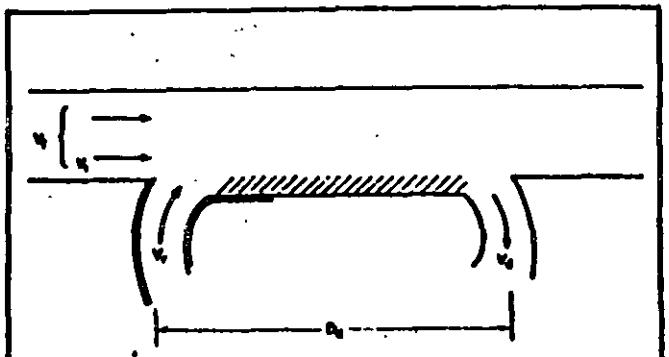
Error estándar = 111 VPH

Limitaciones :

V_2 : 600 - 1200 VPH

V_4 : 600 - 1200 VPH

FIGURA 6.36



$V_d = 195 + 0.273\,V_f - 0.146\,V_r + 0.723\,V_s$

Error estándar = 96 VPH

Limitaciones:

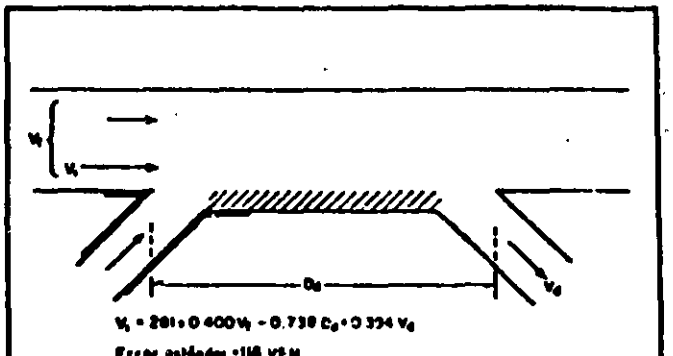
V_f : 800 - 3600 VPH

V_r : 100 - 1500 VPH

V_s : 50 - 500 VPH

D_d : 170 - 230 m (deseable)

FIGURA 6.37



$V_r = 281 + 0.400\,V_f - 0.738\,C_d + 0.334\,V_s$

Error estándar = 116 VPH

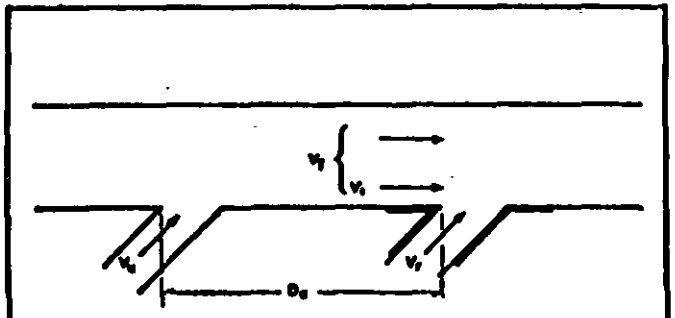
Limitaciones:

V_f : 1200 - 3200 VPH

V_s : 50 - 1000 VPH

D_d : 250 - 500 m

FIGURA 6.38



$V_r = 123 + 0.378\,V_f - 0.142\,V_s$

Error estándar = 78 VPH

Limitaciones:

V_f : 800 - 3600 VPH

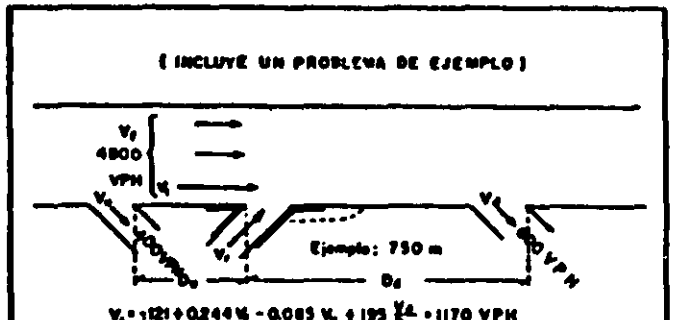
V_r : 100 - 1500 VPH

V_s : 100 - 1000 VPH

D_d : 120 - 600 m

FIGURA 6.39

(INCLUYE UN PROBLEMA DE EJEMPLO)



$V_r = 121 + 0.244\,V_f - 0.085\,V_s + 193\,\frac{V_s}{D_d} + 1170$ VPH

Error estándar = 140 VPH

Limitaciones:

V_f: 2400 - 6200 VPH

V_s: 50 - 1100 VPH

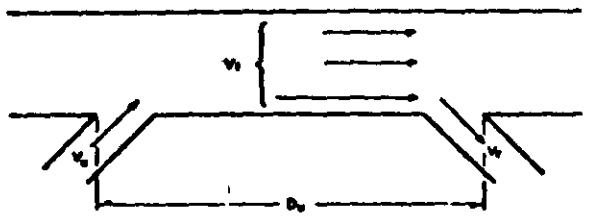
V_d: 50 - 1300 VPH

V_r: 100 - 1700 VPH

D_d: 275 - 1750 m

C_d: 275 - 800 m

FIGURA 6.40

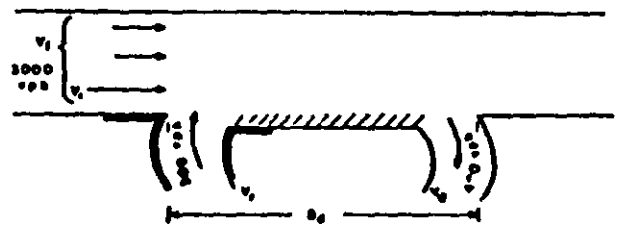


$V_t = 94 + 0.231\ V_f + 0.475\ V_g + 65.5\ \frac{V_g}{D_d}$

Error estándar = 128 VPH

FIGURA 6.41

(INCLUYE UN PROBLEMA DE EJEMPLO)



$V_t = 87 + 0.225\ V_f - 0.140\ V_r + 0.500\ V_g - 836$ VPH

Error estándar = 178 VPH

Limitaciones:

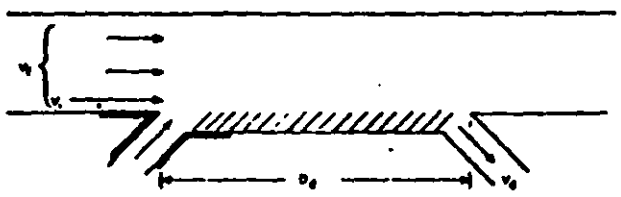
V_f : 2000-3600 VPH

V_r : 200-1300 VPH

V_g: 150-1900 VPH

D_d: 120- 280 m.

FIGURA 6.42



$V_t = 53 + 0.283\ V_f - 1.320\ D_d + 0.547\ V_g$

Error estándar = 159 VPH

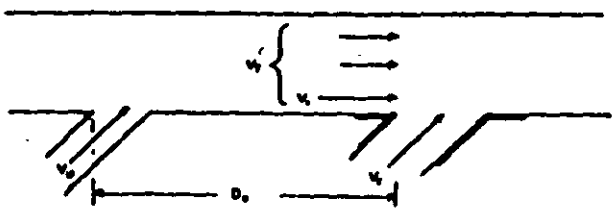
Limitaciones:

V_f : 1900-5600 VPH

V_g : 50-1000 VPH

D_d : 90- 425 m.

FIGURA 6.43



$V_t = 57.4 + 0.228\ V_f - 0.194\ V_r + 0.274\ V_g$

Error estándar = 142 VPH

Limitaciones:

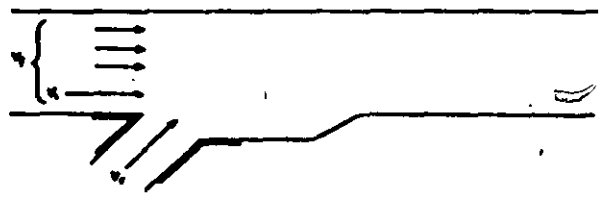
V_f : 1800-5400 VPH

V_r : 100-1300 VPH

V_g : 100-1400 VPH

D_d : 150- 300 m.

FIGURA 6.44



$V_f = 312 + 0.201\ V_1 + 0.127\ V_r$

Error estándar = 156 VPH.

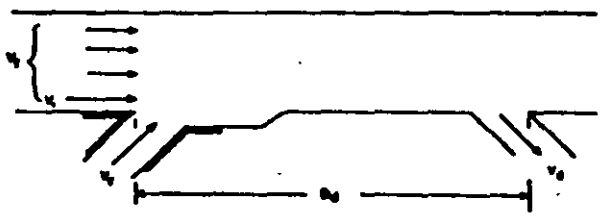
Limitaciones:

V_1 : 3000-7700 VPH

V_r : 300-1300 VPH

Que no exista un enlace de salida en una longitud de 915 m después del enlace indicado

FIGURA 6.45



$V_f = 353 + 0.199\ V_1 - 0.037\ V_d + 0.486\ V_d$

Error estándar = 107 VPH

Limitaciones:

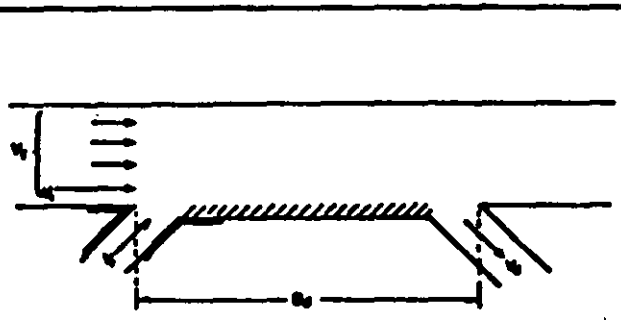
V_1 : 3000-7100 VPH

V_d : 300-1100 VPH

V_d : 100- 800 VPH

D_d : 455- 915 m.

FIGURA 6.46



$V_f = 504 + 0.180\ V_1 - 0.203\ V_d - 1.600\ D_d + 0.204\ V_d$

Error estándar = 107 VPH

Limitaciones:

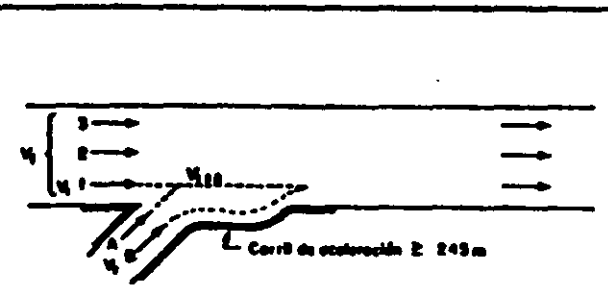
V_1 : 3870 - 7500 VPH

V_d : 110 - 1220 VPH

V_d : 110 - 1220 VPH

D_d : 150 - 425 m

FIGURA 6.47



Solución (a):

$V_f = 54 + 0.070\ V_1 + 0.049\ V_2$

Error estándar = 99 VPH

Limitaciones:

V_1 : 600 - 3000 VPH

V_2 : 1100 - 3000 VPH

Solución (b):

$V_{f,a} = 205 + 0.287\ V_1 + 0.375\ V_2$

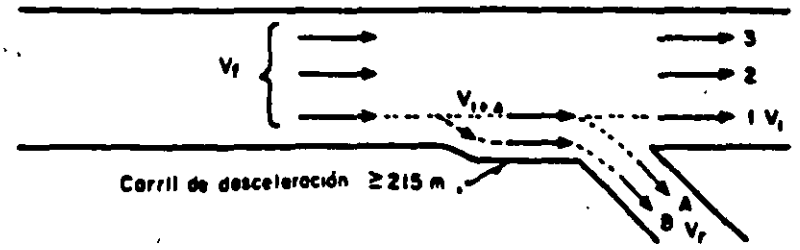
Error estándar = 212 VPH

Limitaciones:

V_1 : 600 - 3000 VPH

V_2 : 1100 - 3000 VPH

FIGURA 6.48



Solución (a) :

$V_{1+A} = -158 + 0.035\ V_f + 0.0567\ V_r$

Error estándar = 181 VPH

Limitaciones :

V_f : 2100 - 6000 VPH

V_r : 1100 - 6000 VPH

Solución (b) :

$V_1 = +18 + 0.060\ V_f + 0.072\ V_r$

Error estándar = 150 VPH

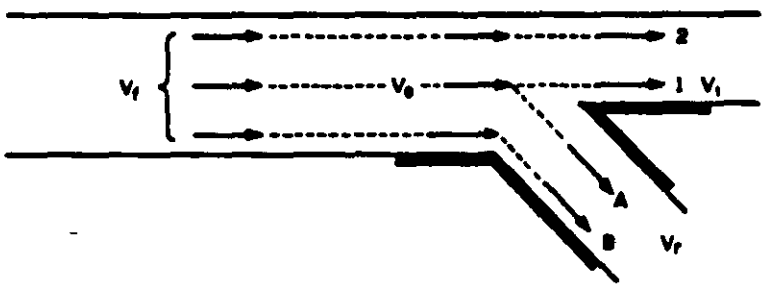
Limitaciones :

V_f : 2100 - 6000 VPH

V_r : 1100 - 6000 VPH

Error estándar en el carril A de salida = 77 VPH

FIGURA 6.49



Solución (a):

$V_c = 64 + 0.285\ V_f + 0.141\ V_r$

Error estándar = 94 VPH

Limitaciones :

V_f : 1200 - 4500 VPH

V_r : 300 - 2650 VPH.

Solución (b):

$V_1 = 173 + 0.295\ V_f - 0.320\ V_r$

Error estándar = 66 VPH

Limitaciones :

V_f : 1200 - 4500 VPH

V_r : 300 - 2650 VPH

Error estándar del enlace de salida = 86 VPH

FIGURA 6.50

Volumen en el carril Núm. 1 = vehículos en el carril Núm. 1 que van de paso + vehículos en el carril Núm. 1 provenientes del enlace de entrada, fuera del carril auxiliar (curva superior de la Figura 6.51) + vehículos que usarán el enlace de salida pero que todavía se encuentran en el carril Núm. 1 (deducido de la curva inferior de la Figura 6.51).

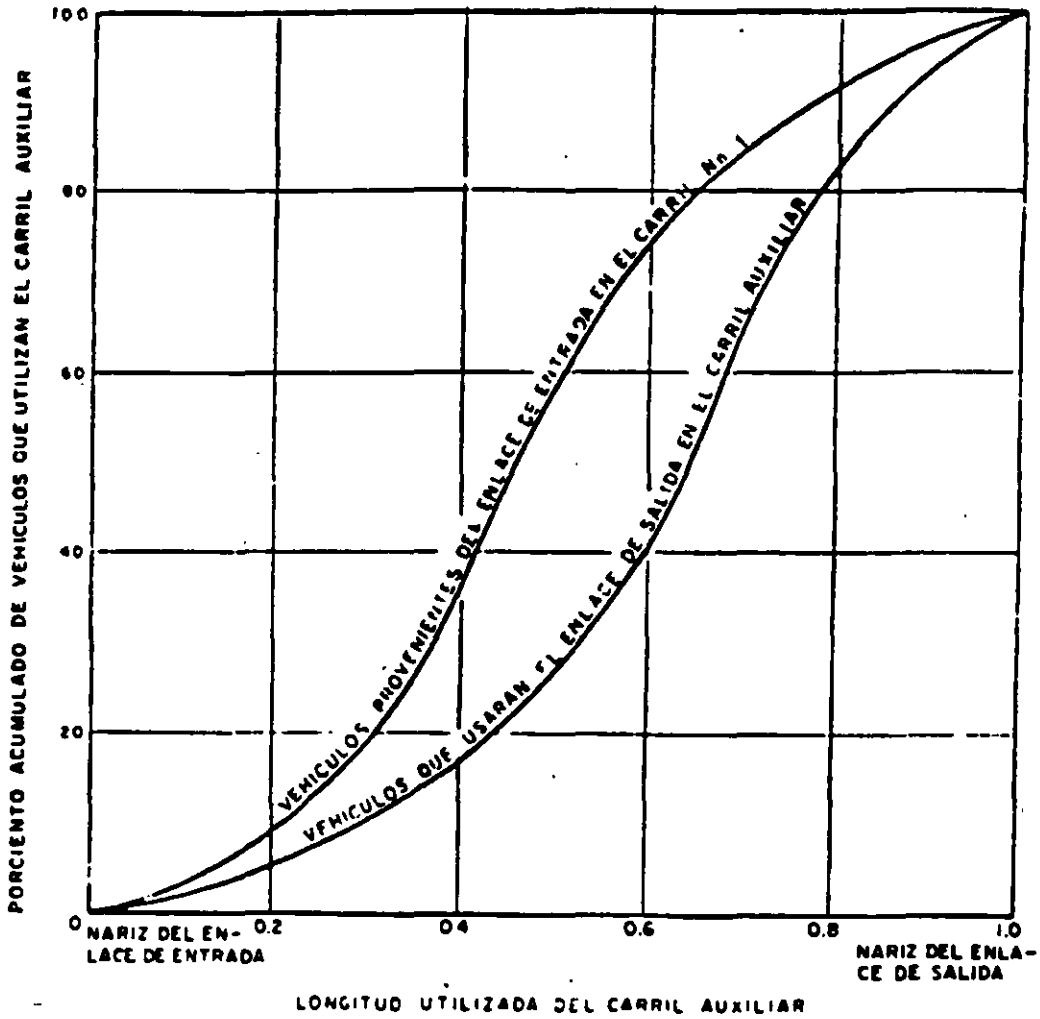


FIGURA 6.51. USO DEL CARRIL AUXILIAR ENTRE ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA ADYACENTES

Volumen en el carril auxiliar = vehículos provenientes del enlace de entrada, que todavía se encuentran en el carril auxiliar (deducido de la curva superior de la Figura 6.51 + vehículos que usarán el enlace de salida y que se han movido al carril auxiliar (de la curva inferior de la Figura 6.51).

Usualmente puede determinarse el punto más crítico entre los enlaces, al observar los volúmenes de cada enlace y la forma de las curvas de la Figura 6.51. Al examinar la curva superior, se nota que el movimiento más fuerte que pasa del carril auxiliar al carril Núm. 1 en la distancia disponible, ocurre en el tramo comprendido entre 0.3 y 0.6 de esta distancia.

Asimismo, se puede observar en la curva inferior, que los vehículos que van a salir tienden a permanecer en el carril Núm. 1 hasta una longitud igual a 0.5 de la distancia disponible, después de la cual, se desplazan hacia el carril auxiliar hasta una longitud igual a 0.8 de la distancia. Lo anterior sugiere que la parte más usada del carril Núm. 1 es la comprendida entre 0.5 y 0.6 de la longitud del carril auxiliar. Si la suma del volumen en el carril Núm. 1 y el volumen en el enlace de entrada, no excede al 150 por ciento del volumen de servicio de convergencia indicado en la tabla 6-S, será suficiente, como regla práctica, verificar el volumen en un punto situado a 0.5 de la distancia disponible.

Ajuste por camiones. Los procedimientos descritos están basados en volúmenes de tránsito mixtos con 5% de camiones y condiciones de terreno a nivel; aun cuando no se requieren correcciones cuando el porcentaje de camiones es inferior al 5%, el procedimiento considera un factor de seguridad de 1.10, es decir 1/0.91, en donde 0.91 corresponde al factor de ajuste para 5% de camiones, obtenido de la tabla 6-H.

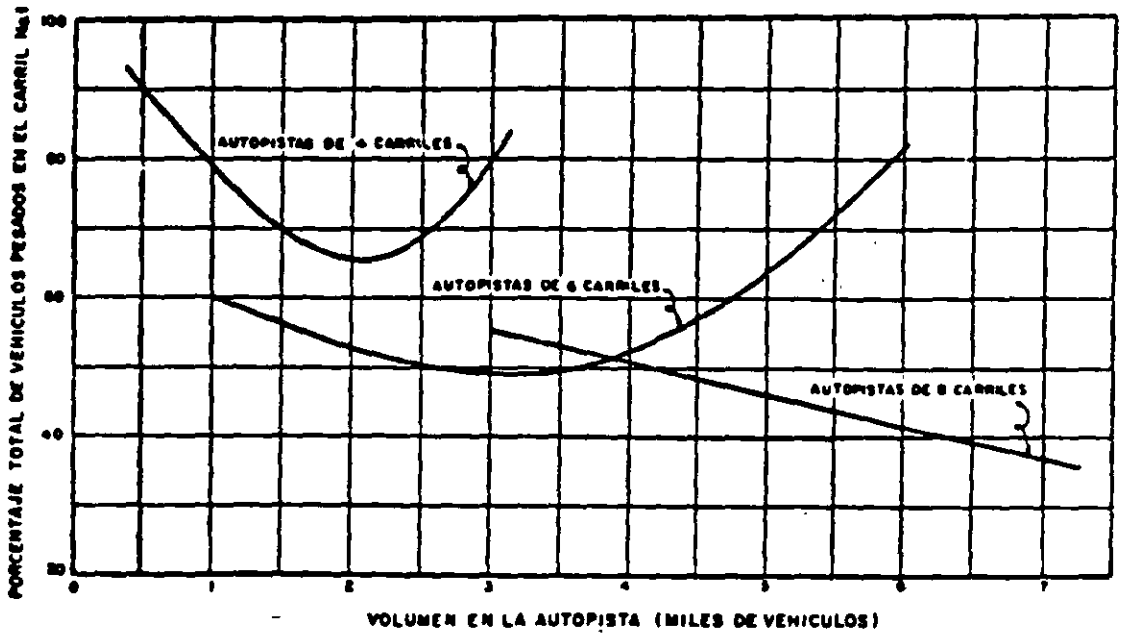


FIGURA 6.52. PORCENTAJE TOTAL DE VEHICULOS PESADOS EN EL CARRIL NUM. 1 DE AUTOPISTAS DE 4, 6 Y 8 CARRILES INMEDIATAMENTE ANTES DE LOS ENLACES DE ENTRADA, O EN EL PUNTO DE DIVERGENCIA INMEDIATAMENTE ANTES DE LOS ENLACES DE SALIDA

Cuando el porcentaje de camiones sea superior, o las pendientes sean importantes, deberá hacerse un ajuste por camiones, el cual se lleva a cabo empleando la Figura 6.52; en esta figura se muestra el porcentaje del total de camiones en un solo sentido, que probablemente circulará por el carril Núm. 1. Con este porcentaje se obtiene el número de camiones en el carril Núm. 1 y, por consiguiente, el por ciento de camiones en función del volumen de tránsito de este mismo carril. Conocido el por ciento de

camiones en el carril Núm. 1, se puede determinar la equivalencia de vehículos ligeros y, por consiguiente, el factor de ajuste, de acuerdo con el procedimiento indicado en el apartado B) del inciso 4.6.1. Multiplicando el volumen en el carril Núm. 1 por el factor 0.91 (factor de ajuste real por camiones), se obtiene el equivalente de vehículos ligeros, quedando implícito en el cálculo, el 5% que se toma como base en el procedimiento.

6.10.3.2 Cálculo de volúmenes de servicio para el nivel D

La tabla 6-T y la Figura 6.53, son los principales elementos que se emplean para reflejar el comportamiento del conductor a un nivel de servicio D. La tabla 6-T da el porcentaje del tránsito de paso que circula en el carril Núm. 1 en las zonas de conexión de los enlaces a un nivel de servicio D, y la Figura 6.53 da los porcentajes del tránsito que van a entrar a la autopista y del tránsito que va a salir, con probabilidad de circular en el carril Núm. 1 en la zona entre enlaces, así como los del tránsito que va a circular en el carril auxiliar en caso de que éste exista.

El procedimiento de cálculo es el siguiente:

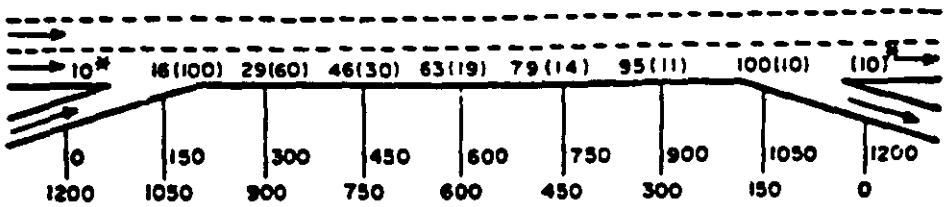
a) Establézcanse las características geométricas del lugar en estudio, incluyendo el número de carriles de la autopista, y los carriles auxiliares en el caso de que existan; ubíquense todos los enlaces comprendidos entre 1 200 m antes y 1 200 m después del enlace o punto de estudio.

b) Establézcanse los volúmenes de demanda para todos los movimientos involucrados.

VOLUMEN TOTAL DEL TRANSITO DE PASO, EN UN SENTIDO (V P H)	PORCENTAJE DEL TRANSITO DE PASO QUE CIRCULA EN EL CARRIL Nº 1		
	AUTOPISTA DE 8 CARRILES 4 EN CADA SENTIDO	AUTOPISTA DE 6 CARRILES 3 EN CADA SENTIDO	AUTOPISTA DE 4 CARRILES 2 EN CADA SENTIDO
6500 y más	10	——	——
6000 – 6499	10	——	——
5500 – 5999	10	——	——
5000 – 5499	9	——	——
4500 – 4999	9	18	——
4000 – 4499	8	14	——
3500 – 3999	8	10	——
3000 – 3499	8	6	40
2500 – 2999	8	6	35
2000 – 2499	8	6	30
1500 – 1999	8	6	25
Hasta 1499	8	6	20

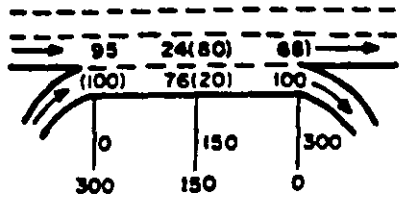
TABLA 6-T. PORCENTAJE DEL TRANSITO DE PASO QUE CIRCULA EN EL CARRIL NUM. 1, EN LAS ZONAS DE CONEXION DE LOS ENLACES A UN NIVEL DE SERVICIO D

CASO I.- ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA DE UN SOLO CARRIL, SIN CARRIL AUXILIAR
(Este croquis puede emplearse independientemente del espaciamiento entre enlaces de entrada y salida, pero como se indica abajo * debe usarse con precaución).

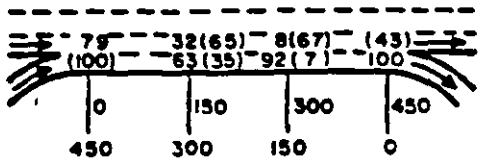


CASO II.- ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA DE UN SOLO CARRIL, CON CARRIL AUXILIAR

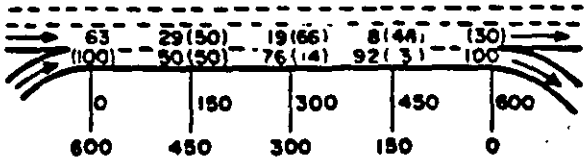
L = (Longitud del carril auxiliar entre enlaces) = 300 m.



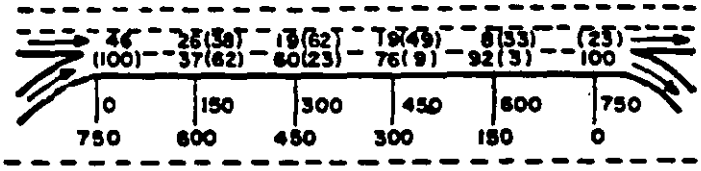
L = 450 m



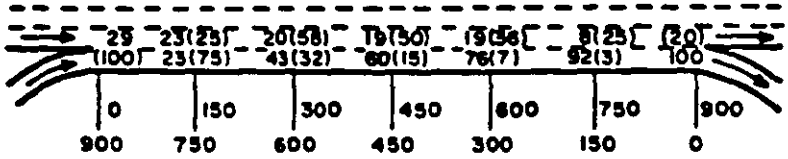
L = 600 m



L = 750 m



L = 900 m



Los valores encerrados en paréntesis indican el porcentaje del tránsito del enlace de entrada en el carril Núm. 1. Los valores que no están encerrados en paréntesis indican el porcentaje del volumen del enlace de salida en el carril Núm. 1. (El tránsito remanente está sobre el carril o carriles a la izquierda del carril Núm. 1)

Estos porcentajes no son necesariamente los correspondientes a condiciones de circulación continua o bajos volúmenes de tránsito en el enlace sino bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito en el carril Núm. 1 en el punto a considerar y con espacio libre disponible en los otros carriles.

* El porcentaje mínimo en el carril Núm. 1 debe ser igual o mayor que el correspondiente al tránsito de paso en el mismo carril, determinado de la tabla 7-T

FIGURA 6.53. DISTRIBUCION EN POR CIENTO DE LOS TRANSITOS DE LOS ENLACES DE ENTRADA Y SALIDA CON PROBABILIDAD DE CIRCULAR EN EL CARRIL NUM. 1 Y EN EL CARRIL AUXILIAR

c) Determínense los volúmenes por carril en los puntos críticos indicados en la Figura 6.32 y los volúmenes de entrecruzamiento en puntos a cada 150 m; verifíquense estos volúmenes con los valores de control de la tabla 6-S, de la manera siguiente:

1. El volumen de convergencia en cualquier punto del carril Núm. 1, o del carril auxiliar, no debe exceder al valor mostrado en la tabla 6-S, correspondiente al nivel de servicio D; este valor varía entre 1 400 y 1 650 vph, dependiendo del factor de la hora de máxima demanda que se utilice. De manera similar, el volumen de divergencia en un punto sobre el carril Núm. 1 o en un punto sobre el carril auxiliar, no puede exceder al valor mostrado en la tabla 6-S para el nivel D; este valor varía entre 1 500 y 1 750 vph, dependiendo también del factor de la hora de máxima demanda. Los volúmenes en los puntos críticos que se muestran en la Figura 6.32 deberán compararse con estos valores. La Figura 6.53 será de ayuda para determinar dónde existen otros puntos críticos.

2. Para mantener un flujo balanceado, el volumen de tránsito en la autopista, en la zona donde conecta con los enlaces (excluyendo el volumen de los carriles auxiliares en caso de existir), no debe exceder al valor que se da en la tabla 6-S para el nivel de servicio establecido.

3. El volumen de entrecruzamiento no debe exceder de 1 400 a 1 650 vph, en un segmento cualquiera de 150 m dentro de la zona de entrecruzamiento.

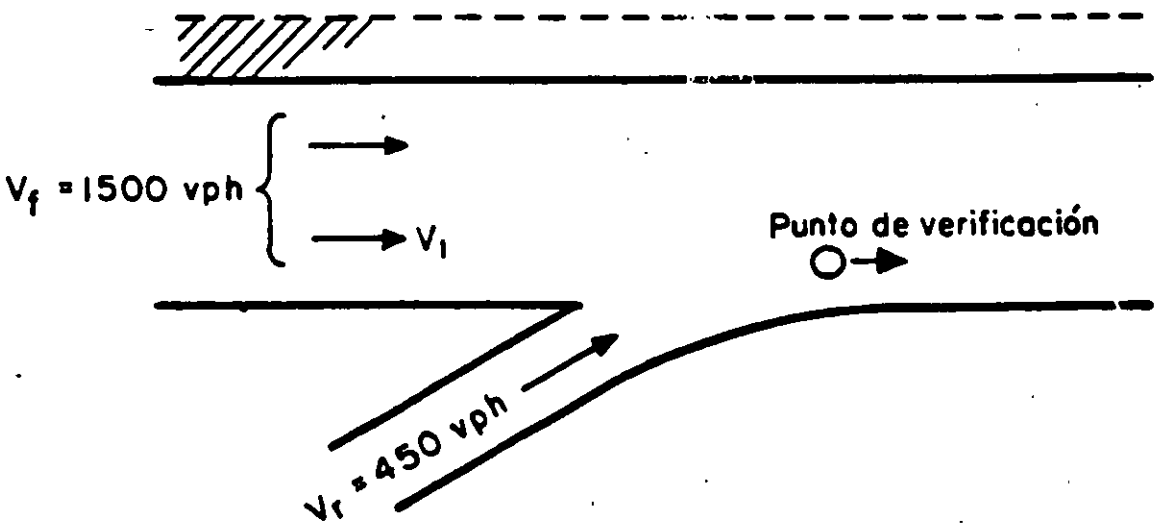
d) Evalúense los resultados obtenidos en el punto *c)*. En caso de no ser satisfactorios, considérense las posibles medidas de corrección.

6.10.4 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Conexión de un enlace de entrada de un solo carril con una autopista de 4 carriles, 2 en cada sentido.
Factor de la hora de máxima demanda $FHMD = 0.83$.
Proyecto geométrico con condiciones ideales.
Los volúmenes de demanda se muestran en el siguiente croquis.



B. Determínese:

El nivel de servicio en el punto de convergencia si:

1. Las condiciones son ideales.

2. Existen las siguientes restricciones:

En la autopista:

— Pendiente ascendente del 3% con longitud de 800 m.
— 10% de vehículos pesados.

En el enlace:

— Pendiente ascendente del 4% con longitud de 400 m.
— 4% de vehículos pesados.

C. Solución:

1. Para las condiciones ideales. Usando la ecuación correspondiente al diagrama de la Figura 6.33.

$V_1 = 136 + 0.345\ V_f - 0.115\ V_r$

$V_1 = 136 + 0.345\ (1\,500) - 0.115\ (450)$

$V_1 = 602$ vph.

Volumen total en el punto de convergencia:

$V_1 + V_r = 602 + 450 = 1\,052$ vph.

Comparando con el volumen de convergencia indicado en la tabla 6-S, se concluye que en el punto de convergencia que se está verificando, la operación corresponde a un nivel de servicio B.

2. Para las restricciones que se plantean.

Conversión del volumen en el carril núm. 1, a vehículos ligeros equivalentes:

De la Figura 6.52, para 1 500 vph en la autopista, el 70% de los vehículos pesados circularán por el carril Núm. 1, es decir, que el número de vehículos pesados en ese carril será 1 500 (0.10) (0.70) = 105 vph.

$$\%\text{ de vehículos pesados} = \frac{\text{Vehículos pesados en carril núm. 1}}{V_1}$$

$$= \frac{105}{602} \doteq 17\%$$

De la tabla 6-F para el 17% de vehículos pesados y 3% de pendiente, en 800 m de longitud, $E_r = 4$.

De la tabla 6-H, para $E_T = 4$ y 17% de camiones, $T_L \doteq 0.67$

$$V_1 = 602\left(\frac{0.91^{53}}{0.67}\right) = 818 \text{ vehículos ligeros por hora.}$$

[53] Véase ajuste por camiones, en el inciso 6.10.3.

Conversión del volumen en el enlace V_r a vehículos ligeros equivalentes:

De la tabla 6-F para 4% de vehículos pesados y 4% de pendiente en 400 m de longitud, $E_T = 10$.

De la tabla 6-H, para $E_T = 10$ y 4% de vehículos pesados, $T_L = 0.74$

$$V_r = 450 \left(\frac{0.91^{84}}{0.74}\right) = 553 \text{ vehículos ligeros por hora.}$$

Volumen total en el punto de convergencia:

$V_1 + V_r = 818 + 553 = 1\,371$ vehículos ligeros por hora.

Comparando con el volumen de convergencia indicado en la tabla 6-S para un *FHMD* de 0.83, se concluye que en el punto de convergencia que se está verificando, la operación corresponde a un nivel de servicio C.

Ejemplo 2.

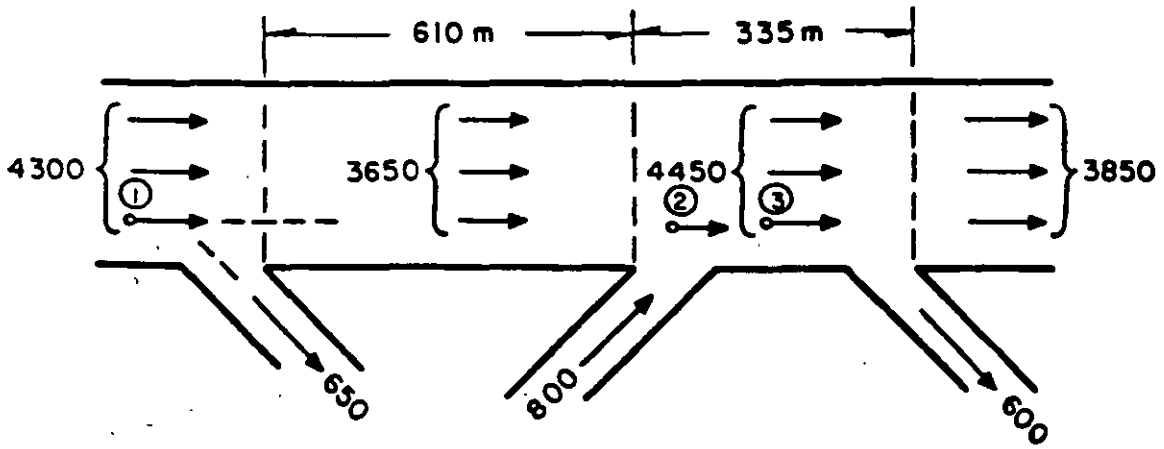
A. Datos:

Autopista de 6 carriles, 3 en cada sentido.

Factor de la hora de máxima demanda *FHMD* = 0.91.

Proyecto geométrico con condiciones ideales.

Volúmenes de demanda (véase croquis).



B. Determinese:

1. Si los volúmenes en los puntos marcados con un número dentro de un círculo operan a un nivel C.

2. Si el volumen de demanda en la autopista es menor que el valor límite del volumen de servicio para un nivel C.

3. Si los volúmenes de entrecruzamiento entre los enlaces de entrada y salida cumplen con los volúmenes de servicio de entrecruzamiento al nivel C, de la tabla 6-S.

4. Si no se cumple con el nivel de servicio C, rediséñese para lograr el nivel mencionado.

[84] Véase ajuste por camiones, en el inciso 6.10.3.

C. Solución:

1. Evaluando los condiciones dadas, conviene emplear la Figura 6.41 para divergencias y la Figura 6.40 para convergencias.

Verificación del primer punto de divergencia:

Utilizando la ecuación de la Figura 6.41.

$$V_1 = 94 + 0.231\,V_t + 0.473\,V_r + 65.5\left(\frac{V_u}{D_u}\right)$$

$V_t = 4\,300$ vph
$V_r = 650$ vph
$V_u = 0\,;\ D_u = 0$

Substituyendo:

$$V_1 = 94 + 0.231\,(4\,300) + 0.473\,(650) + 65.5\,(0)$$
$$V_1 = 1\,395 \text{ vph}$$

De la tabla 6-S para un nivel C y $FHMD = 0.91$, en el punto de divergencia el volumen de servicio es de 1 650 vph.

Como 1 395 vph $<$ 1 650 vph, se cumplen los requerimientos del nivel C y las condiciones son satisfactorias.

Verificación del segundo punto de divergencia:

Utilizando la misma ecuación de la Figura 6.41.

$V_t = 4\,450$ vph
$V_r = 600$ vph
$V_u = 800$ vph
$D_u = 335$ vph

Substituyendo:

$$V_1 = 94 + 0.231\,(4\,450) + 0.473\,(600) + 65.5\left(\frac{800}{335}\right)$$

$$V_1 = 1\,562 \text{ vph}$$

Como 1 562 vph $<$ 1 650 vph, se cumplen los requerimientos del nivel C y las condiciones son satisfactorias.

Verificación del punto de convergencia:

Utilizando la ecuación de la Figura 6.40.

$$V_1 = -121 + 0.244\,V_t - 0.085\,V_u + 195\left(\frac{V_d}{D_d}\right)$$

$V_t = 3\,650$ vph
$V_u = 650$ vph
$V_d = 600$ vph
$D_d = 335$ m

Substituyendo:

$$V_1 = -121 + 0.244\ (3\ 650) - 0.085\ (650) + 195\left(\frac{800}{335}\right)$$

$$V_1 = 1\ 064 \text{ vph}$$

Total en el punto de convergencia 1 064 vph (V_1 en el carril Núm. 1, a la altura de la nariz del enlace) + 800 vph (volumen entrando por el enlace) = 1 864 vph.

De la tabla 6-S, el volumen de servicio para convergencia a un nivel C y un *FHMD* de 0.91, es de 1 550 vph.

1 550 vph < 1 864 vph.

Como el volumen de convergencia es considerablemente mayor que el volumen de servicio al nivel C, no se cumple con los requisitos de operación planteados.

2. Verificación del nivel de servicio C, en los carriles de la autopista.

4 300 vph < 4 350 vph (de la tabla 6-S); aceptable
3 650 vph < 4 350 vph (de la tabla 6-S); aceptable
4 450 vph > 4 350 vph (de la tabla 6-S); no aceptable.

3. Verificación del entrecruzamiento.

800 vph entrando + 600 vph saliendo = 1 400 vph, que entrecruzan en una longitud de 335 m. Obviamente se encuentra en un nivel de servicio C si se compara con el volumen de entrecruzamiento de la tabla 6-S, la cual indica un máximo de 1 350 vph entrecruzándose en una longitud de 150 m; por consiguiente, las condiciones son satisfactorias.

Los análisis anteriores indican que la geometría propuesta es deficiente en el punto de convergencia y en los carriles de la autopista entre los enlaces de entrada y salida.

4. Proposiciones de modificación al diseño, para mejorar la operación en los puntos que no cumplen con el nivel de servicio C.

La modificación apropiada para cumplir con los requerimientos del nivel C, consiste en aumentar un carril entre los enlaces de entrada y salida, con el fin de proporcionar un espacio adicional de maniobra y reducir el número de vehículos en el carril Núm. 1.

Esto no cambiará la operación en el primer enlace de salida, por lo cual no será necesario revisarlo.

Con esta modificación, deberá hacerse una verificación del volumen en el carril Núm. 1, en el carril auxiliar y en la autopista, además de la verificación del entrecruzamiento.

Verificación sobre el carril Núm. 1. Para la verificación, es apropiado el empleo de la ecuación de la Figura 6.43.

$$V_1 = 53 + 0.283\ V_f - 1.320\ D_d + 0.547\ V_d$$

V_f, D_d y V_d, son los mismos valores utilizados en la primera parte del problema.

Substituyendo:

$$V_1 = 53 + 0.283\ (3\ 650) - 1.320\ (335) + 0.547\ (600)$$

$$V_1 = 972 \text{ vph}$$

Para propósitos de análisis, se considera que el 100% de los vehículos que van a salir, circulan en el carril Núm. 1 desde el enlace de entrada.

Volumen en el carril Núm. 1 que va de paso = V_1 (calculado con la ecuación) — V_r (que utilizará el enlace de salida), de donde:

Volumen en el carril Núm. 1 que va de paso = 972 — 600 = 372 vph.

Aplicación de la regla práctica.

Si la suma del volumen en el carril Núm. 1 más el volumen en el enlace de entrada no excede al 150% del volumen de servicio de convergencia, será suficiente verificar el volumen en un punto a 0.5 de la distancia disponible.

Volumen en el carril número 1	=	972 vph
Volumen en el enlace de entrada	=	800 vph
		1 772 vph

Volumen de convergencia para *FHMD* de 0.91 = 1 550 (de la tabla 6-S).
150% del volumen de convergencia = 1 550 × 1.5 = 2 325 vph.

Como 1 172 vph < 2 325 vph, se puede aplicar la regla práctica.

Volumen a 0.5 de la distancia disponible:

V_1 (a 0.5 de la distancia disponible) = vehículos en el carril Núm. 1 que van de paso + vehículos en el carril Núm. 1 provenientes del enlace de entrada + vehículos que usarán el enlace de salida pero que todavía se encuentran en el carril Núm. 1.

Vehículos en el carril Núm. 1 que van de paso = 372 vph.

Vehículos en el carril Núm. 1 provenientes del enlace de entrada = 0.58 × 800 = 464 vph (curva superior de la Figura 6.51).

Vehículos que usarán el enlace de salida pero que todavía se encuentran en el carril Núm. 1 = (1.00 − 0.25) × 600 = 450 vph (deducido de la curva inferior de la Figura 6.51).

V_1 (a 0.5 de la distancia disponible) = 372 vph de paso + 464 vph de entrada + 450 vph de salida = 1 286 vph.

Como el punto está situado a la mitad de la distancia entre enlaces, la comparación se hace con el volumen de servicio de convergencia.

1 286 vph (volumen de demanda a 0.5 de la distancia) < 1 550 vph (volumen de servicio de convergencia al nivel C).

Conclusión: Se satisfacen los requerimientos para el nivel de servicio C.

Verificación sobre el carril auxiliar:

El volumen en el carril auxiliar puede calcularse utilizando la Figura 6.51 o bien simplificando, si se suma al volumen en el carril Núm. 1 (a la altura de la nariz del enlace de entrada) el volumen en el enlace de entrada y se resta el volumen calculado en el carril Núm. 1 para el punto a 0.5 de la distancia.

972 vph (en la nariz) + 800 vph (en la entrada) – 1 286 vph (a 0.5 de la distancia) = 486 vph.

Comparando con el volumen de servicio de convergencia:

486 vph (volumen de demanda en el carril auxiliar a 0.5 de la distancia) < 1 550 vph (volumen de servicio de convergencia al nivel C).

Conclusión: Se satisfacen los requerimientos para el nivel de servicio C.

Verificación en los carriles de la autopista:

A 0.5 de la distancia, el volumen de demanda en la autopista, descontando el volumen en el carril auxiliar, es: 4 450 vph (en los carriles de la autopista) – 486 vph (en el carril auxiliar) = 3 964 vph.

Comparando con el volumen de servicio (de la tabla 6-S), 3 964 vph (volumen de demanda) < 4 350 vph (volumen de servicio al nivel C).

Conclusión: Se satisfacen los requerimientos para el nivel de servicio C.

Verificación del entrecruzamiento:

El entrecruzamiento de 1 400 vph (800 + 600) en 335 m parece satisfactorio, al compararlo con el volumen de servicio de entrecruzamiento de 1 350 vph en 150 m, para el nivel C y *FHMD* de 0.91 indicado en la tabla 6-S; sin embargo, es conveniente una verificación del entrecruzamiento en la zona intermedia.

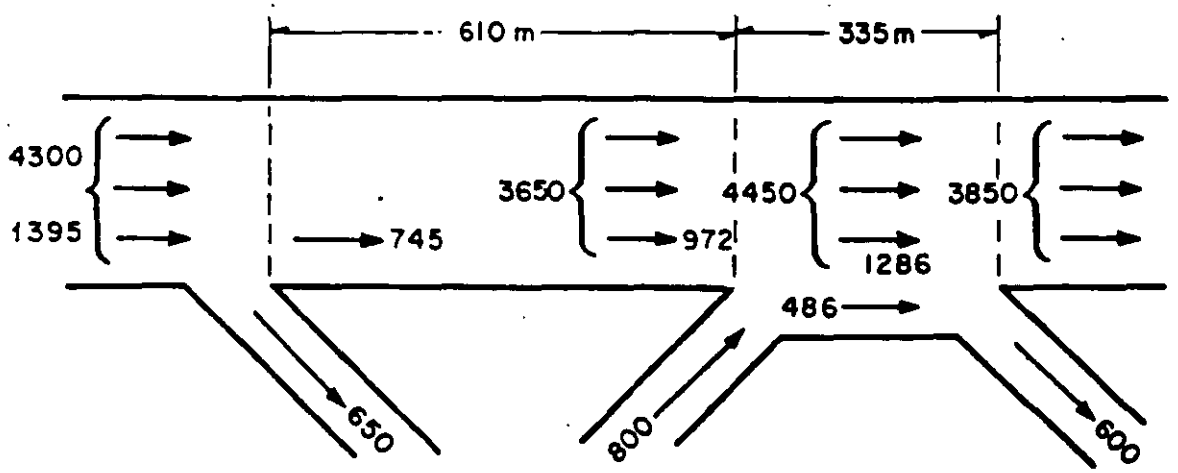
Volumen en el carril Núm. 1 proveniente del enlace de entrada = 464 vph.

Volumen en el carril auxiliar que usará el enlace de salida (600 – 450) = 150 vph.

Volumen entrecruzándose a 0.5 de la distancia = 464 + 150 = 614 vph.

El valor anterior es considerablemente menor que el volumen de entrecruzamiento de 1 350 vph para 150 m de la tabla 6-S, por lo que se satisfacen los requerimientos para el nivel de servicio C.

A continuación, se muestra el croquis indicando las modificaciones al diseño y los volúmenes probables para cumplir con el nivel de servicio C especificado.



Ejemplo 3.

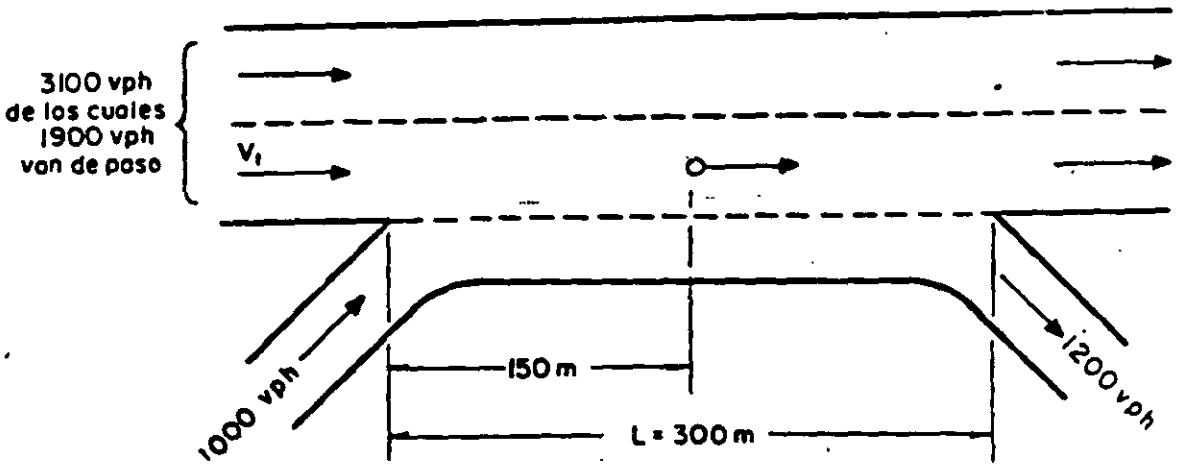
A. Datos:

Subtramo de autopista de 4 carriles, 2 en cada sentido, comprendido entre un enlace de entrada y un enlace de salida, con un carril auxiliar entre ellos.

Condiciones ideales, tanto geométricas como del tránsito.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.91.

Los volúmenes de demanda se muestran en el siguiente croquis.



B. Determínese:

Si el subtramo entre enlaces cumple con los requisitos de un nivel de servicio D.

C. Solución:

Verificación del volumen de tránsito en el carril Núm. 1, a 0.5 de la distancia entre enlaces.

Tránsito de paso en el carril Núm. 1 = $0.25 \times 1\,900 = 475$ vph (de la tabla 6-T).

Tránsito en el carril Núm. 1, proveniente del enlace de entrada = $0.80 \times 1\,000 = 800$ vph (de la Figura 6.53).

Tránsito en el carril Núm. 1, que utilizará el enlace de salida = $0.24 \times 1\,200 = 288$ vph (de la Figura 6.53).

Volumen total en el carril Núm. 1, a 0.5 de la distancia entre enlaces = 475 + 800 + 288 = 1 563 vph.

Comparando con el volumen de convergencia de la tabla 6-S para el nivel de servicio D y $FHMD = 0.91$.

1 563 vph (volumen de demanda) $< 1\,650$ vph (volumen de convergencia al nivel D).

La comparación indica que sí se cumple con el nivel de servicio D, en el punto situado a la mitad de la distancia entre enlaces.

Verificación del entrecruzamiento entre enlaces:

En la Figura 6.53 se observa que el 80% del tránsito que proviene del enlace de entrada, se entrecruza con el 76% del tránsito que utilizará el enlace de salida; el volumen de entrecruzamiento será el siguiente:

Volumen de entrecruzamiento = $0.80 \times 1\,000 + 0.76 \times 1\,200 = 1\,712$ vph.

Comparando con el volumen de entrecruzamiento a cada 150 m indicado en la tabla 6-S para el nivel de servicio D y $FHMD = 0.91$.

1 650 vph $<$ 1 712 vph (VS_D).

Como el volumen de servicio es un poco menor que el de demanda, es probable que ocurran algunas turbulencias en el flujo de tránsito. Este ejemplo ilustra lo indeseable que resulta tener volúmenes de tránsito altos, en enlaces sucesivos de entrada y de salida, espaciados a distancias tan cortas, aun cuando se proporcione un carril auxiliar entre ellos.

6.11 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN INTERSECCIONES A NIVEL CONTROLADAS CON SEMAFOROS

La intersección a nivel es uno de los elementos más importantes del sistema vial, que limitan y a menudo interrumpen la circulación del tránsito.

La cantidad de vehículos que puede pasar a través de una intersección, depende de las características geométricas y de operación de los caminos, de la influencia que tienen las condiciones ambientales sobre la experiencia y acciones del conductor, de las características de la corriente del tránsito y de las medidas para el control del tránsito.

6.11.1 Factores que afectan la capacidad y los niveles de servicio en una intersección a nivel

A) Características físicas y de operación.

1. Anchura del acceso. La anchura del acceso, más bien que el número de carriles, es el elemento con mayor influencia en la capacidad. Por consiguiente, los procedimientos que se describen en este inciso, están basados en las anchuras de los accesos y no en el número de carriles. Entendiéndose por acceso la parte de la rama utilizada por el tránsito que llega a la intersección.

2. Estacionamiento. Debido a que el estacionamiento en un acceso tiene un efecto muy pronunciado en la capacidad, se considera que su presencia o su ausencia es una condición básica que debe ser definida desde un principio, antes que se haga la evaluación de otros factores, ya que la eliminación del estacionamiento proporciona un incremento considerable de la capacidad. Si se suprime el estacionamiento en uno o en ambos lados de un acceso, la capacidad deberá evaluarse para cada condición.

La condición "Sin estacionamiento", se refiere a que no hay vehículos que permanezcan o se detengan en el acceso, a excepción del ascenso y descenso ocasional de pasajeros. "Con estacionamiento", significa que los vehículos permanecen o se detienen durante cierto período de tiempo en el acceso.

Como regla práctica, se considera que aquellos accesos en donde se permite estacionarse a menos de 75 m de la intersección, deberán considerarse dentro del grupo "Con estacionamiento".

3. Operación en uno o en dos sentidos. Existen, obviamente, diferencias importantes entre la operación en un sentido y la operación en dos

sentidos, las cuales se reflejan en la capacidad y en los volúmenes de servicio que pueden alcanzarse. Por ejemplo, en los accesos de calles con un sentido de circulación, las vueltas a la izquierda pueden hacerse con más facilidad, debido a la ausencia de tránsito en sentido contrario. Cuando las calles transversales son también de un sentido, los conflictos ocasionados por movimientos de vuelta, son menores que si hubiera dos sentidos.

Debido a las diferencias antes señaladas, los procedimientos de análisis y los factores de ajuste para estas dos condiciones se llevan a cabo por separado.

B) Condiciones ambientales. Los factores por condiciones ambientales representan aquellas características de la demanda, que se reflejan en la corriente del tránsito, las cuales no pueden cambiarse aunque se modifique el proyecto, o se alteren los dispositivos de control de la intersección. Estos factores incluyen: el factor de carga, el factor de la hora de máxima demanda, la población del área metropolitana y la ubicación dentro de la ciudad.

1. Factor de carga. El factor de carga es una medida del grado de utilización del acceso a una intersección, durante una hora de flujo máximo. Es la relación entre el número de fases verdes que están cargadas, o totalmente utilizadas por el tránsito (usualmente durante la hora máxima), y el número total de fases verdes disponibles para ese acceso durante el mismo periodo de tiempo. Como tal, es también una medida del nivel de servicio en el acceso, según se explicará en páginas subsecuentes.

El término "fase cargada" se usa con frecuencia para describir el grado de utilización del acceso de una intersección. Puede considerarse que la fase de luz verde de un acceso está cargada, cuando se tienen las siguientes condiciones: *a)* hay vehículos en todos los carriles, listos para cruzar la intersección cuando se prenda la luz verde y *b)* mientras sigue prendida la luz verde, siguen entrando vehículos a la intersección, sin tiempo desperdiciado o espaciamientos demasiado largos entre vehículos, debido a la ausencia de tránsito, ya sea que esta ausencia se deba a la falta de demanda o a interferencias y fricciones antes de la intersección.

2. Factor de la hora de máxima demanda. Normalmente, las variaciones de la demanda dentro de una hora pueden producir el arribo de volúmenes máximos en periodos cortos de tiempo durante la hora, los cuales exceden considerablemente al promedio. Este elemento debe tomarse en consideración con el fin de asegurar que no se formen colas largas de vehículos, durante ciertos periodos de la hora, aun cuando la capacidad en la hora no sea excedida.

3. Población del área metropolitana. Se ha observado que los accesos a intersecciones ubicadas en ciudades grandes, tienen mayor capacidad que los accesos a intersecciones con características geométricas similares, ubicadas en ciudades más pequeñas.

En general, lo anterior probablemente se deba a que los conductores en ciudades muy populosas tienen más experiencia con situaciones de altas densidades y congestionamientos de tránsito, que aquellos que operan en ciudades más pequeñas. En el procedimiento de análisis para determinar la capacidad y los volúmenes de servicio, se incluyen nueve grupos que abarcan un rango muy amplio del tamaño de la población, dependiendo del número de habitantes.

Por conveniencia, en la solución de problemas, el efecto del número de habitantes del área metropolitana y el del factor de la hora de máxima demanda, se han combinado en un sólo factor de ajuste.

4. Ubicación de la intersección dentro del área metropolitana. Para propósitos de análisis, se considera que dependiendo de la ubicación de la intersección dentro del área metropolitana, el efecto es distinto sobre la capacidad de la intersección. En el procedimiento de análisis, se incluyen factores de ajuste para cuatro diferentes condiciones de la ubicación, a saber: zona comercial en el centro de la ciudad; zona circundante al centro de la ciudad, donde existen entre otras cosas bodegas de almacenes, industria ligera y núcleos con alta densidad de población; zona comercial fuera del centro; y zona residencial.

C) Características del tránsito.

1. Movimientos de vuelta. No obstante que los movimientos de vuelta están directamente relacionados con las características del tránsito, éstos pueden ser controlados con frecuencia en forma deliberada. Algunos movimientos en intersecciones aisladas pueden eliminarse totalmente, o bien, estudiarse con las técnicas de la Ingeniería de Tránsito, con el fin de lograr un incremento de la capacidad.

Debido al gran número de interrelaciones de los movimientos de vuelta con otros movimientos del tránsito y de los peatones en el área de la intersección, muchas de las cuales no se han estudiado en detalle, no es posible aún establecer un criterio definido, sobre el efecto que se tiene con esos movimientos.

a) A continuación se incluye una lista de las características de los efectos sobre la capacidad de los movimientos de vuelta a la izquierda, los cuales han sido tomados como base para determinar los factores de ajuste que se emplean en los procedimientos de cálculo.

— El efecto por vehículo en el acceso de una intersección es menor, cuando dos o más vehículos sucesivos dan vuelta a la izquierda, que cuando vehículos aislados efectúan ese mismo movimiento.

— En calles de dos sentidos, el efecto de los vehículos que dan vuelta a la izquierda se relaciona con el número de vehículos que circulan en sentido contrario.

— El efecto de una vuelta a la izquierda está relacionado con los conflictos que ocasiona la circulación de peatones.

— Un vehículo esperando para efectuar una vuelta a la izquierda causa una reducción de capacidad más grande en una calle estrecha que en una calle ancha o en una que tenga una isleta separadora, con un carril especial para dar vuelta a la izquierda.

— La anchura de la calle transversal afecta a la velocidad de los vehículos que dan vuelta. En una calle ancha, las velocidades son más altas, debido a que los radios de giro son mayores y hay más espacio para alojar a los vehículos que dan vuelta a la izquierda.

b) Las vueltas a la derecha influyen también en la capacidad, dependiendo de las condiciones en la intersección. Aun cuando en este caso el tránsito en sentido contrario no tiene ningún efecto, las influencias son muy parecidas a las de las vueltas a la izquierda, y son:

— Dos o más vehículos sucesivos dando vuelta, tienen mayor efecto que si dieran la vuelta aisladamente.

— Los movimientos de vuelta a la derecha se ven afectados por los movimientos de peatones. Algunas veces, el efecto es mayor que en el caso de vueltas a la izquierda, debido a que el conflicto se produce a menudo con grupos grandes de peatones que intentan cruzar la calle.

— Un vehículo que da vuelta a la derecha causa una reducción de la capacidad, más grande en una calle ancha que en una calle estrecha.

— La influencia de la anchura de la calle transversal angosta puede ser mayor para vueltas a la derecha que para vueltas a la izquierda, debido a que el radio de giro disponible es menor. Por otra parte, cuando la interferencia de peatones es pequeña y existe un radio de giro adecuado, o donde se permite la vuelta continua a la derecha, existe un aumento en la capacidad al incrementarse el número de vueltas a la derecha, particularmente cuando la calle transversal es ancha y los vehículos que dan vuelta a la derecha libran la intersección más rápidamente que los vehículos que van de frente.

2. Vehículos pesados. Para propósitos de análisis, dentro de esta categoría quedan comprendidos los camiones y autobuses foráneos.

La presencia de vehículos pesados tiende a reducir las capacidades de los accesos de una intersección, debido a que aceleran más lentamente, además de ocupar mayor espacio que los vehículos ligeros. La magnitud del efecto es muy variable, dependiendo del tipo de vehículos, de su relación peso-potencia y en particular, de su tamaño y de su radio de giro.

Sin embargo, debido a que existen pocas investigaciones detalladas en este campo, en los procedimientos de cálculo se proporcionan únicamente factores de ajuste aproximados.

3. Autobuses urbanos. Los autobuses urbanos tienen un efecto completamente diferente sobre la capacidad de las calles de la ciudad que el producido por los autobuses foráneos, considerados como camiones.

El efecto específico que los autobuses urbanos tienen sobre la capacidad de una intersección en particular, depende de la zona de la ciudad en donde se encuentre ubicada la intersección, del ancho de la calle, de las condiciones de estacionamiento, del número de autobuses y de la ubicación de la parada de autobuses.

En general, cuando el volumen de autobuses urbanos es apreciable, las paradas de autobuses localizadas en la esquina antes de llegar a la intersección, tendrán un efecto más desfavorable en la capacidad, que una parada ubicada pasando la intersección. En los procedimientos de cálculo que se indican en las siguientes páginas, se incluyen los métodos para hacer los ajustes necesarios, en las dos condiciones antes mencionadas.

D) Medidas de control. Estas incluyen:

1. Semáforos. El semáforo ordinario regula la circulación del tránsito, a través de la siguiente secuencia de indicaciones: luz verde (siga), luz ámbar (preventiva), y luz roja (alto). En el caso más simple, los tiempos de duración de cada una de las indicaciones de la secuencia es fija, no existiendo interconexión con otros semáforos. Por otra parte, en instalaciones complejas, cada movimiento puede ser gobernado por su propia serie específica de indicaciones; el tiempo de duración de cada indicación puede ser variable y el semáforo probablemente esté interconectado con otros semáforos.

Prácticamente, cualquier semáforo despliega indicaciones periódicas de luz roja, durante las cuales los vehículos dejan de circular. Obviamente, estos periodos de rojo reducen la cantidad de tránsito que puede pasar por el acceso de una intersección durante una hora, en proporción aproximada al porcentaje del tiempo total. Por consiguiente "vehículos por hora", refiriéndose a la hora efectiva, no es una medida adecuada de la circulación, en una intersección controlada con semáforo. La medida normalmente usada es "vehículos por hora de luz verde del semáforo".

La influencia principal de un semáforo en la capacidad de un acceso particular, en términos de vehículos por hora de luz verde, radica en el grado en el cual detiene a los vehículos en movimiento. Por una parte, si todos los vehículos haciendo uso del acceso son detenidos antes de entrar en la intersección, como puede ocurrir en un semáforo aislado, muy difícilmente pueden pasar a través de la intersección más de 1 500 vehículos por hora de luz verde, por carril. Por ctra parte, si ningún vehículo es detenido, como puede ser el caso de un sistema debidamente sincronizado, puede obtenerse una capacidad de 2 000 vehículos por hora de luz verde, por carril. Los volúmenes por hora efectiva serán, desde luego, menores en ambos casos.

Los procedimientos de cálculo que se dan en este inciso, son aplicables a intersecciones aisladas con semáforos, considerando que existe cierto grado de coordinación con los semáforos de otras intersecciones.

a) Programación del semáforo. El tiempo que se proporciona a cada una de las indicaciones de luz del semáforo en una intersección simple, tiene una gran influencia en el número de vehículos que puede alojar cada uno de los accesos de la misma. No obstante que el elemento de cálculo que se usa en el análisis, es la parte de la hora en que el semáforo está en luz verde para el acceso en estudio, deben considerarse otros aspectos de la programación que afectan a la capacidad.

b) Longitud del ciclo. Es el tiempo total requerido para una secuencia completa de las indicaciones de luz del semáforo (verde + ámbar + rojo). En general, la longitud del ciclo deberá mantenerse tan corta como sea posible, sin dejar de satisfacer la demanda de cada uno de los movimientos vehiculares necesarios para la operación total de la intersección. Las longitudes típicas del ciclo durante periodos fuera de los máximos, varían entre 50 y 60 seg. Rara vez es factible operar con longitudes del ciclo menores de 40 segundos o con tiempos de luz verde para movimientos individuales menores de 15 segundos. Longitudes del ciclo mayores de 60 segundos se requieren a veces para acomodar movimientos múltiples en intersecciones complicadas, con el fin de proporcionar tiempos de luz verde más largos en aquellos accesos con volúmenes de tránsito altos, o para operar varias intersecciones simultáneamente. Sin embargo, los ciclos largos tienden a incrementar la demora total en la intersección (principalmente al formarse colas demasiado largas en la calle secundaria).

La máxima eficiencia se logra fundamentalmente con la menor longitud posible del ciclo. En la práctica, sin embargo, puede llegar en algunos casos a ser bastante largo, lo que hace necesario hacer un análisis cuidadoso para elegir la longitud del ciclo y la división del mismo, de manera tal, que se logre una utilización balanceada y efectiva del tiempo de luz verde en todos los accesos.

c) Relación tiempo de luz verde al ciclo (relación *G/C*). Este es un factor importante que se emplea en el cálculo de la capacidad, para convertir vehículos por hora de luz verde, a vehículos por hora efectiva. Con excepción de los semáforos accionados por el tránsito, la longitud del ciclo y/o la división del mismo, no sufre modificaciones dentro de los períodos máximos, de tal manera que el intervalo de luz verde para una fase cualquiera dividido por la longitud del ciclo, proporciona la relación *G/C*, para los vehículos del acceso que se mueven durante ese intervalo.

2. Número de carriles por acceso. Como ya se mencionó con anterioridad, el ancho del acceso ha probado tener mayor influencia en la capacidad, que el número de carriles; sin embargo, se han determinado algunas relaciones entre el número de carriles y la capacidad.

En la siguiente tabla se indica el número de carriles necesarios de acuerdo con el ancho del acceso, para alojar volúmenes óptimos de tránsito.

Ancho del acceso en metros	*Núm. de carriles*
Hasta 5.00	1
5.50 a 7.50	2
8.00 a 12.00	3
12.50 a 16.50	4

6.11.2 Capacidad, volúmenes de servicio y niveles de servicio

Aunque para la mayor parte de los elementos de un camino se emplea la velocidad de los vehículos como una medida del nivel de servicio, tratándose de intersecciones a nivel con semáforos, su uso es poco práctico, debido a que estos dispositivos provocan altos intencionalmente. En este tipo de intersecciones, la mejor medida para el nivel de servicio es el factor de carga, por ser éste el más evidente para el conductor promedio.

Las condiciones de operación en este tipo de intersecciones para cada nivel de servicio son las siguientes:

En el nivel de servicio A, no hay fases cargadas (el factor de carga es 0.0) y sólo unas cuantas fases se acercan a esta condición. Ninguna fase del acceso es totalmente utilizada por el tránsito y no hay vehículos que esperen más de una indicación de luz roja del semáforo.

En el nivel de servicio B, la operación es estable, con un factor de carga no mayor de 0.1; ocasionalmente se utiliza totalmente una fase del acceso y un número importante de éstas se aproxima a la utilización total.

En el nivel de servicio C, continúa la operación estable. La carga de las fases es todavía intermitente, aunque más frecuente, con factores de carga que varían entre 0.1 y 0.3. Ocasionalmente algunos conductores tendrán que esperar más de una indicación de luz roja, pudiendo formarse algunas colas de los vehículos que van a dar vuelta. Muchos conductores se sienten restringidos en cierto modo, pero sin presentar objeciones. Este es el nivel de servicio que normalmente se utiliza para fines de proyecto en zonas urbanas.

En el nivel de servicio D, las restricciones son cada vez mayores, aproximándose a la inestabilidad en los límites donde el factor de carga alcanza el valor de 0.70. Las demoras de los vehículos que se aproximan pueden ser mayores durante cortos períodos dentro del período máximo, pero ocurren suficientes ciclos con poca demanda que permiten la disipación de colas.

En el nivel de servicio E, se alcanza la capacidad o sea, el mayor número de vehículos que puede alojar cualquier acceso de la intersección. Aun cuando teóricamente la capacidad equivale a tener un factor de carga de 1.0, en la práctica rara vez se produce una total utilización de las fases. Un factor de carga de 0.7 a 1.0 es por consiguiente más realista. Se recomienda el uso de un factor de carga de 0.85.

En el nivel de servicio F, el congestionamiento es total. La formación de colas después de la intersección, o en la calle transversal, puede restringir el movimiento de vehículos fuera del acceso que se está considerando; de ahí, que no puedan predecirse los volúmenes que puede alojar la intersección. En este caso no puede establecerse un valor para el factor de carga.

En la tabla 6-U se sintetiza el criterio de niveles de servicio descrito anteriormente:

NIVEL DE SERVICIO	CARACTERISTICAS DE LA CIRCULACION	FACTOR DE CARGA
A	Libre	0.0
B	Estable	0.1
C	Estable	0.3
D	Poco estable	0.7
E (capacidad)	Inestable	1.0
F	Forzada	No aplicable

TABLA 6-U. NIVELES DE SERVICIO Y FACTORES DE CARGA PARA INTERSECCIONES A NIVEL, AISLADAS, CONTROLADAS CON SEMAFORO

6.11.3 Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones urbanas

A) Cuando no existen carriles ni fases del semáforo especiales para dar vuelta. Las Figuras 6.54 a 6.58, así como las tablas que están incluidas en ellas, permiten la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio por hora de luz verde, en calles de uno y de dos sentidos, con o sin estacionamiento, cuando se tienen como datos el ancho del acceso, el factor de carga, el factor de la hora de máxima demanda, la población del área metropolitana y la ubicación dentro de la ciudad.

Las gráficas fueron elaboradas suponiendo las siguientes condiciones medias:

Del lugar: factor de la hora de máxima demanda 0.85; población del área metropolitana 250 000 habitantes y ubicación en la zona comercial del centro.

Del tránsito: 10% de vueltas a la derecha, 10% de vueltas a la izquierda, 5% de vehículos pesados (camiones y autobuses foráneos) y ningún autobús urbano.

Para obtener resultados que reflejen las condiciones de operación de la intersección en estudio, los valores obtenidos de las gráficas deberán afectarse, multiplicándolos por los factores de ajuste correspondientes.

Es importante señalar que, como el volumen obtenido está en vehículos por hora de luz verde, su uso no es práctico para efectos de análisis de la operación de un acceso. Este valor deberá multiplicarse siempre por la relación *G/C* apropiada para el acceso que se esté considerando, con el fin de determinar la capacidad o volumen de servicio, por hora efectiva.

De acuerdo con lo anterior, la capacidad o el volumen de servicio en cualquier acceso de una intersección controlada con semáforo, puede obtenerse con la siguiente expresión:

$$VS = (VA_{W,FC})\ (G/C)\ (PAM,FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

en la cual:

VS = Volumen de servicio en el acceso (tránsito mixto en vph).

$VA_{W,FC}$ = Volumen por hora de luz verde en el acceso, en función del ancho W y del factor de carga FC, obtenido de las Figuras 6.54 a 6.58.

(G/C) = Relación luz verde-ciclo.

$(PAM, FHMD)$ = Factor de ajuste combinado, por población del área metropolitana (PAM) y por factor de la hora de máxima demanda $(FHMD)$, obtenido de las tablas incluidas en las Figuras 6.54 a 6.58.

UC = Factor de ajuste por la ubicación dentro de la ciudad, obtenido de las tablas incluidas en las Figuras 6.54 a 6.58.

VD = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas derechas, obtenido de la tabla 6-V.

VI = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas izquierdas, obtenido de la tabla 6-V o 6-W, según el caso.

T = Factor de ajuste por vehículos pesados (camiones y autobuses foráneos), obtenido de la tabla 6-X.

B = Factor de ajuste por autobuses urbanos, obtenido de las Figuras 6.59, 6.60, 6.61 o 6.62, según el caso.

El nivel de servicio se obtiene despejando de la misma expresión el volumen por hora de luz en el acceso ($VA_{W,FC}$); con este volumen y con el ancho del acceso considerado, se entra a la gráfica apropiada de las Figuras 6.54 a 6.58; la intersección de estos dos valores permitirá conocer el factor de carga y, por consiguiente, el nivel de servicio buscado (tabla 6-U).

Es importante señalar que, en este caso, VS es el volumen de demanda en vph en el acceso considerado.

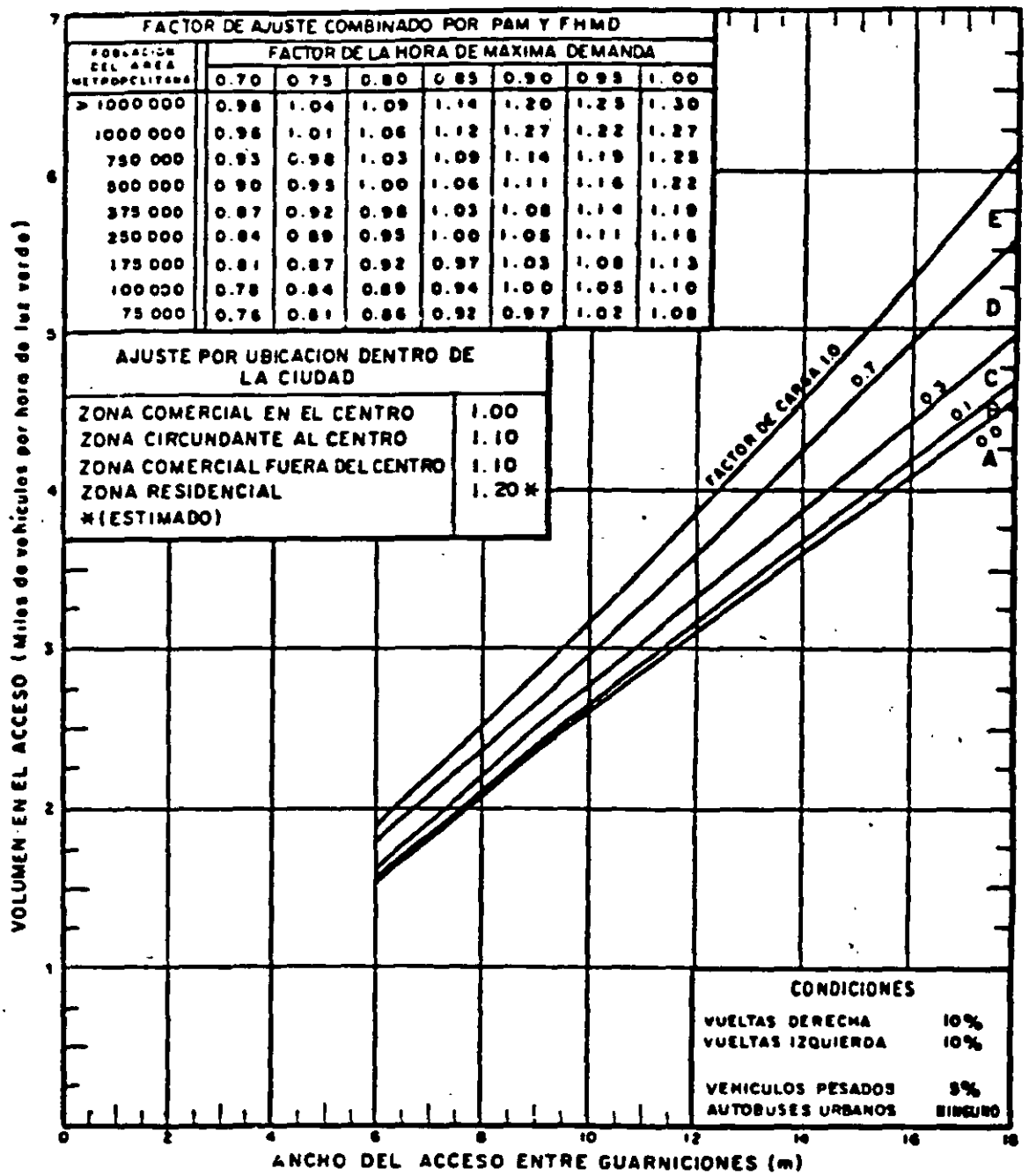


FIGURA 6.54. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE UN SENTIDO DE CIRCULACION SIN ESTACIONAMIENTO

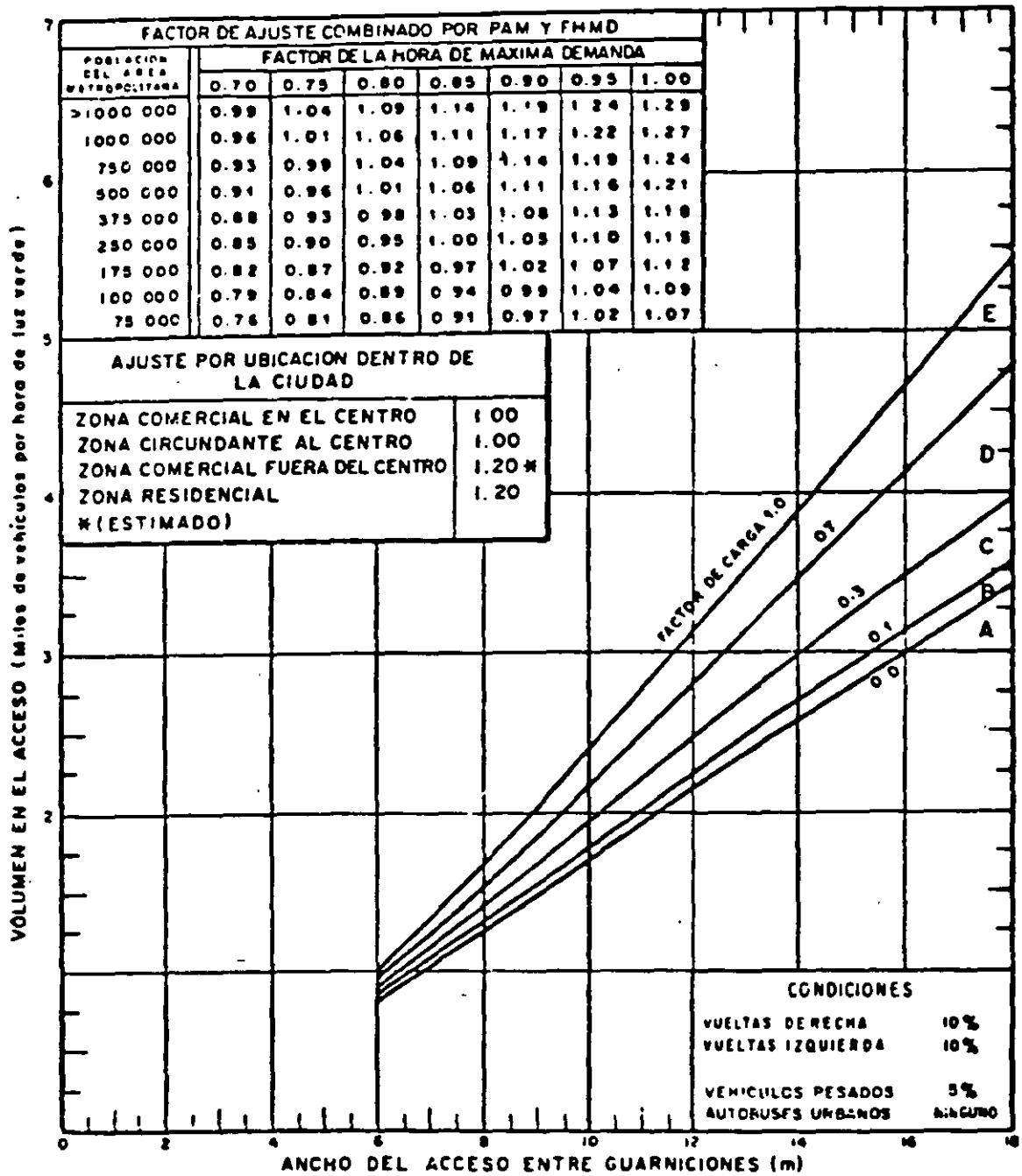


FIGURA 6.55. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE UN SENTIDO DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO EN UN LADO

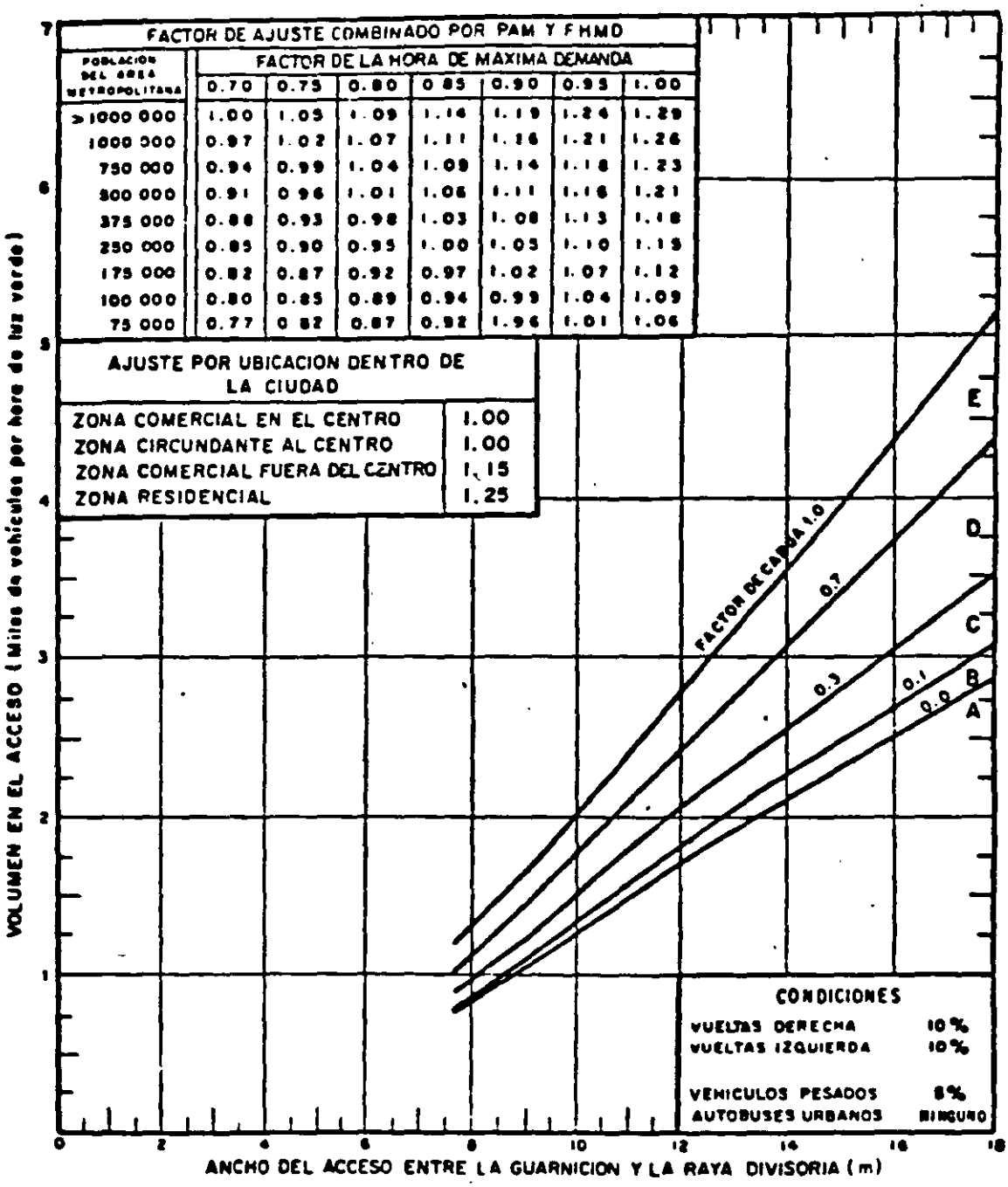


FIGURA 6.56. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE UN SENTIDO DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO EN AMBOS LADOS

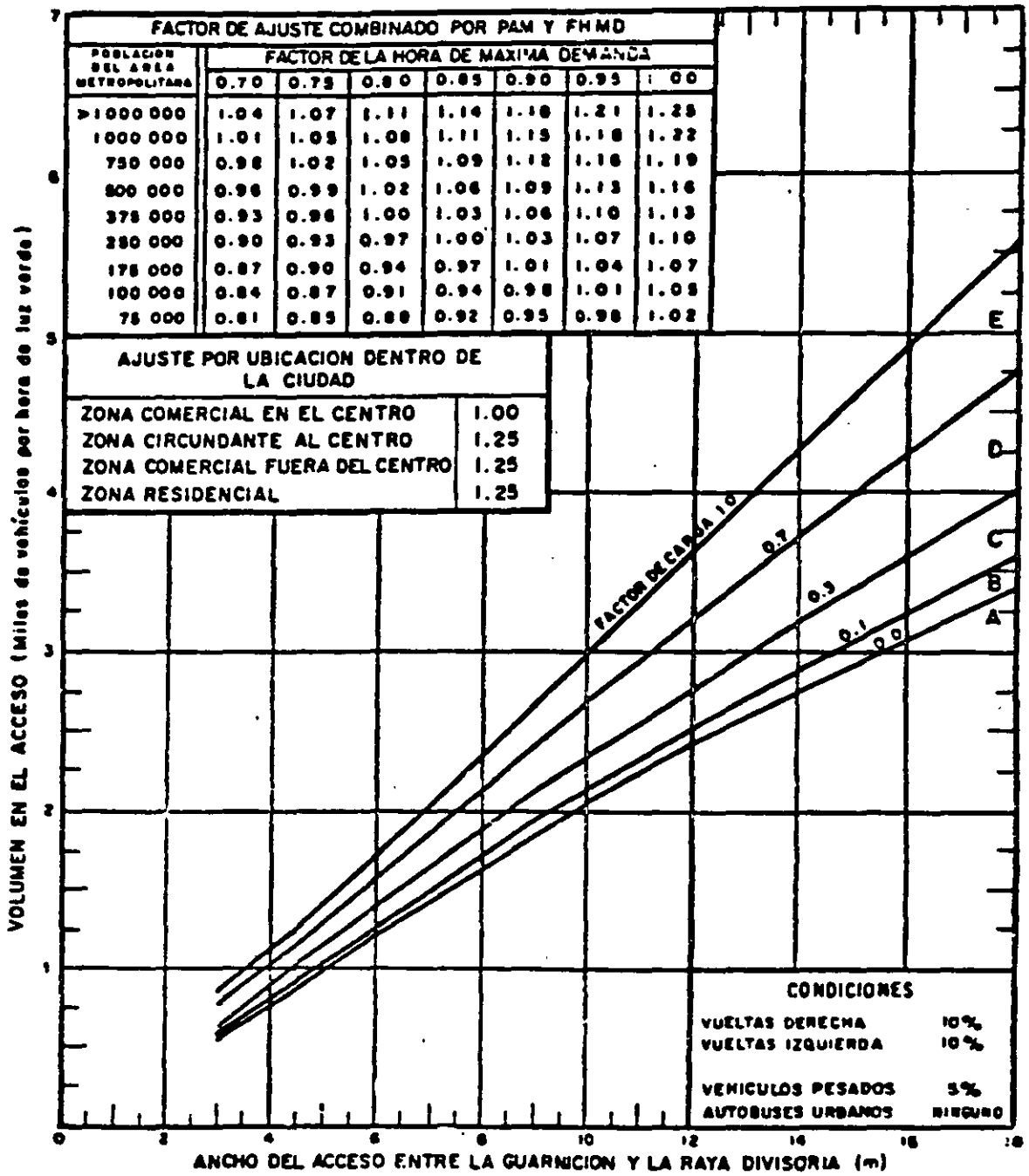


FIGURA 6.57. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION SIN ESTACIONAMIENTO

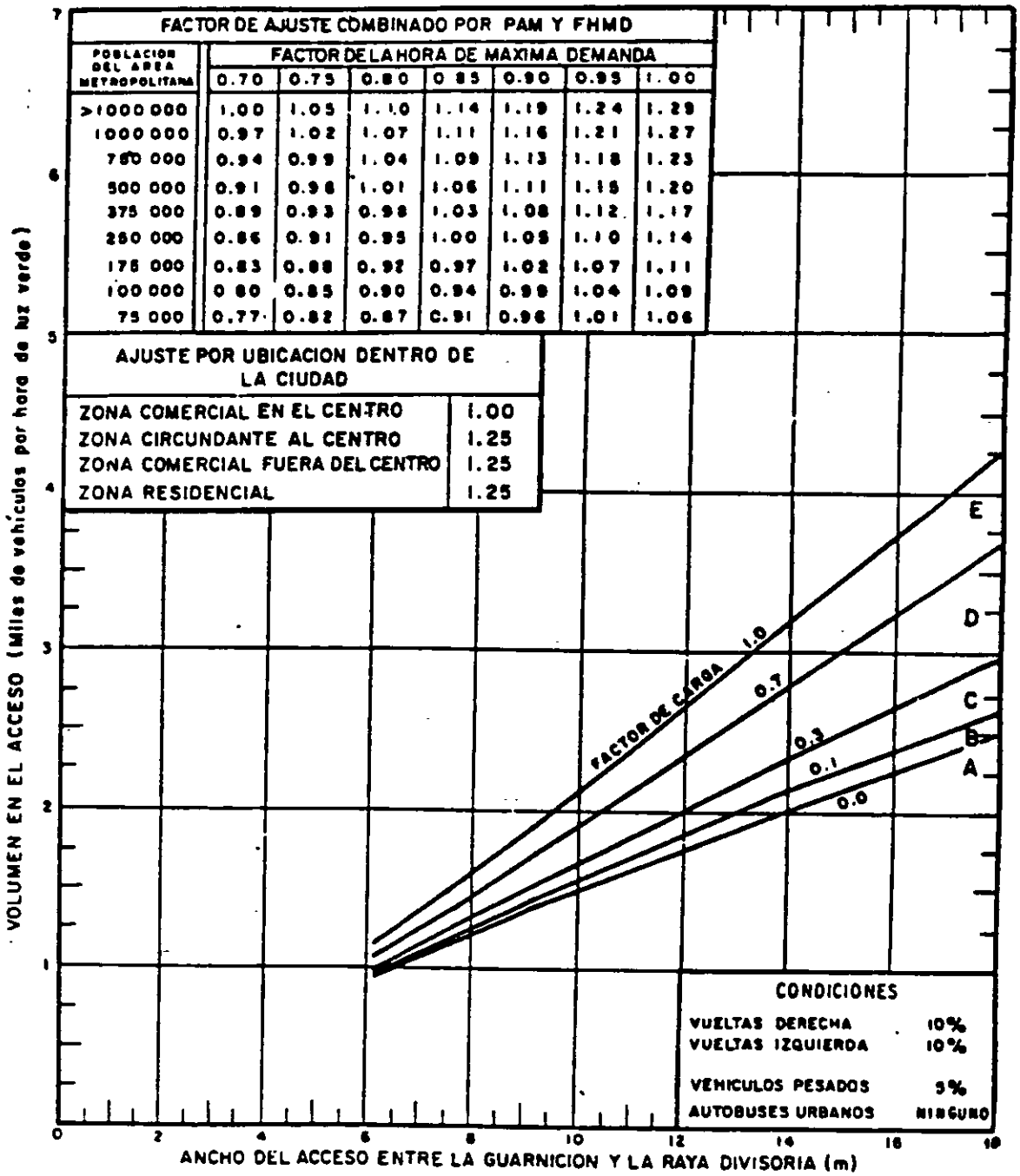


FIGURA 6.58. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION URBANA, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE, PARA CALLES DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION CON ESTACIONAMIENTO

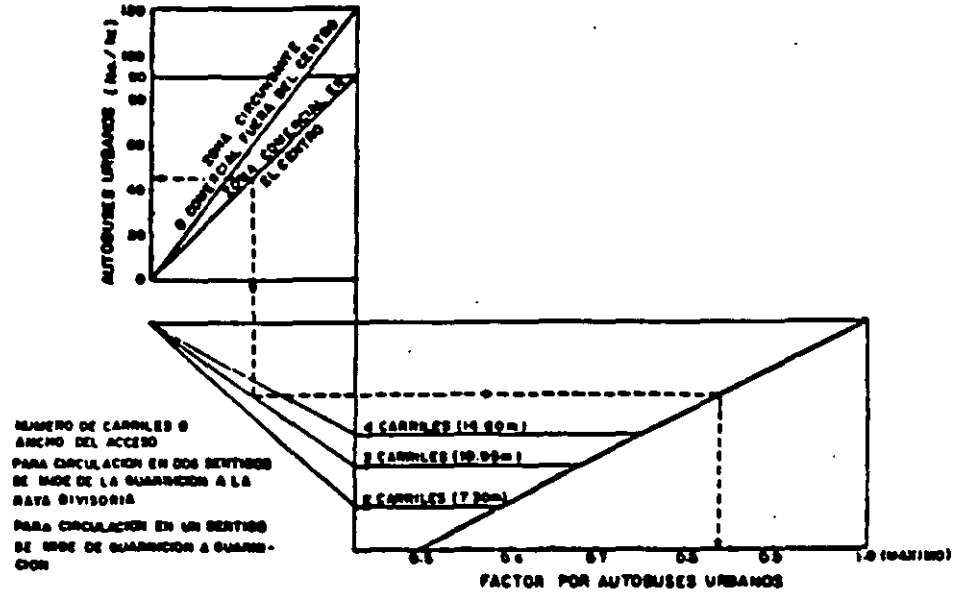


FIGURA 6.59. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA ANTES DE CRUZAR LA CALLE Y SIN ESTACIONAMIENTO

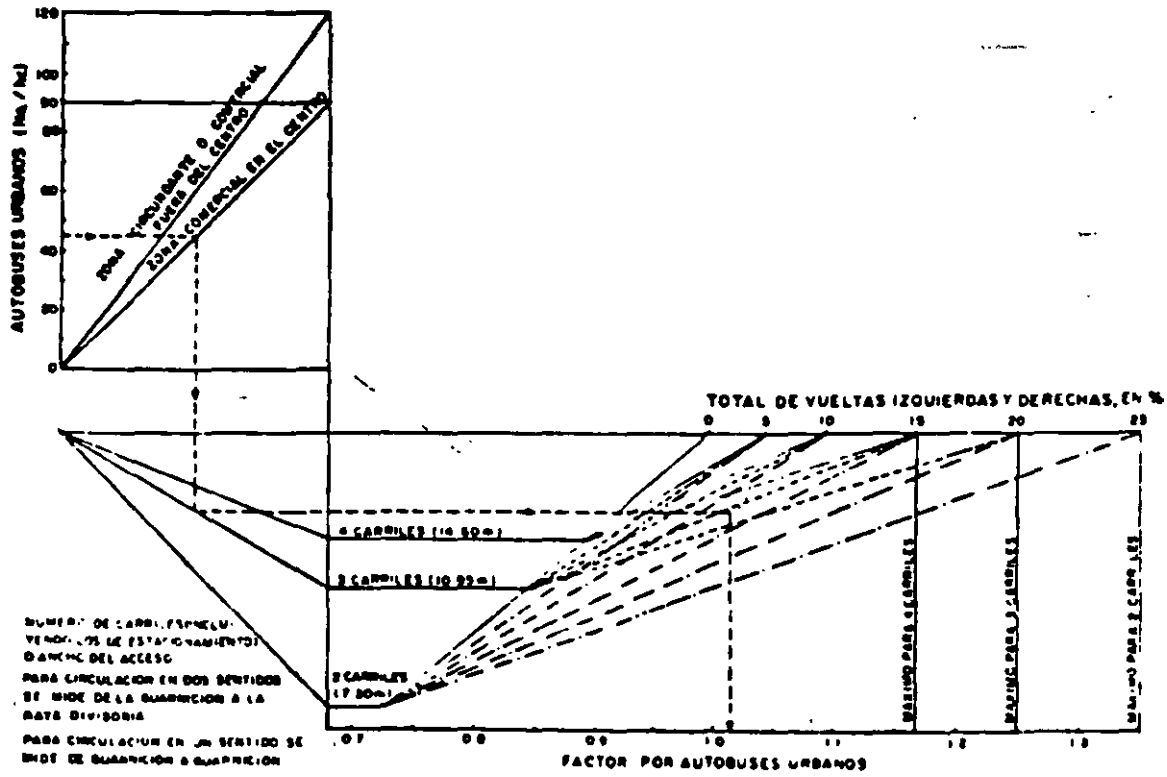


FIGURA 6 60. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA ANTES DE CRUZAR LA CALLE Y CON ESTACIONAMIENTO

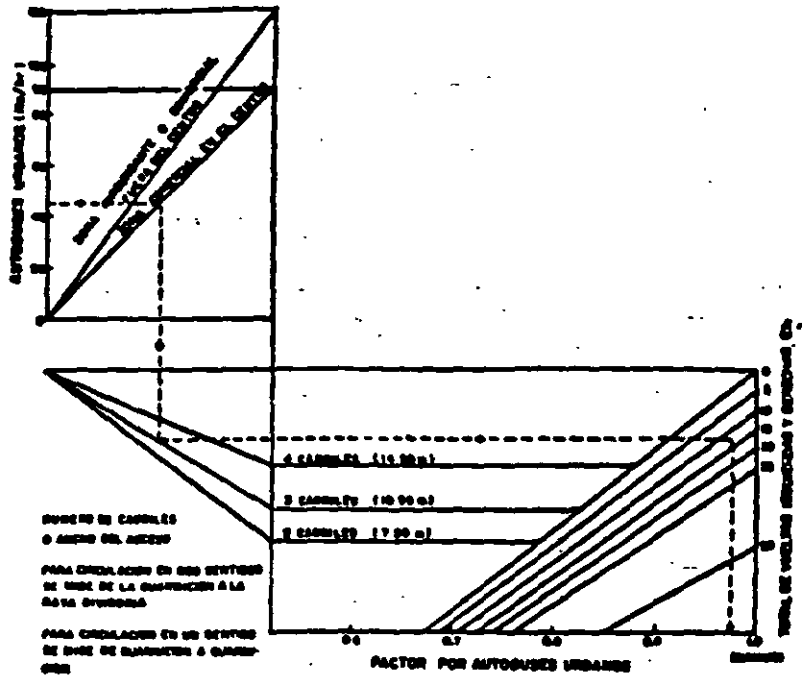


FIGURA 6.61. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA DESPUES DE CRUZAR LA CALLE Y SIN ESTACIONAMIENTO

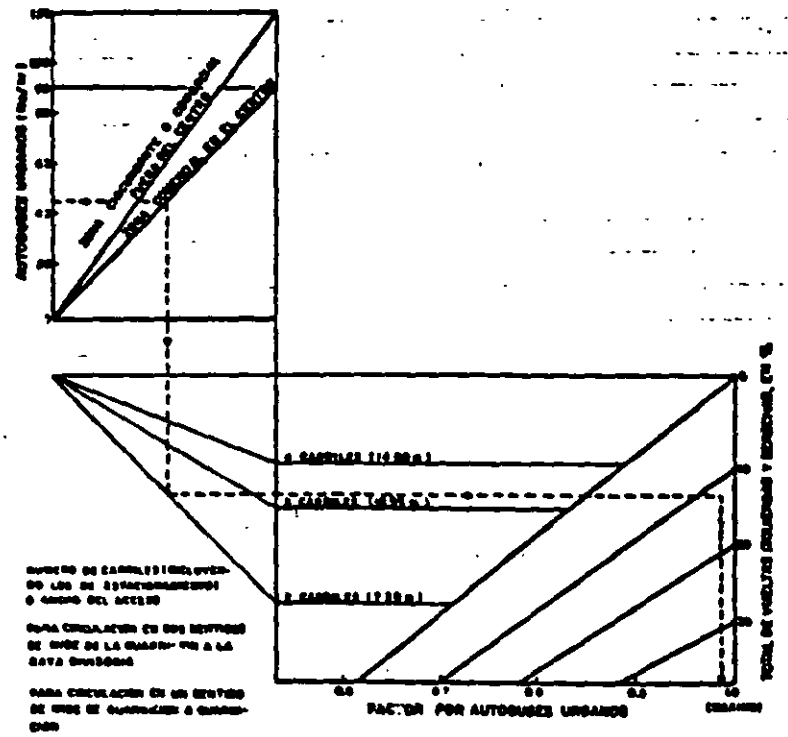


FIGURA 6.62. FACTORES DE AJUSTE POR AUTOBUSES URBANOS CON PARADA DESPUES DE CRUZAR LA CALLE Y CON ESTACIONAMIENTO

VUELTAS[b] %	FACTOR DE AJUSTE[a]					
	SIN ESTACIONAMIENTO[c]			CON ESTACIONAMIENTO[d]		
	ANCHO DEL ACCESO ≤4.50m	ANCHO DEL ACCESO 5.00 a 7.50m	ANCHO DEL ACCESO 8.00 a 10.50m	ANCHO DEL ACCESO ≤ 6.00 m	ANCHO DEL ACCESO 6.50 a 9.00 m	ANCHO DEL ACCESO 9.50 a 12.00m
0	1.20	1.050	1.025	1.20	1.050	1.025
1	1.18	1.045	1.020	1.18	1.045	1.020
2	1.16	1.040	1.020	1.16	1.040	1.020
3	1.14	1.035	1.015	1.14	1.035	1.015
4	1.12	1.030	1.015	1.12	1.030	1.015
5	1.10	1.025	1.010	1.10	1.025	1.010
6	1.08	1.020	1.010	1.08	1.020	1.010
7	1.06	1.015	1.005	1.06	1.015	1.005
8	1.04	1.010	1.005	1.04	1.010	1.005
9	1.02	1.005	1.000	1.02	1.005	1.000
10	1.00	1.000	1.000	1.00	1.000	1.000
11	0.99	0.995	1.000	0.99	0.995	1.000
12	0.98	0.990	0.995	0.98	0.990	0.995
13	0.97	0.985	0.995	0.97	0.985	0.995
14	0.96	0.980	0.990	0.96	0.980	0.990
15	0.95	0.975	0.990	0.95	0.975	0 990
16	0.94	0.970	0.985	0.94	0.970	0.985
17	0.93	0.965	0.985	0.93	0.965	0.985
18	0.92	0.960	0.980	0.92	0.960	0.980
19	0.91	0.955	0.980	0.91	0.955	0.980
20	0.90	0.950	0.975	0.90	0.950	0.975
22	0.89	0.940	0.980	0.89	0.940	0.980
24	0.88	0.930	0.985	0.88	0.930	0.985
26	0.87	0.920	0.990	0.87	0.920	0.990
28	0.86	0.910	0.995	0.86	0.910	0 995
30 o más	0.85	0.900	1.000	0.85	0.900	1.000

a) Sin carriles especiales para vueltas o indicaciones especiales del semáforo.

b) Considérense las vueltas a la derecha y a la izquierda separadamente. No se sumen.

c) No es necesario el ajuste para anchos del acceso mayores de 10.50 m

d) No es necesario el ajuste para anchos del acceso mayores de 12.00 m

TABLA 6-V. FACTORES DE AJUSTE POR VUELTAS A LA DERECHA EN CALLES DE DOS SENTIDOS, VUELTAS A LA DERECHA EN CALLES DE UN SENTIDO Y VUELTAS A LA IZQUIERDA EN CALLES DE UN SENTIDO

VUELTAS %	FACTOR DE AJUSTE[a]					
	SIN ESTACIONAMIENTO			CON ESTACIONAMIENTO		
	ANCHO DEL ACCESO ≤ 4.50m	ANCHO DEL ACCESO 5.00 a 10.50m	ANCHO DEL ACCESO ≥ 11.00m	ANCHO DEL ACCESO ≤ 6.00m	ANCHO DEL ACCESO 6.50 a 12.00m	ANCHO DEL ACCESO ≥ 12.50m
0	1.30	1.10	1.050	1.30	1.10	1.050
1	1.27	1.09	1.045	1.27	1.09	1.045
2	1.24	1.08	1.040	1.24	1.08	1.040
3	1.21	1.07	1.035	1.21	1.07	1.035
4	1.18	1.06	1.030	1.18	1.06	1.030
5	1.15	1.05	1.025	1.15	1.05	1.025
6	1.12	1.04	1.020	1.12	1.04	1.020
7	1.09	1.03	1.015	1.09	1.03	1.015
8	1.06	1.02	1.010	1.06	1.02	1.010
9	1.03	1.01	1.005	1.03	1.01	1.005
10	1.00	1.00	1.000	1.00	1.00	1.000
11	0.98	0.99	0.995	0.98	0.99	0.995
12	0.96	0.98	0.990	0.96	0.98	0.990
13	0.94	0.97	0.985	0.94	0.97	0.985
14	0.92	0.96	0.980	0.92	0.96	0.980
15	0.90	0.95	0.975	0.90	0.95	0.975
16	0.89	0.94	0.970	0.89	0.94	0.970
17	0.88	0.93	0.965	0.88	0.93	0.965
18	0.87	0.92	0.960	0.87	0.92	0.960
19	0.86	0.91	0.955	0.86	0.91	0.955
20	0.85	0.90	0.950	0.85	0.90	0.950
22	0.84	0.89	0.940	0.84	0.89	0.940
24	0.83	0.88	0.930	0.83	0.88	0.930
26	0.82	0.87	0.920	0.82	0.87	0.920
28	0.81	0.86	0.910	0.81	0.86	0.910
30 o más	0.80	0.85	0.900	0.80	0.85	0.900

a) Sin carriles especiales para vueltas o indicaciones especiales del semáforo

TABLA 6-W. FACTORES DE AJUSTE POR VUELTAS A LA IZQUIERDA EN CALLES DE DOS SENTIDOS

CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS %	FACTOR DE AJUSTE	CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS %	FACTOR DE AJUSTE	CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS %	FACTOR DE AJUSTE
0	1.05	7	0.98	14	0.91
1	1.04	8	0.97	15	0.90
2	1.03	9	0.96	16	0.89
3	1.02	10	0.95	17	0.88
4	1.01	11	0.94	18	0.87
5	1.00	12	0.93	19	0.86
6	0.99	13	0.92	20	0.85

TABLA 6-X. FACTORES DE AJUSTE POR CAMIONES Y AUTOBUSES FORANEOS

B) Cuando existen carriles especiales para vueltas controladas con semáforo. El procedimiento a seguir, es el siguiente:

1. Dedúzcase del ancho del acceso el ancho del carril o carriles especiales para dar vuelta. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al ancho que resulte, siguiendo el mismo procedimiento indicado en el apartado A), pero considerando 0% de vueltas.

2. Considérese que un carril especial para dar vuelta tiene los siguientes volúmenes de servicio:

Nivel de servicio	*Vehículos por hora de luz verde (un carril)*	*Vehículos pesados (%)*
A, B, C,	800	5
D	1 000	5
E (capacidad)	1 200	5

Apliquese la relación G/C correspondiente a la indicación de luz verde para vueltas y el factor de ajuste apropiado obtenido de la tabla 6-X para porcentajes de vehículos pesados diferentes del 5%.

Cuando existen dos o más carriles especiales para dar vuelta, al primer carril se le asignan los valores de la tabla y a los demás se les asigna el 80% del valor del primer carril.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1 y 2, para obtener el volumen de servicio total para el acceso.

C) Cuando existen carriles especiales para vueltas que no estén controladas por el semáforo. El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Dedúzcase del ancho del acceso, el ancho del carril o carriles especiales para dar vuelta. Calcúlese el volumen de servicio correspondiente al ancho que resulte, siguiendo el mismo procedimiento indicado en el apartado A), pero considerando 0% de vueltas.

2. En este caso se presentan dos variantes:

a) Con un carril especial para vueltas a la derecha: para cualquier nivel de servicio, úsese un valor igual a $600 \times G/C$ en vehículos por hora, suponiendo 5% de vehículos pesados en caso de que las vueltas deban efectuarse simultáneamente con el cruce de peatones. Si no existe cruce con peatones, úsense los valores que se dan para la condición en que exista control del semáforo, ver apartado B). Hágase el ajuste por vehículos pesados, aplicando los factores de la tabla 6-X.

b) Con un carril especial para vueltas a la izquierda: para cualquier nivel de servicio, considérese el volumen de servicio como la diferencia entre 1 200 vehículos y el volumen total de tránsito en sentido contrario, en términos de vehículos ligeros por hora de luz verde, pero no menos de dos vehículos por cada ciclo del semáforo; apliquese la relación G/C según sea el caso, y hágase el ajuste por vehículos pesados, aplicando los factores de la tabla 6-X.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1, 2 *a)* y 2 *b)*, para obtener el volumen de servicio total para el acceso.

D) Cuando no existan carriles especiales para vueltas pero existe control del semáforo. Esta situación se presenta cuando se permiten movimientos de vuelta en intervalos diferentes al de la fase del semáforo para el tránsito que sigue de frente, por medio de flechas dentro de la indicación de luz verde, aun cuando no existan carriles especiales para dar vuelta. Esto ocurre también, cuando el tránsito en dirección opuesta no tiene periodos simultáneos de luz verde.

El procedimiento a seguir es el siguiente:

1. Cuando exista tránsito en sentido contrario, apliquese el procedimiento indicado en el apartado A) para el cálculo de volúmenes de servicio, considerando el ancho del acceso.

2. Cuando no exista tránsito en sentido contrario, apliquese también el procedimiento indicado en el apartado A) para el cálculo de volúmenes de servicio, considerando las vueltas a la izquierda como vueltas en calles de un solo sentido.

3. Súmense los volúmenes de servicio calculados de acuerdo con lo indicado en los puntos 1 y 2, para obtener el volumen de servicio total en el acceso.

6.11.4 Procedimientos para estimar la capacidad, los volúmenes de servicio y los niveles de servicio en intersecciones rurales

Para intersecciones en zonas rurales, se toma como base para el cálculo la Figura 6.63, la cual permite la determinación de la capacidad y de los volúmenes de servicio en este tipo de intersecciones. Esta gráfica ha sido elaborada suponiendo un valor de 0.7 para el factor de la hora de máxima demanda y sin estacionamiento en el camino. Además, se supusieron las siguientes condiciones del tránsito: 10% de vueltas a la derecha, 10% de vueltas a la izquierda y 5% de vehículos pesados. Para condiciones distintas de las mencionadas, los resultados que se obtengan de la gráfica, deberán afectarse por los factores de ajuste correspondientes.

Si la intersección rural está sobre un camino exento de conflictos urbanos, pero sujeta ocasionalmente a fuerte demanda por un lapso de varias horas, o sea con un factor de la hora de máxima demanda igual a 1.00 que genere una acumulación continua de vehículos, la operación puede aproximarse al valor máximo de 1 500 vehículos ligeros por carril por hora de luz verde. Bajo estas condiciones, los volúmenes que se lean en la gráfica, para factores de carga cercanos a 1.0, deben multiplicarse por 1.4.

Cuando exista estacionamiento, puede emplearse la Figura 6.58 en lugar de la Figura 6.53, pero sin aplicar los factores de las tablas que aparecen en esa figura.

La capacidad o el volumen de servicio en cualquier acceso de una intersección rural se obtiene con la siguiente expresión:

$$VS = (VA_{w,FC})\,(G/C)\,(VD)\,(VI)\,(T)$$

en la cual:

VS = Volumen de servicio en el acceso (tránsito mixto en vph).

$VA_{w,FC}$ = Volumen por hora de luz verde en el acceso, en función del ancho w y del factor de carga FC obtenido de la Figura 6.63. Cuando exista estacionamiento úsese la Figura 6.58, pero sin aplicar los factores de ajuste de las tablas que aparecen en esa figura.

G/C = Relación luz verde-ciclo.

VD = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas derechas, obtenido de la tabla 6-V.

VI = Factor de ajuste por porcentaje de vueltas izquierdas, obtenido de la tabla 6-V o de la tabla 6-W, según el caso.

T = Factor de ajuste por vehículos pesados, obtenido de la tabla 6-X.

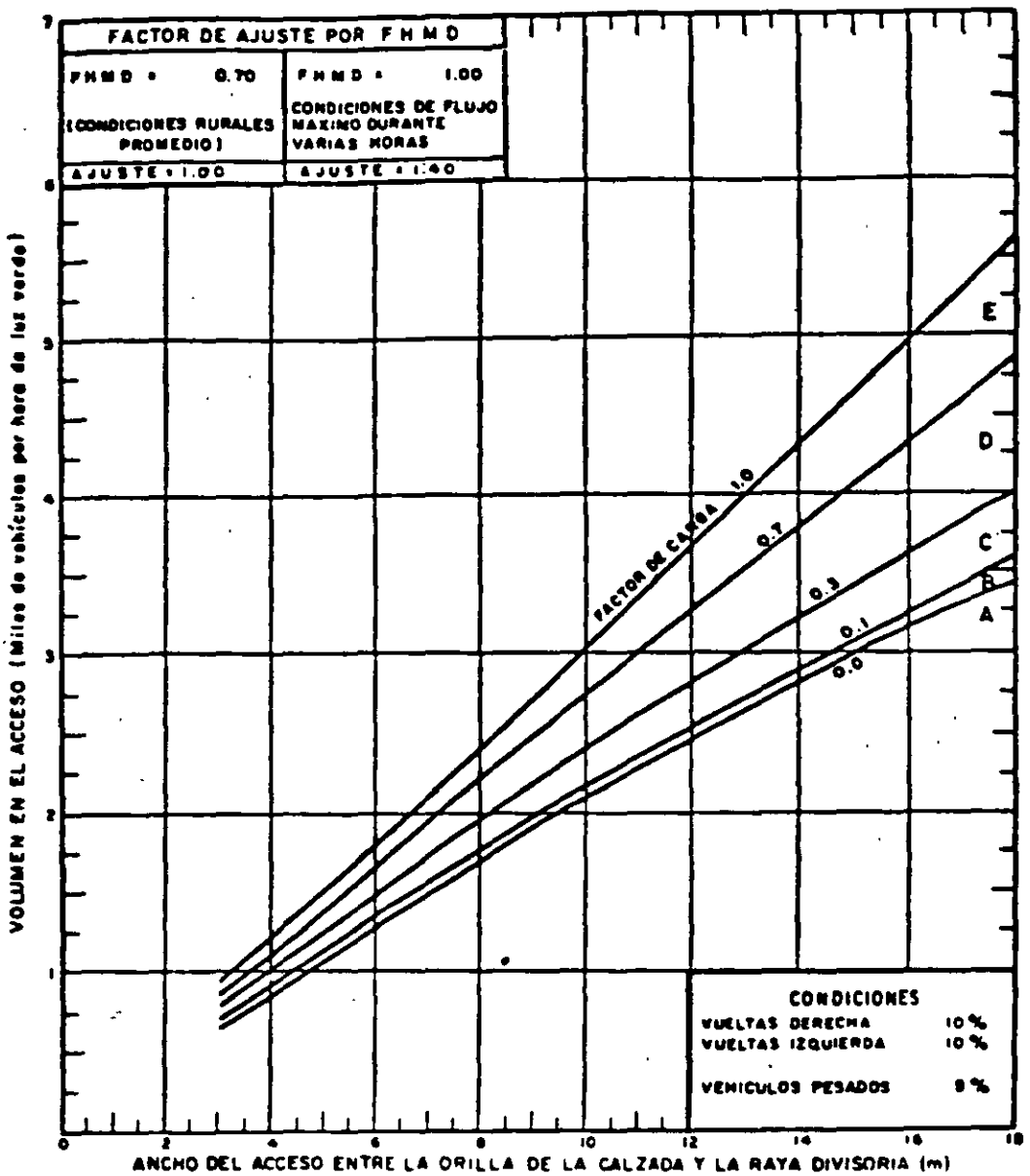


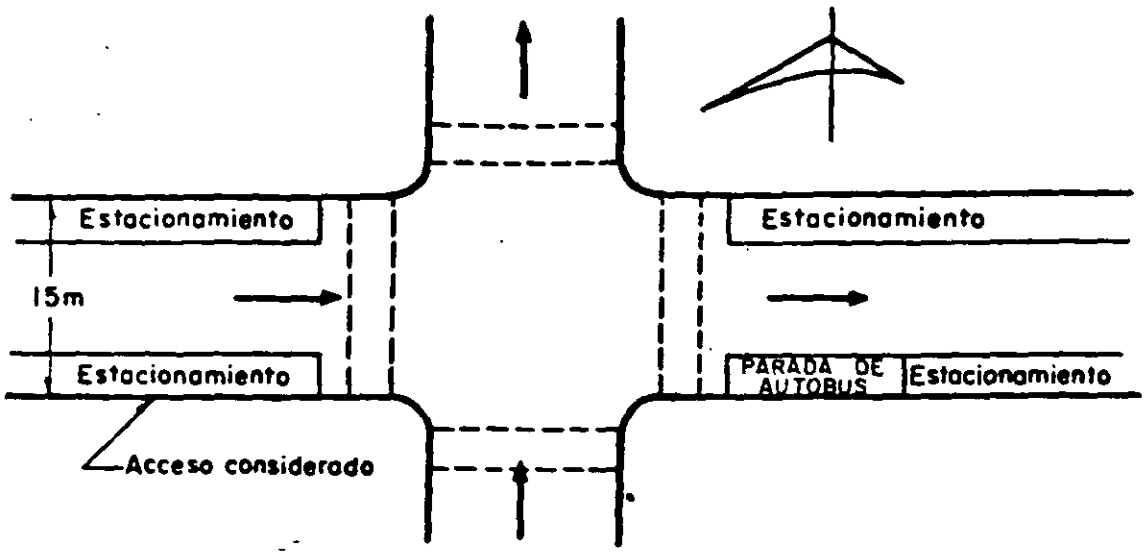
FIGURA 6.63. VOLUMEN DE SERVICIO PARA EL ACCESO A UNA INTERSECCION RURAL, EN VEHICULOS POR HORA DE LUZ VERDE PARA CAMINOS DE DOS SENTIDOS DE CIRCULACION SIN ESTACIONAMIENTO

8.11.5 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Intersección de 2 calles, ambas de un solo sentido de circulación.
Ancho del acceso en estudio = 15 m, véase croquis que se incluye.
Estacionamiento en ambos lados.
Ubicación en la zona circundante al centro de la ciudad.
Población del área metropolitana = 175 000 habitantes.
Factor de la hora de máxima demanda = 0.75.
Fases cargadas = 10/hora.
Longitud del ciclo = 60 segundos.
Intervalo de luz verde = 30 segundos.
Vueltas a la derecha = cero.
Vueltas a la izquierda = 8%.
No existe carril ni fase especial para vuelta.
Vehículos pesados = 7%.
Autobuses urbanos = 10/hora, con parada después de cruzar la calle.



B. Determínese:

Para el acceso en estudio:

1. El volumen de servicio.
2. El nivel de servicio.
3. La capacidad.

C. Solución:

1. Volumen de servicio:

$$VS = (VA_{W,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

Para determinar el valor de $VA_{w,FC}$ es necesario primero determinar al factor de carga, el cual está en función del número de fases cargadas dentro de la hora $_{FC} = 10/60 = 0.166$

$VA_{w,FC} = 2\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.56).

$G/C = 30/60 = 0.50$

$FAM, FHMD = 0.87$ (de la tabla de la Figura 6.56)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.56)

$VD = 1.00$ (de la tabla 6-V)

$T = 0.98$ (de la tabla 6-X)

$B = 1.00$ (de la Figura 6.62)

Substituyendo:

$$VS = 2\,600 \times 0.50 \times 0.87 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.98 \times 1.00$$
$$VS = 1\,108 \text{ vph}$$

2. Nivel de servicio.

De la tabla 6-U para un factor de carga de 0.166, el nivel de servicio correspondiente es C.

3. Capacidad.

En este caso, a falta de información relativa al factor de carga bajo condiciones de altos volúmenes de tránsito, supóngase un factor de carga = 0.85.

Con excepción del valor de $VA_{w,FC}$ el cual varía con el nuevo factor de carga, los demás factores permanecen invariables.

$VA_{w,FC} = 3\,700$ vph de luz verde (de la Figura 6.56)

$$C = 3\,700 \times 0.50 \times 0.87 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.00 \times 0.98 \times 1.00$$
$$C = 1\,577 \text{ vph}$$

Ejemplo 2.

A. Datos:

Intersección de 2 calles, ambas de 2 sentidos de circulación. El acceso por analizar es el correspondiente a la rama poniente de la intersección y se plantean las siguientes condiciones:

a) El acceso es ampliado para proporcionar 4 carriles de circulación, reservándose un carril para vueltas a la izquierda y un carril para vueltas a la derecha. Los anchos se muestran en el croquis que se incluye.

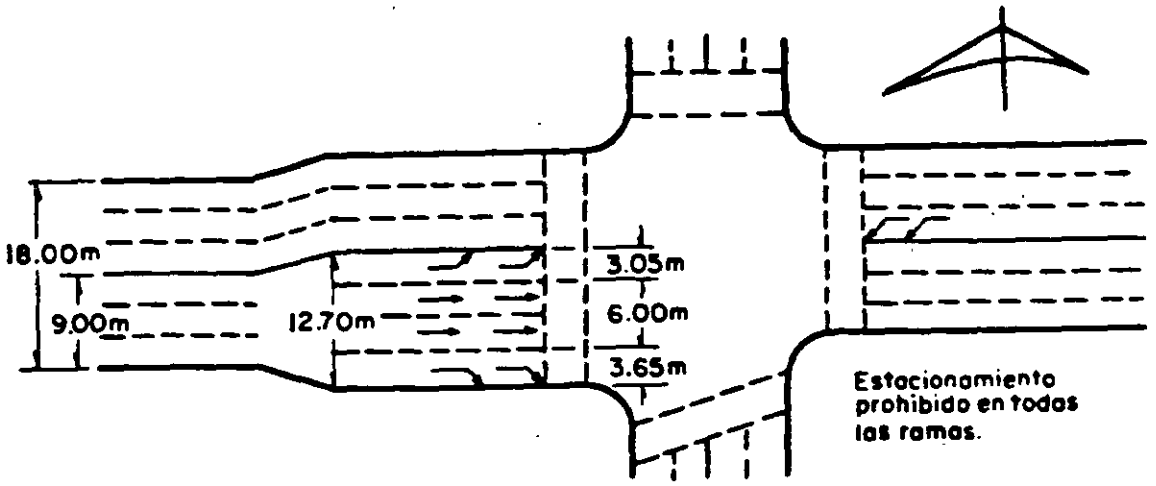
b) El acceso no es ampliado, conservándose únicamente 9 m de ancho.

Sin estacionamiento.

Zona comercial fuera del centro de la ciudad.

Población del área metropolitana = 375 000 habitantes.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.85



Operación del semáforo.

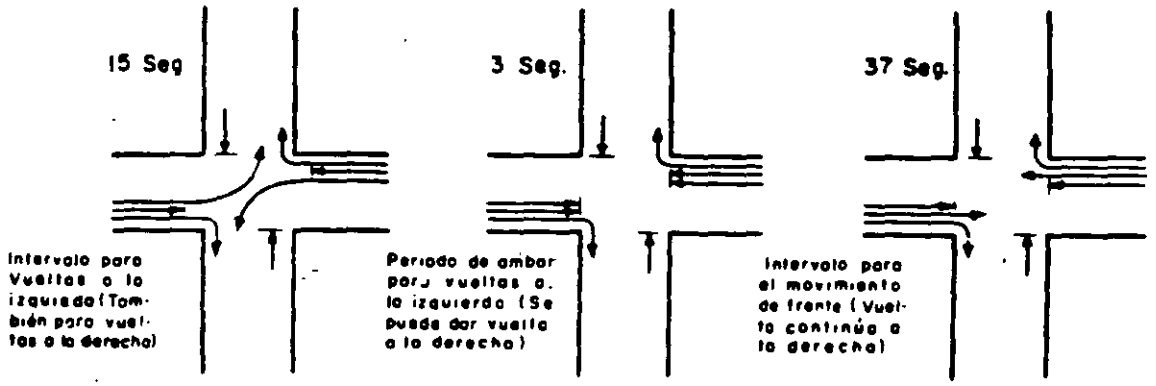
Para la condición *a)*:

Longitud del ciclo = 90 seg.

Intervalo de luz verde para el tránsito que sigue de frente = 37 seg.

Intervalo de luz verde para vueltas a la izquierda = 15 seg. (simultáneo con las vueltas a la izquierda del sentido opuesto, pero separado de la indicación del semáforo para el tránsito de frente).

Intervalo de luz verde para vueltas a la derecha = 55 seg. (simultáneo con la luz verde para vueltas a la izquierda, luz ámbar para vueltas a la izquierda y luz verde para el tránsito de frente) = 15 + 3 + 37 = 55 seg.



Para la condición *b)*:

Longitud del ciclo = 90 seg.

Intervalo de luz verde, para todos los movimientos = 55 seg.

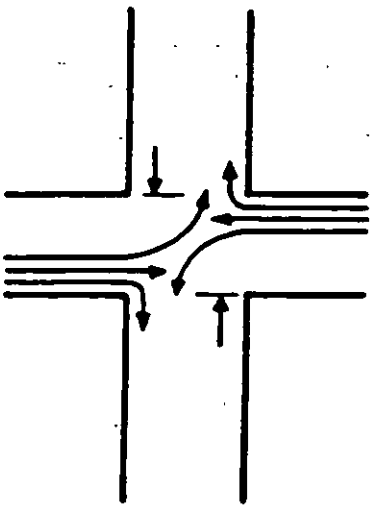
Vueltas a la derecha = 28%.

Vueltas a la izquierda = 10%.

Vehículos pesados = 3%.

Autobuses urbanos = ninguno.

Sin interferencia de peatones.



B. Determínese:

Volumen que puede alojar el acceso, al nivel de servicio D. Para las condiciones *a)* y *b)* planteadas en los datos.

C. Solución:

1. Para la condición *a):*

En este caso, es aplicable el criterio señalado en el apartado B) del inciso 6.11.3.

Volumen de servicio en los carriles disponibles para el tránsito que sigue de frente:

$$VS_D = (VA_{W,FC})(G/C)(PAM, FHMD)(UC)(VD)(VI)(T)(B)$$

$W = 6.0$ m (ancho disponible para el tránsito que sigue de frente)

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,FC} = 1\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 37/90 = 0.41$$

$PAM, FHMD = 1.03$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.05$ (de la tabla 6-V, para 0% de vueltas derechas)

$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W, para 0% de vueltas izquierdas)

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

$B =$ (No aplicable en este ejemplo)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,600 \times 0.41 \times 1.03 \times 1.25 \times 1.05 \times 1.10 \times 1.02$$

$VS_D = 995$ vph (de frente)

Volumen de servicio en el carril especial para vueltas a la derecha.

Volumen por hora de luz verde. Para el nivel D, el volumen de servicio correspondiente a un carril especial para dar vuelta, es de 1 000 vph de luz verde, considerando 5% de vehículos pesados y un ancho del carril de 3.05 m. Como en este caso el ancho del carril es de 3.65 m, el volumen de servicio se verá afectado por la relación 3.65/3.05.

Relación $G/C = 55/90 = 0.61$

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,000 \times \frac{3.65}{3.05} \times 0.61 \times 1.02$$

$VS_D = 748$ vph

Volumen de servicio en el carril especial para vueltas a la izquierda.
Procediendo en forma semejante:
Volumen por hora de luz verde = 1 000 vph

Relación $G/C = 15/90 = 0.166$

$T = 1.02$

Substituyendo:

$VS_D = 1\,000 \times 0.166 \times 1.02$

$VS_D = 170$ vph

Verificación de los volúmenes de servicio que proporciona el acceso en los carriles para dar vuelta y la distribución del tránsito que llega al acceso.
Vueltas a la derecha = 28%.
Vueltas a la izquierda = 10%.
Tránsito de frente = 62%
Volumen de servicio posible en todo el acceso al nivel de servicio

D = 995/0.62 = 1 604 vph.

Posible volumen que puede dar vuelta a la derecha = 1 604 × 0.28 = 449 vph.
Como 449 vph<748 vph, la operación es satisfactoria al nivel D.
Posible volumen que puede dar vuelta a la izquierda = 1 604 × 0.10 = = 160 vph.
Como 160 vph<170 vph, la operación es satisfactoria al nivel D.

2. Para la condición *b):*

En este caso es aplicable el criterio señalado en la parte primera del apartado D) del inciso 6.11.3

$$VS_D = (VA_{W,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)(T)(B)$$

$_W$ = 9.00 m (ancho sin considerar la ampliación)

$_{FC}$ = 0.7 (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,FC}$ = 2 420 vph de luz verde (de la Fig. 6.57)

$G/C = 55/90 = 0.61$

Los factores de ajuste son los mismos que para la solución *a)* del ejemplo, excepto que en este caso:

VD = 0.995 (de la tabla 6-V; para 28% de vueltas derechas)

VI = 1.00 (de la tabla 6-W; para 10% de vueltas izquierdas)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,420 \times 0.61 \times 1.03 \times 1.25 \times 0.995 \times 1.00 \times 1.02$$

$$VS_D = 1\,930 \text{ vph}$$

Conclusión:

Los resultados indican que para el nivel de servicio D, los volúmenes de servicio son:

Para la condición *a):* 1 604 vph con ampliación del acceso y proporcionando carriles especiales para vueltas a la derecha y a la izquierda con indicaciones especiales de luz verde del semáforo.

Para la condición *b):* 1 930 vph sin ampliación y con una sola indicación de luz verde del semáforo.

Lo anterior demuestra claramente que la adición de carriles especiales para vueltas y la operación con fases múltiples del semáforo, no significa que automáticamente se logre un incremento en los volúmenes de servicio.

Las razones que justifican los resultados anteriores, son los siguientes:

1. La utilización de los carriles disponibles es proporcional a la distribución de la demanda: 28% en el carril derecho, 31% en cada uno de los dos carriles centrales y 10% en el carril izquierdo. Esto trae como consecuencia, el uso desbalanceado del ancho del acceso disponible.

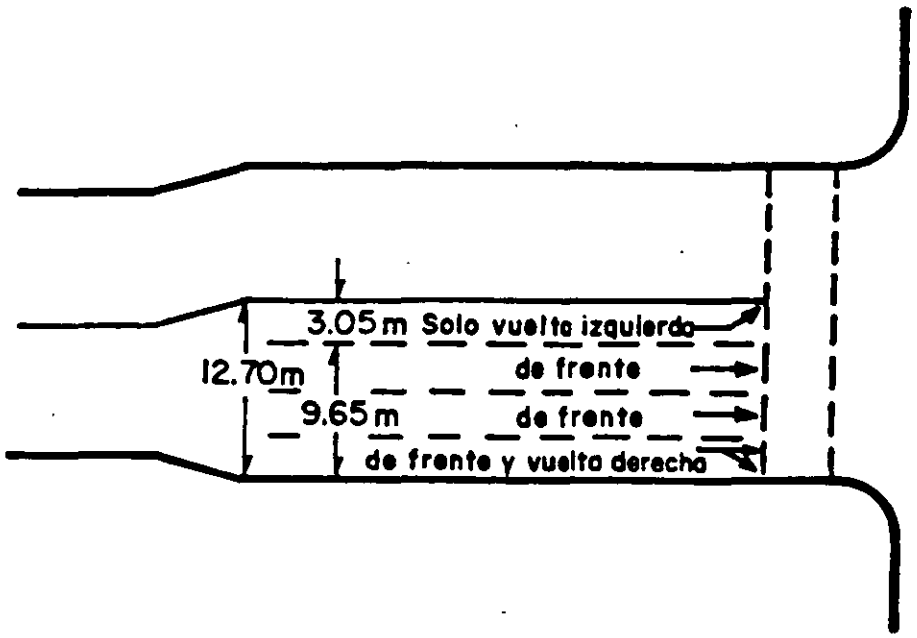
2. Se ha substraído una parte considerable al tiempo de luz verde del tránsito que sigue de frente, para proporcionar el tiempo necesario para la fase del tránsito que da vuelta a la izquierda; sin embargo, la pérdida de capacidad en los carriles centrales es considerablemente mayor que lo que se gana en el carril para vuelta a la izquierda.

3. El carril para vueltas a la izquierda es usado principalmente para almacenamiento en lugar de utilizarse para desalojar el tránsito.

4. El carril para vueltas a la derecha tiene mucho más capacidad que la requerida para satisfacer la demanda de ese movimiento.

En este caso particular es posible, aparentemente, incrementar el volumen de servicio si el carril especial para vueltas a la derecha es utilizado también por los vehículos que siguen de frente, aun cuando tengan que ser eliminadas las vueltas a la derecha durante la indicación de luz verde para vueltas a la izquierda.

En estas condiciones, la operación sería la siguiente:



Volúmenes de servicio al nivel D.

En el carril especial para vueltas a la izquierda, el volumen de servicio es el mismo que para la parte 1 del ejemplo.

Para el resto de los carriles:

$$VS_D = (VA_{W,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VC)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$W = 9.65$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U para nivel de servicio)

$VA_{W,FC} = 2\,600$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$G/C = 37/90 = 0.41$

$PAM, FHMD = 1.03$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 0.995$ (de la tabla 6-V; para 28%)

$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W; para 0%)

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,600 \times 0.41 \times 1.03 \times 1.25 \times 0.995 \times 1.10 \times 1.02$$

$$VS_D = 1\,530 \text{ vph}$$

Volumen de demanda total con base en el porcentaje del tránsito que va de frente y del que da vuelta a la derecha = 1 530/0.90 = 1 700 vph.

Vueltas potenciales a la izquierda, suponiendo que el tránsito de frente y el tránsito a la derecha son los que controlan, 1 700 × 0.10 = 170 vph.

Comparando con el volumen de servicio, 170 = 170; por lo anterior la operación es satisfactoria, aunque en el límite. Se deduce, por lo tanto, que el acceso podría alojar un volumen de demanda de 1 530 + 170 = 1 700 vph.

6.12 ANALISIS DE CAPACIDAD Y VOLUMENES DE SERVICIO EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS

Para propósitos de análisis, las arterias urbanas y suburbanas se consideran como avenidas localizadas fuera de la zona comercial del centro de la ciudad, las cuales se caracterizan bien sea por la existencia de intersecciones controladas con semáforo a una distancia promedio de 1 500 m o menos, o bien, porque las velocidades límites son de 60 km/h o menores, como consecuencia del desarrollo urbano adyacente.

La capacidad de las arterias urbanas depende principalmente de la capacidad de las intersecciones a nivel que se encuentran a lo largo de la arteria, analizadas en forma aislada. Sin embargo, cuando se desea conocer el nivel de servicio que puede suministrar la arteria, es necesario hacer el análisis considerándola en toda su longitud.

6.12.1 Nivel de servicio

Primeramente debe investigarse el efecto que tienen las interrupciones y las intersecciones sobre la operación del tránsito, debiendo analizarse después la arteria en toda su longitud, para determinar un valor promedio de la relación volumen-capacidad (relación v/c). Esto permitirá conocer la naturaleza verdadera de las condiciones operacionales que encuentran los conductores.

La velocidad usada en el análisis es la velocidad global, debido a que la velocidad de operación es difícil de definir donde existe una variedad de interrupciones.

Las velocidades globales están en función de factores tales como: límites de velocidad, número de intersecciones y conflictos a la mitad de la cuadra y en las intersecciones; el efecto de estas interrupciones es mayor a medida que aumentan los volúmenes de tránsito. La calidad del alineamiento, por otra parte, tiene un efecto relativamente pequeño sobre la velocidad, excepto en lugares especiales como es el caso de pasos a desnivel.

La relación que existe entre la velocidad global y la relación v/c, se emplea en este caso, para analizar el nivel de servicio en forma similar a como se hizo para las carreteras. La Figura 6.64 muestra esta relación para arterias urbanas y suburbanas.

La curva I representa condiciones de circulación continua en arterias suburbanas sin control de semáforos, en las que el límite máximo de la velocidad es de 60 km/h o en arterias urbanas controladas con semáforos, en las que existe una progresión razonablemente buena de los semáforos.

La curva II representa condiciones de circulación discontinua. Los semáforos están espaciados normalmente a distancia de 800 m o menos, sin que exista interconexión entre ellos. La velocidad bajo condiciones de

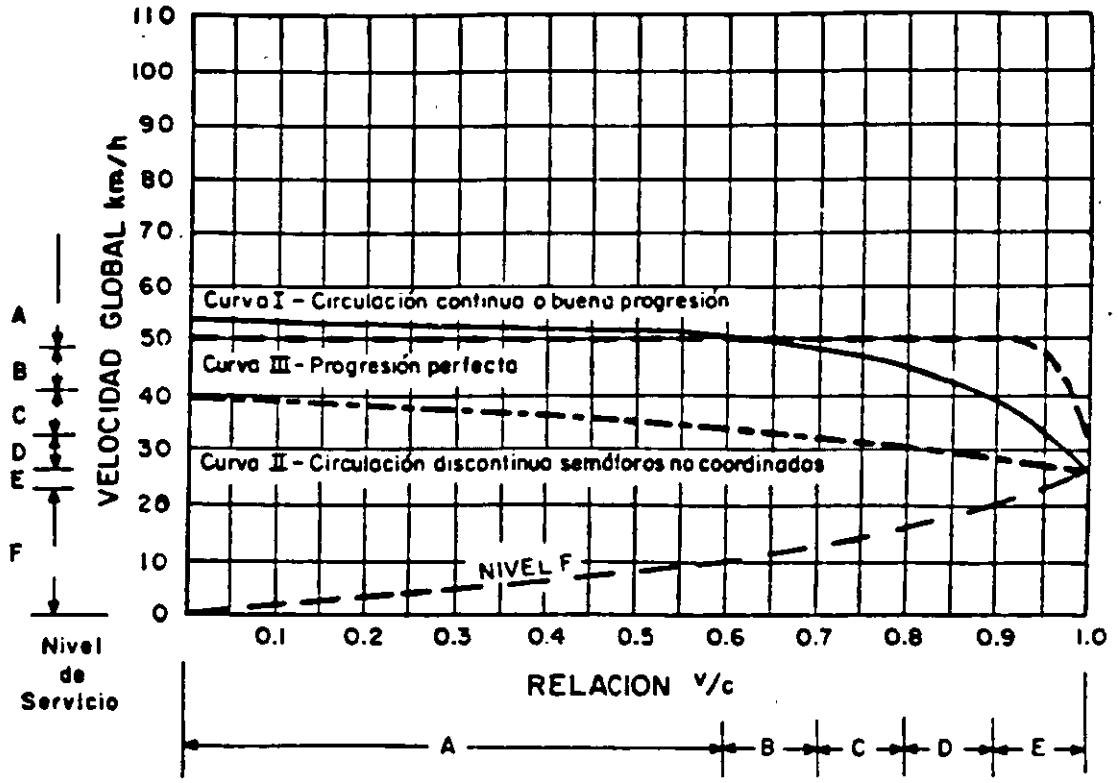


FIGURA 6.64. RELACIONES ENTRE LA VELOCIDAD GLOBAL Y LA RELACION V/C EN ARTERIAS URBANAS Y SUBURBANAS

circulación continua, está representada por la velocidad que se alcanza a la mitad de la cuadra, la cual está gobernada muchas veces por el limite máximo de la velocidad (40 km/h para el ejemplo ilustrado con la curva II).

La curva III representa una progresión perfecta con grupos de vehículos circulando a la velocidad de la progresión, la cual para el ejemplo es igual a 50 km/h.

Para la condición de circulación continua, que raras veces se presenta, la capacidad es idéntica en concepto y a menudo en valor absoluto, a las capacidades de caminos con circulación continua, discutidas en los incisos 6.5 a 6.8. Para condiciones de circulación discontinuas, la capacidad usualmente está gobernada por los dispositivos para controlar el tránsito y por las condiciones físicas de las intersecciones.

La capacidad aquí, representa fundamentalmente la máxima utilización de la arteria en aquellos intervalos de la hora en que hay indicación de luz verde, o bien, cuando la arteria está libre de otras interrupciones predecibles. Una avenida puede llegar a alojar volúmenes de tránsito cercanos a los que se encuentran bajo condiciones de circulación continua, cuando el tránsito está moviéndose con la indicación de la luz verde del semáforo; sin embargo, como el tránsito deja de circular porque el semáforo está con la indicación de luz roja, o bien, cuando el espaciamiento entre grupos de vehículos es muy grande en los casos de sistemas progresivos, la capa-

cidad en vehículos por hora es mucho menor que bajo las condiciones de circulación continua.

Cuando en un tramo de arteria urbana, con características geométricas más o menos uniformes, haya varias intersecciones controladas con semáforo y no existan diferencias radicales en la programación de ellos, es posible obtener condiciones promedio del nivel de servicio aplicables a todo el tramo (excepto para el nivel E). Sin embargo, cuando se consideran condiciones de volumen máximo (nivel E, o capacidad), no debe excederse la capacidad del punto más crítico.

La capacidad en los accesos de las intersecciones se determina con los procedimientos descritos en el inciso 6.11.

Los niveles de servicio en arterias urbanas pueden analizarse de manera semejante a la de los otros caminos, usando como criterio en este caso, la velocidad global y la relación v/c. Lo anterior implica que se analicen los niveles de operación de todos los puntos potenciales de restricción, y de un análisis del tramo en su conjunto.

Aun cuando los puntos críticos son normalmente los accesos a las intersecciones, éstos pueden presentarse también en lugares a mitad de la cuadra.

En la tabla 6-Y se muestran los niveles de servicio, relacionados en forma aproximada con el factor de carga y con el factor de la hora de máxima demanda; sin embargo, debe hacerse notar que teóricamente el factor de la hora de máxima demanda puede ocurrir a cualquier nivel de servicio, ya que éste depende más bien del grado de demanda que de su magnitud. En la tabla se muestra, además de la calidad del flujo y de los límites de las velocidades globales, la escala de valores de la relación v/c para cada uno de los niveles.

6.12.2 Elementos críticos que requieren consideración

A) Progresión del sistema de semáforos. Una progresión perfecta o casi perfecta de semáforos puede lograrse a altos volúmenes de tránsito, sólo si pueden establecerse las siguientes condiciones: 1) que existan pocos movimientos de vuelta, 2) que pueda sostenerse la demanda por ciclo, y 3) que no se presenten conflictos a mitad de la cuadra. En el caso de una progresión perfecta ningún vehículo se ve detenido por las indicaciones de la luz roja de los semáforos, por lo que se logra en la circulación, volúmenes de tránsito cercanos a los 2 000 vehículos por hora de luz verde.

La operación bajo condiciones de volúmenes altos es siempre inestable, pudiendo perderse el balance en el momento en que se produzca cualquier anormalidad en la circulación del tránsito. Para cálculos de capacidad de intersecciones, bajo estas condiciones, es apropiado el uso de un factor de carga de 0.95 y de un factor de la hora de máxima demanda, también de 0.95. El factor de carga de 0.95 tiene un significado especial, indicando que casi todos los ciclos fueron totalmente utilizados. Por otra parte y refiriéndose a la curva III de la Figura 6.64, se puede apreciar que en una progresión perfecta se tiene una velocidad constante, mientras que la relación v/c varía desde cero hasta alcanzar un valor cercano a 0.95 para esa misma velocidad, lo cual indica que bajo estas condiciones los conductores no tienen objeción a que el volumen de tránsito se vaya incrementando, puesto que pueden mantener la velocidad correspondiente a la progresión perfecta. Para efectos de análisis, el valor máximo de v/c para el nivel de servicio A, en una progresión casi perfecta es de 0.80.

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO				VOLUMEN DE SERVICIO-CAPACIDAD[a,b] (v/c)
	DESCRIPCION	VELOCIDAD GLOBAL[a] (km/hora)	FACTOR DE CARGA[a]	FACTOR DE LA HORA DE MAXIMA DEMANDA[a]	
A	FLUJO LIBRE	≥ 50	0.0	≤ 0.70	≤ 0.60 (0.80)
B	FLUJO ESTABLE	≥ 40	≤ 0.1	≤ 0.80	≤ 0.70 (0.85)
C	FLUJO ESTABLE	≥ 30	≤ 0.3	≤ 0.85	≤ 0.80 (0.90)
D	APROXIMANDOSE AL FLUJO INESTABLE	≥ 20	≤ 0.7	≤ 0.90	≤ 0.90 (0.95)
E[d]	FLUJO INESTABLE	20	≤ 1.0 (0.85)[c]	≤ 0.95	≤ 1.00
F	FLUJO FORZADO	< 20	No Significativo	No Significativo	No Significativo[e]

a.- La velocidad global y la relación v/c son medidas independientes del nivel de servicio; deben satisfacerse ambos límites en cualquier determinación de niveles de servicio, con la debida consideración al hecho de que estos son racionalizaciones en su mayor parte. El factor de carga que es una medida de nivel de servicio en intersecciones, puede usarse como criterio suplementario cuando sea necesario.

b - Los valores entre paréntesis se refieren a una progresión casi perfecta.

c.- Un factor de carga de 1.00 no se encuentra con frecuencia, aún bajo condiciones de operación a la capacidad, debido a las fluctuaciones inherentes al flujo de tránsito.

d.- Capacidad.

e.- La relación volumen de demanda-capacidad puede exceder 1.00, indicando sobrecarga.

TABLA 6-Y. NIVELES DE SERVICIO PARA CALLES URBANAS Y SUBURBANAS

B) Operación en un sentido y en dos sentidos. Para propósitos de comparación, es necesario que se analicen las siguientes condiciones: 1) la demanda y composición del tránsito, 2) la superficie de rodamiento, 3) el estacionamiento, 4) el señalamiento, 5) el medio ambiente, y 6) los movimientos de vuelta en todo el tramo.

En general, la operación de arterias de un sentido es más eficiente que la operación de arterias de dos sentidos con igual anchura, en términos de vehículos por hora.

C) Otras interrupciones e interferencias. A lo largo de las arterias urbanas y suburbanas existen otros elementos que afectan la circulación del tránsito; entre los más comunes están los siguientes:

1) Intersecciones sin control de semáforos.
2) Entradas y salidas en la mitad de la cuadra y movimientos de vuelta correspondientes.
3) Estacionamientos a mitad de la cuadra.
4) Lotes de estacionamiento a mitad de la cuadra.
5) Señales y marcas inadecuadas en el pavimento.
6) Falta de canalización.
7) Restricción en las distancias libres laterales.
8) Interferencias de peatones.
9) Maniobras de los autobuses.
10) Falta de aplicación del reglamento de tránsito.

Hay que señalar que hasta el momento, no existen suficientes datos que sirvan de base para determinar los factores de ajuste o de corrección para cada uno de estos elementos.

6.12.3 Procedimiento para determinar la capacidad y los niveles de servicio

A) Cálculo de la capacidad. El procedimiento para el cálculo de la capacidad es el siguiente:

1. Hágase una revisión general del tramo en estudio, estableciendo los elementos que influyan en la capacidad, tales como: intersecciones controladas con semáforo, restricciones a mitad de la cuadra ocasionadas por las interferencias del tránsito y por las condiciones geométricas y, finalmente, los subtramos entre intersecciones con longitudes mayores de 1 500 m en los que exista circulación más o menos continua.

2. Calcúlense en las intersecciones, las capacidades de los accesos más importantes con los procedimientos que se dan en el inciso 6.11 y de los subtramos con circulación continua, con los procedimientos descritos en los incisos 6.6 a 6.8. Analícese cada restricción importante a la mitad de la cuadra, como un caso especial, para lo cual pueden adoptarse los procedimientos básicos para la determinación de la capacidad de intersecciones, dados en el inciso 6.11.

3. Interprétense los resultados del análisis anterior, para establecer: *a)* los puntos con capacidades menores que la de la arteria en su conjunto, *b)* una capacidad de control, tomando como base la capacidad mínima en el tramo (excluyendo puntos de congestionamiento).

4. Hágase un esfuerzo por incrementar la capacidad de los puntos de congestionamiento, al valor mínimo establecido como capacidad de control para el resto del tramo. Si lo anterior no es posible, estos puntos serán los que gobiernan la capacidad.

B) Cálculo del nivel de servicio. El procedimiento para el cálculo del nivel de servicio es el siguiente:

1. Hágase una revisión general de la arteria, para determinar aquellos puntos en que las características del tránsito cambien notablemente, debido a movimientos de vuelta en las calles transversales, enlaces y otras entradas y salidas. Para propósitos de análisis, estos puntos deberán establecerse como límites dentro del tramo.

2. Calcúlese la capacidad de todas las intersecciones y de otros elementos con alguna posibilidad de influir en la operación de la arteria, de manera similar a como se indica en el apartado A) (cálculo de la capacidad); sepárense aquellos puntos de restricción anormales y establézcase un valor mínimo de control de la capacidad para el resto del tramo.

3. Determínese si el volumen de demanda general excede o no al valor mínimo de la capacidad, establecido como control en el tramo. Cuando esta capacidad no sea excedida, háganse verificaciones adicionales para determinar si alguno de los puntos de restricción anormales, separados para su análisis individual, suministran capacidades por abajo del volumen de demanda.

4. Si de acuerdo con el punto anterior, no se producen limitaciones en la capacidad, divídase el volumen de demanda entre la capacidad establecida como control, para obtener la relación v/c promedio para el tramo. Obténgase la velocidad global, de la Figura 6.64 y determínese el nivel de servicio general, de la tabla 6-Y.

Cuando haya restricciones anormales, pero éstas no limiten la capacidad, considérense en detalle para establecer los niveles de servicio correspondientes. Esto se hace a menudo con los procedimientos del inciso 6.11 cuando se trata de intersecciones, o haciendo adaptaciones en el caso de otras interrupciones; aunque a veces, pueden ser más apropiados los procedimientos para caminos con circulación continua. Interprétense los niveles de servicio en cada punto, en términos del número de restricciones aceptado en relación con la capacidad de control obtenida para el resto del tramo. Establézcase por último, el nivel de servicio para todo el tramo, ponderando de acuerdo con las distancias de influencia de las restricciones.

5. Si de acuerdo con el punto 3, se produce una limitación en la capacidad, efectúese un análisis más detallado de ese punto de restricción, para determinar la extensión de su influencia, es decir, determínese si el efecto es solamente local, debido a movimientos de vuelta ocurriendo antes o después del punto, o bien, si se están creando condiciones de flujo forzado en la corriente antes de llegar al punto, en tanto que después de éste se tiene un nivel tolerable. Asígnese el nivel de servicio general, tomando en consideración lo anterior.

De manera inversa, para determinar en forma aproximada el volumen de servicio que puede suministrar una arteria dado el nivel de servicio, o la velocidad global deseada, deberá entrarse a la Figura 6.64 y obtener la relación v/c. Apliquese esta relación a la capacidad de control del tramo, determinada según lo indicado con anterioridad, para obtener el volumen de servicio o de demanda que puede alojar la arteria a este nivel.

6.12.4 Solución de ejemplos típicos

Ejemplo 1.

A. Datos:

Tramo de una arteria urbana, con intersecciones controladas con semáforo.

Los anchos de las calles se muestran en el croquis.
Banqueta de 1.50 m.
Sin estacionamientos.

3% de camiones.

30 autobuses urbanos/hora; con parada de autobuses como se muestra en el croquis.

Localizada en la zona comercial fuera del centro.

Población = 500 000 habitantes.

Factor de la hora de máxima demanda = 0.85.

Interferencia de peatones: despreciable.

Características de las intersecciones y movimientos de vuelta (ver croquis).

Los tiempos de recorrido indican una velocidad global de 30 km/h.

Los volúmenes de demanda que se muestran en el croquis, sólo indican el flujo en un sentido.

B. Determínese:

1. El nivel de servicio general correspondiente a la velocidad global de 30 km/h.

2. El nivel de servicio por restricciones en las intersecciones y a mitad de la cuadra.

C. Solución:

1. De la tabla 6-Y, para una velocidad global de 30 km/h, el nivel de servicio es C, en el límite con el nivel de servicio D.

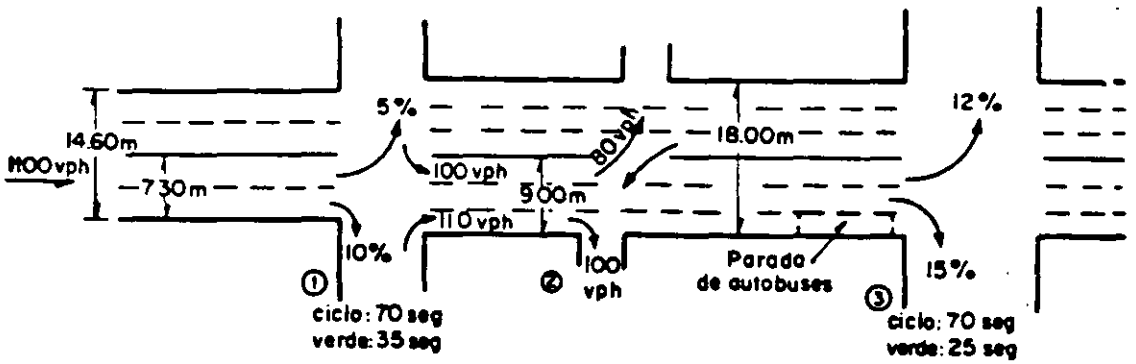
2. En el croquis se observa que la intersección 1, el área a la entrada del lote de estacionamiento 2 y la intersección 3, son los elementos principales de control de la capacidad.

Nivel de servicio en la intersección 1:

Para el análisis son aplicables los procedimientos del inciso 6.11.

Para el cálculo de nivel de servicio es necesario determinar primero, el volumen por hora de luz verde.

$$VA_{W,\,FC} = \frac{VS\ (\text{volumen de demanda})}{(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)(\,VI)(\,T)(\,B)}$$



Para propósitos prácticos, los vehículos esperando para entrar al estacionamiento, bloquean continuamente el carril de la derecha y el de la izquierda. El carril del centro es bloqueado por los vehículos en sentido opuesto que entran al estacionamiento, durante el 30% de la hora.

VS = 1 100 vph (demanda en el acceso)

G/C = 35/70 = 0.50

$PAM, FHMD$ = 1.06 (de la tabla de la Figura 6.57)

UC = 1.25 (de la tabla de la Figura 6.57)

VD = 1.00 (de la tabla 6-V)

VI = 1.05 (de la tabla 6-W)

Debido a que no existe parada de autobuses, los autobuses urbanos pueden considerarse como vehículos pesados, y sumarse al por ciento de vehículos dado como dato en el ejemplo.

$$\text{Autobuses} = \frac{30}{1\,100} = 2.7\% \doteq 3\%, \text{ por lo que:}$$

Total de vehículos pesados = 3% + 3% = 6%; el factor de ajuste correspondiente es:

T = 0.99 (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VA_{w,FC} = \frac{1\,100}{0.50 \times 1.06 \times 1.25 \times 1.00 \times 1.05 \times 0.99}$$

$VA_{w,FC}$ = 1 597 vph de luz verde.

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga $_{FC}$ = 0.15, el cual corresponde a un nivel de servicio C.

De la misma Figura 6.57 se obtiene que el volumen por hora de luz verde al nivel de servicio E (capacidad) es de 2 100 vph, por lo que:

$$\frac{v}{c} = \frac{1\,597}{2\,100} = 0.76$$

De la tabla 6-Y, se concluye que la operación corresponde a un nivel de servicio C.

Nivel de servicio en el área a la entrada del lote de estacionamiento 2.

Debido a que los movimientos de vuelta izquierda para entrar al lote de estacionamiento, obstruyen al tránsito que va de paso, la circulación se ve sujeta a continuas paradas, tal como sucede en una intersección controlada con semáforo.

Supóngase, por lo tanto, que se trata de una intersección controlada con semáforo, sin movimientos de vuelta, ancho del acceso de 3.00 m, sin estacionamiento y 70% de luz verde (100 – 30).

$$VA_{w,\,FC} = \frac{VS \text{ (volumen de demanda)}}{(G/C)\,(PAM, FHMD)(\,UC)(\,VD)\,(VI)\,(T)\,(B)}$$

$$VS = 1\,100 - 1\,100\,(0.10 + 0.05) + 100 + 110$$
$$VS = 1\,145 \text{ vph}$$

$G/C = 0.70$ (se considera que el tránsito sólo sufre interrupciones durante 30% del tiempo).

$PAM, FHMD = 1.06$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$VD = 1.20$ (de la tabla 6-V)
$VI = 1.30$ (de la tabla 6-W)
$T = 0.99$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VA_{w,\,FC} = \frac{1\,145}{0.70 \times 1.06 \times 1.25 \times 1.20 \times 1.30 \times 0.99} = 800 \text{ vph de luz verde}$$

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga de 0.9, el cual corresponde a un nivel de servicio E y por consiguiente, el área a la entrada del lote de estacionamiento operará a la capacidad.

Nivel de servicio en la intersección 3:

$$VA_{w,\,FC} = \frac{VS \text{ (volumen de demanda)}}{(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)}$$

$$VS = 1\,145 - 100 - 80 = 965 \text{ vph}$$

$$G/C = 25/70 = 0.36$$

$PAM, FHMD = 1.06$ (de la tabla de la Figura 6.57)
$UC = 1.25$ (de la tabla de la Figura 6 57)
$VD = 0.99$ (de la tabla 6-V)
$VI = 0.98$ (de la tabla 6-W)
$T = 1.02$ (de la tabla 6-X para 3% de vehículos pesados)
$B = 0\ 91$ (de la Figura 6.59)

Substituyendo:

$$VA_{w,\,FC} = \frac{965}{0.36 \times 1.06 \times 1.25 \times 0.99 \times 0.98 \times 1.02 \times 0.91}$$

$VA_{w,\,FC} = 2\,246$ vph de luz verde

Entrando a la gráfica de la Figura 6.57 con el volumen por hora de luz verde antes calculado y con el ancho del acceso en metros, se obtiene un factor de carga de 0.5, el cual corresponde a un nivel de servicio D.

De la misma Figura 6.57 se obtiene que el volumen por hora de luz verde a la capacidad es de 2 700 vph, por lo que:

$$\frac{v}{c} = \frac{2\,246}{2\,700} = 0.83$$

Examinando la tabla 6-Y, se concluye que la operación corresponde a un nivel de servicio D.

Conclusión:

La arteria en su conjunto tiene una operación cercana al nivel de servicio D, en tanto que las intersecciones 1 y 3 operan niveles de servicio C y D, respectivamente. Sin embargo, el área en la entrada de los estacionamientos a la mitad de la cuadra es un punto serio de interferencia, siendo esta área la que controla la capacidad en esta parte de la arteria.

6.13 ANALISIS DE CAPACIDAD Y NIVELES DE SERVICIO EN LAS CALLES DE LA ZONA COMERCIAL DEL CENTRO DE LA CIUDAD

En la zona comercial del centro de la ciudad, existen muchas calles importantes cuya función principal es dar servicio al tránsito generado por los negocios locales. En este caso, dar servicio eficiente al tránsito de paso viene a ser de importancia secundaria, aunque en ocasiones algunas calles del centro que se encuentran estratégicamente localizadas, pueden operar durante las horas de máxima demanda en forma similar a como lo hacen las arterias. Normalmente, el flujo de tránsito es más bien de movimientos circulatorios internos que de movimientos directos a través del centro; existen, además, gran cantidad de conflictos entre los volúmenes usualmente fuertes de peatones y el gran número de vehículos que dan vuelta.

Todavía no es posible desarrollar gráficas o curvas que representen las relaciones básicas velocidad-volumen, en tramos largos de calles del centro de la ciudad formados por varias cuadras. Con el conocimiento limitado que se tiene de las relaciones complejas que gobiernan al flujo de tránsito en el centro de la ciudad, ni siquiera ha sido posible obtener relaciones típicas v/c. Las capacidades de las calles del centro aparentemente similares, pueden variar bastante debido a las diferencias en las condiciones ambientales.

Las operaciones del tránsito en el centro de la ciudad, pueden caer en un nivel de servicio F, si se comparan con la escala de niveles de servicio de las arterias urbanas de primer orden, descritas en el inciso 6.12.

La operación en tramos largos de calles del centro de la ciudad, no debe relacionarse con las escalas de niveles de operación de otras calles urbanas.

Para el análisis de las calles del centro de la ciudad, en la actualidad no es posible proporcionar procedimientos para determinar el nivel de

servicio con base en el volumen de demanda. Sin embargo, se sugiere una escala de niveles de servicio para diferentes flujos del tránsito, en la calle en estudio. Esta escala se muestra en la tabla 6-Z, la cual representa el grado de aceptación del conductor, a varios niveles de operación; la tabla está basada enteramente, en las velocidades globales, no habiéndose hecho el intento de relacionarlas con los volúmenes de tránsito, debido al gran número de factores que intervendrian.

Se recomienda, para fines de determinación de la capacidad y del volumen de servicio, hacer el análisis intersección por intersección, por medio de los procedimientos descritos en el inciso 6.11 correspondiente a intersecciones controladas con semáforo. Conociendo los tiempos de recorrido y por consiguiente las velocidades globales a lo largo del tramo, de la tabla 6-Z puede obtenerse un nivel de servicio general, relacionado con el rango de niveles que se encuentran normalmente en la zona comercial del centro de la ciudad.

NIVEL DE SERVICIO	CONDICIONES DEL FLUJO DE TRANSITO	
	DESCRIPCION	VELOCIDAD GLOBAL (km/h)
A	Flujo libre	$\geq$ 40
B	Flujo estable	$\geq$ 30
C	Flujo estable	$\geq$ 25
D	Aproximándose al flujo inestable	$\geq$ 15
E[a]	Flujo inestable	Menor que 15
F	Flujo forzado	Paradas frecuentes

a) El nivel E para la calle en su conjunto, no puede considerarse como capacidad; la capacidad está gobernada por la de las intersecciones críticas o por la de otras interrupciones

TABLA 6-Z. NIVELES DE SERVICIO PARA CALLES DEL CENTRO DE LA CIUDAD

6.13.1 Solución de ejemplos típicos

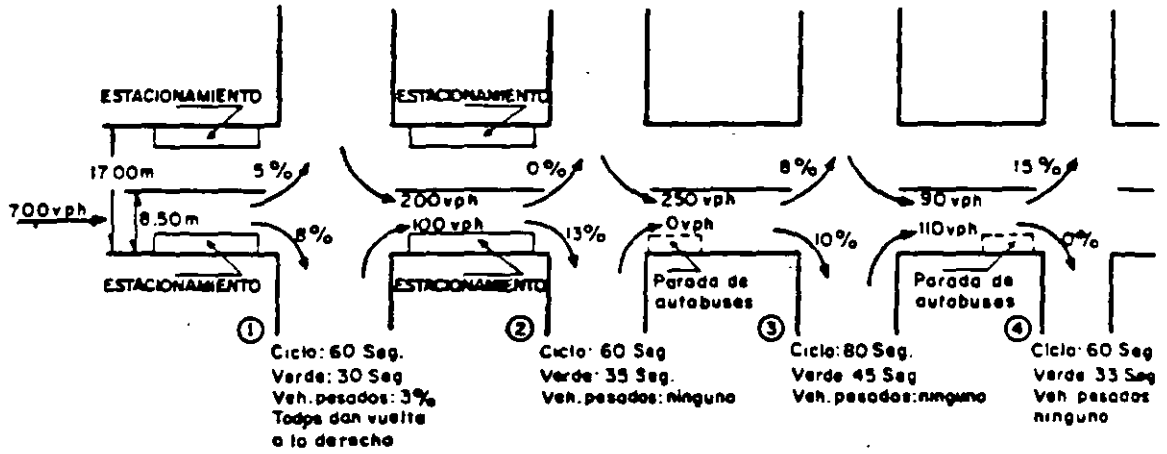
Ejemplo 1.

A. Datos:

Tramo de calle con dos sentidos de circulación, localizado en la zona comercial del centro de la ciudad, en el que existen 4 intersecciones controladas con semáforo.

Los volúmenes de demanda y las características de operación en las intersecciones, se muestran en el croquis.

Estacionamiento en ambos lados.
Ancho de la calle = 17.00 m de guarnición a guarnición.
Población del área metropolitana = 175 000 habitantes.
Factor de la hora de máxima demanda = 0.85.
Autobuses urbanos = 40/hora.
Vehículos pesados (ver croquis).



B. Determínese:

1. El nivel de servicio que proporciona el tramo de calle, si los recorridos indican una velocidad global de 23 km/h.

2. El volumen de servicio en los accesos a las intersecciones, para el nivel de servicio obtenido en el punto anterior.

3. La intersección que controla la operación, de acuerdo con los volúmenes de demanda indicados.

C. Solución:

1. De la tabla 6-Z, para una velocidad global de 23 km/h, el nivel de servicio es D.

2. Volumen de servicio al nivel de servicio D.

Intersección 1:

$$VS_D = (VA_{w,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$w = 8.50$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{w,FC} = 1\,550$ vph de luz verde (de la Figura 6.58)

$G/C = 30/60 = 0.50$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.58)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.58)

Como todos los vehículos pesados dan vuelta a la derecha, son necesarias ciertas consideraciones especiales: Si $\frac{3}{8}$ de las vueltas son vehículos

pesados y 5/8 son vehículos ligeros y se considera que dos vehículos ligeros equivalen a un pesado, se tiene:

$5/8 \times 1 + 3/8 \times 2 = 11/8$; es decir, 11% de vehículos equivalentes dan vuelta a la derecha, por lo que:

$VD = 0.995$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.05$ (de la tabla 6-W.)

Como no hay parada de autobuses, considérense a los 40 autobuses urbanos por hora como un porcentaje respecto al volumen de servicio, calculado con los factores de ajuste obtenidos anteriormente, es decir:

$$VS = 1\,550 \times 0.50 \times 0.97 \times 1.00 \times 0.995 \times 1.05 = 785 \text{ vph}$$

$$40/785 = 5.1 \doteq 5\%$$

% total de vehículos pesados = 3% (vehículos pesados que dan vuelta a la derecha) + 5% (autobuses urbanos considerados como camiones) = 8%.

El factor de ajuste será por consiguiente:

$T = 0.97$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 785 \times 0.97 = 761 \text{ vph}$$

Intersección 2:

$$VS_D = (VA_{w,FC})\,(G/C)\,(PAM, FHMD)\,(UC)\,(VD)\,(VI)\,(T)\,(B)$$

$_w = 8.50$ m

$_{FC} = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{w,FC} = 1\,550$ vph de luz verde (de la Figura 6.58)

$G/C = 35/60 = 0.58$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.58)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.58)

$VD = 0.985$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.10$ (de la tabla 6-W)

$T = 1.05$ (de la tabla 6-X, para 0% de camiones)

$B = 1.00$ (de la Figura 6.62)

Substituyendo:

$$VS_D = 1\,550 \times 0.58 \times 0.97 \times 1.00 \times 0.985 \times 1.10 \times 1.05 \times 1.00$$

$$VS_D = 992 \text{ vph}$$

Intersección 3:

$$VS_D = (VA_{W,\,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

$W = 8.50$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,\,FC} = 2\,250$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 45/80 = 0.56$$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.00$ (de la tabla 6-V)

$VI = 1.02$ (de la tabla 6-W)

Siguiendo el mismo criterio que para el análisis de la intersección 1, es decir, considerando a los 40 autobuses urbanos por hora como un porcentaje del volumen de servicio calculado con los factores anteriores, se obtiene el 3% de vehículos pesados, por lo que el factor de ajuste será:

$T = 1.02$ (de la tabla 6-X)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,250 \times 0.56 \times 0.97 \times 1.00 \times 1.00 \times 1.02 \times 1.02$$

$$VS_D = 1\,272 \text{ vph}$$

Intersección 4:

$$VS_D = (VA_{W,\,FC})\ (G/C)\ (PAM, FHMD)\ (UC)\ (VD)\ (VI)\ (T)\ (B)$$

$W = 8.50$ m

$FC = 0.7$ (de la tabla 6-U, para nivel de servicio D)

$VA_{W,\,FC} = 2\,250$ vph de luz verde (de la Figura 6.57)

$$G/C = 33/60 = 0.55$$

$PAM, FHMD = 0.97$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$UC = 1.00$ (de la tabla de la Figura 6.57)

$VD = 1.025$ (de la tabla 6-V)

$VI = 0.95$ (de la tabla 6-W)
$T = 1.05$ (de la tabla 6-X, para 0% de camiones)
$B = 0.82$ (de la Fig. 6.59)

Substituyendo:

$$VS_D = 2\,250 \times 0.55 \times 0.97 \times 1.00 \times 1.025 \times 0.95 \times 1.05 \times 0.82$$
$$VS_D = 1\,006 \text{ vph}$$

3. Intersección que controla la operación:

Volúmenes de servicio al nivel D:

Intersección 1) 761 vph
2) 992 vph
3) 1 272 vph
4) 1 006 vph

De acuerdo con lo anterior, la intersección 1 parece ser la que controla la operación; sin embargo, es necesaria una comparación de los volúmenes de demanda, antes de sacar las conclusiones finales.

Intersección 1:

700 vph < 761 vph (VS_D) (satisfactorio)

Intersección 2:

$700 - 700\,(0.05 + 0.08) + 300 = 909$ vph < 992 vph (VS_D) (satisfactorio)

Intersección 3:

$909 - 909\,(0.13) + 250 = 1\,041$ vph $< 1\,272$ vph (VS_D) (satisfactorio)

Intersección 4:

$1\,041 - 1\,041\,(0.18) + 200 = 1\,054$ vph $> 1\,006$ vph (VS_D) (no satisfactorio)

Conclusión:

Aun cuando en un principio y basándose en los volúmenes de servicio únicamente, parecía que la intersección 1 era la que controlaba, el análisis demuestra que bajo las condiciones de volúmenes de demanda que se tienen, la intersección 4 es realmente la más crítica. Esta intersección alcanzará primero la capacidad y su efecto repercutirá en otros puntos del tramo analizado.

CAPITULO VII

ALINEAMIENTO HORIZONTAL

7.1 DEFINICION

El alineamiento horizontal es la proyección sobre un plano horizontal del eje de la subcorona del camino.

7.2 ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN

Los elementos que integran el alineamiento horizontal son las tangentes, las curvas circulares y las curvas de transición.

7.2.1 Tangentes

Las tangentes son la proyección sobre un plano horizontal de las rectas que unen las curvas. Al punto de intersección de la prolongación de dos tangentes consecutivas se le representa como *PI*, y al ángulo de deflexión formado por la prolongación de una tangente y la siguiente se le representa por Δ. Como las tangentes van unidas entre sí por curvas, la longitud de una tangente es la distancia comprendida entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente. A cualquier punto preciso del alineamiento horizontal localizado en el terreno sobre una tangente, se le denomina: punto sobre tangente y se le representa por *PST*.

La longitud máxima de una tangente está condicionada por la seguridad. Las tangentes largas son causa potencial de accidentes, debido a la somnolencia que produce al conductor mantener concentrada su atención en puntos fijos del camino durante mucho tiempo, o bien, porque favorecen los deslumbramientos durante la noche; por tal razón, conviene limitar la longitud de las tangentes, proyectando en su lugar alineamientos ondulados con curvas de gran radio.

La longitud mínima de tangente entre dos curvas consecutivas está definida por la longitud necesaria para dar la sobreelevación y ampliación a esas curvas.

7.2.2 Curvas circulares

Las curvas circulares son los arcos de círculo que forman la proyección horizontal de las curvas empleadas para unir dos tangentes consecutivas; las curvas circulares pueden ser simples o compuestas, según se trate de un solo arco de círculo o de dos o más sucesivos, de diferente radio.

A) Curvas circulares simples. Cuando dos tangentes están unidas entre sí por una sola curva circular, ésta se denomina curva simple. En el sentido del cadenamiento, las curvas simples pueden ser hacia la izquierda o hacia la derecha.

Las curvas circulares simples tienen como elementos característicos los mostrados en la Figura 7.1, y se calculan como sigue:

1. Grado de curvatura. Es el ángulo subtendido por un arco de 20 m. Se representa con la letra G_c:

$$\frac{G_c}{20} = \frac{360^\circ}{2\pi R_c} \quad \therefore \quad G_c = \frac{1\,145.92}{R_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

El grado máximo de curvatura que puede tener una curva, es el que permite a un vehículo recorrer con seguridad la curva con la sobreelevación máxima a la velocidad de proyecto. Su cálculo está dado en el Capítulo IX.

2. Radio de la curva. Es el radio de la curva circular. Se simboliza como R_c. De la expresión (1) se tiene:

$$R_c = \frac{1\,145.92}{G_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

3. Angulo central. Es el ángulo subtendido por la curva circular. Se simboliza como Δ_c. En curvas circulares simples es igual a la deflexión de las tangentes.

4. Longitud de curva. Es la longitud del arco entre el *PC* y el *PT*. Se le representa como l_c.

$$\frac{l_c}{2\pi R_c} = \frac{\Delta_c}{360^\circ} \quad \therefore \quad l_c = \frac{\pi \Delta_c}{180^\circ} R_c$$

pero teniendo en cuenta la expresión (2) se tendrá:

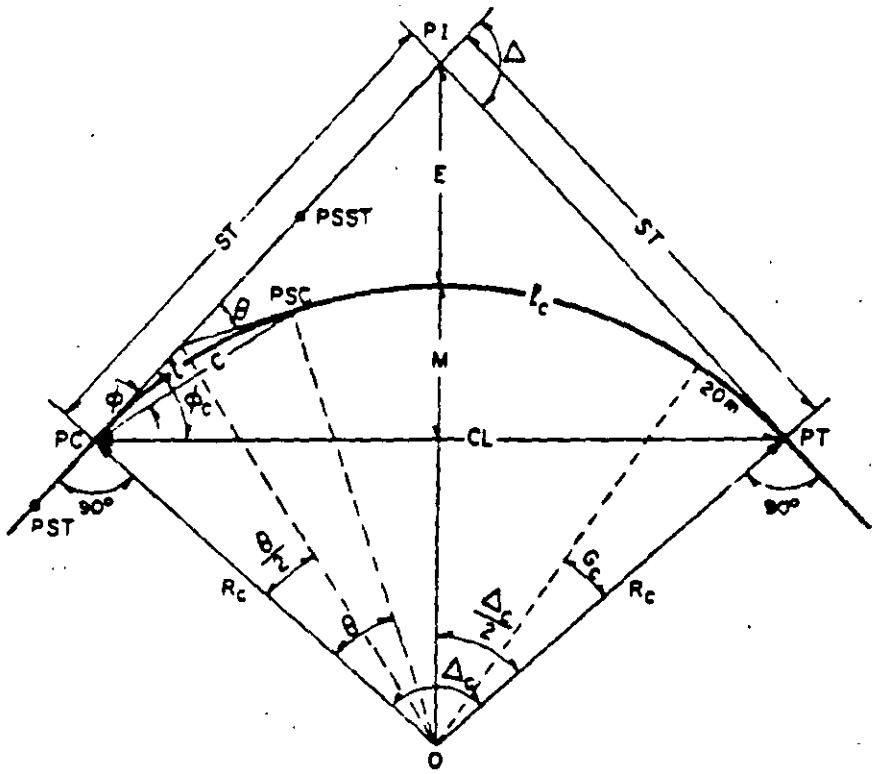
$$l_c = 20 \frac{\Delta_c}{G_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

5. Subtangente. Es la distancia entre el *PI* y el *PC* o *PT*, medida sobre la prolongación de las tangentes. Se representa como *ST*. Del triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$ST = R_c \tan \frac{\Delta_c}{2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

6. Externa. Es la distancia mínima entre el *PI* y la curva. Se representa con la letra *E*. En el triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$E = R_c \sec \frac{\Delta_c}{2} - R_c = R_c \left(\sec \frac{\Delta_c}{2} - 1 \right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$



PI	Punto de intersección de la prolongación de las tangentes
PC	Punto en donde comienza la curva circular simple
PT	Punto en donde termina la curva circular simple
PST	Punto sobre tangente
PSST	Punto sobre subtangente
PSC	Punto sobre la curva circular
O	Centro de la curva circular
Δ	Angulo de deflexión de las tangentes
Δ_c	Angulo central de la curva circular
θ	Angulo de deflexión a un PSC
ϕ	Angulo de una cuerda cualquiera
ϕ_c	Angulo de la cuerda larga
G_c	Grado de curvatura de la curva circular
R_c	Radio de la curva circular
ST	Subtangente
E	Externa
M	Ordenada media
C	Cuerda
CL	Cuerda larga
ℓ	Longitud de un arco
ℓ_c	Longitud de la curva circular

FIGURA 7.1. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

7. Ordenada media. Es la longitud de la flecha en el punto medio de la curva. Se simboliza con la letra M. Del triángulo rectángulo *PI-O-PT*, se tiene:

$$M = R_e - R_e \cos \frac{\Delta_c}{2} = R_e \operatorname{sen} \operatorname{ver} \frac{\Delta_c}{2} \qquad (6)$$

8. Deflexión a un punto cualquiera de la curva. Es el ángulo entre la prolongación de la tangente en *PC* y la tangente en el punto considerado Se le representa como θ. Se puede establecer:

$$\frac{\theta}{l} = \frac{G_c}{20} \quad \therefore \quad \theta = \frac{G_c l}{20} \qquad (7)$$

9. Cuerda. Es la recta comprendida entre dos puntos de la curva. Se le denomina *C*. Si esos puntos son el *PC* y el *PT*, a la cuerda resultante se le denomina cuerda larga. En el triángulo *PC-O-PSC*.

$$C = 2R_c \operatorname{sen} \frac{\theta}{2} \qquad (8)$$

Para la cuerda larga:

$$CL = 2R_c \operatorname{sen} \frac{\Delta_c}{2} \qquad (8')$$

10. Angulo de la cuerda. Es el ángulo comprendido entre la prolongación de la tangente y la cuerda considerada. Se representa como ϕ. En el triángulo *PC-O-PSC*.

$$\phi = \frac{\theta}{2}$$

y teniendo en cuenta la expresión (7)

$$\phi = \frac{G_c l}{40} \qquad (9)$$

Para la cuerda larga:

$$\phi_c = \frac{G_c l_c}{40}$$

Para fines de trazo se considera que la cuerda *C* tiene la misma longitud que el arco *l*. Para minimizar el error cometido al hacer esta consideración, se toman cuerdas de 20 m en curvas con $G \leq 8°$; de 10 m en curvas con $8° < G \leq 22°$, y de 5 m para curvas con $22° < G \leq 62°$.

En la tabla 7-A se pueden obtener los elementos de una curva circular de 100 m de longitud, de 10 000 m de radio, o de 1° de curvatura. Para curvas de longitud l_c, las cantidades se multiplican por $l_c/100$; para cur-

vas de radio R_c, las cantidades se multiplican por $R_c/10\,000$; para curvas de grado G_c, las cantidades se multiplican por $1/G$.

En la tabla 7-B se dan los datos necesarios para el trazo de curvas circulares simples. En esta tabla se dan los ángulos de la cuerda para arcos de diferente longitud, así como la longitud real de las respectivas cuerdas.

B) Curvas circulares compuestas. Son aquellas que están formadas por dos o más curvas circulares simples del mismo sentido y de diferente radio, o de diferente sentido y cualquier radio, pero siempre con un punto de tangencia común entre dos consecutivas. Cuando son del mismo sentido se llaman compuestas directas y cuando son de sentido contrario, compuestas inversas.

En caminos debe evitarse este tipo de curvas, porque introducen cambios de curvatura peligrosos; sin embargo, en intersecciones pueden emplearse siempre y cuando la relación entre dos radios consecutivos no sobrepase la cantidad de 2.0 y se resuelva satisfactoriamente la transición de la sobreelevación.

Los principales elementos de la curva circular compuesta se ilustran con una curva de tres centros en la Figura 7.2; para su cálculo se utilizan los elementos de las curvas circulares simples que la integran y los resultados obtenidos pueden extrapolarse para curvas de más de tres centros.

De la expresión (8'):

$$C_1 = 2R_{c_1} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_1}}{2}$$

$$C_2 = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2}$$

$$C_3 = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2}$$

De la Figura 7.2:

$$x_1 = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1}$$
$$y_1 = R_{c_1} (1 - \cos \Delta_{c_1})$$

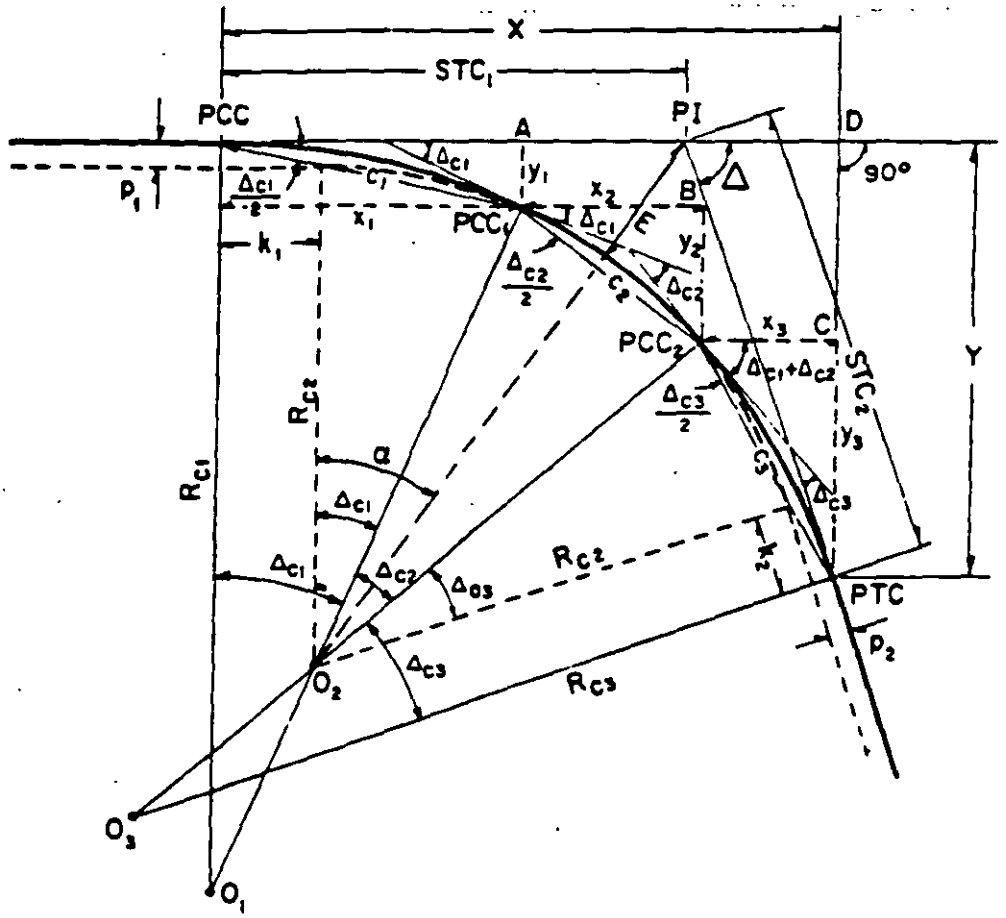
$$x_2 = C_2 \cos\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right) = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right)$$

$$y_2 = C_2 \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right) = 2R_{c_2} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_2}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \frac{\Delta_{c_2}}{2}\right)$$

$$x_3 = C_3 \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right)$$

$$y_3 = C_3 \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right) = 2R_{c_3} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_3}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \frac{\Delta_{c_3}}{2}\right)$$

. . . . . (10)



PI	Punto de intersección de las tangentes
PCC	Punto donde se inicia la curva circular compuesta
PTC	Punto donde termina la curva circular compuesta
PCC_1, PCC_2	Puntos de curvatura compuesta, o sean los puntos en donde termina una curva circular simple y empieza otra
O_1, O_2, O_3	Centros de las curvas circulares simples que integran la curva circular compuesta
Δ	Angulo de deflexión entre las tangentes
$\Delta_{C1}, \Delta_{C2}, \Delta_{C3}$	Angulos centrales de las curvas circulares simples
R_{C1}, R_{C2}, R_{C3}	Radios de cada una de las curvas circulares simples
STC_1, STC_2	Subtangentes de la curva circular compuesta
P_1, P_2, k_1, k_2	Desplazamientos de la curva central para curva compuesta de tres centros

FIGURA 7.2. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR COMPUESTA

si hubiera una cuarta curva:

$$x_4 = 2R_{c_4} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_4}}{2} \cos\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \frac{\Delta_{c_4}}{2}\right)$$

$$y_4 = 2R_{c_4} \operatorname{sen} \frac{\Delta_{c_4}}{2} \operatorname{sen}\left(\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \frac{\Delta_{c_4}}{2}\right)$$

Puede verse también que:

$$X = x_1 + x_2 + x_3 + \dots$$

$$Y = y_1 + y_2 + y_3 + \dots$$

$$\Delta = \Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3} + \dots \qquad \dots\dots\dots\dots\dots \quad (11)$$

y las subtangentes de la curva circular compuesta serán:

$$STC_1 = X - STC_2 \cos \Delta$$

$$STC_2 = Y \csc \Delta \qquad \dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots\dots \quad (12)$$

si se conocen las subtangentes de cada una de las curvas circulares simples, las subtangentes de la curva circular compuesta pueden calcularse de la siguiente manera:

$$STC_1 = X - Y \cot \Delta$$

$$STC_2 = Y \csc \Delta$$

En donde:

$$X = (1 + \cos \Delta_{c_1})\, ST_1 + [\cos \Delta_{c_1} + \cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})]\, ST_2$$
$$+ [\cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \cos (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})]\, ST_3$$

$$Y = (\operatorname{sen} \Delta_{c_1})\, ST_1 + [\operatorname{sen} \Delta_{c_1} + \operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2})]\, ST_2$$
$$+ [\operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2}) + \operatorname{sen} (\Delta_{c_1} + \Delta_{c_2} + \Delta_{c_3})]\, ST_3 \dots\dots\dots \quad (12')$$

Con las expresiones anteriores pueden calcularse y trazarse curvas circulares compuestas de cualquier número de centros.

En ocasiones, es útil conocer los desplazamientos de la curva central p_1 y p_2, y las correspondientes distancias k_1 y k_2, para una curva de tres centros. De la Figura 7.2, se tiene:

$$p_1 = y_1 - (R_{c_2} - R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}) = R_{c_1} - R_{c_1} \cos \Delta_{c_1} - R_{c_2} + R_{c_2} \cos \Delta_{c_1}$$

$$p_1 = (R_{c_1} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_1}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13)$$

$$k_1 = x_1 - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} = R_{c_1} \operatorname{sen} \Delta_{c_1} - R_{c_2} \operatorname{sen} \Delta_{c_1}$$

$$k_1 = (R_{c_1} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (13')$$

Análogamente:

$$p_2 = (R_{c_1} - R_{c_2})(1 - \cos \Delta_{c_2}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14)$$

$$k_2 = (R_{c_1} - R_{c_2}) \operatorname{sen} \Delta_{c_2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (14')$$

El cálculo de la externa E puede hacerse de la siguiente manera:

$$\cos \alpha = \frac{R_{c_2} + p_1}{E + R_{c_2}} \quad \therefore \quad E = (R_{c_2} + p_1) \sec \alpha - R_{c_2} \quad \ldots\ldots \quad (15)$$

en donde: $$\alpha = \text{ang tan} \frac{STC_1 - k_1}{R_{c_2} + p_1} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16)$$

7.2.3 Curvas de transición

Cuando un vehículo pasa de un tramo en tangente a otro en curva circular, requiere hacerlo en forma gradual, tanto por lo que se refiere al cambio de dirección como a la sobreelevación y a la ampliación necesarias. Para lograr este cambio gradual se usan las curvas de transición.

Se definirá aquí como curva de transición a la que liga una tangente con una curva circular, teniendo como característica principal, que en su longitud se efectúa, de manera continua, el cambio en el valor del radio de curvatura, desde infinito para la tangente hasta el que corresponde para la curva circular.

Debe recordarse que se llama curvatura de una curva en un punto A, al límite de las curvaturas medias de los arcos de dicha curva que tienen el mismo extremo A, cuando el segundo extremo tiende a A; siendo la curvatura media de un arco el cociente del ángulo de contingencia del arco y de su longitud. Asimismo, se llama radio de curvatura de una curva en un punto al valor recíproco de la curvatura en dicho punto.

La aceleración centrífuga de un vehículo que se mueve a velocidad uniforme V, vale V^2/R; para este caso, la aceleración varía de manera continua desde cero para la tangente hasta V^2/R_c para la curva circular de radio R_c. La curva de transición debe proyectarse de manera que la variación de la curvatura y, por lo tanto, la variación de la aceleración centrífuga, sean constantes a lo largo de ella. Si la longitud de la curva de transición es l_c, la variación de la aceleración centrífuga por unidad de longitud vale: $V^2/R_c\, l_c$; en un punto cualquiera de la curva, situado a una distancia l del origen de la transición, la aceleración centrífuga

valdrá: $V^2\, l/R_c\, l_e$; por otra parte, si la curvatura en el punto considerado es $1/R$ la aceleración centrífuga en ese mismo punto valdrá V^2/R; por lo cual:

$$\frac{V^2\, l}{R_c\, l_e} = \frac{V^2}{R}$$

y simplificando: $Rl = R_c\, l_e$

pero: $R_c\, l_e = K^2$

en donde K es una magnitud constante, ya que R_c y l_e también lo son. Entonces:

$$Rl = K^2 \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

La expresión anterior es la ecuación de la curva conocida como clotoide o espiral de Euler, que cumple con la condición de que el producto del radio y la longitud a un punto cualquiera es constante. Tiene la propiedad de que cuando aumenta o reduce su parámetro K, todas las medidas lineales cambian en la misma proporción, permaneciendo los elementos que determinan su forma sin cambio alguno; lo que significa que todas las clotoides tienen la misma forma, pero difieren entre sí por su longitud.

Como la clotoide de curvatura $1/R$ es proporcional a su longitud, se tiene en ella a la curva más apropiada para efectuar transiciones. Existen otras curvas que pueden servir para el mismo fin cuando el ángulo de deflexión θ_e es pequeño, como la parábola cúbica, cuya curvatura es proporcional a la proyección de la longitud sobre la tangente en su origen, o la lemniscata de Bernoulli, cuya curvatura es proporcional a la distancia polar. Aquí se considerará únicamente la clotoide o espiral por ser el caso más general.

A) Ecuaciones de la clotoide o espiral de transición. Por definición, la clotoide es una curva tal que los radios de curvatura de cada uno de sus puntos están en razón inversa a los desarrollos de sus respectivos arcos, siendo K^2 la constante de proporcionalidad. Esto es:

$$R = \frac{K^2}{l}$$

como: $Rd\theta = dl$, se sigue que: $d\theta = \dfrac{dl}{R}$ ver Figura 7.3

Substituyendo el valor de R e integrando:

$$\int_0^{\theta} d\theta = \int_0^{l} \frac{l\, dl}{K^2} \quad \therefore \quad \theta = \frac{l^2}{2K^2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

y teniendo en cuenta la expresión (17):

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c\, l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18')$$

En la expresión anterior el valor de θ está expresado en radianes; si lo expresamos en grados y tomamos en cuenta la igualdad (2) se tendrá:

$$\theta = \frac{l^2}{2R_c l_e} \cdot \frac{180}{\pi} = \frac{l^2}{2\left(\frac{1\,145.92}{G_e}\right) l_e} \cdot \frac{180}{\pi}$$

$$\theta = \frac{G_c l^2}{40 l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18'')$$

Por otra parte:

$$dx = dl \cos \theta$$
$$dy = dl \operatorname{sen} \theta$$

desarrollando en serie sen θ y cos θ, y substituyendo:

$$dx = dl\left(1 - \frac{\theta^2}{2!} + \frac{\theta^4}{4!} - \frac{\theta^6}{6!} + \ldots\right)$$

$$dy = dl\left(\theta - \frac{\theta^3}{3!} + \frac{\theta^5}{5!} - \frac{\theta^7}{7!} + \ldots\right)$$

Teniendo en cuenta que:

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} = \frac{l^2}{C} \text{ e integrando:}$$

$$x = \int_0^l \left(1 - \frac{l^4}{C^2 2!} + \frac{l^8}{C^4 4!} - \frac{l^{12}}{C^6 6!} + \ldots\right) dl$$

$$= l\left(1 - \frac{l^4}{5C^2 2!} + \frac{l^8}{9C^4 4!} - \frac{l^{12}}{13C^6 6!} + \ldots\right)$$

$$y = \int_0^l \left(\frac{l^2}{C} - \frac{l^6}{C^3 3!} + \frac{l^{10}}{C^5 5!} - \frac{l^{14}}{C^7 7!} + \ldots\right) dl$$

$$= l\left(\frac{l^2}{3C} - \frac{l^6}{7C^3 3!} + \frac{l^{10}}{11C^5 5!} - \frac{l^{14}}{15C^7 7!} + \ldots\right)$$

expresando los resultados anteriores en función de θ:

$$x = l\left(1 - \frac{\theta^2}{5x2!} + \frac{\theta^4}{9x4!} - \frac{\theta^6}{13x6!} + \ldots\right)$$

$$y = l\left(\frac{\theta}{3} - \frac{\theta^3}{7x3!} + \frac{\theta^5}{11x5!} - \frac{\theta^7}{15x7!} + \ldots\right) \qquad \ldots\ldots\ldots (19)$$

En las expresiones anteriores θ está en radianes; si lo expresamos en grados, entonces queda:

$$x = \frac{l}{100}\left[100 - 0.304617\theta^2 (10)^{-2} + 0.429591\,\theta^4 (10)^{-7} - 0.301987\,\theta^6 (10)^{-12}\right]$$

$$y = \frac{l}{100}\left[0.581776\,\theta - 0.126585\,\theta^3 (10)^{-4} + 0.122691\,\theta^5 (10)^{-9} - 0.652559\,\theta^7 (10)^{-15}\right] \quad (19')$$

De la figura (7.3) puede deducirse también que:

$$C = \sqrt{x^2 + y^2} = y \csc \phi' = x \sec \phi' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (20)$$

$$T_1 = x - y \cot \theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (21)$$

$$T_2 = y \csc \theta \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (22)$$

También:

$$\phi' = \text{ang tan } \frac{y}{x} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (23)$$

En la práctica se ha llegado a que:

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (23')$$

En donde ϕ' y θ están expresados en grados y Z es una corrección dada por la expresión:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3}\,\theta^3 + 2.3 \times 10^{-8}\,\theta^5 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (24)$$

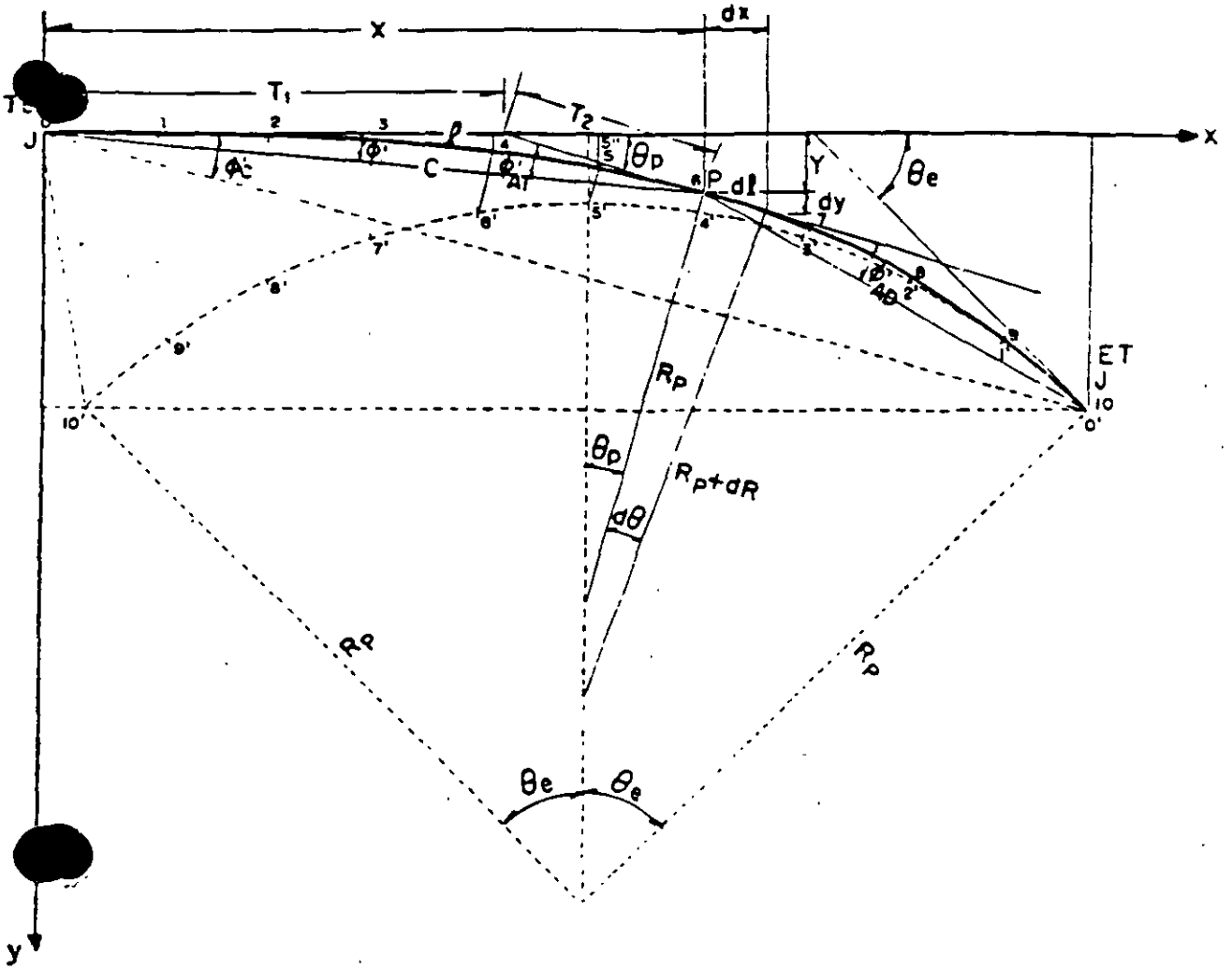
En donde está expresada en grados y Z en segundos.

Para valores de θ menores de 16° el valor de Z es tan pequeño que suele despreciarse.

Para fines de trazo es útil poder calcular rápidamente el ángulo que forma una cuerda cualquiera de la clotoide respecto a una tangente en un punto cualquiera P, tanto para cuerdas apoyadas en ese punto y otro punto atrás ϕ'_{AT} como para cuerdas apoyadas en ese punto y otro adelante ϕ'_{AD} (ver Figura 7.3).

Para el cálculo de ϕ'_{AD} y ϕ'_{AT} se considera la siguiente propiedad de la clotoide:

La clotoide diverge de un arco de círculo tangente a ella, en la misma proporción que lo hace con respecto a una recta tangente a ella en el origen, puesto que la recta y el círculo tienen curvatura constante y la clotoide varía su curvatura desde cero en la tangente al origen, hasta $1/R$ en el punto en donde es tangente al círculo. Según esta propiedad, si 5′ y 5 son los puntos medios del círculo y la clotoide, respectivamente, la distancia normal a la tangente $\overline{5\text{-}5''}$ es igual a la distancia normal a la clotoide $\overline{5\text{-}5'}$; asimismo, para el arco de longitud l_e del círculo y la clotoide, la distancia normal a la tangente en el TE entre tangente y clotoide es



P	Punto cualquiera sobre una espiral
o	Punto en donde se inicia la espiral
10	Punto en donde termina la espiral
θ_e	Deflexión total de la espiral
θ_p	Deflexión de la espiral en un punto P
ϕ'_c	Angulo de la cuerda larga de la espiral
ϕ'	Angulo de la cuerda a un punto P
ϕ'_{AT}	Angulo respecto a la tangente en P, de una cuerda anterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud ℓ_{JP}
ϕ'_{AD}	Angulo respecto a la tangente en P, de una cuerda posterior que subtiende un arco de espiral JP, de longitud ℓ_{JP}
ℓ	Longitud de la espiral del origen al punto P
C	Cuerda de la espiral desde el origen al punto P
R_P	Radio de curvatura de la espiral en el punto P
X,Y	Coordenadas del punto P
T_1	Tangente larga al punto P
T_2	Tangente corta al punto P

FIGURA 7.3. ELEMENTOS DE LA ESPIRAL O CLOTOIDE

nula e igual a la distancia normal a la clotoide entre ésta y el círculo, en *ET*. De la Figura 7.3 puede verse también que para un arco de longitud l_{jp}:

$$\phi_{AT} = \phi - \phi' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (25)$$

En donde:

$$\phi' = \frac{\theta_p}{3} - Z$$

ϕ es el ángulo de la cuerda que subtiende un arco de círculo de radio R_p y longitud l_{jp}; puede calcularse con la expresión (9).

Análogamente:

$$\phi'_{AD} = \phi + \phi' \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (25')$$

Si dividimos una espiral en N partes iguales, y se numeran los puntos en forma creciente: 0, 1, 2, 3, ... J, ... P, ... N, se tendrá:

$$l_{jp} = |J - P| \frac{l_e}{N}$$

En donde: l_{JP} es la longitud del arco de espiral desde el punto considerado P a un punto cualquiera, J y P los números de orden de los puntos J y P y l_e/N la longitud de un arco de los N de la espiral.

También, por definición de la clotoide:

$$R_c l_e = R_p l_p \text{ que lleva a } G_p l_e = G_c l_p \therefore G_p = \frac{l_p}{l_e} G_c = \frac{P}{N} G_e$$

en donde G_c es el grado de curvatura en el punto N y G_p el grado de curvatura en el punto P.

Por otra parte, de la expresión (9):

$$\phi = \frac{G_p l_{jp}}{40} = \frac{\frac{P}{N} G_c |J - P| \frac{l_e}{N}}{40} = \frac{P|J - P|}{N^2} \frac{G_c l_e}{40}$$

y teniendo en cuenta que:

$$\theta_e = \frac{G_c l_e^2}{40 l_e} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (18'')$$

$$\phi = \frac{P|J - P|}{N^2} \theta_e$$

Por otra parte de la expresión (23'):

$$\phi' = \frac{\theta}{3} - Z$$

de la expresión (18) $2K^2 = \frac{l_{jp}^2}{\theta} = \frac{l_e^2}{\theta_e}$ despejando $\theta = \left(\frac{l_{jp}}{l_e}\right)^2 \theta_e$

$$\phi' = \frac{\theta_e}{3}\left(\frac{l_{jp}}{l_e}\right)^2 - Z = \frac{\theta_e}{3}\left[\frac{\left(\frac{J-P}{N}\right) l_e}{l_e}\right]^2 - Z$$

substituyendo los valores de ϕ y ϕ' en las expresiones (25) y (25') se tiene:

$$\phi'_{AD} = [3P\,(J-P) + (J-P)^2]\,\frac{\theta_e}{3N^2} - Z$$

$$\phi'_{AT} = [3P\,(P-J) - (J-P)^2]\,\frac{\theta_e}{3N^2} + Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (26)$$

En donde:

ϕ'_{AD}, ϕ'_{AT} = Angulo en grados entre la tangente en el punto P y una cuerda cualquiera $\overline{PJ}$, adelante o atrás.

P, J = Número de orden del punto P en donde se está midiendo ϕ'_{AD} o ϕ'_{AT}, y número de orden del otro extremo de la cuerda J.

N = Número de arcos o cuerdas en que se ha dividido la espiral.

Z = Corrección que depende del ángulo de deflexión θ de la espiral en el punto P. Puede despreciarse para $\theta \leq 16°$. En caso contrario se calcula con la expresión (24).

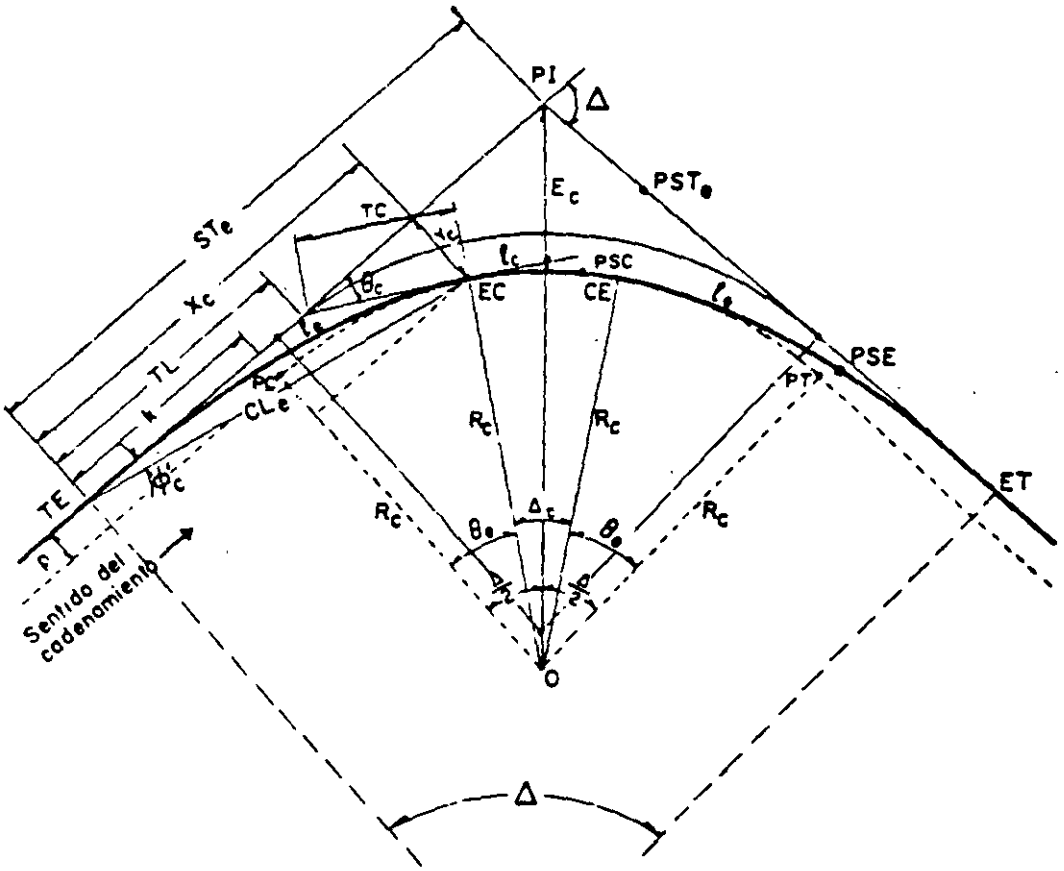
B) Curva circular simple con espirales de transición. Las curvas circulares con espirales de transición constan de una espiral de entrada, una curva circular simple y una espiral de salida. Cuando las espirales de entrada y salida tienen la misma longitud, la curva es simétrica, en caso contrario es asimétrica. En la Figura 7.4, se muestran los elementos de una curva simétrica, los que se calculan como sigue:

1. Grado de curvatura de la curva circular. Es el ángulo que subtiende un arco de 20 m en la curva circular.

$$G_c = \frac{1\,145.92}{R_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

En donde R_c es el radio de la curva circular.

2. Longitud de la espiral. Es la longitud medida sobre la curva entre el *TE* y el *EC*, o del *CE* al *ET*. Su valor mínimo se determina en el apartado C) de este inciso.



PI	Punto de intersección de las tangentes
TE	Punto donde termina la tangente y empieza la espiral
EC	Punto donde termina la espiral y empieza la curva circular
CE	Punto donde termina la curva circular y empieza la espiral
ET	Punto donde termina la espiral y empieza la tangente
PSC	Punto sobre la curva circular
PSE	Punto sobre la espiral
PST_e	Punto sobre la subtangente
Δ	Angulo de deflexión de las tangentes
Δ_c	Angulo central de la curva circular
θ_e	Deflexión de la espiral
ϕ_c	Angulo de la cuerda larga de la espiral
ST_e	Subtangente
X_c, Y_c	Coordenadas del EC o del CE
k, p	Coordenadas del PC o del PT (Desplazamiento)
TL	Tangente larga
TC	Tangente corta
CL_e	Cuerda larga de la espiral
E_c	Externa
R_c	Radio de la curva circular
ℓ_e	Longitud de la espiral de entrada o salida
ℓ_c	Longitud de la curva circular

FIGURA 7.4. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR CON ESPIRALES

3. Parámetro de la espiral. Es la magnitud que define las dimensiones de la espiral.

$$K = \sqrt{R_c l_e} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (17)$$

4. Deflexión de la curva. Es el ángulo comprendido entre las normales a las tangentes en *TE* y *ET*. Su valor es igual a la deflexión de las tangentes y se representa con Δ.

5. Deflexión a un punto cualquiera de la espiral. Es el ángulo comprendido entre la tangente en *TE* o *ET* y la tangente en un punto cualquiera *PSE*.

$$\theta = \frac{l^2}{2K^2} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (18)$$

Si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y por tanto: $2K^2 = \dfrac{l_e^2}{\theta_e}$

y substituyendo en (18):

$$\theta = \left(\frac{l}{l_e}\right)^2 \theta_e \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (27)$$

6. Deflexión de la espiral. Es el ángulo comprendido entre las tangentes a la espiral en sus puntos extremos.

Nuevamente, si $l = l_e$; $\theta = \theta_e$; y de la expresión (18')

$$\theta_e = \frac{l_e^2}{2R_c l_e} = \frac{l_e}{2R_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (28)$$

Con la expresión anterior se obtiene θ_e en radianes; si la expresamos en grados y tomamos en cuenta que: $R_c = \dfrac{1\,145.92}{G_c}$ se tendrá:

$$\theta_e = \frac{l_e}{2 \times \dfrac{1\,145.92}{G_c}} \frac{180}{\pi}$$

$$\theta_e = \frac{G_c l_e}{40} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (29)$$

7. Longitud total de la curva. Es la suma de las longitudes de las dos espirales de transición y de la longitud de curva circular. Para curvas simétricas, se tiene:

$$L = 2l_e + l_c$$

teniendo en cuenta las expresiones (3) y (29):

$$L = 2\left(\frac{40\theta_e}{G_c}\right) + \frac{20\Delta_c}{G_c} = \frac{80\theta_e + 20\Delta_c}{G_c}$$

pero:

$$\Delta_c = \Delta - 2\theta_c$$

$$L = \frac{80\theta_c + 20\Delta - 40\theta_c}{G_c}$$

$$L = \frac{40\theta_c + 20\Delta}{G_c} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (30)$$

y teniendo en cuenta la expresión (29):

$$L = l_c + \frac{20\Delta}{G} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (31)$$

Lo cual indica que al insertar una curva espiral, se incrementa la longitud total de la curva en l_c

8. Coordenadas del *EC* de la curva.
De las ecuaciones (19):

$$X_c = l_c\left(1 - \frac{\theta_c^2}{10}\right)$$

$$Y_c = l_c\left(\frac{\theta_c}{3} + \frac{\theta_c^3}{42}\right) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32)$$

En donde θ_c está en radianes. Si expresamos a θ_c en grados, de la expresión (19'), se tendrá:

$$X_c = \frac{l_c}{100}(100 - 0.00305\theta_c^2)$$

$$Y_c = \frac{l_c}{100}(0.582\theta - 0.0000126\theta_c^3) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (32')$$

9. Coordenadas del *PC* de la curva circular. De la Figura 7.4:

$$p = Y_c - R_c \operatorname{sen ver}\theta_c$$
$$k = X_c - R_c \operatorname{sen}\theta_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (33)$$

10. Subtangente. Es la distancia entre el *PI* y el *TE* o *ET* de la curva, medida sobre la prolongación de la tangente, y se denomina ST_c. De la Figura 7.4.

$$ST_c = k + (R_c + p)\tan\frac{\Delta}{2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (34)$$

11. Externa. Es la distancia entre el *PI* y la curva y se denomina E_c. De la Figura 7.4:

$$E_c = p + (R_c + p) \sec \frac{\Delta}{2} - (R_c + p)$$

$$E_c = (R_c + p) \sec \frac{\Delta}{2} - R_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (35)$$

12. Cuerda larga. Es la recta que une el *TE* y *EC* o el *ET* y el *CE* y se le llama CL_c. De la ecuación (20).

$$CL_c = \sqrt{X_c^2 + Y_c^2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (36)$$

13. Angulo de la cuerda larga. Es el ángulo comprendido entre la tangente en *TE* y la cuerda larga y se simboliza como ϕ_c'. De las ecuaciones (23 y 24).

$$\phi_c' = \frac{\theta_c}{3} - Z \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (37)$$

En donde:

$$Z = 3.1 \times 10^{-3}\, \theta_c^3 + 2.3 \times 10^{-8}\, \theta_c^5$$

14. Tangente larga. Es el tramo de subtangente comprendido entre el *TE* o *ET* y la intersección con la tangente a *EC* o *CE*; se le llama *TL*. De (21).

$$TL = X_c - Y_c \cot \theta_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (38)$$

15. Tangente corta. Es el tramo de la tangente a *CE* o *EC* comprendida entre uno de estos puntos y la intersección con la subtangente correspondiente; se representa como *TC*. De la ecuación (22)

$$TC = Y_c \csc \theta_c \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (39)$$

En la tabla 7-C pueden obtenerse los elementos de una espiral de 100 m de longitud. Para una curva de longitud l_c, los valores tabulados deben multiplicarse por el factor $l_c/100$.

En la tabla 7-D pueden obtenerse los datos para trazar cualquier espiral, multiplicando los coeficientes por $\theta_c/3N^2$. Esta tabla está calculada con las expresiones (26) sin tomar en cuenta la corrección *Z*. Esta corrección debe tomarse en consideración cuando $\theta_c > 16°$ y su cálculo se facilita con la tabla 7-E; la corrección es positiva para puntos atrás y negativa para puntos adelante del considerado.

C) Longitud mínima de la espiral de transición. Como se dijo antes, las transiciones tienen por objeto permitir un cambio continuo en la aceleración centrífuga de un vehículo, así como de la sobreelevación y la ampliación. Este cambio será función de la longitud de la espiral, siendo más repentino conforme esta longitud es más corta.

En 1909, W. H. Shortt dedujo la primera fórmula para calcular la longitud mínima de la espiral para curvas de ferrocarril, basándose en que la variación de la aceleración centrífuga debe ser constante cuando se recorre la curva a velocidad uniforme.

Como se vio antes la aceleración centrífuga a_c en un punto cualquiera de la curva vale:

$$a_c = \frac{V^2 l}{R_c l_e}$$

Si se llama t al tiempo que necesita el vehículo para recorrer la espiral a velocidad uniforme V; en un punto cualquiera de la curva se tendrá que: $l = Vt$, y substituyendo en la expresión anterior:

$$a_c = \frac{V^2 Vt}{R_c l_e} = \frac{V^3 t}{R_c l_e}$$

Por otra parte, la variación de la aceleración centrífuga debe ser constante, o sea:

$$\frac{da_c}{dt} = \frac{d}{dt}\left(\frac{V^3 t}{R_c l_e}\right) = C$$

$$\frac{V^3}{R_c l_e} = C \quad \therefore \quad l_e = \frac{1}{C}\,\frac{V^3}{R_c}$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en m.

V = Velocidad del vehículo, en m/seg.

R_c = Radio de la curva circular, en m.

C = Coeficiente de variación de la aceleración centrífuga, o coeficiente de comodidad, en m/seg^2/seg.

Expresando a la velocidad km/h, la expresión anterior resulta:

$$l_e = 0.0214\,\frac{V^3}{CR_c} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (40)$$

El coeficiente C es un valor empírico que indica el grado de comodidad que se desea proporcionar. Para ferrocarriles, se aceptó un valor de 0.305 m/seg^3, en caminos se pueden emplear coeficientes que varían entre 0.305 y 0.915 m/seg^3. En 1938, J. Barnett propuso un valor de 0.61 m/seg^3, valor que ha sido empleado ampliamente.

En 1949, M. V. Smirnoff propuso una fórmula semejante a la de Shortt, pero corrigiéndola para tener en cuenta la sobreelevación. Tal fórmula es:

$$l_e = \frac{0.0214}{C}\,V\left(\frac{V^2}{R_c} - 127\,S\right) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (41)$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en m.
V = Velocidad del vehículo, en km/h.
R_c = Radio de la curva, en m.
S = Sobreelevación en la curva circular, en valor absoluto.
C = Coeficiente de comodidad, fijada empiricamente entre 0.305 y 0.610 m/seg^3.

En 1950, J. J. Leeming y A. N. Black, apoyados en una serie de experiencias realizadas en caminos existentes, encontraron que la comodidad de los pasajeros parecía estar relacionada con la aceleración centrífuga en la curva circular y no con la variación de esa aceleración a lo largo de la espiral; este hecho provoca dudas razonables sobre la validez de la fórmula de Shortt, a sus versiones modificadas.

Por su parte, la AASHO recomienda otra manera de calcular la longitud mínima de la espiral que con base en el aspecto estético del camino, consiste en igualar la longitud de la espiral a la longitud necesaria para dar la sobreelevación correspondiente a la curva circular. Se establece que la espiral debe tener suficiente longitud para permitir que la pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino tenga un valor máximo P. La AASHO, basada en consideraciones empíricas y tomando en cuenta la apariencia de las transiciones, establece que para caminos de dos carriles y velocidades entre 48 y 112 km/h, el valor de esa pendiente será de 1/150 y 1/250, respectivamente; de lo anterior:

$$p = \frac{1}{m}$$

y:

$$m = 1.5625V + 75 \qquad \text{(42)}$$

En donde:

p = Pendiente longitudinal de la orilla de la calzada con respecto al eje del camino, en valor absoluto.
m = Talud de la orilla de la calzada respecto al eje del camino. Es igual al recíproco de la pendiente.
V = Velocidad de proyecto, en km/h.

Según lo anterior, la longitud mínima de la espiral para caminos de dos carriles será:

$$l_e = \frac{aS}{p} = maS \qquad \text{(43)}$$

En donde:

l_e = Longitud mínima de la espiral, en metros.
a = Semiancho de la calzada en tangente para caminos de dos carriles.
S = Sobreelevación de la curva circular, en valor absoluto.

Empíricamente la AASHO establece que para caminos de más de dos carriles, la longitud mínima de espiral debe ser como sigue:

Caminos de tres carriles:	1.2 veces la longitud calculada para dos carriles.
Caminos de cuatro carriles, sin dividir:	1.5 veces la longitud calculada para dos carriles.
Caminos de seis carriles, sin dividir:	2.0 veces la longitud calculada para dos carriles.

Un criterio desarrollado en México por la Secretaría de Obras Públicas, para calcular la longitud mínima de espiral, fija un valor constante a la velocidad con que el vehículo asciende o desciende por la espiral de transición, cuando circula por ella a la velocidad de proyecto. Si el conductor mantiene su vehículo en el centro de su carril, el desnivel que sube o baja el vehículo al circular por la transición es:

$$d = \frac{aS}{2}$$

En donde:

d = Desnivel, en metros.
a = Semiancho de carpeta o ancho de carril, en metros.
S = Sobreelevación, en valor absoluto.

Si el vehículo recorre la espiral de longitud l_e a la velocidad de proyecto V, empleará un tiempo t de:

$$t = \frac{l_e}{0.277V}$$

En donde:

t, está expresado en segundos.
l, en metros.
V, en km/h.

La velocidad en el ascenso o descenso de la transición V_e, expresada en m/seg, será entonces:

$$V_e = \frac{d}{t} = \frac{aS/2}{l_e/0.277V} = \frac{0.138VS}{l_e}$$

Esta velocidad debe ser de una magnitud tal, que permita circular al conductor de una manera cómoda y segura. Para fijarla se analizan los valores de la pendiente longitudinal entre la orilla de la calzada y el eje del camino, recomendados por la AASHO en el criterio anterior. Para una velocidad de 48 km/h (13.33 m/seg) la AASHO recomienda una pendiente de 1/150; es decir, que el desnivel de la orilla de la calzada respecto al eje del camino será en 150 m de 1.00 m y, por tanto, el desnivel del eje será

de la mitad o sea 0.50 m. Por otra parte, un vehículo que circule a la velocidad de 48 km/h recorre 150 m en 11.25 segundos, con lo que su velocidad de ascenso o descenso en la espiral de transición será:

$$V_s = \frac{0.50}{11.25} = 0.044 \text{ m/seg}$$

En la misma forma, para velocidad de proyecto de 112 km/h la AASHO recomienda una pendiente de 1/250; un vehículo circulando a 112 km/h recorrerá 250 m en 8.04 segundos, con lo que su velocidad de ascenso o descenso en la espiral de transición será:

$$V_s = \frac{0.50}{8.04} = 0.062 \text{ m/seg}$$

Lo anterior parece indicar que para bajas velocidades de proyecto la AASHO recomienda longitudes de espiral relativamente mayores que las requeridas, admitiendo como segura y cómoda una velocidad en el ascenso de 0.062 m/seg para altas velocidades de proyecto; si se acepta el valor de 0.062 m/seg en la velocidad de ascenso o descenso como una constante para cualquier velocidad de proyecto, se tendrá

$$V_s = 0.062 = \frac{0.138 V a S}{l_s}$$

$$l_s = \frac{0.138 V a S}{0.062} \quad \therefore \quad l_s = 2.22 V a S$$

En la expresión anterior, la longitud de transición es directamente proporcional al semiancho de calzada, por lo que conforme sea menor éste será menor la longitud de transición; lo cual, aunque no influye en la comodidad y seguridad del usuario, proporciona una apariencia desagradable. En vista de esto último, se recomienda que la expresión que se obtiene para una velocidad de proyecto de 112 km/h y un semiancho de calzada de 3.65 m, se aplique para cualquier semiancho de calzada, es decir:

$$l_s = 2.22 \times 3.65 VS$$
$$l_s \doteq 8VS \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (44)$$

siendo:

l_s = Longitud mínima de transición, en m.
V = Velocidad de proyecto, en kilómetros por hora.
S = Sobreelevación, en valor absoluto.

Por razones prácticas, la longitud mínima aceptable de transición debe ser tal, que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tarde cuando menos 2.0 segundos en recorrerla, que a la velocidad en el ascenso y ancho de carril considerados, representa una sobreelevación de 0.070; substituyendo este valor en la expresión (44), se tendrá que la longitud mínima absoluta de transición será:

$$l_s = 0.56V \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (45)$$

Las longitudes de transición antes determinadas se refieren a caminos de dos carriles. Cuando el camino es de más de dos carriles el criterio para obtener la longitud de transición es el mismo, pero considerando el desnivel del eje del carril más alejado con respecto al eje del camino, por lo que la longitud de transición para caminos de cuatro y seis carriles se incrementa en 1.5 y 2.5 veces con respecto a la de dos carriles.

En la tabla 7-F se muestran comparativamente las longitudes de transición calculadas con cada uno de los criterios descritos, para caminos de dos carriles y sobreelevación de 10 por ciento. Puede observarse que el criterio S.O.P. coincide aproximadamente con el AASHO para los anchos de calzada usuales en cada velocidad de proyecto.

VELOCIDAD DE PROYECTO — km/h	SHORTT	SHIRKOFF	AASHO				SOP
	$l_e = 0.035 \frac{V^3}{R}$	$l_e = 0.035V\left(\frac{V^3}{R} + 127\,S\right)$	$l_e = m\,a\,S$ $m = 1.5625\,v + 75$				$l_e = SVS$
			$a = 2.75$	$a = 3.05$	$a = 3.35$	$a = 3.65$	
30	39	37	34	37	41	44	24
40	47	46	38	42	46	50	32
50	58	56	42	47	51	56	40
60	68	65	46	51	57	62	48
70	77	74	51	56	62	67	56
80	86	82	55	61	67	73	64
90	94	90	59	66	72	79	72
100	102	97	64	71	77	84	80
110	109	104	68	75	83	90	88

TABLA 7-F. CUADRO COMPARATIVO DE LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICION SEGUN DIFERENTES CRITERIOS ($S = 0.10$)

7.2.4 Curvatura máxima para una deflexión y velocidad dadas

Para determinados valores de la velocidad de proyecto, grado de curvatura y deflexión, ocurre que la suma de las deflexiones de la espiral sobrepasa a la deflexión entre las tangentes traslapándose entonces las espirales. Como es inadmisible que se traslapen las espirales de transición, habrá un valor de deflexión, abajo del cual no se podrán insertar espirales para una curva de grado dado, o inversamente habrá un valor del grado arriba del cual no se podrán insertar espirales cuando se tenga una cierta deflexión entre tangentes.

La condición necesaria y suficiente para que las espirales no se traslapen es:

$$\Delta_c \geq 0$$

o sea:

$$\Delta \geq 2\theta_s = \frac{Gl_s}{20}$$

Para el caso en que: $l_s = 8VS$, y como: $S = \frac{S_{máx}}{G_{máx}} G$ (ver Cap. IX).

se tiene:

$$\Delta \geq \frac{8VSG}{20} = \frac{8VS_{máx}\,G^2}{20G_{máx}}$$

si llamamos:

$$K = \frac{8VS_{máx}}{20G_{máx}}$$

puede escribirse:

$$\Delta \geq KG^2$$

En una gráfica doble logarítmica la expresión anterior queda representada por una familia de rectas paralelas, que en la Figura 7.5 aparece como líneas inclinadas, ya que tienen una pendiente de 2. Esta familia de rectas no puede prolongarse indefinidamente, puesto que existe un valor máximo del grado de curvatura que define otra familia de rectas verticales de ecuación: $G = G$ máx. La intersección de las dos familias de rectas para las velocidades de proyecto consideradas define la línea *B*, que corresponde a una longitud total de curva equivalente a dos espirales de transición:

$$L = 2l = 16VS$$

Por otra parte, existe un límite superior e inferior para la longitud total de la curva. El límite inferior está dado por la condición de que existan dos espirales de transición de longitud mínima: $L = 2l_s = 1.12V$, sin curva circular entre ellas, condición que define la línea *A*. El límite superior está dado por la longitud máxima de curva, que será aquella que se recorra en 20 segundos a la velocidad de proyecto:

$$L = \frac{V}{3.6} \times 20 = 5.56V$$

definiendo la línea *C*, o bien, se tenga una deflexión de 200°, condición que define la línea *D*.

Ahora bien, en el anteproyecto y proyecto del alineamiento horizontal se tienen como datos la deflexión Δ para cada curva y la velocidad de proyecto *V*. En la gráfica de la Figura 7.5, la intersección del valor de la deflexión con la línea *V* correspondiente dará el grado máximo de curvatura *G* para que con esa deflexión no se traslapen las espirales.

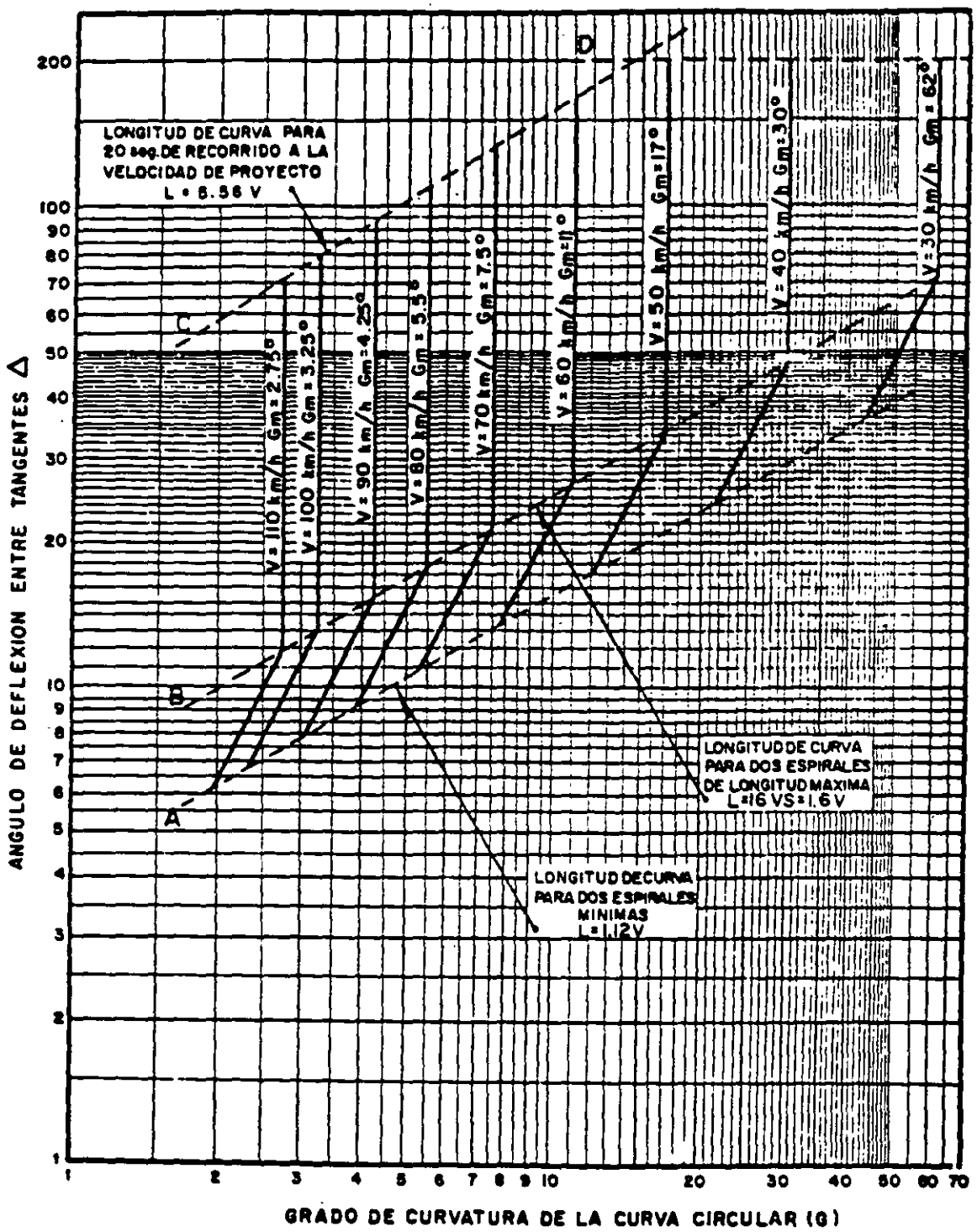
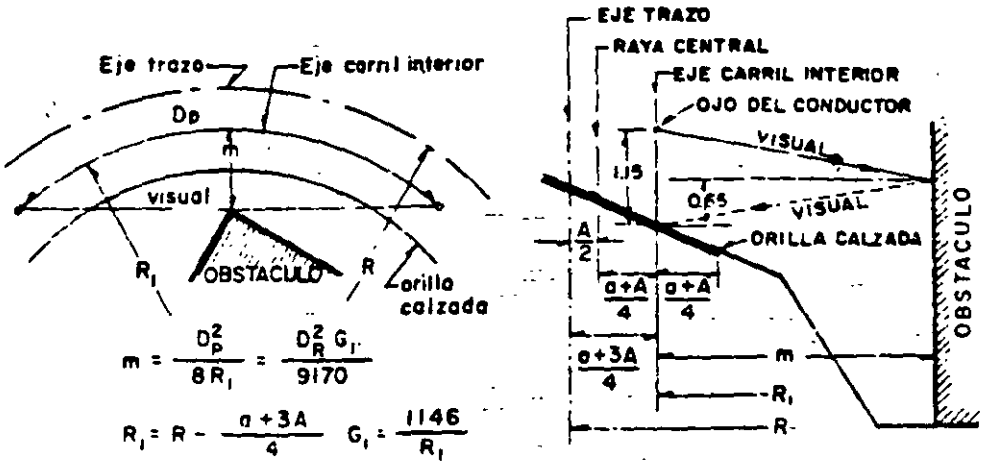


FIGURA 7.5. CURVATURA Y DEFLEXION MAXIMAS PARA QUE LAS ESPIRALES DE TRANSICION NO SE TRASLAPEN

En la zona limitada por las líneas A y B, el grado G así obtenido da una longitud nula de curva circular l_c y la longitud total de curva será: $L = 2\,l_e$; pero de emplearse un grado menor habrá curva circular; en cambio, en la porción comprendida entre las líneas B y C, la intersección de la deflexión Δ con las líneas verticales correspondientes a cada velocidad siempre dará un valor de longitud para la curva circular intermedia, siendo la longitud de espiral la máxima especificada. Arriba de la línea C o abajo de la línea A, las curvas resultantes caen fuera de las especificaciones fijadas para longitud de curva y para que queden dentro de límites aceptables se tendrá que modificar la deflexión o la velocidad de proyecto, o bien ambas.

7.2.5 Distancia de visibilidad en curvas de alineamiento horizontal

En las curvas del alineamiento horizontal que parcial o totalmente queden alojadas en corte o que tengan obstáculos en su parte interior que limiten la distancia de visibilidad, debe tenerse presente que esa distancia sea cuando menos equivalente a la distancia de visibilidad de parada. Si las curvas no cumplen con ese requisito deberán tomarse las providencias necesarias para satisfacerlo, ya sea recortando o abatiendo el talud del lado interior de la curva, modificando el grado de curvatura o eliminando el obstáculo. La gráfica de la Figura 7.6 permite comparar las condiciones existentes en el proyecto con las recomendaciones.



$$m = \frac{D_p^2}{8R_1} = \frac{D_R^2 G_1}{9170}$$

$$R_1 = R - \frac{a+3A}{4} \qquad G_1 = \frac{1146}{R_1}$$

a – ancho de la calzada en tangente

A – ampliación en la curva

D_p – distancia de visibilidad de parada

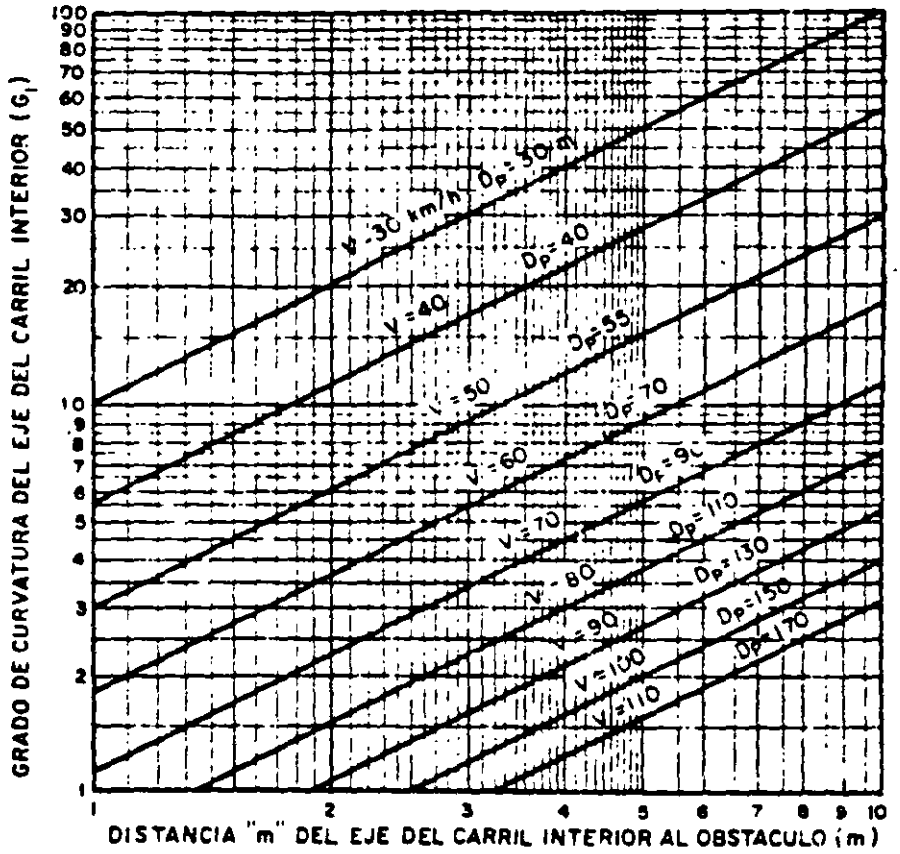


FIGURA 7.6. DISTANCIA MINIMA NECESARIA A OBSTACULOS EN EL INTERIOR DE CURVAS CIRCULARES PARA DAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
0° 10'	34377.46	50.00	0.03	0.03	100.00	29.09	14.54	0.01	0.01	29.09	3.33	1.67	0.00	0.00	3.33
0° 20'	17188.76	50.00	0.07	0.07	100.00	58.18	29.09	0.04	0.04	58.18	6.67	3.33	0.00	0.00	6.67
0° 30'	11459.15	50.00	0.11	0.11	100.00	87.27	43.63	0.09	0.09	87.27	10.00	5.00	0.01	0.01	10.00
0° 40'	8594.35	50.00	0.15	0.14	100.00	116.36	58.18	0.16	0.17	116.35	13.33	6.67	0.02	0.02	13.33
0° 50'	6875.48	50.00	0.18	0.18	100.00	145.44	72.72	0.25	0.26	145.44	16.67	8.33	0.03	0.03	16.67
1° 00'	5729.58	50.00	0.22	0.22	100.00	174.53	87.27	0.36	0.38	174.53	20.00	10.00	0.04	0.04	20.00
1° 10'	4911.06	50.00	0.25	0.25	100.00	203.62	101.81	0.49	0.52	203.62	23.33	11.67	0.06	0.06	23.33
1° 20'	4297.18	50.00	0.29	0.29	100.00	232.71	116.36	0.65	0.68	232.71	26.67	13.33	0.08	0.08	26.67
1° 30'	3819.72	50.00	0.33	0.32	100.00	261.80	130.90	0.82	0.86	261.79	30.00	15.00	0.10	0.10	30.00
1° 40'	3437.74	50.00	0.36	0.36	100.00	290.89	145.48	1.01	1.06	290.88	33.33	16.67	0.13	0.12	33.33
1° 50'	3125.22	50.00	0.40	0.40	100.00	319.98	160.05	1.22	1.28	319.96	36.67	18.33	0.15	0.15	36.67
2° 00'	2864.78	50.00	0.44	0.44	99.99	349.07	174.55	1.45	1.52	349.05	40.00	20.00	0.18	0.17	40.00
2° 10'	2644.47	50.00	0.47	0.47	99.99	378.16	189.10	1.70	1.79	378.13	43.33	21.67	0.21	0.20	43.33
2° 20'	2455.53	50.00	0.51	0.51	99.99	407.24	203.65	1.97	2.07	407.22	46.67	23.34	0.24	0.23	46.66
2° 30'	2291.85	50.00	0.54	0.55	99.99	436.33	218.20	2.27	2.38	436.30	50.00	25.00	0.27	0.27	50.00
2° 40'	2148.59	50.00	0.58	0.58	99.99	465.42	232.75	2.58	2.71	465.38	53.33	26.67	0.31	0.30	53.33
2° 50'	2022.20	50.00	0.62	0.62	99.99	494.51	247.31	2.92	3.06	494.46	56.67	28.34	0.35	0.34	56.66
3° 00'	1909.85	50.00	0.65	0.65	99.99	523.60	261.86	3.28	3.43	523.54	60.00	30.01	0.39	0.38	59.99
3° 10'	1809.34	50.00	0.69	0.69	99.99	552.69	276.41	3.66	3.82	552.62	63.33	31.67	0.44	0.43	63.33
3° 20'	1718.87	50.00	0.73	0.73	99.99	581.78	290.97	4.07	4.23	581.70	66.67	33.34	0.48	0.47	66.66
3° 30'	1637.02	50.00	0.76	0.76	99.98	610.87	305.53	4.50	4.66	610.77	70.00	35.01	0.53	0.52	69.99
3° 40'	1562.67	50.00	0.80	0.80	99.98	639.96	320.09	4.95	5.12	639.85	73.33	36.68	0.59	0.58	73.32
3° 50'	1494.67	50.00	0.84	0.84	99.98	669.04	334.65	5.43	5.59	668.92	76.67	38.35	0.64	0.63	76.65
4° 00'	1432.39	50.00	0.87	0.87	99.98	698.13	349.22	5.93	6.09	697.99	80.00	40.02	0.70	0.69	79.98
4° 10'	1375.10	50.00	0.91	0.91	99.98	727.22	363.79	6.45	6.61	727.06	83.33	41.69	0.76	0.75	83.31
4° 20'	1322.24	50.00	0.95	0.95	99.98	756.31	378.36	7.00	7.15	756.13	86.67	43.35	0.82	0.81	86.65
4° 30'	1273.24	50.00	0.98	0.98	99.97	785.40	392.93	7.57	7.71	785.20	90.00	45.02	0.89	0.87	89.98
4° 40'	1227.76	50.00	1.02	1.02	99.97	814.49	407.51	8.16	8.29	814.26	93.33	46.69	0.96	0.94	93.31
4° 50'	1185.43	50.00	1.06	1.05	99.97	843.58	422.09	8.77	8.89	843.33	96.67	48.36	1.03	1.01	96.64
5° 00'	1145.91	50.00	1.09	1.09	99.97	872.67	436.68	9.41	9.52	872.39	100.00	50.03	1.09	1.08	99.97
5° 10'	1108.93	50.00	1.13	1.13	99.97	901.76	451.27	10.07	10.17	901.45	103.33	51.70	1.16	1.15	103.30
5° 20'	1074.24	50.00	1.16	1.16	99.96	930.84	465.86	10.75	10.83	930.51	106.67	53.37	1.24	1.22	106.63
5° 30'	1041.62	50.00	1.20	1.20	99.96	959.93	480.46	11.45	11.52	959.56	110.00	55.04	1.31	1.30	109.96
5° 40'	1010.90	50.00	1.24	1.24	99.96	989.02	495.06	12.18	12.24	988.62	113.33	56.71	1.39	1.37	113.29
5° 50'	982.00	50.00	1.27	1.27	99.96	1018.11	509.66	12.93	12.97	1017.67	116.67	58.38	1.47	1.45	116.62
6° 00'	954.79	50.00	1.31	1.31	99.95	1047.20	524.26	13.71	13.70	1046.72	120.00	60.05	1.57	1.53	119.95
6° 10'	929.17	50.00	1.35	1.35	99.95	1076.29	538.86	14.51	14.48	1075.77	123.33	61.73	1.66	1.62	123.27
6° 20'	904.47	50.00	1.38	1.38	99.95	1105.38	553.47	15.34	15.27	1104.81	126.67	63.40	1.75	1.71	126.60
6° 30'	881.07	50.00	1.42	1.42	99.95	1134.47	568.07	16.19	16.08	1133.86	130.00	65.07	1.85	1.80	129.93
6° 40'	859.46	50.00	1.46	1.45	99.94	1163.56	582.68	17.06	16.92	1162.90	133.33	66.74	1.94	1.89	133.26
6° 50'	838.47	50.00	1.49	1.49	99.94	1192.64	597.29	17.96	17.77	1191.94	136.67	68.41	2.04	1.98	136.59
7° 00'	818.91	50.00	1.53	1.53	99.94	1221.73	611.89	18.89	18.65	1220.97	140.00	70.08	2.14	2.08	139.91
7° 10'	799.41	50.00	1.57	1.56	99.93	1250.82	626.50	19.84	19.55	1250.00	143.33	71.76	2.24	2.17	143.24
7° 20'	781.30	50.00	1.60	1.60	99.93	1279.91	641.11	20.82	20.47	1279.04	146.67	73.43	2.35	2.27	146.57
7° 30'	763.99	50.00	1.64	1.64	99.93	1309.00	655.72	21.82	21.41	1308.06	150.00	75.10	2.46	2.37	149.92
7° 40'	747.33	50.00	1.68	1.67	99.93	1338.09	670.34	22.85	22.37	1337.09	153.33	76.78	2.57	2.48	153.23
7° 50'	731.43	50.00	1.71	1.71	99.92	1367.18	684.95	23.90	23.35	1366.11	156.67	78.46	2.68	2.58	156.57
8° 00'	716.20	50.00	1.75	1.75	99.92	1396.27	699.57	24.98	24.36	1395.15	160.00	80.13	2.80	2.69	159.87
8° 10'	701.58	50.00	1.79	1.78	99.92	1425.36	714.18	26.08	25.38	1424.15	163.33	81.81	2.92	2.80	163.19
8° 20'	687.55	50.00	1.82	1.82	99.91	1454.44	728.80	27.21	26.43	1453.10	166.67	83.48	3.04	2.91	166.52
8° 30'	674.07	50.00	1.86	1.85	99.91	1483.53	743.42	28.36	27.50	1482.17	170.00	85.16	3.16	3.02	169.84
8° 40'	661.10	50.00	1.90	1.89	99.91	1512.62	758.04	29.54	28.59	1511.18	173.33	86.84	3.29	3.13	173.17
8° 50'	648.62	50.00	1.93	1.93	99.90	1541.71	772.66	30.74	29.70	1540.18	176.67	88.52	3.41	3.24	176.49
9° 00'	636.62	50.00	1.97	1.96	99.90	1570.80	787.28	31.97	30.83	1569.15	180.00	90.20	3.54	3.35	179.81
9° 10'	625.04	50.00	2.01	2.00	99.89	1599.89	801.91	33.23	31.98	1598.11	183.33	91.88	3.67	3.46	183.14
9° 20'	613.88	50.00	2.04	2.04	99.89	1628.98	816.53	34.51	33.15	1627.07	186.67	93.56	3.80	3.57	186.46
9° 30'	603.11	50.00	2.08	2.07	99.89	1658.07	831.16	35.82	34.34	1656.04	190.00	95.24	3.93	3.68	189.78
9° 40'	592.71	50.00	2.12	2.11	99.88	1687.16	845.78	37.16	35.56	1685.00	193.33	96.92	4.07	3.79	193.10
9° 50'	582.66	50.00	2.15	2.14	99.87	1716.25	860.41	38.52	36.80	1713.96	196.67	98.60	4.20	3.90	196.41
10° 00'	572.96	50.00	2.19	2.18	99.87	1745.33	874.99	39.91	38.05	1742.82	200.00	100.25	4.34	4.01	199.73

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
1°	5729.58	50.13	2.23	2.22	99.87	1774.42	889.34	39.48	39.33	1772.09	203.37	101.93	4.52	4.51	203.07
2°	2864.79	50.26	2.24	2.23	99.86	1803.51	904.21	40.14	40.07	1801.04	206.60	103.59	4.59	4.58	206.39
3°	1909.86	50.39	2.25	2.24	99.85	1832.60	919.08	40.79	40.75	1830.00	209.83	105.25	4.66	4.65	209.71
4°	1432.39	50.52	2.26	2.25	99.84	1861.69	933.94	41.45	41.45	1859.00	213.07	106.91	4.73	4.72	213.04
5°	1145.92	50.65	2.27	2.26	99.83	1890.78	948.81	42.11	42.16	1887.96	216.30	108.57	4.80	4.79	216.36
6°	954.93	50.78	2.28	2.27	99.82	1919.87	963.67	42.77	42.87	1916.92	219.53	110.23	4.87	4.86	219.68
7°	818.51	50.91	2.29	2.28	99.81	1948.95	978.53	43.43	43.58	1945.87	222.76	111.89	4.94	4.93	223.00
8°	716.20	51.04	2.30	2.29	99.80	1978.04	993.39	44.09	44.29	1974.82	226.00	113.55	5.01	5.00	226.32
9°	636.62	51.17	2.31	2.30	99.79	2007.13	1008.25	44.75	45.00	2003.76	229.23	115.21	5.08	5.07	229.64
10°	572.96	51.30	2.32	2.31	99.78	2036.21	1023.11	45.41	45.71	2032.71	232.46	116.87	5.15	5.14	232.96
11°	520.87	51.43	2.33	2.32	99.77	2065.30	1037.97	46.07	46.42	2061.65	235.69	118.53	5.22	5.21	236.28
12°	477.46	51.56	2.34	2.33	99.76	2094.38	1052.83	46.73	47.13	2090.60	238.93	120.19	5.29	5.28	239.60
13°	440.74	51.69	2.35	2.34	99.75	2123.47	1067.69	47.39	47.84	2119.54	242.16	121.85	5.36	5.35	242.92
14°	409.55	51.82	2.36	2.35	99.74	2152.55	1082.55	48.05	48.55	2148.49	245.39	123.51	5.43	5.42	246.24
15°	382.97	51.95	2.37	2.36	99.73	2181.63	1097.41	48.71	49.26	2177.43	248.62	125.17	5.50	5.49	249.56
16°	360.36	52.08	2.38	2.37	99.72	2210.71	1112.27	49.37	49.97	2206.38	251.85	126.83	5.57	5.56	252.88
17°	340.37	52.21	2.39	2.38	99.71	2239.79	1127.13	50.03	50.68	2235.32	255.08	128.49	5.64	5.63	256.20
18°	322.03	52.34	2.40	2.39	99.70	2268.87	1141.99	50.69	51.39	2264.26	258.31	130.15	5.71	5.70	259.52
19°	305.67	52.47	2.41	2.40	99.69	2297.95	1156.85	51.35	52.10	2293.21	261.54	131.81	5.78	5.77	262.84
20°	290.88	52.60	2.42	2.41	99.68	2327.03	1171.71	52.01	52.81	2322.15	264.77	133.47	5.85	5.84	266.16
21°	277.39	52.73	2.43	2.42	99.67	2356.10	1186.57	52.67	53.52	2351.09	268.00	135.13	5.92	5.91	269.48
22°	265.02	52.86	2.44	2.43	99.66	2385.18	1201.43	53.33	54.23	2380.04	271.23	136.79	5.99	5.98	272.80
23°	253.62	52.99	2.45	2.44	99.65	2414.26	1216.29	53.99	54.94	2408.98	274.46	138.45	6.06	6.05	276.12
24°	243.07	53.12	2.46	2.45	99.64	2443.33	1231.15	54.65	55.65	2437.92	277.69	140.11	6.13	6.12	279.44
25°	233.27	53.25	2.47	2.46	99.63	2472.41	1246.01	55.31	56.36	2466.87	280.92	141.77	6.20	6.19	282.76
26°	224.13	53.38	2.48	2.47	99.62	2501.48	1260.87	55.97	57.07	2495.81	284.15	143.43	6.27	6.26	286.08
27°	215.57	53.51	2.49	2.48	99.61	2530.56	1275.73	56.63	57.78	2524.75	287.38	145.09	6.34	6.33	289.40
28°	207.52	53.64	2.50	2.49	99.60	2559.63	1290.59	57.29	58.49	2553.70	290.61	146.75	6.41	6.40	292.72
29°	199.92	53.77	2.51	2.50	99.59	2588.70	1305.45	57.95	59.20	2582.64	293.84	148.41	6.48	6.47	296.04
30°	192.73	53.90	2.52	2.51	99.58	2617.77	1320.31	58.61	59.91	2611.58	297.07	150.07	6.55	6.54	299.36
31°	185.90	54.03	2.53	2.52	99.57	2646.84	1335.17	59.27	60.62	2640.53	300.30	151.73	6.62	6.61	302.68
32°	179.39	54.16	2.54	2.53	99.56	2675.91	1350.03	59.93	61.33	2669.47	303.53	153.39	6.69	6.68	306.00
33°	173.16	54.29	2.55	2.54	99.55	2704.98	1364.89	60.59	62.04	2698.42	306.76	155.05	6.76	6.75	309.32
34°	167.18	54.42	2.56	2.55	99.54	2734.05	1379.75	61.25	62.75	2727.36	309.99	156.71	6.83	6.82	312.64
35°	161.43	54.55	2.57	2.56	99.53	2763.12	1394.61	61.91	63.46	2756.30	313.22	158.37	6.90	6.89	315.96
36°	155.88	54.68	2.58	2.57	99.52	2792.19	1409.47	62.57	64.17	2785.25	316.45	160.03	6.97	6.96	319.28
37°	150.53	54.81	2.59	2.58	99.51	2821.26	1424.33	63.23	64.88	2814.19	319.68	161.69	7.04	7.03	322.60
38°	145.35	54.94	2.60	2.59	99.50	2850.33	1439.19	63.89	65.59	2843.14	322.91	163.35	7.11	7.10	325.92
39°	140.33	55.07	2.61	2.60	99.49	2879.40	1454.05	64.55	66.30	2872.08	326.14	165.01	7.18	7.17	329.24
40°	135.47	55.20	2.62	2.61	99.48	2908.47	1468.91	65.21	67.01	2901.03	329.37	166.67	7.25	7.24	332.56
41°	130.76	55.33	2.63	2.62	99.47	2937.53	1483.77	65.87	67.72	2929.97	332.60	168.33	7.32	7.31	335.88
42°	126.19	55.46	2.64	2.63	99.46	2966.60	1498.63	66.53	68.43	2958.92	335.83	169.99	7.39	7.38	339.20
43°	121.75	55.59	2.65	2.64	99.45	2995.67	1513.49	67.19	69.14	2987.86	339.06	171.65	7.46	7.45	342.52
44°	117.44	55.72	2.66	2.65	99.44	3024.73	1528.35	67.85	69.85	3016.81	342.29	173.31	7.53	7.52	345.84
45°	113.25	55.85	2.67	2.66	99.43	3053.80	1543.21	68.51	70.56	3045.75	345.52	174.97	7.60	7.59	349.16
46°	109.18	55.98	2.68	2.67	99.42	3082.86	1558.07	69.17	71.27	3074.70	348.75	176.63	7.67	7.66	352.48
47°	105.22	56.11	2.69	2.68	99.41	3111.93	1572.93	69.83	71.98	3103.64	351.98	178.29	7.74	7.73	355.80
48°	101.37	56.24	2.70	2.69	99.40	3140.99	1587.79	70.49	72.69	3132.59	355.21	179.95	7.81	7.80	359.12
49°	97.63	56.37	2.71	2.70	99.39	3170.06	1602.65	71.15	73.40	3161.53	358.44	181.61	7.88	7.87	362.44
50°	93.99	56.50	2.72	2.71	99.38	3199.12	1617.51	71.81	74.11	3190.48	361.67	183.27	7.95	7.94	365.76
51°	90.45	56.63	2.73	2.72	99.37	3228.18	1632.37	72.47	74.82	3219.42	364.90	184.93	8.02	8.01	369.08
52°	87.00	56.76	2.74	2.73	99.36	3257.24	1647.23	73.13	75.53	3248.37	368.13	186.59	8.09	8.08	372.40
53°	83.64	56.89	2.75	2.74	99.35	3286.30	1662.09	73.79	76.24	3277.31	371.36	188.25	8.16	8.15	375.72
54°	80.37	57.02	2.76	2.75	99.34	3315.36	1676.95	74.45	76.95	3306.26	374.59	189.91	8.23	8.22	379.04
55°	77.18	57.15	2.77	2.76	99.33	3344.42	1691.81	75.11	77.66	3335.20	377.82	191.57	8.30	8.29	382.36
56°	74.08	57.28	2.78	2.77	99.32	3373.48	1706.67	75.77	78.37	3364.15	381.05	193.23	8.37	8.36	385.68
57°	71.06	57.41	2.79	2.78	99.31	3402.54	1721.53	76.43	79.08	3393.09	384.28	194.89	8.44	8.43	389.00
58°	68.12	57.54	2.80	2.79	99.30	3431.60	1736.39	77.09	79.79	3422.04	387.51	196.55	8.51	8.50	392.32
59°	65.24	57.67	2.81	2.80	99.29	3460.66	1751.25	77.75	80.50	3450.98	390.74	198.21	8.58	8.57	395.64
60°	62.43	57.80	2.82	2.81	99.28	3489.72	1766.11	78.41	81.21	3479.93	393.97	199.87	8.65	8.64	398.96
61°	59.68	57.93	2.83	2.82	99.27	3518.78	1780.97	79.07	81.92	3508.87	397.20	201.53	8.72	8.71	402.28
62°	56.99	58.06	2.84	2.83	99.26	3547.84	1795.83	79.73	82.63	3537.82	400.43	203.19	8.79	8.78	405.60
63°	54.36	58.19	2.85	2.84	99.25	3576.90	1810.69	80.39	83.34	3566.76	403.66	204.85	8.86	8.85	408.92
64°	51.79	58.32	2.86	2.85	99.24	3605.96	1825.55	81.05	84.05	3595.71	406.89	206.51	8.93	8.92	412.24
65°	49.27	58.45	2.87	2.86	99.23	3635.02	1840.41	81.71	84.76	3624.65	410.12	208.17	9.00	8.99	415.56
66°	46.81	58.58	2.88	2.87	99.22	3664.08	1855.27	82.37	85.47	3653.60	413.35	209.83	9.07	9.06	418.88
67°	44.40	58.71	2.89	2.88	99.21	3693.14	1870.13	83.03	86.18	3682.54	416.58	211.49	9.14	9.13	422.20
68°	42.04	58.84	2.90	2.89	99.20	3722.20	1884.99	83.69	86.89	3711.49	419.81	213.15	9.21	9.20	425.52
69°	39.73	58.97	2.91	2.90	99.19	3751.26	1899.85	84.35	87.60	3740.43	423.04	214.81	9.28	9.27	428.84
70°	37.47	59.10	2.92	2.91	99.18	3780.32	1914.71	85.01	88.31	3769.38	426.27	216.47	9.35	9.34	432.16
71°	35.26	59.23	2.93	2.92	99.17	3809.38	1929.57	85.67	89.02	3798.32	429.50	218.13	9.42	9.41	435.48
72°	33.09	59.36	2.94	2.93	99.16	3838.44	1944.43	86.33	89.73	3827.27	432.73	219.79	9.49	9.48	438.80
73°	30.96	59.49	2.95	2.94	99.15	3867.50	1959.29	86.99	90.44	3856.21	435.96	221.45	9.56	9.55	442.12
74°	28.88	59.62	2.96	2.95	99.14	3896.56	1974.15	87.65	91.15	3885.16	439.19	223.11	9.63	9.62	445.44
75°	26.84	59.75	2.97	2.96	99.13	3925.62	1989.01	88.31	91.86	3914.10	442.42	224.77	9.70	9.69	448.76
76°	24.84	59.88	2.98	2.97	99.12	3954.68	2003.87	88.97	92.57	3943.05	445.65	226.43	9.77	9.76	452.08
77°	22.88	60.01	2.99	2.98	99.11	3983.74	2018.73	89.63	93.28	3971.99	448.88	228.09	9.84	9.83	455.40
78°	20.96	60.14	3.00	2.99	99.10	4012.80	2033.59	90.29	93.99	4000.94	452.11	229.75	9.91	9.90	458.72
79°	19.08	60.27	3.01	3.00	99.09	4041.86	2048.45	90.95	94.70	4029.88	455.34	231.41	9.98	9.97	462.04
80°	17.24	60.40	3.02	3.01	99.08	4070.92	2063.31	91.61	95.41	4058.83	458.57	233.07	10.05	10.04	465.36
81°	15.43	60.53	3.03	3.02	99.07	4099.98	2078.17	92.27	96.12	4087.77	461.80	234.73	10.12	10.11	468.68
82°	13.66	60.66	3.04	3.03	99.06	4129.04	2093.03	92.93	96.83	4116.72	465.03	236.39	10.19	10.18	472.00
83°	11.93	60.79	3.05	3.04	99.05	4158.10	2107.89	93.59	97.54	4145.66	468.26	238.05	10.26	10.25	475.32
84°	10.23	60.92	3.06	3.05	99.04	4187.16	2122.75	94.25	98.25	4174.61	471.49	239.71	10.33	10.32	478.64
85°	8.57	61.05	3.07	3.06	99.03	4216.22	2137.61	94.91	98.96	4203.55	474.72	241.37	10.40	10.39	481.96
86°	6.94	61.18	3.08	3.07	99.02	4245.28	2152.47	95.57	99.67	4232.50	477.95	243.03	10.47	10.46	485.28
87°	5.34	61.31	3.09	3.08	99.01	4274.34	2167.33	96.23	100.38	4261.44	481.18	244.69	10.54	10.53	488.60
88°	3.78	61.44	3.10	3.09	99.00	4303.40	2182.19	96.89	101.09	4290.39	484.41	246.35	10.61	10.60	491.92
89°	2.25	61.57	3.11	3.10	98.99	4332.46	2197.05	97.55	101.80	4319.33	487.64	248.01	10.68	10.67	495.24
90°	0.75	61.70	3.12	3.11	98.98	4361.52	2211.91	98.21	102.51	4348.28	490.87	249.67	10.75	10.74	498.56

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
30 1C	189.93	51.19	6.78	6.34	98.85	5265.08	2695.09	356.81	344.52	5204.48	603.33	308.83	40.89	39.48	596.39
30 2C	188.89	51.20	6.82	6.38	98.84	5294.17	2710.70	360.38	348.31	5232.56	606.67	310.62	41.35	39.91	599.61
30 3C	187.85	51.22	6.86	6.41	98.82	5323.27	2726.32	364.97	352.13	5260.63	610.00	312.41	41.82	40.35	602.82
30 4C	186.83	51.23	6.90	6.45	98.81	5352.35	2741.95	369.16	355.96	5288.69	613.33	314.20	42.30	40.79	606.04
30 5C	185.82	51.24	6.94	6.49	98.80	5381.44	2757.59	373.25	359.82	5316.74	616.67	316.00	42.77	41.23	609.25
31 0	184.82	51.26	6.98	6.52	98.78	5410.53	2773.25	377.42	363.70	5344.77	620.00	317.79	43.25	41.68	612.46
31 1C	183.84	51.27	7.02	6.56	98.77	5439.62	2788.92	381.61	367.59	5372.80	623.33	319.59	43.73	42.12	615.68
31 2C	182.86	51.28	7.06	6.59	98.76	5468.71	2804.60	385.84	371.51	5400.81	626.67	321.38	44.21	42.57	618.89
31 3C	181.89	51.30	7.10	6.63	98.75	5497.80	2820.30	390.09	375.45	5428.82	630.00	323.18	44.70	43.02	622.09
31 4C	180.93	51.31	7.14	6.66	98.73	5526.89	2836.00	394.36	379.41	5456.81	633.33	324.98	45.19	43.48	625.30
31 5C	179.99	51.33	7.18	6.70	98.72	5555.97	2851.72	398.66	383.38	5484.79	636.67	326.78	45.68	43.93	628.51
32 0	179.05	51.34	7.22	6.74	98.71	5585.06	2867.46	402.99	387.38	5512.75	640.00	328.59	46.18	44.39	631.71
32 1C	178.12	51.36	7.26	6.77	98.69	5614.15	2883.20	407.34	391.40	5540.71	643.33	330.39	46.68	44.85	634.92
32 2C	177.20	51.37	7.30	7.01	98.68	5643.24	2898.97	411.72	395.44	5568.66	646.67	332.20	47.18	45.31	638.12
32 3C	176.29	51.39	7.34	7.04	98.66	5672.33	2914.74	416.12	399.50	5596.59	650.00	334.00	47.68	45.78	641.32
32 4C	175.39	51.40	7.38	7.08	98.65	5701.42	2930.53	420.55	403.58	5624.51	653.33	335.81	48.19	46.25	644.52
32 5C	174.50	51.41	7.42	7.11	98.64	5730.51	2946.32	425.00	407.68	5652.42	656.67	337.62	48.70	46.72	647.72
33 0	173.62	51.43	7.46	7.15	98.62	5759.60	2962.14	429.49	411.80	5680.32	660.00	339.44	49.22	47.19	650.91
33 1C	172.75	51.44	7.50	7.19	98.61	5788.68	2977.97	433.99	415.94	5708.20	663.33	341.25	49.73	47.66	654.10
33 2C	171.89	51.46	7.54	7.22	98.60	5817.77	2993.81	438.53	420.11	5736.07	666.67	343.06	50.25	48.14	657.30
33 3C	171.03	51.47	7.58	7.26	98.58	5846.86	3009.66	443.08	424.29	5763.93	670.00	344.88	50.77	48.62	660.50
33 4C	170.19	51.49	7.62	7.29	98.57	5875.95	3025.53	447.66	428.49	5791.79	673.33	346.70	51.30	49.10	663.69
33 5C	169.35	51.51	7.66	7.33	98.55	5905.04	3041.42	452.28	432.71	5819.62	676.67	348.52	51.83	49.58	666.88
34 0	168.52	51.52	7.70	7.36	98.54	5934.13	3057.31	456.91	436.95	5847.45	680.00	350.34	52.36	50.07	670.07
34 1C	167.69	51.54	7.74	7.40	98.52	5963.22	3073.22	461.58	441.22	5875.25	683.33	352.16	52.89	50.56	673.25
34 2C	166.88	51.55	7.78	7.43	98.51	5992.31	3089.15	466.27	445.50	5903.05	686.67	353.99	53.43	51.05	676.44
34 3C	166.07	51.57	7.82	7.47	98.50	6021.39	3105.09	470.98	449.80	5930.84	690.00	355.82	53.97	51.54	679.62
34 4C	165.28	51.58	7.86	7.51	98.48	6050.48	3121.04	475.72	454.12	5958.61	693.33	357.64	54.51	52.04	682.80
34 5C	164.49	51.60	7.90	7.54	98.47	6079.57	3137.01	480.49	458.47	5986.37	696.67	359.47	55.06	52.54	685.99
35 0	163.70	51.62	7.94	7.58	98.45	6108.66	3152.98	485.29	462.83	6014.12	700.00	361.31	55.61	53.04	689.17
35 1C	162.93	51.63	7.99	7.61	98.44	6137.75	3168.99	490.11	467.22	6041.86	703.33	363.14	56.16	53.54	692.34
35 2C	162.16	51.65	8.03	7.65	98.42	6166.84	3185.00	494.96	471.62	6069.58	706.67	364.97	56.71	54.04	695.52
35 3C	161.40	51.66	8.07	7.68	98.41	6195.93	3201.03	499.83	476.04	6097.29	710.00	366.81	57.26	54.55	698.69
35 4C	160.64	51.68	8.11	7.72	98.39	6225.02	3217.07	504.73	480.49	6124.99	713.33	368.65	57.81	55.05	701.87
35 5C	159.89	51.70	8.15	7.75	98.38	6254.11	3233.13	509.66	484.95	6152.68	716.67	370.49	58.40	55.57	705.04
36 0	159.15	51.71	8.19	7.79	98.36	6283.20	3249.20	514.62	489.44	6180.35	720.00	372.33	58.97	56.09	708.21
36 1C	158.42	51.73	8.23	7.83	98.35	6312.29	3265.29	519.60	493.94	6208.01	723.33	374.17	59.54	56.60	711.37
36 2C	157.69	51.74	8.27	7.86	98.33	6341.37	3281.39	524.61	498.46	6235.65	726.67	376.02	60.12	57.12	714.53
36 3C	156.97	51.76	8.31	7.90	98.32	6370.46	3297.51	529.64	503.01	6263.29	730.00	377.87	60.69	57.64	717.69
36 4C	156.26	51.78	8.36	7.93	98.30	6399.55	3313.64	534.71	507.57	6290.90	733.33	379.72	61.27	58.16	720.84
36 5C	155.55	51.80	8.40	7.97	98.29	6428.64	3329.79	539.80	512.16	6318.51	736.67	381.57	61.86	58.69	723.99
37 0	154.85	51.81	8.44	8.00	98.27	6457.73	3345.96	544.92	516.76	6346.10	740.00	383.43	62.44	59.22	727.14
37 1C	154.16	51.83	8.48	8.04	98.26	6486.82	3362.14	550.06	521.39	6373.68	743.33	385.29	63.03	59.75	730.28
37 2C	153.47	51.85	8.52	8.07	98.24	6515.90	3378.34	555.24	526.03	6401.25	746.67	387.15	63.63	60.28	733.42
37 3C	152.79	51.86	8.56	8.11	98.22	6544.99	3394.55	560.44	530.70	6428.80	750.00	389.01	64.22	60.81	736.56
37 4C	152.11	51.88	8.60	8.14	98.21	6574.08	3410.78	565.66	535.38	6456.34	753.33	390.88	64.82	61.35	739.69
37 5C	151.46	51.90	8.65	8.18	98.19	6603.17	3427.02	570.92	540.09	6483.86	756.67	392.75	65.43	61.89	742.82
38 0	150.78	51.92	8.69	8.21	98.18	6632.26	3443.28	576.20	544.81	6511.37	760.00	394.63	66.03	62.43	745.95
38 1C	150.12	51.93	8.73	8.25	98.16	6661.35	3459.56	581.51	549.56	6538.87	763.33	396.44	66.64	62.97	749.10
38 2C	149.47	51.95	8.77	8.29	98.15	6690.44	3475.85	586.85	554.33	6566.35	766.67	398.30	67.25	63.52	752.45
38 3C	148.82	51.97	8.81	8.32	98.13	6719.53	3492.16	592.22	559.11	6593.82	770.00	400.17	67.86	64.07	755.59
38 4C	148.18	51.99	8.86	8.36	98.12	6748.62	3508.49	597.61	563.92	6621.28	773.33	402.04	68.48	64.62	758.74
38 5C	147.54	52.01	8.90	8.39	98.10	6777.71	3524.83	603.04	568.74	6648.72	776.67	403.92	69.10	65.17	761.89
39 0	146.91	52.02	8.94	8.43	98.08	6806.80	3541.19	608.49	573.59	6676.14	780.00	405.79	69.73	65.73	765.03
39 1C	146.29	52.04	8.98	8.46	98.06	6835.88	3557.57	613.97	578.45	6703.56	783.33	407.67	70.36	66.29	768.17
39 2C	145.67	52.06	9.02	8.50	98.05	6864.97	3573.96	619.47	583.34	6730.96	786.67	409.54	70.99	66.85	771.31
39 3C	145.05	52.08	9.07	8.53	98.03	6894.06	3590.37	625.00	588.24	6758.34	790.00	411.43	71.62	67.41	774.45
39 4C	144.44	52.10	9.11	8.57	98.01	6923.15	3606.80	630.56	593.17	6785.71	793.33	413.31	72.26	67.97	777.58
39 5C	143.84	52.12	9.15	8.60	98.00	6952.24	3623.25	636.16	598.11	6813.07	796.67	415.19	72.90	68.54	780.72
40 0	143.24	52.13	9.19	8.64	97.98	6981.33	3639.71	641.77	603.07	6840.41	800.00	417.08	73.54	69.11	783.85

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
40 10	142.64	52.15	9.24	8.67	97.96	7010.42	3656.19	647.42	608.06	6887.74	803.33	418.97	74.19	69.68	786.98
40 20	142.64	52.15	9.24	8.67	97.95	7039.41	3672.69	653.10	613.06	6895.05	806.67	420.86	74.84	70.23	790.11
40 30	142.64	52.15	9.32	8.74	97.93	7068.40	3689.20	658.86	618.09	6922.35	810.00	422.75	75.49	70.83	793.24
40 40	142.64	52.15	9.39	8.78	97.91	7097.68	3705.73	664.54	623.13	6949.63	813.33	424.64	76.15	71.41	796.37
40 50	142.64	52.15	9.45	8.85	97.90	7126.17	3722.28	670.30	628.20	6976.90	816.67	426.54	76.81	71.99	799.49
41 00	142.64	52.15	9.45	8.88	97.88	7155.86	3738.85	676.09	633.28	7004.16	820.00	428.44	77.47	72.57	802.62
41 10	142.64	52.15	9.52	8.92	97.86	7184.95	3755.44	681.92	638.38	7031.40	823.33	430.34	78.14	73.15	805.74
41 20	142.64	52.15	9.58	8.96	97.85	7214.04	3772.04	687.78	643.51	7058.62	826.67	432.25	78.81	73.73	808.86
41 30	142.64	52.15	9.62	8.99	97.83	7243.33	3788.67	693.64	648.65	7085.83	830.00	434.15	79.48	74.31	811.97
41 40	142.64	52.15	9.67	9.03	97.81	7272.72	3805.31	699.55	653.81	7113.02	833.33	436.06	80.16	74.89	815.09
41 50	142.64	52.15	9.73	9.07	97.79	7302.11	3821.97	705.48	658.99	7140.21	836.67	437.96	80.84	75.47	818.21
42 00	142.64	52.15	9.75	9.10	97.78	7331.30	3838.65	711.45	664.20	7167.37	840.00	439.88	81.53	76.05	821.33
42 10	142.64	52.15	9.79	9.14	97.76	7359.48	3855.34	717.44	669.42	7194.52	843.33	441.79	82.21	76.63	824.44
42 20	142.64	52.15	9.83	9.17	97.74	7388.67	3872.06	723.47	674.66	7221.65	846.67	443.70	82.90	77.21	827.54
42 30	142.64	52.15	9.88	9.21	97.72	7417.66	3888.79	729.51	679.92	7248.77	850.00	445.62	83.60	77.79	830.65
42 40	142.64	52.15	9.92	9.25	97.69	7446.65	3905.55	735.61	685.20	7275.87	853.33	447.54	84.29	78.37	833.75
42 50	142.64	52.15	9.96	9.28	97.67	7475.84	3922.32	741.72	690.51	7302.96	856.67	449.46	84.99	78.95	836.86
43 00	142.64	52.15	10.00	9.32	97.65	7504.93	3939.11	747.86	695.83	7330.04	860.00	451.39	85.70	79.53	839.96
43 10	142.64	52.15	10.05	9.36	97.63	7534.02	3955.92	754.03	701.17	7357.09	863.33	453.31	86.41	80.11	843.06
43 20	142.64	52.15	10.10	9.39	97.62	7563.11	3972.75	760.23	706.53	7384.13	866.67	455.24	87.13	80.69	846.16
43 30	142.64	52.15	10.14	9.43	97.60	7592.20	3989.60	766.47	711.91	7411.16	870.00	457.17	87.85	81.28	849.25
43 40	142.64	52.15	10.19	9.47	97.58	7621.28	4006.47	772.73	717.31	7438.17	873.33	459.11	88.55	81.86	852.35
43 50	142.64	52.15	10.23	9.50	97.56	7650.37	4023.36	779.02	722.72	7465.16	876.67	461.04	89.27	82.44	855.44
44 00	142.64	52.15	10.28	9.54	97.54	7679.46	4040.27	785.34	728.16	7492.14	880.00	462.98	89.99	83.02	858.53
44 10	142.64	52.15	10.33	9.58	97.52	7708.55	4057.20	791.70	733.62	7519.11	883.33	464.92	90.72	83.61	861.62
44 20	142.64	52.15	10.37	9.62	97.50	7737.64	4074.15	798.08	739.10	7546.05	886.67	466.86	91.45	84.19	864.71
44 30	142.64	52.15	10.42	9.65	97.48	7766.73	4091.12	804.49	744.60	7572.98	890.00	468.81	92.19	84.77	867.80
44 40	142.64	52.15	10.47	9.69	97.46	7795.82	4108.11	810.94	750.11	7599.90	893.33	470.75	92.93	85.36	870.88
44 50	142.64	52.15	10.51	9.73	97.44	7824.91	4125.11	817.41	755.65	7626.80	896.67	472.70	93.67	85.94	873.96
45 00	142.64	52.15	10.56	9.76	97.42	7854.00	4142.14	823.92	761.21	7653.68	900.00	474.65	94.41	86.53	877.04
45 10	142.64	52.15	10.61	9.80	97.40	7883.08	4159.19	830.46	766.78	7680.55	903.33	476.61	95.16	87.11	880.12
45 20	142.64	52.15	10.66	9.83	97.37	7912.17	4176.26	837.02	772.38	7707.40	906.67	478.56	95.92	87.70	883.20
45 30	142.64	52.15	10.70	9.87	97.35	7941.27	4193.36	843.62	777.99	7734.23	910.00	480.52	96.67	88.29	886.28
45 40	142.64	52.15	10.75	9.90	97.33	7970.35	4210.46	850.25	783.63	7761.05	913.33	482.48	97.43	88.88	889.35
45 50	142.64	52.15	10.80	9.94	97.31	7999.44	4227.60	856.91	789.28	7787.85	916.67	484.45	98.19	89.47	892.42
46 00	142.64	52.15	10.85	9.98	97.29	8028.53	4244.75	863.60	794.95	7814.63	920.00	486.41	98.96	90.06	895.49
46 10	142.64	52.15	10.89	10.01	97.27	8057.62	4261.93	870.32	800.65	7841.40	923.33	488.38	99.73	90.65	898.56
46 20	142.64	52.15	10.94	10.05	97.25	8086.71	4279.12	877.08	806.36	7868.15	926.67	490.35	100.51	91.24	901.62
46 30	142.64	52.15	10.99	10.09	97.23	8115.80	4296.34	883.87	812.09	7894.89	930.00	492.32	101.28	91.83	904.69
46 40	142.64	52.15	11.03	10.12	97.21	8144.88	4313.59	890.68	817.84	7921.61	933.33	494.30	102.06	92.42	907.75
46 50	142.64	52.15	11.08	10.16	97.19	8173.97	4330.85	897.53	823.61	7948.31	936.67	496.28	102.85	93.01	910.81
47 00	142.64	52.15	11.13	10.20	97.17	8203.06	4348.13	904.41	829.40	7974.99	940.00	498.26	103.64	93.60	913.87
47 10	142.64	52.15	11.17	10.23	97.15	8232.15	4365.44	911.32	835.21	8001.66	943.33	500.24	104.43	94.19	916.93
47 20	142.64	52.15	11.22	10.27	97.13	8261.24	4382.76	918.26	841.04	8028.31	946.67	502.23	105.23	94.78	919.98
47 30	142.64	52.15	11.27	10.31	97.11	8290.33	4400.11	925.25	846.89	8054.95	950.00	504.21	106.03	95.37	923.03
47 40	142.64	52.15	11.31	10.34	97.09	8319.42	4417.48	932.25	852.75	8081.56	953.33	506.20	106.83	95.96	926.08
47 50	142.64	52.15	11.36	10.38	97.07	8348.51	4434.87	939.29	858.64	8108.16	956.67	508.19	107.63	96.55	929.13
48 00	142.64	52.15	11.41	10.42	97.05	8377.60	4452.28	946.36	864.55	8134.75	960.00	510.18	108.44	97.14	932.18
48 10	142.64	52.15	11.45	10.45	97.03	8406.68	4469.73	953.46	870.47	8161.31	963.33	512.17	109.26	97.73	935.23
48 20	142.64	52.15	11.50	10.49	97.01	8435.77	4487.20	960.60	876.42	8187.86	966.67	514.16	110.08	98.32	938.27
48 30	142.64	52.15	11.55	10.53	96.99	8464.86	4504.68	967.77	882.38	8214.39	970.00	516.16	110.90	98.91	941.30
48 40	142.64	52.15	11.59	10.56	96.97	8493.95	4522.19	974.97	888.37	8240.90	973.33	518.15	111.72	99.50	944.34
48 50	142.64	52.15	11.64	10.60	96.95	8523.04	4539.72	982.21	894.37	8267.40	976.67	520.15	112.55	100.09	947.37
49 00	142.64	52.15	11.69	10.64	96.93	8552.13	4557.27	989.48	900.39	8293.88	980.00	522.15	113.37	100.68	950.41
49 10	142.64	52.15	11.73	10.67	96.91	8581.22	4574.85	996.78	906.43	8320.34	983.33	524.15	114.20	101.27	953.44
49 20	142.64	52.15	11.78	10.71	96.89	8610.31	4592.45	1004.11	912.49	8346.78	986.67	526.15	115.03	101.86	956.47
49 30	142.64	52.15	11.83	10.75	96.87	8639.39	4610.07	1011.48	918.57	8373.21	990.00	528.15	115.86	102.45	959.50
49 40	142.64	52.15	11.87	10.78	96.85	8668.48	4627.72	1018.88	924.67	8399.62	993.33	530.16	116.69	103.04	962.52
49 50	142.64	52.15	11.92	10.82	96.83	8697.57	4645.39	1026.32	930.79	8426.01	996.67	532.16	117.61	103.63	965.55
50 00	142.64	52.15	11.97	10.86	96.80	8726.66	4663.09	1033.78	936.93	8452.38	1000.00	534.16	118.46	104.22	968.57

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L • 100 M					R • 10000 M					G • 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
50 10	114.21	53.46	11.89	10.77	96.84	8755.75	4680.80	1041.28	943.08	8478.73	1003.33	536.38	119.32	108.07	971.59
50 20	113.83	53.48	11.94	10.81	96.82	8784.84	4698.55	1048.81	949.26	8505.07	1006.67	538.41	120.18	108.78	974.61
50 30	113.46	53.51	11.99	10.84	96.79	8813.93	4716.32	1056.38	955.45	8531.39	1010.00	540.45	121.05	109.49	977.62
50 40	113.08	53.53	12.03	10.87	96.77	8843.02	4734.11	1063.98	961.66	8557.69	1013.33	542.49	121.92	110.20	980.64
50 50	112.71	53.56	12.08	10.91	96.75	8872.11	4751.92	1071.61	967.90	8583.97	1016.67	544.53	122.80	110.91	983.65
51 0	112.34	53.59	12.13	10.94	96.73	8901.20	4769.76	1079.28	974.15	8610.23	1020.00	546.57	123.68	111.63	986.66
51 10	111.98	53.61	12.17	10.98	96.71	8930.28	4787.63	1086.99	980.42	8636.48	1023.33	548.62	124.56	112.35	989.67
51 20	111.61	53.64	12.22	11.01	96.69	8959.37	4805.52	1094.72	986.71	8662.71	1026.67	550.67	125.45	113.07	992.67
51 30	111.25	53.66	12.27	11.05	96.67	8988.46	4823.43	1102.50	993.02	8688.92	1030.00	552.72	126.34	113.79	995.67
51 40	110.89	53.69	12.31	11.08	96.65	9017.55	4841.37	1110.31	999.35	8715.11	1033.33	554.78	127.23	114.52	998.68
51 50	110.54	53.71	12.36	11.12	96.62	9046.64	4859.34	1118.14	1005.70	8741.28	1036.67	556.84	128.13	115.24	1001.67
52 0	110.18	53.74	12.41	11.15	96.60	9075.73	4877.34	1126.02	1012.06	8767.44	1040.00	558.90	129.03	115.97	1004.67
52 10	109.83	53.77	12.45	11.19	96.58	9104.82	4895.35	1133.93	1018.45	8793.57	1043.33	560.96	129.94	116.71	1007.67
52 20	109.48	53.79	12.50	11.22	96.56	9133.91	4913.39	1141.87	1024.85	8819.69	1046.67	563.03	130.85	117.44	1010.66
52 30	109.13	53.82	12.55	11.26	96.54	9163.00	4931.46	1149.85	1031.28	8845.79	1050.00	565.10	131.76	118.18	1013.65
52 40	108.79	53.85	12.60	11.29	96.52	9192.08	4949.56	1157.87	1037.72	8871.87	1053.33	567.18	132.68	118.91	1016.64
52 50	108.45	53.87	12.64	11.32	96.49	9221.17	4967.68	1165.91	1044.18	8897.93	1056.67	569.25	133.60	119.65	1019.62
53 0	108.10	53.90	12.69	11.36	96.47	9250.26	4985.82	1174.00	1050.66	8923.97	1060.00	571.33	134.53	120.40	1022.61
53 10	107.77	53.93	12.74	11.39	96.45	9279.35	5004.00	1182.13	1057.16	8949.99	1063.33	573.41	135.46	121.14	1025.59
53 20	107.43	53.95	12.79	11.43	96.43	9308.44	5022.20	1190.28	1063.68	8976.00	1066.67	575.50	136.40	121.89	1028.57
53 30	107.09	53.98	12.84	11.46	96.41	9337.53	5040.42	1198.47	1070.21	9001.98	1070.00	577.59	137.35	122.64	1031.55
53 40	106.76	54.01	12.88	11.50	96.38	9366.62	5058.68	1206.70	1076.77	9027.95	1073.33	579.68	138.28	123.39	1034.52
53 50	106.43	54.03	12.93	11.53	96.36	9395.71	5076.96	1214.96	1083.34	9053.89	1076.67	581.77	139.22	124.14	1037.50
54 0	106.10	54.06	12.98	11.56	96.34	9424.80	5095.26	1223.26	1089.94	9079.82	1080.00	583.87	140.17	124.90	1040.47
54 10	105.78	54.09	13.03	11.60	96.32	9453.88	5113.60	1231.59	1096.55	9105.73	1083.33	585.97	141.13	125.66	1043.44
54 20	105.45	54.12	13.08	11.63	96.29	9482.97	5131.96	1239.97	1103.18	9131.62	1086.67	588.08	142.09	126.42	1046.41
54 30	105.13	54.15	13.12	11.67	96.27	9512.06	5150.35	1248.38	1109.83	9157.49	1090.00	590.18	143.05	127.18	1049.37
54 40	104.81	54.17	13.17	11.70	96.25	9541.15	5168.77	1256.82	1116.50	9183.34	1093.33	592.30	144.02	127.94	1052.33
54 50	104.49	54.20	13.22	11.74	96.23	9570.24	5187.21	1265.31	1123.19	9209.17	1096.67	594.41	144.99	128.71	1055.29
55 0	104.17	54.23	13.27	11.77	96.20	9599.33	5205.68	1273.82	1129.90	9234.99	1100.00	596.53	145.97	129.48	1058.25
55 10	103.86	54.26	13.32	11.80	96.18	9628.42	5224.18	1282.38	1136.62	9260.78	1103.33	598.65	146.95	130.25	1061.20
55 20	103.55	54.29	13.37	11.84	96.16	9657.51	5242.71	1290.97	1143.36	9286.55	1106.67	600.77	147.93	131.02	1064.16
55 30	103.24	54.31	13.42	11.87	96.14	9686.59	5261.26	1299.59	1150.13	9312.30	1110.00	602.90	148.92	131.79	1067.11
55 40	102.93	54.34	13.47	11.91	96.11	9715.68	5279.85	1308.26	1156.91	9338.04	1113.33	605.02	149.92	132.57	1070.06
55 50	102.62	54.37	13.51	11.94	96.09	9744.77	5298.46	1316.96	1163.71	9363.75	1116.67	607.16	150.91	133.35	1073.00
56 0	102.31	54.40	13.56	11.98	96.07	9773.86	5317.11	1325.70	1170.53	9389.45	1120.00	609.29	151.91	134.13	1075.95
56 10	102.01	54.43	13.61	12.01	96.04	9802.95	5335.77	1334.48	1177.36	9415.12	1123.33	611.43	152.92	134.92	1078.89
56 20	101.71	54.46	13.66	12.04	96.02	9832.04	5354.47	1343.30	1184.22	9440.77	1126.67	613.58	153.93	135.70	1081.83
56 30	101.41	54.49	13.71	12.08	96.00	9861.13	5373.20	1352.15	1191.10	9466.41	1130.00	615.72	154.94	136.49	1084.77
56 40	101.11	54.52	13.76	12.11	95.97	9890.22	5391.96	1361.04	1197.99	9492.02	1133.33	617.87	155.96	137.28	1087.70
56 50	100.81	54.55	13.81	12.15	95.95	9919.30	5410.75	1369.96	1204.90	9517.61	1136.67	620.02	156.99	138.07	1090.64
57 0	100.52	54.58	13.86	12.18	95.93	9948.39	5429.57	1378.94	1211.83	9543.19	1140.00	622.18	158.01	138.87	1093.57
57 10	100.23	54.61	13.91	12.22	95.90	9977.48	5448.41	1387.94	1218.78	9568.74	1143.33	624.34	159.05	139.66	1096.49
57 20	99.93	54.64	13.96	12.25	95.88	10006.57	5467.29	1396.98	1225.75	9594.27	1146.67	626.50	160.08	140.46	1099.42
57 30	99.64	54.67	14.01	12.28	95.86	10035.66	5486.20	1406.06	1232.74	9619.79	1150.00	628.67	161.12	141.26	1102.34
57 40	99.36	54.70	14.06	12.32	95.83	10064.75	5505.13	1415.19	1239.74	9645.28	1153.33	630.84	162.17	142.06	1105.26
57 50	99.07	54.73	14.11	12.35	95.81	10093.84	5524.10	1424.34	1246.76	9670.75	1156.67	633.01	163.22	142.87	1108.18
58 0	98.79	54.76	14.16	12.39	95.78	10122.93	5543.10	1433.54	1253.81	9696.21	1160.00	635.19	164.27	143.68	1111.10
58 10	98.50	54.79	14.21	12.42	95.76	10152.02	5562.13	1442.78	1260.87	9721.64	1163.33	637.37	165.33	144.48	1114.01
58 20	98.22	54.82	14.26	12.45	95.74	10181.11	5581.19	1452.05	1267.95	9747.05	1166.67	639.56	166.39	145.30	1116.93
58 30	97.94	54.85	14.31	12.49	95.71	10210.20	5600.27	1461.37	1275.04	9772.43	1170.00	641.74	167.46	146.11	1119.84
58 40	97.66	54.88	14.36	12.52	95.69	10239.28	5619.40	1470.73	1282.16	9797.81	1173.33	643.93	168.53	146.92	1122.74
58 50	97.39	54.91	14.41	12.56	95.66	10268.37	5638.55	1480.12	1289.29	9823.16	1176.67	646.13	169.61	147.74	1125.65
59 0	97.11	54.94	14.47	12.59	95.64	10297.46	5657.74	1489.55	1296.45	9848.48	1180.00	648.33	170.69	148.56	1128.55
59 10	96.84	54.97	14.52	12.62	95.62	10326.55	5676.95	1499.03	1303.62	9873.79	1183.33	650.53	171.79	149.39	1131.45
59 20	96.57	55.01	14.57	12.66	95.59	10355.64	5696.20	1508.54	1310.81	9899.07	1186.67	652.73	172.87	150.21	1134.35
59 30	96.30	55.04	14.62	12.69	95.57	10384.73	5715.48	1518.10	1318.01	9924.34	1190.00	654.94	173.96	151.03	1137.24
59 40	96.03	55.07	14.67	12.73	95.54	10413.82	5734.79	1527.70	1325.24	9949.59	1193.33	657.16	175.06	151.86	1140.14
59 50	95.76	55.10	14.72	12.76	95.52	10442.91	5754.14	1537.33	1332.49	9974.81	1196.67	659.37	176.16	152.69	1143.03
60 0	95.49	55.13	14.77	12.79	95.49	10472.00	5773.51	1547.00	1339.75	10000.01	1200.00	661.59	177.27	153.52	1145.91

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
60 10	95.23	55.16	14.82	12.83	95.47	10501.08	5792.92	1556.72	1347.03	10025.19	1203.33	663.87	178.39	154.36	1148.80
60 20	94.97	55.20	14.88	12.86	95.44	10530.17	5812.36	1565.68	1354.33	10050.35	1206.67	666.05	179.50	155.19	1151.68
60 30	94.70	55.23	14.93	12.90	95.42	10559.26	5831.83	1576.28	1361.65	10075.48	1210.00	668.28	180.63	156.03	1154.56
60 40	94.44	55.26	14.98	12.93	95.39	10588.35	5851.34	1586.12	1368.99	10100.61	1213.33	670.51	181.76	156.87	1157.44
60 50	94.18	55.29	15.03	12.96	95.37	10617.44	5870.89	1596.00	1376.34	10125.71	1216.67	672.75	182.89	157.72	1160.32
61 0	93.93	55.33	15.08	13.00	95.34	10646.53	5890.46	1605.92	1383.71	10150.78	1220.00	675.00	184.02	158.56	1163.19
61 10	93.67	55.36	15.14	13.03	95.32	10675.62	5910.06	1615.89	1391.10	10175.83	1223.33	677.24	185.17	159.41	1166.06
61 20	93.42	55.39	15.19	13.06	95.29	10704.71	5929.71	1625.89	1398.51	10200.87	1226.67	679.49	186.31	160.26	1168.93
61 30	93.16	55.43	15.24	13.10	95.27	10733.80	5949.39	1635.94	1405.94	10225.88	1230.00	681.75	187.46	161.11	1171.80
61 40	92.91	55.46	15.29	13.13	95.24	10762.88	5969.09	1646.03	1413.39	10250.86	1233.33	684.01	188.62	161.96	1174.66
61 50	92.66	55.49	15.35	13.17	95.22	10791.97	5988.84	1656.16	1420.85	10275.83	1236.67	686.27	189.78	162.82	1177.52
62 0	92.41	55.53	15.40	13.20	95.19	10821.06	6008.61	1666.34	1428.33	10300.77	1240.00	688.53	190.95	163.67	1180.38
62 10	92.16	55.56	15.45	13.23	95.17	10850.15	6028.43	1676.55	1435.83	10325.69	1243.33	690.80	192.12	164.53	1183.23
62 20	91.92	55.59	15.50	13.27	95.14	10879.24	6048.28	1686.81	1443.35	10350.60	1246.67	693.08	193.29	165.40	[illegible]
62 30	91.67	55.63	15.56	13.30	95.12	10908.33	6068.16	1697.11	1450.89	10375.48	1250.00	695.[illegible]	194.47	166.26	[illegible]
62 40	91.43	55.66	15.61	13.33	95.09	10937.42	6088.07	1707.46	1458.44	10400.34	1253.33	697.64	195.66	167.12	1191.79
62 50	91.19	55.70	15.66	13.37	95.06	10966.51	6108.03	1717.84	1466.01	10425.17	1256.67	699.93	196.85	167.99	1194.63
63 0	90.95	55.73	15.72	13.40	95.04	10995.59	6128.02	1728.28	1473.60	10449.99	1260.00	702.22	198.05	168.86	1197.48
63 10	90.71	55.77	15.77	13.44	95.01	11024.68	6148.04	1738.76	1481.21	10474.78	1263.33	704.51	199.25	169.73	1200.32
63 20	90.47	55.80	15.83	13.47	94.99	11053.77	6168.10	1749.28	1488.84	10499.55	1266.67	706.81	200.45	170.61	1203.16
63 30	90.23	55.84	15.88	13.50	94.96	11082.86	6188.20	1759.83	1496.48	10524.29	1270.00	709.11	201.66	171.49	1205.99
63 40	89.99	55.87	15.93	13.54	94.93	11111.95	6208.33	1770.44	1504.14	10549.02	1273.33	711.42	202.88	172.36	1208.83
63 50	89.76	55.91	15.99	13.57	94.91	11141.04	6228.50	1781.09	1511.82	10573.71	1276.67	713.73	204.10	173.24	1211.66
64 0	89.52	55.94	16.04	13.60	94.88	11170.13	6248.71	1791.78	1519.52	10598.40	1280.00	716.05	205.32	174.12	1214.48
64 10	89.29	55.98	16.10	13.64	94.86	11199.22	6268.95	1802.52	1527.24	10623.06	1283.33	718.37	206.55	175.01	1217.31
64 20	89.06	56.01	16.15	13.67	94.83	11228.30	6289.22	1813.31	1534.97	10647.69	1286.67	720.69	207.79	175.87	1220.13
64 30	88.83	56.05	16.20	13.70	94.80	11257.39	6309.54	1824.13	1542.73	10672.30	1290.00	723.02	209.03	176.78	1222.95
64 40	88.60	56.08	16.26	13.74	94.78	11286.48	6329.89	1835.01	1550.49	10696.89	1293.33	725.35	210.28	177.67	1225.77
64 50	88.37	56.12	16.31	13.77	94.75	11315.57	6350.28	1845.92	1558.28	10721.46	1296.67	727.69	211.53	178.57	1228.59
65 0	88.15	56.16	16.37	13.80	94.72	11344.66	6370.71	1856.89	1566.09	10746.01	1300.00	730.03	212.78	179.46	1231.40
65 10	87.92	56.19	16.42	13.84	94.70	11373.75	6391.18	1867.90	1573.91	10770.53	1303.33	732.37	214.05	180.36	1234.21
65 20	87.70	56.23	16.48	13.87	94.67	11402.84	6411.68	1878.96	1581.76	10795.02	1306.67	734.72	215.31	181.26	1237.02
65 30	87.47	56.27	16.53	13.91	94.64	11431.93	6432.22	1890.06	1589.61	10819.50	1310.00	737.08	216.58	182.16	1239.82
65 40	87.25	56.30	16.59	13.94	94.62	11461.02	6452.81	1901.21	1597.49	10843.96	1313.33	739.44	217.86	183.06	1242.62
65 50	87.03	56.34	[illegible]	13.97	94.59	11490.11	6473.43	1912.39	1605.39	10868.39	1316.67	741.80	219.14	183.96	1245.42
66 0	86.81	56.38	16.70	14.01	94.[illegible]	11519.20	6494.09	1923.64	1613.30	10892.79	1320.00	744.17	220.43	184.87	1248.22
66 10	86.59	56.41	16.76	14.04	94.[illegible]	11548.28	6514.79	1934.92	1621.23	10917.18	1323.33	746.54	221.72	185.78	1251.01
66 20	86.38	56.45	16.81	14.07	94.51	11577.37	6535.52	1946.25	1629.18	10941.54	1326.67	748.91	223.02	186.69	1253.80
66 30	86.16	56.49	16.87	14.11	94.48	11606.46	6556.30	1957.63	1637.14	10965.87	1330.00	751.29	224.33	187.60	1256.59
66 40	85.94	56.53	16.92	14.14	94.45	11635.55	6577.12	1969.06	1645.13	10990.20	1333.33	753.68	225.64	188.52	1259.38
66 50	85.73	56.56	16.98	14.17	94.43	11664.64	6597.97	1980.53	1653.13	11014.49	1336.67	756.07	226.95	189.43	1262.16
67 0	85.52	56.60	17.04	14.21	94.40	11693.73	6618.87	1992.05	1661.15	11038.75	1340.00	758.46	228.27	190.35	1264.95
67 10	85.30	56.64	17.09	14.24	94.37	11722.82	6639.80	2003.62	1669.18	11062.99	1343.33	760.86	229.60	191.27	1267.72
67 20	85.09	56.68	17.15	14.27	94.34	11751.91	6660.79	2015.24	1677.24	11087.23	1346.67	763.27	230.93	192.20	1270.50
67 30	84.88	56.72	17.20	14.31	94.32	11781.00	6681.80	2026.90	1685.31	11111.42	1350.00	765.68	232.27	193.12	1273.27
67 40	84.67	56.76	17.26	14.34	94.29	11810.08	6702.86	2038.61	1693.40	11135.59	1353.33	768.09	233.61	194.05	1276.04
67 50	84.47	56.79	17.32	14.37	94.26	11839.17	6723.96	2050.37	1701.51	11159.74	1356.67	770.51	234.95	194.98	1278.81
68 0	84.26	56.83	17.38	14.41	94.23	11868.26	6745.09	2062.18	1709.63	11183.87	1360.00	772.93	236.31	195.91	1281.57
68 10	84.05	56.87	17.43	14.44	94.21	11897.35	6766.28	2074.04	1717.77	11207.97	1363.33	775.36	237.67	196.84	1284.34
68 20	83.85	56.91	17.49	14.47	94.18	11926.44	6787.50	2085.94	1725.93	11232.05	1366.67	777.79	239.03	197.78	1287.10
68 30	83.64	56.95	17.55	14.51	94.15	11955.53	6808.77	2097.90	1734.11	11256.11	1370.00	780.[illegible]	240.40	198.71	1289.85
68 40	83.44	56.99	17.61	14.54	94.12	11984.62	6830.08	2109.91	1742.30	11280.14	1373.33	[illegible]	241.78	199.65	1292.61
68 50	83.24	57.03	17.66	14.57	94.09	12013.71	6851.43	2121.96	1750.51	11304.15	1376.67	785.[illegible]	243.16	200.59	1295.36
69 0	83.04	57.07	17.72	14.60	94.07	12042.80	6872.82	2134.07	1758.74	11328.14	1380.00	787.57	244.55	201.54	1298.11
69 10	82.84	57.11	17.78	14.64	94.04	12071.88	6894.25	2146.22	1766.99	11352.09	1383.33	790.02	245.94	202.48	1300.85
69 20	82.64	57.15	17.84	14.67	94.01	12100.97	6915.73	2158.42	1775.25	11376.03	1386.67	792.48	247.34	203.43	1303.59
69 30	82.44	57.19	17.90	14.70	93.98	12130.06	6937.26	2170.68	1783.54	11399.95	1390.00	794.95	248.74	204.38	1306.33
69 40	82.24	57.23	17.95	14.74	93.95	12159.15	6958.82	2182.99	1791.83	11423.84	1393.33	797.42	250.15	205.33	1309.07
69 50	82.05	57.27	18.01	14.77	93.92	12188.24	6980.43	2195.34	1800.15	11447.70	1396.67	799.90	251.57	206.28	1311.81
70 0	81.85	57.31	18.07	14.80	93.90	12217.33	7002.09	2207.75	1808.48	11471.54	1400.00	802.38	252.99	207.24	1314.54

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L • 100 M					R • 10000 M					G • 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
70 10	81.66	57.35	18.13	14.84	93.87	12246.42	7023.79	2220.21	1816.84	11495.36	1403.33	804.86	254.42	208.17	1317.27
70 20	81.46	57.39	18.19	14.87	93.84	12275.51	7065.53	2233.78	1825.20	11519.15	1406.67	807.36	255.85	209.19	1319.99
70 30	81.27	57.44	18.25	14.90	93.81	12304.59	7067.31	2245.28	1833.59	11542.92	1410.00	809.85	257.29	210.21	1322.72
70 40	81.08	57.48	18.31	14.93	93.78	12333.68	7089.14	2257.89	1841.99	11566.66	1413.33	812.35	258.73	211.24	1325.44
70 50	80.89	57.52	18.37	14.97	93.75	12362.77	7111.02	2270.56	1850.41	11590.37	1416.67	814.86	260.19	212.28	1328.16
71 0	80.70	57.56	18.43	15.00	93.72	12391.86	7132.94	2283.27	1858.85	11614.07	1420.00	817.37	261.64	213.32	1330.87
71 10	80.51	57.60	18.49	15.03	93.69	12420.95	7154.91	2296.05	1867.30	11637.75	1423.33	819.89	263.11	214.37	1333.58
71 20	80.32	57.65	18.55	15.07	93.67	12450.04	7176.92	2308.86	1875.78	11661.39	1426.67	822.41	264.58	215.42	1336.28
71 30	80.13	57.69	18.60	15.10	93.64	12479.13	7198.98	2321.74	1884.27	11685.00	1430.00	824.94	266.05	216.48	1338.98
71 40	79.95	57.73	18.67	15.13	93.61	12508.22	7221.09	2334.66	1892.77	11708.60	1433.33	827.47	267.53	217.54	1341.70
71 50	79.76	57.77	18.73	15.17	93.58	12537.30	7243.24	2347.65	1901.30	11732.18	1436.67	830.01	269.02	218.61	1344.40
72 0	79.58	57.82	18.79	15.20	93.55	12566.39	7265.44	2360.69	1909.84	11755.72	1440.00	832.56	270.52	219.68	1347.10
72 10	79.39	57.86	18.85	15.23	93.52	12595.48	7287.68	2373.77	1918.39	11779.24	1443.33	835.11	272.03	220.76	1349.80
72 20	79.21	57.90	18.91	15.26	93.49	12624.57	7309.98	2386.91	1926.97	11802.73	1446.67	837.66	273.55	221.84	1352.49
72 30	79.03	57.95	18.97	15.30	93.46	12653.66	7332.32	2400.11	1935.56	11826.21	1450.00	840.22	275.08	222.93	1355.18
72 40	78.85	57.99	19.03	15.33	93.43	12682.75	7354.70	2413.36	1944.17	11849.65	1453.33	842.78	276.62	224.03	1357.87
72 50	78.67	58.03	19.09	15.36	93.40	12711.84	7377.14	2426.67	1952.80	11873.08	1456.67	845.36	278.16	225.13	1360.55
73 0	78.49	58.08	19.15	15.39	93.37	12740.93	7399.62	2440.03	1961.44	11896.47	1460.00	847.93	279.71	226.23	1363.23
73 10	78.31	58.12	19.21	15.43	93.34	12770.02	7422.16	2453.45	1970.10	11919.84	1463.33	850.51	281.27	227.34	1365.91
73 20	78.13	58.17	19.27	15.46	93.31	12799.11	7444.73	2466.92	1978.77	11943.18	1466.67	853.10	282.84	228.46	1368.58
73 30	77.95	58.21	19.34	15.49	93.28	12828.20	7467.37	2480.44	1987.47	11966.50	1470.00	855.69	284.41	229.58	1371.25
73 40	77.78	58.26	19.40	15.53	93.25	12857.28	7490.04	2494.02	1996.18	11989.80	1473.33	858.29	285.99	230.70	1373.91
73 50	77.60	58.30	19.46	15.56	93.22	12886.37	7512.78	2507.65	2004.91	12013.07	1476.67	860.90	287.58	231.83	1376.57
74 0	77.43	58.35	19.52	15.59	93.19	12915.46	7535.55	2521.34	2013.65	12036.31	1480.00	863.51	289.17	232.97	1379.23
74 10	77.25	58.39	19.58	15.62	93.16	12944.55	7558.38	2535.08	2022.41	12059.53	1483.33	866.13	290.77	234.11	1381.88
74 20	77.08	58.44	19.65	15.66	93.13	12973.64	7581.26	2548.92	2031.19	12082.72	1486.67	868.76	292.38	235.26	1384.53
74 30	76.91	58.48	19.71	15.69	93.10	13002.73	7604.20	2562.79	2039.99	12105.90	1490.00	871.39	293.99	236.41	1387.17
74 40	76.74	58.53	19.77	15.72	93.07	13031.82	7627.17	2576.72	2048.80	12129.04	1493.33	874.03	295.61	237.57	1389.81
74 50	76.56	58.57	19.84	15.75	93.04	13060.91	7650.20	2590.69	2057.63	12152.15	1496.67	876.68	297.24	238.73	1392.45
75 0	76.39	58.62	19.90	15.79	93.01	13090.00	7673.29	2604.73	2066.47	12175.24	1500.00	879.33	298.88	239.90	1395.08
75 10	76.22	58.66	19.96	15.82	92.98	13119.08	7696.42	2618.83	2075.33	12198.31	1503.33	881.99	300.52	241.07	1397.71
75 20	76.05	58.71	20.03	15.85	92.95	13148.17	7719.60	2632.98	2084.21	12221.34	1506.67	884.66	302.17	242.25	1400.33
75 30	75.89	58.76	20.09	15.89	92.92	13177.26	7742.84	2647.19	2093.11	12244.36	1510.00	887.33	303.82	243.43	1402.95
75 40	75.72	58.80	20.15	15.92	92.89	13206.35	7766.13	2661.47	2102.02	12267.35	1513.33	890.01	305.48	244.62	1405.57
75 50	75.55	58.85	20.22	15.95	92.86	13235.44	7789.47	2675.80	2110.95	12290.31	1516.67	892.69	307.15	245.81	1408.18
76 0	75.39	58.90	20.28	15.98	92.83	13264.53	7812.87	2690.18	2119.90	12313.24	1520.00	895.38	308.82	247.01	1410.79
76 10	75.22	58.95	20.35	16.02	92.80	13293.62	7836.32	2704.64	2128.86	12336.16	1523.33	898.07	310.50	248.21	1413.39
76 20	75.06	59.00	20.41	16.05	92.77	13322.71	7859.82	2719.15	2137.84	12359.04	1526.67	900.77	312.19	249.42	1415.99
76 30	74.90	59.04	20.47	16.08	92.74	13351.80	7883.38	2733.73	2146.84	12381.89	1530.00	903.47	313.88	250.63	1418.59
76 40	74.73	59.09	20.54	16.11	92.70	13380.88	7906.99	2748.36	2155.85	12404.72	1533.33	906.17	315.58	251.85	1421.18
76 50	74.57	59.14	20.60	16.14	92.67	13409.97	7930.65	2763.05	2164.88	12427.52	1536.67	908.88	317.29	253.07	1423.77
77 0	74.41	59.19	20.67	16.18	92.64	13439.06	7954.37	2777.79	2173.93	12450.30	1540.00	911.60	319.00	254.30	1426.36
77 10	74.25	59.24	20.73	16.21	92.61	13468.15	7978.15	2792.61	2182.99	12473.05	1543.33	914.33	320.72	255.53	1428.94
77 20	74.09	59.29	20.80	16.24	92.58	13497.24	8001.98	2807.48	2192.07	12495.78	1546.67	917.06	322.45	256.77	1431.52
77 30	73.93	59.34	20.87	16.27	92.55	13526.33	8025.86	2822.42	2201.17	12518.48	1550.00	919.80	324.18	258.01	1434.10
77 40	73.77	59.38	20.93	16.31	92.52	13555.42	8049.80	2837.41	2210.27	12541.16	1553.33	922.54	325.92	259.26	1436.67
77 50	73.61	59.43	21.00	16.34	92.49	13584.50	8073.80	2852.48	2219.40	12563.80	1556.67	925.29	327.67	260.51	1439.24
78 0	73.46	59.48	21.06	16.37	92.45	13613.59	8097.85	2867.60	2228.55	12586.42	1560.00	928.04	329.42	261.77	1441.80
78 10	73.30	59.53	21.13	16.40	92.42	13642.68	8121.95	2882.79	2237.71	12609.02	1563.33	930.81	331.19	263.03	1444.36
78 20	73.14	59.58	21.20	16.43	92.39	13671.77	8146.11	2898.03	2246.89	12631.58	1566.67	933.58	332.96	264.30	1446.92
78 30	72.99	59.63	21.26	16.47	92.36	13700.86	8170.36	2913.34	2256.08	12654.11	1570.00	936.36	334.73	265.57	1449.47
78 40	72.83	59.68	21.33	16.50	92.33	13729.95	8194.64	2928.71	2265.29	12676.62	1573.33	939.15	336.52	266.85	1452.02
78 50	72.68	59.74	21.40	16.53	92.30	13759.04	8218.98	2944.14	2274.52	12699.10	1576.67	941.95	338.31	268.13	1454.57
79 0	72.53	59.79	21.47	16.56	92.26	13788.13	8243.38	2959.63	2283.78	12721.56	1580.00	944.62	339.15	269.64	1457.12
79 10	72.37	59.84	21.53	16.60	92.23	13817.21	8267.84	2975.24	2293.02	12744.00	1583.33	947.42	340.94	270.76	1459.66
79 20	72.22	59.89	21.60	16.63	92.20	13846.30	8292.36	2990.88	2302.30	12766.42	1586.67	950.23	342.73	272.02	1462.20
79 30	72.07	59.94	21.67	16.66	92.17	13875.39	8316.93	3006.58	2311.59	12788.79	1590.00	953.05	344.53	273.29	1464.73
79 40	71.92	59.99	21.74	16.69	92.14	13904.48	8341.56	3022.35	2320.90	12811.14	1593.33	955.87	346.33	274.56	1467.26
79 50	71.77	60.04	21.80	16.72	92.10	13933.57	8366.26	3038.19	2330.22	12833.47	1596.67	958.70	346.19	275.83	1469.80
80 0	71.62	60.10	21.87	16.76	92.07	13962.66	8391.02	3054.08	2339.56	12855.77	1600.00	961.54	349.97	277.11	1472.33

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
80 10	71.47	60.15	21.94	16.79	92.04	13991.75	8415.83	3070.05	2348.92	12878.04	1603.33	964.38	351.80	269.17	1475.71
80 20	71.32	60.20	22.01	16.82	92.01	14020.84	8440.70	3086.07	2358.29	12900.28	1606.67	967.23	353.64	270.24	1478.26
80 30	71.17	60.25	22.08	16.85	91.98	14049.93	8465.65	3102.18	2367.68	12922.50	1610.00	970.09	355.48	271.32	1480.81
80 40	71.03	60.31	22.15	16.88	91.94	14079.02	8490.64	3118.34	2377.09	12944.69	1613.33	972.95	357.33	272.39	1483.35
80 50	70.88	60.36	22.22	16.92	91.91	14108.11	8515.70	3134.57	2386.51	12966.84	1616.67	975.83	359.19	273.47	1485.89
81 0	70.74	60.41	22.29	16.95	91.88	14137.20	8540.82	3150.87	2395.95	12988.98	1620.00	978.70	361.06	274.55	1488.42
81 10	70.59	60.47	22.36	16.98	91.85	14166.28	8566.01	3167.25	2405.40	13011.08	1623.33	981.59	362.94	275.64	1490.96
81 20	70.45	60.52	22.43	17.01	91.81	14195.37	8591.25	3183.69	2414.87	13033.16	1626.67	984.48	364.82	276.72	1493.49
81 30	70.30	60.58	22.50	17.04	91.78	14224.46	8616.57	3200.20	2424.36	13055.21	1630.00	987.38	366.71	277.81	1496.01
81 40	70.16	60.63	22.57	17.08	91.75	14253.55	8641.95	3216.77	2433.86	13077.24	1633.33	990.29	368.61	278.90	1498.54
81 50	70.02	60.68	22.64	17.11	91.71	14282.64	8667.38	3233.42	2443.38	13099.23	1636.67	993.21	370.52	279.99	1501.06
82 0	69.87	60.74	22.71	17.14	91.68	14311.73	8692.89	3250.14	2452.91	13121.20	1640.00	996.13	372.44	281.08	1503.57
82 10	69.73	60.79	22.78	17.17	91.65	14340.82	8718.46	3266.93	2462.46	13143.14	1643.33	999.06	374.36	282.18	1506.09
82 20	69.59	60.85	22.85	17.20	91.62	14369.91	8744.09	3283.79	2472.03	13165.05	1646.67	1002.00	376.29	283.27	1508.60
82 30	69.45	60.91	22.92	17.23	91.58	14399.00	8769.79	3300.71	2481.61	13186.94	1650.00	1004.94	378.23	284.37	1511.11
82 40	69.31	60.96	22.99	17.27	91.55	14428.08	8795.55	3317.72	2491.21	13208.79	1653.33	1007.89	380.18	285.47	1513.61
82 50	69.17	61.02	23.07	17.30	91.52	14457.17	8821.37	3334.79	2500.82	13230.62	1656.67	1010.85	382.14	286.57	1516.11
83 0	69.03	61.07	23.14	17.33	91.48	14486.26	8847.27	3351.93	2510.45	13252.42	1660.00	1013.82	384.10	287.68	1518.61
83 10	68.89	61.13	23.21	17.36	91.45	14515.35	8873.24	3369.15	2520.10	13274.20	1663.33	1016.80	386.08	288.78	1521.11
83 20	68.75	61.19	23.28	17.39	91.42	14544.44	8899.27	3386.44	2529.76	13295.94	1666.67	1019.78	388.06	289.89	1523.60
83 30	68.62	61.24	23.36	17.42	91.38	14573.53	8925.36	3403.81	2539.43	13317.65	1670.00	1022.77	390.05	291.00	1526.09
83 40	68.48	61.30	23.43	17.46	91.35	14602.62	8951.53	3421.24	2549.13	13339.36	1673.33	1025.77	392.04	292.11	1528.57
83 50	68.34	61.36	23.50	17.49	91.32	14631.71	8977.76	3438.75	2558.83	13361.00	1676.67	1028.77	394.05	293.22	1531.05
84 0	68.21	61.42	23.58	17.52	91.28	14660.80	9004.06	3456.33	2568.56	13382.62	1680.00	1031.79	396.07	294.33	1533.53
84 10	68.07	61.47	23.65	17.55	91.25	14689.88	9030.43	3474.00	2578.30	13404.23	1683.33	1034.81	398.09	295.45	1536.01
84 20	67.94	61.53	23.72	17.58	91.21	14718.97	9056.87	3491.74	2588.06	13425.81	1686.67	1037.84	400.12	296.57	1538.48
84 30	67.81	61.59	23.80	17.61	91.18	14748.06	9083.38	3509.54	2597.83	13447.35	1690.00	1040.88	402.16	297.69	1540.95
84 40	67.67	61.65	23.87	17.65	91.15	14777.15	9109.96	3527.42	2607.61	13468.87	1693.33	1043.92	404.21	298.81	1543.42
84 50	67.54	61.71	23.95	17.68	91.11	14806.24	9136.62	3545.39	2617.42	13490.36	1696.67	1046.98	406.27	299.93	1545.88
85 0	67.41	61.77	24.02	17.71	91.08	14835.33	9163.34	3563.43	2627.24	13511.82	1700.00	1050.04	408.34	301.06	1548.34
85 10	67.27	61.83	24.09	17.74	91.04	14864.42	9190.13	3581.54	2637.07	13533.26	1703.33	1053.11	410.41	302.19	1550.79
85 20	67.14	61.89	24.17	17.77	91.01	14893.50	9216.99	3599.74	2646.92	13554.66	1706.67	1056.19	412.50	303.31	1553.25
85 30	67.01	61.95	24.25	17.80	90.98	14922.59	9243.93	3618.00	2656.78	13576.03	1710.00	1059.27	414.59	304.44	1555.70
85 40	66.88	62.01	24.32	17.84	90.94	14951.68	9270.93	3636.35	2666.66	13597.37	1713.33	1062.37	416.69	305.58	1558.14
85 50	66.75	62.07	24.40	17.87	90.91	14980.77	9298.01	3654.78	2676.56	13618.69	1716.67	1065.47	418.81	306.71	1560.58
86 0	66.62	62.13	24.47	17.90	90.87	15009.86	9325.18	3673.29	2686.47	13639.99	1720.00	1068.58	420.93	307.85	1563.02
86 10	66.49	62.19	24.55	17.93	90.84	15038.95	9352.40	3691.87	2696.40	13661.25	1723.33	1071.70	423.06	308.98	1565.46
86 20	66.37	62.25	24.63	17.96	90.80	15068.04	9379.70	3710.54	2706.34	13682.48	1726.67	1074.83	425.20	310.12	1567.89
86 30	66.24	62.31	24.70	17.99	90.77	15097.13	9407.08	3729.28	2716.30	13703.68	1730.00	1077.97	427.34	311.26	1570.32
86 40	66.11	62.37	24.78	18.02	90.74	15126.21	9434.54	3748.10	2726.27	13724.86	1733.33	1081.12	429.50	312.41	1572.75
86 50	65.98	62.43	24.86	18.05	90.70	15155.30	9462.07	3767.01	2736.26	13746.00	1736.67	1084.27	431.67	313.55	1575.17
87 0	65.86	62.50	24.93	18.09	90.67	15184.39	9489.67	3785.99	2746.26	13767.11	1740.00	1087.43	433.84	314.70	1577.59
87 10	65.73	62.56	25.01	18.12	90.63	15213.48	9517.35	3805.06	2756.28	13788.20	1743.33	1090.61	436.03	315.85	1580.01
87 20	65.61	62.62	25.09	18.15	90.60	15242.57	9545.10	3824.21	2766.32	13809.25	1746.67	1093.79	438.22	317.00	1582.42
87 30	65.48	62.68	25.17	18.18	90.56	15271.66	9572.93	3843.45	2776.37	13830.27	1750.00	1096.98	440.43	318.15	1584.83
87 40	65.36	62.75	25.25	18.21	90.53	15300.75	9600.85	3862.76	2786.44	13851.28	1753.33	1100.17	442.64	319.30	1587.24
87 50	65.23	62.81	25.32	18.24	90.49	15329.84	9628.84	3882.17	2796.52	13872.25	1756.67	1103.38	444.86	320.46	1589.64
88 0	65.11	62.87	25.40	18.27	90.46	15358.93	9656.91	3901.65	2806.61	13893.19	1760.00	1106.60	447.10	321.61	1592.04
88 10	64.99	62.94	25.48	18.30	90.42	15388.02	9685.06	3921.21	2816.72	13914.09	1763.33	1109.82	449.34	322.77	1594.43
88 20	64.86	63.00	25.56	18.34	90.39	15417.11	9713.28	3940.87	2826.85	13934.97	1766.67	1113.06	451.59	323.93	1596.83
88 30	64.74	63.07	25.64	18.37	90.35	15446.20	9741.59	3960.60	2836.99	13955.82	1770.00	1116.30	453.85	325.09	1599.22
88 40	64.62	63.13	25.72	18.40	90.32	15475.28	9769.98	3980.43	2847.15	13976.65	1773.33	1119.55	456.12	326.26	1601.60
88 50	64.50	63.20	25.80	18.43	90.28	15504.37	9798.45	4000.34	2857.32	13997.44	1776.67	1122.82	458.40	327.42	1603.98
89 0	64.38	63.26	25.88	18.46	90.25	15533.46	9827.00	4020.33	2867.50	14018.20	1780.00	1126.09	460.69	328.59	1606.36
89 10	64.26	63.33	25.96	18.49	90.21	15562.55	9855.62	4040.41	2877.71	14038.93	1783.33	1129.37	463.00	329.76	1608.74
89 20	64.14	63.40	26.04	18.52	90.17	15591.64	9884.35	4060.59	2887.93	14059.64	1786.67	1132.66	465.31	330.93	1611.11
89 30	64.02	63.46	26.12	18.55	90.14	15620.73	9913.14	4080.85	2898.16	14080.31	1790.00	1135.96	467.63	332.10	1613.48
89 40	63.90	63.53	26.21	18.58	90.10	15649.82	9942.02	4101.19	2908.40	14100.96	1793.33	1139.27	469.96	333.28	1615.85
89 50	63.78	63.59	26.29	18.62	90.07	15678.91	9970.98	4121.62	2918.66	14121.57	1796.67	1142.59	472.30	334.45	1618.21
90 0	63.66	63.66	26.37	18.65	90.03	15708.00	10000.02	4142.15	2928.94	14142.15	1800.00	1145.91	474.65	335.63	1620.57

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
1°	63.74	63.73	26.45	18.68	99.00	15737.08	10029.15	4162.76	2939.23	4162.71	1803.33	1149.25	477.02	336.81	622.92
2°	63.43	63.80	26.53	18.71	89.96	15766.17	10058.37	4183.47	2949.54	4183.23	1806.67	1152.60	479.39	338.49	622.28
3°	63.13	63.87	26.62	18.74	89.92	15795.26	10087.67	4204.26	2959.86	4203.73	1810.00	1155.96	481.77	340.17	621.63
4°	62.81	63.93	26.70	18.77	89.89	15824.35	10117.06	4225.15	2970.20	4224.24	1813.37	1159.33	484.17	341.86	620.98
5°	62.50	64.00	26.78	18.80	89.85	15853.44	10146.53	4246.13	2980.55	4244.74	1816.67	1162.70	486.57	343.54	620.33
6°	62.18	64.07	26.87	18.83	89.82	15882.53	10176.08	4267.20	2990.92	4265.24	1820.00	1166.09	488.98	345.23	619.68
7°	61.87	64.14	26.95	18.86	89.78	15911.62	10205.72	4288.36	3001.30	4285.74	1823.37	1169.49	491.41	346.92	619.02
8°	61.55	64.21	27.04	18.89	89.74	15940.70	10235.45	4309.61	3011.70	4306.23	1826.67	1172.90	493.84	348.61	618.37
9°	61.24	64.28	27.12	18.92	89.71	15969.80	10265.26	4330.95	3022.10	4326.73	1830.00	1176.32	496.29	350.30	617.71
10°	60.92	64.35	27.21	18.95	89.67	15998.88	10295.15	4352.41	3032.53	4347.22	1833.37	1179.74	498.75	351.99	617.05
11°	60.61	64.42	27.29	18.99	89.63	16027.97	10325.13	4373.94	3042.97	4367.69	1836.67	1183.18	501.22	353.68	616.39
12°	60.29	64.49	27.37	19.02	89.60	16057.06	10355.20	4395.58	3053.43	4388.16	1840.00	1186.63	503.70	355.38	615.73
13°	59.98	64.56	27.46	19.05	89.56	16086.15	10385.36	4417.31	3063.90	4408.62	1843.37	1190.09	506.19	357.08	615.07
14°	59.67	64.63	27.55	19.08	89.52	16115.24	10415.60	4439.13	3074.38	4429.07	1846.67	1193.56	508.69	358.77	614.40
15°	59.35	64.70	27.63	19.11	89.49	16144.33	10445.93	4461.06	3084.88	4449.51	1850.00	1197.04	511.20	360.47	613.74
16°	59.04	64.77	27.72	19.14	89.45	16173.42	10476.34	4483.08	3095.39	4469.94	1853.37	1200.53	513.72	362.17	613.07
17°	58.73	64.84	27.81	19.17	89.41	16202.50	10506.84	4505.20	3105.92	4490.36	1856.67	1204.03	516.26	363.87	612.40
18°	58.41	64.91	27.89	19.20	89.38	16231.59	10537.43	4527.41	3116.47	4510.77	1860.00	1207.54	518.80	365.57	611.73
19°	58.10	64.98	27.98	19.23	89.34	16260.68	10568.10	4549.73	3127.02	4531.17	1863.37	1211.07	521.35	367.27	611.06
20°	57.79	65.05	28.07	19.26	89.30	16289.77	10598.86	4572.14	3137.59	4551.56	1866.67	1214.60	523.92	368.97	610.39
21°	57.47	65.12	28.16	19.29	89.26	16318.86	10629.71	4594.66	3148.18	4571.94	1870.00	1218.15	526.50	370.68	609.72
22°	57.16	65.19	28.24	19.32	89.23	16347.95	10660.65	4617.28	3158.78	4592.30	1873.37	1221.70	529.09	372.38	609.04
23°	56.85	65.26	28.33	19.35	89.19	16377.04	10691.68	4640.00	3169.40	4612.65	1876.67	1225.27	531.70	374.09	608.37
24°	56.53	65.33	28.42	19.38	89.15	16406.13	10722.79	4662.81	3180.03	4632.99	1880.00	1228.84	534.32	375.80	607.69
25°	56.22	65.40	28.50	19.41	89.11	16435.22	10753.99	4685.72	3190.67	4653.32	1883.37	1232.43	536.95	377.51	607.01
26°	55.91	65.47	28.59	19.44	89.07	16464.30	10785.28	4708.73	3201.33	4673.64	1886.67	1236.03	539.59	379.22	606.33
27°	55.59	65.54	28.68	19.47	89.04	16493.39	10816.66	4731.83	3212.00	4693.94	1890.00	1239.64	542.25	380.93	605.65
28°	55.28	65.61	28.76	19.50	89.00	16522.48	10848.13	4755.03	3222.69	4714.23	1893.37	1243.27	544.92	382.64	604.97
29°	54.97	65.68	28.85	19.53	88.96	16551.57	10879.68	4778.33	3233.39	4734.51	1896.67	1246.90	547.60	384.36	604.29
30°	54.65	65.75	28.94	19.56	88.92	16580.66	10911.32	4801.73	3244.11	4754.77	1900.00	1250.55	550.29	386.07	603.61
31°	54.34	65.82	29.03	19.59	88.88	16609.75	10943.05	4825.24	3254.84	4775.02	1903.37	1254.20	552.99	387.79	602.92
32°	54.03	65.90	29.11	19.62	88.84	16638.84	10974.87	4848.84	3265.59	4795.26	1906.67	1257.87	555.71	389.51	602.24
33°	53.71	65.97	29.20	19.65	88.80	16667.93	11006.78	4872.56	3276.34	4815.49	1910.00	1261.56	558.44	391.23	601.55
34°	53.40	66.04	29.29	19.68	88.76	16697.02	11038.78	4896.38	3287.12	4835.71	1913.37	1265.25	561.18	392.95	600.86
35°	53.09	66.11	29.37	19.71	88.72	16726.11	11070.87	4920.30	3297.90	4855.91	1916.67	1268.95	563.93	394.68	600.17
36°	52.77	66.18	29.46	19.74	88.68	16755.20	11103.06	4944.33	3308.70	4876.11	1920.00	1272.67	566.69	396.40	599.48
37°	52.46	66.25	29.54	19.77	88.64	16784.29	11135.34	4968.48	3319.52	4896.30	1923.37	1276.40	569.47	398.13	598.79
38°	52.15	66.32	29.63	19.80	88.60	16813.38	11167.71	4992.73	3330.35	4916.47	1926.67	1280.14	572.26	399.86	598.09
39°	51.83	66.39	29.72	19.83	88.56	16842.46	11200.17	5017.09	3341.20	4936.63	1930.00	1283.89	575.06	401.59	597.40
40°	51.52	66.46	29.80	19.86	88.52	16871.55	11232.74	5041.57	3352.05	4956.78	1933.37	1287.65	577.87	403.32	596.70
41°	51.21	66.53	29.89	19.89	88.48	16900.64	11265.40	5066.17	3362.92	4976.92	1936.67	1291.43	580.70	405.06	596.00
42°	50.89	66.60	29.98	19.90	88.44	16929.73	11298.16	5090.88	3373.81	4997.04	1940.00	1295.22	583.54	406.80	595.30
43°	50.58	66.67	30.07	19.93	88.40	16958.82	11331.01	5115.71	3384.71	5017.15	1943.37	1299.02	586.39	408.54	594.60
44°	50.27	66.74	30.16	19.96	88.36	16987.91	11363.96	5140.67	3395.63	5037.24	1946.67	1302.84	589.25	410.28	593.90
45°	49.96	66.81	30.25	19.99	88.32	17017.00	11397.01	5165.74	3406.55	5057.32	1950.00	1306.67	592.13	412.03	593.20
46°	49.64	66.88	30.33	20.02	88.28	17046.08	11430.15	5190.93	3417.49	5077.38	1953.37	1310.51	595.02	413.78	592.49
47°	49.33	66.95	30.42	20.05	88.24	17075.17	11463.39	5216.24	3428.45	5097.42	1956.67	1314.36	597.93	415.53	591.79
48°	49.02	67.02	30.51	20.08	88.20	17104.25	11496.73	5241.67	3439.42	5117.45	1960.00	1318.23	600.85	417.28	591.08
49°	48.71	67.09	30.60	20.11	88.16	17133.34	11530.17	5267.22	3450.40	5137.46	1963.37	1322.10	603.78	419.04	590.37
50°	48.39	67.16	30.69	20.14	88.12	17162.42	11563.71	5292.89	3461.41	5157.45	1966.67	1326.00	606.72	420.80	589.66
51°	48.08	67.23	30.78	20.17	88.08	17191.51	11597.35	5318.69	3472.43	5177.42	1970.00	1329.90	609.68	422.56	588.95
52°	47.77	67.30	30.87	20.20	88.04	17220.59	11631.09	5344.61	3483.46	5197.37	1973.37	1333.82	612.65	424.32	588.24
53°	47.46	67.37	30.96	20.23	88.00	17249.67	11664.94	5370.65	3494.51	5217.30	1976.67	1337.75	615.63	426.09	587.53
54°	47.14	67.44	31.04	20.26	87.96	17278.76	11698.89	5396.83	3505.58	5237.21	1980.00	1341.70	618.63	427.86	586.81
55°	46.83	67.51	31.13	20.29	87.92	17307.84	11732.94	5423.14	3516.67	5257.10	1983.37	1345.65	621.64	429.63	586.10
56°	46.52	67.58	31.22	20.32	87.88	17336.92	11767.09	5449.58	3527.78	5276.97	1986.67	1349.63	624.67	431.41	585.38
57°	46.20	67.65	31.31	20.35	87.84	17366.00	11801.35	5476.16	3538.91	5296.82	1990.00	1353.61	627.71	433.19	584.66
58°	45.89	67.72	31.40	20.38	87.80	17395.08	11835.71	5502.87	3550.06	5316.64	1993.37	1357.61	630.76	434.97	583.94
59°	45.58	67.79	31.49	20.41	87.76	17424.16	11870.18	5529.72	3561.23	5336.44	1996.67	1361.62	633.83	436.76	583.22
60°	45.26	67.86	31.58	20.44	87.72	17453.23	11904.75	5556.71	3572.42	5356.22	2000.00	1365.65	636.91	438.55	582.50

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
1° 00	5729.58	50.00	2.18	4.36	100.00	10000.00	872.66	38.20	76.39	1745.33	100.00	8.73	.38	.76	17.45
1° 10	4907.07	58.33	2.49	4.98	116.66	11666.67	1017.77	44.57	89.12	2035.89	116.67	10.18	.43	.87	20.36
1° 20	4297.18	66.67	2.84	5.68	133.33	13333.33	1163.11	50.93	101.85	2326.44	133.33	11.63	.50	1.00	23.27
1° 30	3819.72	75.00	3.20	6.39	149.99	14999.99	1308.44	57.30	114.58	2616.99	149.99	13.08	.56	1.12	26.18
1° 40	3437.75	83.33	3.56	7.09	166.65	16666.65	1453.77	63.66	127.31	2907.54	166.65	14.54	.62	1.24	29.08
1° 50	3125.14	91.66	3.92	7.80	183.31	18331.31	1599.10	70.03	140.04	3198.09	183.31	15.99	.69	1.37	31.99
2° 00	2864.79	99.99	4.28	8.51	199.96	19995.96	1744.43	76.39	152.77	3488.64	199.96	17.44	.75	1.49	34.89
2° 10	2643.96	108.32	4.64	9.22	216.60	21659.60	1889.75	82.75	165.50	3779.19	216.60	18.90	.81	1.61	37.80
2° 20	2454.55	116.64	5.00	9.93	233.24	23323.24	2035.08	89.12	178.23	4069.73	233.24	20.35	.87	1.74	40.70
2° 30	2291.83	124.96	5.36	10.64	249.87	24986.87	2180.40	95.48	190.96	4360.27	249.87	21.80	.94	1.86	43.60
2° 40	2151.35	133.27	5.72	11.35	266.48	26648.48	2325.71	101.84	203.68	4650.81	266.48	23.26	1.00	1.99	46.51
2° 50	2029.28	141.57	6.08	12.06	283.08	28308.08	2471.01	108.20	216.41	4941.34	283.08	24.71	1.06	2.11	49.41
3° 00	1923.63	149.87	6.44	12.77	299.66	29966.66	2616.30	114.56	229.13	5231.86	299.66	26.16	1.12	2.23	52.31
3° 10	1832.32	158.15	6.80	13.48	316.23	31623.23	2761.58	120.92	241.85	5522.38	316.23	27.61	1.19	2.36	55.21
3° 20	1753.03	166.43	7.16	14.19	332.77	33277.77	2906.85	127.28	254.57	5812.89	332.77	29.06	1.25	2.48	58.11
3° 30	1684.07	174.70	7.52	14.90	349.30	34930.30	3052.11	133.64	267.28	6103.40	349.30	30.51	1.31	2.60	61.00
3° 40	1623.16	182.96	7.88	15.61	365.80	36580.80	3197.36	139.99	280.00	6393.90	365.80	31.96	1.37	2.72	63.90
3° 50	1569.25	191.21	8.24	16.32	382.28	38228.28	3342.60	146.35	292.71	6684.40	382.28	33.41	1.44	2.85	66.79
4° 00	1521.41	199.45	8.60	17.03	398.73	39873.73	3487.83	152.70	305.41	6974.89	398.73	34.86	1.50	2.97	69.68
4° 10	1478.89	207.68	8.96	17.74	415.16	41516.16	3633.05	159.05	318.12	7265.38	415.16	36.31	1.56	3.09	72.57
4° 20	1441.07	215.90	9.32	18.45	431.56	43156.56	3778.26	165.40	330.82	7555.86	431.56	37.75	1.62	3.21	75.46
4° 30	1407.44	224.10	9.68	19.16	447.93	44793.93	3923.46	171.75	343.52	7846.34	447.93	39.20	1.69	3.34	78.35
4° 40	1377.56	232.29	10.04	19.87	464.27	46427.27	4068.65	178.09	356.22	8136.81	464.27	40.64	1.75	3.46	81.23
4° 50	1351.07	240.47	10.40	20.58	480.58	48057.58	4213.83	184.44	368.91	8427.28	480.58	42.09	1.81	3.58	84.12
5° 00	1327.67	248.63	10.76	21.29	496.86	49685.86	4359.00	190.78	381.61	8717.74	496.86	43.53	1.87	3.70	87.00
5° 10	1307.09	256.78	11.12	22.00	513.11	51310.11	4504.16	197.12	394.30	9008.20	513.11	44.97	1.93	3.82	89.88
5° 20	1289.09	264.92	11.48	22.71	529.32	52931.32	4649.31	203.46	406.98	9298.65	529.32	46.41	1.99	3.94	92.76
5° 30	1273.46	273.04	11.84	23.42	545.50	54549.50	4794.45	209.80	419.67	9589.10	545.50	47.85	2.05	4.06	95.64
5° 40	1260.01	281.14	12.20	24.13	561.64	56163.64	4939.58	216.13	432.35	9879.54	561.64	49.28	2.11	4.18	98.51
5° 50	1248.56	289.23	12.56	24.84	577.74	57774.74	5084.70	222.46	445.03	10169.98	577.74	50.72	2.17	4.30	101.38
6° 00	1238.95	297.30	12.92	25.55	593.80	59380.80	5229.81	228.79	457.71	10460.41	593.80	52.15	2.23	4.42	104.25
6° 10	1231.04	305.35	13.28	26.26	609.82	60982.82	5374.91	235.12	470.38	10750.84	609.82	53.58	2.29	4.54	107.12
6° 20	1224.70	313.38	13.64	26.97	625.80	62580.80	5520.00	241.44	483.05	11041.26	625.80	55.01	2.35	4.66	109.98
6° 30	1219.83	321.39	14.00	27.68	641.73	64173.73	5665.08	247.76	495.72	11331.67	641.73	56.44	2.41	4.78	112.84
6° 40	1216.32	329.38	14.36	28.39	657.62	65762.62	5810.14	254.08	508.39	11622.08	657.62	57.87	2.47	4.90	115.70
6° 50	1214.09	337.35	14.72	29.10	673.46	67346.46	5955.19	260.39	521.05	11912.48	673.46	59.30	2.53	5.02	118.55
7° 00	1213.08	345.29	15.08	29.81	689.25	68925.25	6100.23	266.70	533.71	12202.87	689.25	60.72	2.59	5.14	121.40
7° 10	1213.23	353.21	15.44	30.52	704.99	70499.99	6245.26	273.00	546.37	12493.26	704.99	62.14	2.65	5.26	124.25
7° 20	1214.49	361.11	15.80	31.23	720.68	72068.68	6390.27	279.30	559.02	12783.64	720.68	63.56	2.71	5.38	127.09
7° 30	1216.82	368.98	16.16	31.94	736.32	73632.32	6535.27	285.60	571.67	13074.01	736.32	64.98	2.77	5.50	129.93
7° 40	1220.19	376.82	16.52	32.65	751.91	75191.91	6680.26	291.89	584.32	13364.38	751.91	66.39	2.83	5.62	132.76
7° 50	1224.56	384.64	16.88	33.36	767.44	76744.44	6825.23	298.18	596.96	13654.74	767.44	67.80	2.89	5.74	135.59
8° 00	1229.91	392.44	17.24	34.07	782.92	78292.92	6970.19	304.46	609.60	13945.09	782.92	69.21	2.95	5.86	138.41
8° 10	1236.20	400.21	17.60	34.78	798.34	79834.34	7115.13	310.74	622.24	14235.44	798.34	70.61	3.01	5.98	141.23
8° 20	1243.41	407.95	17.96	35.49	813.70	81370.70	7260.06	317.01	634.87	14525.78	813.70	72.01	3.07	6.10	144.04
8° 30	1251.51	415.67	18.32	36.20	829.00	82900.00	7404.97	323.28	647.50	14816.12	829.00	73.41	3.13	6.22	146.85
8° 40	1260.47	423.36	18.68	36.91	844.24	84423.24	7549.87	329.54	660.12	15106.45	844.24	74.80	3.19	6.34	149.66
8° 50	1270.26	431.02	19.04	37.62	859.42	85939.42	7694.75	335.80	672.74	15396.77	859.42	76.19	3.25	6.46	152.46
9° 00	1280.85	438.64	19.40	38.33	874.53	87448.53	7839.61	342.06	685.35	15687.09	874.53	77.58	3.31	6.58	155.25
9° 10	1292.21	446.24	19.76	39.04	889.57	88950.57	7984.45	348.31	697.96	15977.40	889.57	78.96	3.37	6.70	158.04
9° 20	1304.31	453.80	20.12	39.75	904.55	90445.55	8129.27	354.55	710.56	16267.71	904.55	80.34	3.43	6.82	160.83
9° 30	1317.12	461.32	20.48	40.46	919.46	91933.46	8274.08	360.80	723.16	16558.01	919.46	81.72	3.49	6.94	163.61
9° 40	1330.60	468.80	20.84	41.17	934.29	93414.29	8418.86	367.03	735.75	16848.30	934.29	83.09	3.55	7.06	166.39
9° 50	1344.73	476.25	21.20	41.88	949.05	94888.05	8563.62	373.26	748.34	17138.59	949.05	84.46	3.61	7.18	169.16
10° 00	1359.47	483.65	21.56	42.59	963.73	96354.73	8708.36	379.49	760.93	17428.87	963.73	85.83	3.67	7.30	171.93
10° 10	1374.78	491.01	21.92	43.30	978.34	97813.34	8853.08	385.72	773.51	17719.15	978.34	87.19	3.73	7.42	174.70
10° 20	1390.63	498.33	22.28	44.01	992.87	99263.87	8997.77	391.94	786.09	18009.42	992.87	88.55	3.79	7.54	177.46
10° 30	1406.98	505.61	22.64	44.72	1007.32	100705.32	9142.44	398.15	798.66	18299.68	1007.32	89.91	3.85	7.66	180.22
10° 40	1423.80	512.84	23.00	45.43	1021.68	102138.68	9287.08	404.36	811.23	18589.94	1021.68	91.26	3.91	7.78	182.97
10° 50	1441.06	520.03	23.36	46.14	1035.96	103563.96	9431.70	410.57	823.80	18880.20	1035.96	92.61	3.97	7.90	185.72
11° 00	1458.73	527.17	23.72	46.85	1050.14	104981.14	9576.29	416.77	836.36	19170.45	1050.14	93.96	4.03	8.02	188.47
11° 10	1476.78	534.27	24.08	47.56	1064.23	106390.23	9720.86	422.97	848.92	19460.70	1064.23	95.30	4.09	8.14	191.21
11° 20	1495.18	541.31	24.44	48.27	1078.23	107790.23	9865.39	429.16	861.48	19750.94	1078.23	96.64	4.15	8.26	193.95
11° 30	1513.89	548.31	24.80	48.98	1092.13	109181.13	10009.90	435.35	874.03	20041.17	1092.13	97.98	4.21	8.38	196.68
11° 40	1532.89	555.26	25.16	49.69	1105.93	110562.93	10154.38	441.53	886.58	20331.40	1105.93	99.31	4.27	8.50	199.41
11° 50	1552.15	562.16	25.52	50.40	1119.64	111935.64	10298.83	447.71	899.13	20621.63	1119.64	100.64	4.33	8.62	202.14
12° 00	1571.64	569.00	25.88	51.11	1133.24	113298.24	10443.24	453.89	911.67	20911.85	1133.24	101.97	4.39	8.74	204.86
12° 10	1591.34	575.80	26.24	51.82	1146.74	114651.74	10587.63	460.06	924.21	21202.06	1146.74	103.29	4.45	8.86	207.57
12° 20	1611.22	582.55	26.60	52.53	1160.14	115994.14	10731.98	466.23	936.75	21492.27	1160.14	104.61	4.51	8.98	210.28
12° 30	1631.25	589.24	26.96	53.24	1173.43	117325.43	10876.29	472.39	949.28	21782.47	1173.43	105.93	4.57	9.10	212.99
12° 40	1651.41	595.88	27.32	53.95	1186.61	118645.61	11020.57	478.55	961.81	22072.67	1186.61	107.24	4.63	9.22	215.69
12° 50	1671.68	602.47	27.68	54.66	1199.68	119954.68	11164.82	484.70	974.33	22362.86	1199.68	108.55	4.69	9.34	218.39
13° 00	1692.03	609.00	28.04	55.37	1212.64	121252.64	11309.03	490.85	986.85	22653.04	1212.64	109.85	4.75	9.46	221.08
13° 10	1712.44	615.47	28.40	56.08	1225.47	122538.47	11453.20	497.00	999.37	22943.22	1225.47	111.15	4.81	9.58	223.77
13° 20	1732.89	621.89	28.76	56.79	1238.19	123812.19	11597.33	503.14	1011.88	23233.39	1238.19	112.44	4.87	9.70	226.45
13° 30	1753.36	628.25	29.12	57.50	1250.79	125073.79	11741.43	509.27	1024.38	23523.55	1250.79	113.73	4.93	9.82	229.13
13° 40	1773.82	634.54	29.48	58.21	1263.27	126322.27	11885.48	515.40	1036.88	23813.71	1263.27	115.01	4.99	9.94	231.81
13° 50	1794.25	640.77	29.84	58.92	1275.62	127557.62	12029.49	521.53	1049.38	24103.86	1275.62	116.29	5.05	10.06	234.48
14° 00	1814.63	646.93	30.20	59.63	1287.85	128779.85	12173.46	527.65	1061.87	24394.00	1287.85	117.56	5.11	10.18	237.15
14° 10	1834.94	653.03	30.56	60.34	1299.95	129989.95	12317.39	533.76	1074.36	24684.14	1299.95	118.83	5.17	10.30	239.81
14° 20	1855.16	659.06	30.92	61.05	1311.92	131186.92	12461.28	539.87	1086.84	24974.27	1311.92	120.10	5.23	10.42	242.47
14° 30	1875.27	665.02	31.28	61.76	1323.75	132370.75	12605.12	545.97	1099.32	25264.39	1323.75	121.36	5.29	10.54	245.13
14° 40	1895.26	670.91	31.64	62.47	1335.45	133541.45	12748.91	552.07	1111.79	25554.51	1335.45	122.62	5.35	10.66	247.78
14° 50	1915.10	676.73	32.00	63.18	1347.01	134698.01	12892.67	558.16	1124.26	25844.62	1347.01	123.87	5.41	10.78	250.43
15° 00	1934.78	682.48	32.36	63.89	1358.43	135840.43	13036.38	564.25	1136.73	26134.72	1358.43	125.12	5.47	10.90	253.07
15° 10	1954.29	688.16	32.72	64.60	1369.71	136969.71	13180.04	570.33	1149.19	26424.82	1369.71	126.37	5.53	11.02	255.71
15° 20	1973.61	693.76	33.08	65.31	1380.85	138084.85	13323.66	576.41	1161.65	26714.91	1380.85	127.61	5.59	11.14	258.35
15° 30	1992.73	699.29	33.44	66.02	1391.84	139185.84	13467.24	582.48	1174.10	27004.99	1391.84	128.85	5.65	11.26	260.98
15° 40	2011.65	704.74	33.80	66.73	1402.69	140272.69	13610.77	588.55	1186.55	27295.07	1402.69	130.08	5.71	11.38	263.61
15° 50	2030.35	710.12	34.16	67.44	1413.39	141345.39	13754.25	594.61	1198.99	27585.14	1413.39	131.31	5.77	11.50	266.23
16° 00	2048.83	715.41	34.52	68.15	1423.94	142403.94	13897.69	600.67	1211.43	27875.20	1423.94	132.54	5.83	11.62	268.85
16° 10	2067.08	720.63	34.88	68.86	1434.34	143448.34	14041.09	606.72	1223.87	28165.26	1434.34	133.76	5.89	11.74	271.46
16° 20	2085.09	725.76	35.24	69.57	1444.59	144478.59	14184.44	612.77	1236.30	28455.31	1444.59	134.98	5.95	11.86	274.07
16° 30	2102.86	730.81	35.60	70.28	1454.68	145494.68	14327.74	618.81	1248.72	28745.35	1454.68	136.19	6.01	11.98	276.67
16° 40	2120.37	735.78	35.96	70.99	1464.62	146496.62	14471.00	624.85	1261.14	29035.39	1464.62	137.40	6.07	12.10	279.27
16° 50	2137.62	740.67	36.32	71.70	1474.40	147484.40	14614.21	630.88	1273.56	29325.42	1474.40	138.60	6.13	12.22	281.87
17° 00	2154.60	745.47	36.68	72.41	1484.02	148458.02	14757.37	636.91	1285.97	29615.45	1484.02	139.80	6.19	12.34	284.46
17° 10	2171.31	750.19	37.04	73.12	1493.48	149417.48	14900.49	642.93	1298.38	29905.47	1493.48	140.99	6.25	12.46	287.05
17° 20	2187.73	754.82	37.40	73.83	1502.78	150362.78	15043.56	648.95	1310.78	30195.48	1502.78	142.18	6.31	12.58	289.63
17° 30	2203.86	759.37	37.76	74.54	1511.92	151293.92	15186.58	654.96	1323.18	30485.49	1511.92	143.36	6.37	12.70	292.21
17° 40	2219.69	763.83	38.12	75.25	1520.90	152210.90	15329.56	660.97	1335.58	30775.49	1520.90	144.54	6.43	12.82	294.79
17° 50	2235.21	768.21	38.48	75.96	1529.71	153113.71	15472.49	666.97	1347.97	31065.48	1529.71	145.71	6.49	12.94	297.36
18° 00	2250.42	772.50	38.84	76.67	1538.36	154002.36	15615.37	672.97	1360.36	31355.47	1538.36	146.88	6.55	13.06	299.93
18° 10	2265.32	776.71	39.20	77.38	1546.85	154876.85	15758.21	678.96	1372.74	31645.46	1546.85	148.04	6.61	13.18	302.49
18° 20	2279.89	780.82	39.56	78.09	1555.17	155736.17	15901.00	684.95	1385.12	31935.43	1555.17	149.20	6.67	13.30	305.05
18° 30	2294.13	784.85	39.92	78.80	1563.32	156581.32	16043.74	690.93	1397.50	32225.40	1563.32	150.35	6.73	13.42	307.61
18° 40	2308.04	788.79	40.28	79.51	1571.31	157411.31	16186.43	696.91	1409.87	32515.36	1571.31	151.50	6.79	13.54	310.16
18° 50	2321.61	792.64	40.64	80.22	1579.13	158226.13	16329.08	702.88	1422.24	32805.32	1579.13	152.65	6.85	13.66	312.71
19° 00	2334.84	796.40	41.00	80.93	1586.78	159026.78	16471.67	708.84	1434.60	33095.27	1586.78	153.79	6.91	13.78	315.25
19° 10	2347.72	800.07	41.36	81.64	1594.26	159812.26	16614.22	714.80	1446.96	33385.21	1594.26	154.92	6.97	13.90	317.79
19° 20	2360.24	803.65	41.72	82.35	1601.57	160582.57	16756.71	720.75	1459.32	33675.15	1601.57	156.05	7.03	14.02	320.33
19° 30	2372.40	807.14	42.08	83.06	1608.72	161338.72	16899.16	726.70	1471.67	33965.09	1608.72	157.18	7.09	14.14	322.86
19° 40	2384.20	810.54	42.44	83.77	1615.69	162079.69	17041.55	732.64	1484.01	34255.02	1615.69	158.30	7.15	14.26	325.39
19° 50	2395.63	813.85	42.80	84.48	1622.49	162805.49	17183.90	738.58	1496.35	34544.94	1622.49	159.41	7.21	14.38	327.91
20° 00	2406.69	817.07	43.16	85.19	1629.13	163516.13	17326.19	744.51	1508.69	34834.86	1629.13	160.52	7.27	14.50	330.43
20° 10	2417.38	820.20	43.52	85.90	1635.59	164211.59	17468.44	750.44	1521.02	35124.77	1635.59	161.63	7.33	14.62	332.95
20° 20	2427.69	823.24	43.88	86.61	1641.88	164891.88	17610.63	756.36	1533.35	35414.68	1641.88	162.73	7.39	14.74	335.46
20° 30	2437.62	826.19	44.24	87.32	1648.00	165556.00	17752.78	762.28	1545.67	35704.58	1648.00	163.82	7.45	14.86	337.97
20° 40	2447.16	829.05	44.60	88.03	1653.95	166205.95	17894.87	768.19	1557.99	35994.47	1653.95	164.91	7.51	14.98	340.47
20° 50	2456.32	831.82	44.96	88.74	1659.72	166839.72	18036.92	774.10	1570.31	36284.36	1659.72	165.99	7.57	15.10	342.97
21° 00	2465.08	834.50	45.32	89.45	1665.32	167458.32	18178.91	780.00	1582.62	36574.25	1665.32	167.07	7.63	15.22	345.47
21° 10	2473.45	837.09	45.68	90.16	1670.75	168061.75	18320.86	785.90	1594.93	36864.13	1670.75	168.14	7.69	15.34	347.96
21° 20	2481.42	839.59	46.04	90.87	1676.00	168649.00	18462.75	791.79	1607.23	37154.00	1676.00	169.21	7.75	15.46	350.45
21° 30	2488.99	842.00	46.40	91.58	1681.08	169220.08	18604.60	797.68	1619.53	37443.87	1681.08	170.27	7.81	15.58	352.93
21° 40	2496.15	844.32	46.76	92.29	1685.99	169775.99	18746.39	803.56	1631.83	37733.73	1685.99	171.33	7.87	15.70	355.41
21° 50	2502.91	846.55	47.12	93.00	1690.72	170315.72	18888.14	809.44	1644.12	38023.59	1690.72	172.38	7.93	15.82	357.89
22° 00	2509.26	848.69	47.48	93.71	1695.28	170839.28	19029.83	815.31	1656.41	38313.44	1695.28	173.43	7.99	15.94	360.36
22° 10	2515.20	850.74	47.84	94.42	1699.67	171346.67	19171.48	821.18	1668.69	38603.29	1699.67	174.47	8.05	16.06	362.83
22° 20	2520.73	852.70	48.20	95.13	1703.89	171837.89	19313.07	827.04	1680.97	38893.13	1703.89	175.51	8.11	16.18	365.30
22° 30	2525.85	854.57	48.56	95.84	1707.93	172312.93	19454.62	832.90	1693.25	39182.97	1707.93	176.54	8.17	16.30	367.76
22° 40	2530.55	856.35	48.92	96.55	1711.80	172771.80	19596.11	838.75	1705.52	39472.80	1711.80	177.57	8.23	16.42	370.22
22° 50	2534.84	858.04	49.28	97.26	1715.50	173214.50	19737.56	844.60	1717.78	39762.63	1715.50	178.59	8.29	16.54	372.68
23° 00	2538.71	859.64	49.64	97.97	1719.03	173640.03	19878.95	850.44	1730.05	40052.45	1719.03	179.61	8.35	16.66	375.13
23° 10	2542.16	861.15	50.00	98.68	1722.38	174049.38	20020.30	856.28	1742.31	40342.27	1722.38	180.62	8.41	16.78	377.58
23° 20	2545.19	862.57	50.36	99.39	1725.56	174442.56	20161.59	862.11	1754.56	40632.08	1725.56	181.63	8.47	16.90	380.03
23° 30	2547.80	863.90	50.72	100.10	1728.57	174818.57	20302.84	867.94	1766.81	40921.89	1728.57	182.63	8.53	17.02	382.47
23° 40	2549.98	865.14	51.08	100.81	1731.41	175178.41	20444.03	873.76	1779.06	41211.69	1731.41	183.63	8.59	17.14	384.91
23° 50	2551.74	866.29	51.44	101.52	1734.07	175522.07	20585.18	879.58	1791.30	41501.49	1734.07	184.62	8.65	17.26	387.35
24° 00	2553.08	867.35	51.80	102.23	1736.56	175849.56	20726.27	885.39	1803.54	41791.28	1736.56	185.61	8.71	17.38	389.78
24° 10	2553.99	868.32	52.16	102.94	1738.88	176160.88	20867.32	891.20	1815.78	42081.07	1738.88	186.59	8.77	17.50	392.21
24° 20	2554.48	869.20	52.52	103.65	1741.03	176456.03	21008.31	897.00	1828.01	42370.85	1741.03	187.57	8.83	17.62	394.64
24° 30	2554.55	869.99	52.88	104.36	1743.00	176735.00	21149.26	902.80	1840.24	42660.63	1743.00	188.54	8.89	17.74	397.06
24° 40	2554.19	870.69	53.24	105.07	1744.80	176997.80	21290.15	908.59	1852.46	42950.40	1744.80	189.51	8.95	17.86	399.48
24° 50	2553.40	871.30	53.60	105.78	1746.43	177244.43	21430.99	914.38	1864.68	43240.17	1746.43	190.47	9.01	17.98	401.89
25° 00	2552.19	871.82	53.96	106.49	1747.89	177474.89	21571.78	920.16	1876.90	43529.93	1747.89	191.43	9.07	18.10	404.30
25° 10	2550.55	872.25	54.32	107.20	1749.17	177689.17	21712.53	925.94	1889.11	43819.68	1749.17	192.38	9.13	18.22	406.71
25° 20	2548.48	872.59	54.68	107.91	1750.28	177887.28	21853.22	931.71	1901.32	44109.43	1750.28	193.33	9.19	18.34	409.12
25° 30	2545.98	872.84	55.04	108.62	1751.22	178069.22	21993.86	937.48	1913.52	44399.18	1751.22	194.27	9.25	18.46	411.52
25° 40	2543.06	873.00	55.40	109.33	1751.98	178235.98	22134.46	943.24	1925.72	44688.92	1751.98	195.22	9.31	18.58	413.92
25° 50	2539.71	873.07	55.76	110.04	1752.57	178386.57	22275.00	948.99	1937.92	44978.65	1752.57	196.15	9.37	18.70	416.31
26° 00	2535.93	873.05	56.12	110.75	1752.99	178521.99	22415.49	954.74	1950.11	45268.38	1752.99	197.08	9.43	18.82	418.71
26° 10	2531.72	872.94

TABLA 7-A. ELEMENTOS DE LA CURVA CIRCULAR

Δ	L = 100 M					R = 10000 M					G = 1 GRADO				
	R	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL	L	ST	E	M	CL
1° 00'	57.30	28.65	0.14	0.29	0.29	100.00	50.00	0.13	0.25	0.25	100.00	50.00	0.13	0.25	0.25
1° 10'	57.30	29.36	0.15	0.30	0.30	116.67	58.34	0.17	0.29	0.29	116.67	58.34	0.17	0.29	0.29
1° 20'	57.30	30.07	0.16	0.31	0.31	133.33	66.68	0.22	0.33	0.33	133.33	66.68	0.22	0.33	0.33
1° 30'	57.30	30.78	0.17	0.32	0.32	150.00	75.03	0.27	0.37	0.37	150.00	75.03	0.27	0.37	0.37
1° 40'	57.30	31.49	0.18	0.33	0.33	166.67	83.38	0.34	0.41	0.41	166.67	83.38	0.34	0.41	0.41
1° 50'	57.30	32.20	0.19	0.34	0.34	183.33	91.74	0.41	0.45	0.45	183.33	91.74	0.41	0.45	0.45
2° 00'	57.30	32.91	0.20	0.35	0.35	200.00	100.10	0.50	0.50	0.50	200.00	100.10	0.50	0.50	0.50
2° 10'	57.30	33.62	0.21	0.36	0.36	216.67	108.47	0.59	0.54	0.54	216.67	108.47	0.59	0.54	0.54
2° 20'	57.30	34.33	0.22	0.37	0.37	233.33	116.84	0.69	0.59	0.59	233.33	116.84	0.69	0.59	0.59
2° 30'	57.30	35.04	0.23	0.38	0.38	250.00	125.22	0.80	0.64	0.64	250.00	125.22	0.80	0.64	0.64
2° 40'	57.30	35.75	0.24	0.39	0.39	266.67	133.61	0.92	0.69	0.69	266.67	133.61	0.92	0.69	0.69
2° 50'	57.30	36.46	0.25	0.40	0.40	283.33	142.01	1.05	0.74	0.74	283.33	142.01	1.05	0.74	0.74
3° 00'	57.30	37.17	0.26	0.41	0.41	300.00	150.42	1.18	0.79	0.79	300.00	150.42	1.18	0.79	0.79
3° 10'	57.30	37.88	0.27	0.42	0.42	316.67	158.84	1.32	0.84	0.84	316.67	158.84	1.32	0.84	0.84
3° 20'	57.30	38.59	0.28	0.43	0.43	333.33	167.27	1.47	0.89	0.89	333.33	167.27	1.47	0.89	0.89
3° 30'	57.30	39.30	0.29	0.44	0.44	350.00	175.71	1.63	0.94	0.94	350.00	175.71	1.63	0.94	0.94
3° 40'	57.30	40.01	0.30	0.45	0.45	366.67	184.16	1.79	0.99	0.99	366.67	184.16	1.79	0.99	0.99
3° 50'	57.30	40.72	0.31	0.46	0.46	383.33	192.62	1.97	1.04	1.04	383.33	192.62	1.97	1.04	1.04
4° 00'	57.30	41.43	0.32	0.47	0.47	400.00	201.09	2.15	1.09	1.09	400.00	201.09	2.15	1.09	1.09
4° 10'	57.30	42.14	0.33	0.48	0.48	416.67	209.57	2.34	1.14	1.14	416.67	209.57	2.34	1.14	1.14
4° 20'	57.30	42.85	0.34	0.49	0.49	433.33	218.06	2.54	1.19	1.19	433.33	218.06	2.54	1.19	1.19
4° 30'	57.30	43.56	0.35	0.50	0.50	450.00	226.56	2.75	1.24	1.24	450.00	226.56	2.75	1.24	1.24
4° 40'	57.30	44.27	0.36	0.51	0.51	466.67	235.07	2.97	1.29	1.29	466.67	235.07	2.97	1.29	1.29
4° 50'	57.30	44.98	0.37	0.52	0.52	483.33	243.59	3.20	1.34	1.34	483.33	243.59	3.20	1.34	1.34
5° 00'	57.30	45.69	0.38	0.53	0.53	500.00	252.12	3.44	1.39	1.39	500.00	252.12	3.44	1.39	1.39
5° 10'	57.30	46.40	0.39	0.54	0.54	516.67	260.66	3.69	1.44	1.44	516.67	260.66	3.69	1.44	1.44
5° 20'	57.30	47.11	0.40	0.55	0.55	533.33	269.21	3.95	1.49	1.49	533.33	269.21	3.95	1.49	1.49
5° 30'	57.30	47.82	0.41	0.56	0.56	550.00	277.77	4.22	1.54	1.54	550.00	277.77	4.22	1.54	1.54
5° 40'	57.30	48.53	0.42	0.57	0.57	566.67	286.34	4.50	1.59	1.59	566.67	286.34	4.50	1.59	1.59
5° 50'	57.30	49.24	0.43	0.58	0.58	583.33	294.92	4.79	1.64	1.64	583.33	294.92	4.79	1.64	1.64
6° 00'	57.30	49.95	0.44	0.59	0.59	600.00	303.51	5.09	1.69	1.69	600.00	303.51	5.09	1.69	1.69
6° 10'	57.30	50.66	0.45	0.60	0.60	616.67	312.11	5.40	1.74	1.74	616.67	312.11	5.40	1.74	1.74
6° 20'	57.30	51.37	0.46	0.61	0.61	633.33	320.72	5.72	1.79	1.79	633.33	320.72	5.72	1.79	1.79
6° 30'	57.30	52.08	0.47	0.62	0.62	650.00	329.34	6.05	1.84	1.84	650.00	329.34	6.05	1.84	1.84
6° 40'	57.30	52.79	0.48	0.63	0.63	666.67	337.97	6.39	1.89	1.89	666.67	337.97	6.39	1.89	1.89
6° 50'	57.30	53.50	0.49	0.64	0.64	683.33	346.61	6.74	1.94	1.94	683.33	346.61	6.74	1.94	1.94
7° 00'	57.30	54.21	0.50	0.65	0.65	700.00	355.26	7.10	1.99	1.99	700.00	355.26	7.10	1.99	1.99
7° 10'	57.30	54.92	0.51	0.66	0.66	716.67	363.92	7.47	2.04	2.04	716.67	363.92	7.47	2.04	2.04
7° 20'	57.30	55.63	0.52	0.67	0.67	733.33	372.59	7.85	2.09	2.09	733.33	372.59	7.85	2.09	2.09
7° 30'	57.30	56.34	0.53	0.68	0.68	750.00	381.27	8.24	2.14	2.14	750.00	381.27	8.24	2.14	2.14
7° 40'	57.30	57.05	0.54	0.69	0.69	766.67	389.96	8.64	2.19	2.19	766.67	389.96	8.64	2.19	2.19
7° 50'	57.30	57.76	0.55	0.70	0.70	783.33	398.66	9.05	2.24	2.24	783.33	398.66	9.05	2.24	2.24
8° 00'	57.30	58.47	0.56	0.71	0.71	800.00	407.38	9.47	2.29	2.29	800.00	407.38	9.47	2.29	2.29
8° 10'	57.30	59.18	0.57	0.72	0.72	816.67	416.10	9.90	2.34	2.34	816.67	416.10	9.90	2.34	2.34
8° 20'	57.30	59.89	0.58	0.73	0.73	833.33	424.83	10.34	2.39	2.39	833.33	424.83	10.34	2.39	2.39
8° 30'	57.30	60.60	0.59	0.74	0.74	850.00	433.57	10.79	2.44	2.44	850.00	433.57	10.79	2.44	2.44
8° 40'	57.30	61.31	0.60	0.75	0.75	866.67	442.32	11.25	2.49	2.49	866.67	442.32	11.25	2.49	2.49
8° 50'	57.30	62.02	0.61	0.76	0.76	883.33	451.08	11.72	2.54	2.54	883.33	451.08	11.72	2.54	2.54
9° 00'	57.30	62.73	0.62	0.77	0.77	900.00	459.85	12.20	2.59	2.59	900.00	459.85	12.20	2.59	2.59
9° 10'	57.30	63.44	0.63	0.78	0.78	916.67	468.62	12.69	2.64	2.64	916.67	468.62	12.69	2.64	2.64
9° 20'	57.30	64.15	0.64	0.79	0.79	933.33	477.41	13.19	2.69	2.69	933.33	477.41	13.19	2.69	2.69
9° 30'	57.30	64.86	0.65	0.80	0.80	950.00	486.20	13.70	2.74	2.74	950.00	486.20	13.70	2.74	2.74
9° 40'	57.30	65.57	0.66	0.81	0.81	966.67	495.00	14.22	2.79	2.79	966.67	495.00	14.22	2.79	2.79
9° 50'	57.30	66.28	0.67	0.82	0.82	983.33	503.81	14.75	2.84	2.84	983.33	503.81	14.75	2.84	2.84
10° 00'	57.30	66.99	0.68	0.83	0.83	1000.00	512.62	15.29	2.89	2.89	1000.00	512.62	15.29	2.89	2.89
10° 10'	57.30	67.70	0.69	0.84	0.84	1016.67	521.44	15.84	2.94	2.94	1016.67	521.44	15.84	2.94	2.94
10° 20'	57.30	68.41	0.70	0.85	0.85	1033.33	530.27	16.40	2.99	2.99	1033.33	530.27	16.40	2.99	2.99
10° 30'	57.30	69.12	0.71	0.86	0.86	1050.00	539.11	16.97	3.04	3.04	1050.00	539.11	16.97	3.04	3.04
10° 40'	57.30	69.83	0.72	0.87	0.87	1066.67	547.95	17.55	3.09	3.09	1066.67	547.95	17.55	3.09	3.09
10° 50'	57.30	70.54	0.73	0.88	0.88	1083.33	556.80	18.14	3.14	3.14	1083.33	556.80	18.14	3.14	3.14
11° 00'	57.30	71.25	0.74	0.89	0.89	1100.00	565.66	18.74	3.19	3.19	1100.00	565.66	18.74	3.19	3.19
11° 10'	57.30	71.96	0.75	0.90	0.90	1116.67	574.53	19.35	3.24	3.24	1116.67	574.53	19.35	3.24	3.24
11° 20'	57.30	72.67	0.76	0.91	0.91	1133.33	583.40	19.97	3.29	3.29	1133.33	583.40	19.97	3.29	3.29
11° 30'	57.30	73.38	0.77	0.92	0.92	1150.00	592.28	20.60	3.34	3.34	1150.00	592.28	20.60	3.34	3.34
11° 40'	57.30	74.09	0.78	0.93	0.93	1166.67	601.17	21.24	3.39	3.39	1166.67	601.17	21.24	3.39	3.39
11° 50'	57.30	74.80	0.79	0.94	0.94	1183.33	610.07	21.89	3.44	3.44	1183.33	610.07	21.89	3.44	3.44
12° 00'	57.30	75.51	0.80	0.95	0.95	1200.00	618.97	22.55	3.49	3.49	1200.00	618.97	22.55	3.49	3.49
12° 10'	57.30	76.22	0.81	0.96	0.96	1216.67	627.88	23.22	3.54	3.54	1216.67	627.88	23.22	3.54	3.54
12° 20'	57.30	76.93	0.82	0.97	0.97	1233.33	636.80	23.90	3.59	3.59	1233.33	636.80	23.90	3.59	3.59
12° 30'	57.30	77.64	0.83	0.98	0.98	1250.00	645.73	24.59	3.64	3.64	1250.00	645.73	24.59	3.64	3.64
12° 40'	57.30	78.35	0.84	0.99	0.99	1266.67	654.66	25.29	3.69	3.69	1266.67	654.66	25.29	3.69	3.69
12° 50'	57.30	79.06	0.85	1.00	1.00	1283.33	663.60	26.00	3.74	3.74	1283.33	663.60	26.00	3.74	3.74
13° 00'	57.30	79.77	0.86	1.01	1.01	1300.00	672.55	26.72	3.79	3.79	1300.00	672.55	26.72	3.79	3.79
13° 10'	57.30	80.48	0.87	1.02	1.02	1316.67	681.50	27.45	3.84	3.84	1316.67	681.50	27.45	3.84	3.84
13° 20'	57.30	81.19	0.88	1.03	1.03	1333.33	690.46	28.19	3.89	3.89	1333.33	690.46	28.19	3.89	3.89
13° 30'	57.30	81.90	0.89	1.04	1.04	1350.00	699.43	28.94	3.94	3.94	1350.00	699.43	28.94	3.94	3.94
13° 40'	57.30	82.61	0.90	1.05	1.05	1366.67	708.41	29.70	3.99	3.99	1366.67	708.41	29.70	3.99	3.99
13° 50'	57.30	83.32	0.91	1.06	1.06	1383.33	717.39	30.47	4.04	4.04	1383.33	717.39	30.47	4.04	4.04
14° 00'	57.30	84.03	0.92	1.07	1.07	1400.00	726.38	31.25	4.09	4.09	1400.00	726.38	31.25	4.09	4.09
14° 10'	57.30	84.74	0.93	1.08	1.08	1416.67	735.38	32.04	4.14	4.14	1416.67	735.38	32.04	4.14	4.14
14° 20'	57.30	85.45	0.94	1.09	1.09	1433.33	744.38	32.84	4.19	4.19	1433.33	744.38	32.84	4.19	4.19
14° 30'	57.30	86.16	0.95	1.10	1.10	1450.00	753.39	33.65	4.24	4.24	1450.00	753.39	33.65	4.24	4.24
14° 40'	57.30	86.87	0.96	1.11	1.11	1466.67	762.41	34.47	4.29	4.29	1466.67	762.41	34.47	4.29	4.29
14° 50'	57.30	87.58	0.97	1.12	1.12	1483.33	771.43	35.30	4.34	4.34	1483.33	771.43	35.30	4.34	4.34
15° 00'	57.30	88.29	0.98	1.13	1.13	1500.00	780.46	36.14	4.39	4.39	1500.00	780.46	36.14	4.39	4.39
15° 10'	57.30	89.00	0.99	1.14	1.14	1516.67	789.50	36.99	4.44	4.44	1516.67	789.50	36.99	4.44	4.44
15° 20'	57.30	89.71	1.00	1.15	1.15	1533.33	798.54	37.85	4.49	4.49	1533.33	798.54	37.85	4.49	4.49
15° 30'	57.30	90.42	1.01	1.16	1.16	1550.00	807.59	38.72	4.54	4.54	1550.00	807.59	38.72	4.54	4.54
15° 40'	57.30	91.13	1.02	1.17	1.17	1566.67	816.64	39.60	4.59	4.59	1566.67	816.64	39.60	4.59	4.59
15° 50'	57.30	91.84	1.03	1.18	1.18	1583.33	825.70	40.49	4.64	4.64	1583.33	825.70	40.49	4.64	4.64
16° 00'	57.30	92.55	1.04	1.19	1.19	1600.00	834.77	41.39	4.69	4.69	1600.00	834.77	41.39	4.69	4.69
16° 10'	57.30	93.26	1.05	1.20	1.20	1616.67	843.84	42.30	4.74	4.74	1616.67	843.84	42.30	4.74	4.74
16° 20'	57.30	93.97	1.06	1.21	1.21	1633.33	852.92	43.22	4.79	4.79	1633.33	852.92	43.22	4.79	4.79
16° 30'	57.30	94.68	1.07	1.22	1.22	1650.00	862.01	44.15	4.84	4.84	1650.00	862.01	44.15	4.84	4.84
16° 40'	57.30	95.39	1.08	1.23	1.23	1666.67	871.10	45.09	4.89	4.89	1666.67	871.10	45.09	4.89	4.89
16° 50'	57.30	96.10	1.09	1.24	1.24	1683.33	880.20	46.04	4.94	4.94	1683.33	880.20	46.04	4.94	4.94
17° 00'	57.30	96.81	1.10	1.25	1.25	1700.00	889.31	47.00	4.99	4.99	1700.00	889.31	47.00	4.99	4.99
17° 10'	57.30	97.52	1.11	1.26	1.26	1716.67	898.42	47.97	5.04	5.04	1716.67	898.42	47.97	5.04	5.04
17° 20'	57.30	98.23	1.12	1.27	1.27	1733.33	907.54	48.95	5.09	5.09	1733.33	907.54	48.95	5.09	5.09
17° 30'	57.30	98.94	1.13	1.28	1.28	1750.00	916.67	49.94	5.14	5.14	1750.00	916.67	49.94	5.14	5.14
17° 40'	57.30	99.65	1.14	1.29	1.29	1766.67	925.80	50.94	5.19	5.19	1766.67	925.80	50.94	5.19	5.19
17° 50'	57.30	100.36	1.15	1.30	1.30	1783.33	934.94	51.95	5.24	5.24	1783.33	934.94	51.95	5.24	5.24
18° 00'	57.30	101.07	1.16	1.31	1.31	1800.00	944.09	52.97	5.29	5.29	1800.00	944.09	52.97	5.29	5.29
18° 10'	57.30	101.78	1.17	1.32	1.32	1816.67	953.24	54.00	5.34	5.34	1816.67	953.24	54.00	5.34	5.34
18° 20'	57.30	102.49	1.18	1.33	1.33	1833.33	962.40	55.04	5.39	5.39	1833.33	962.40	55.04	5.39	5.39
18° 30'	57.30	103.20	1.19	1.34	1.34	1850.00	971.57	56.09	5.44	5.44	1850.00	971.57	56.09	5.44	5.44
18° 40'	57.30	103.91	1.20	1.35	1.35	1866.67	980.74	57.14	5.49	5.49	1866.67	980.74	57.14	5.49	5.49
18° 50'	57.30	104.62	1.21	1.36	1.36	1883.33	989.92	58.20	5.54	5.54	1883.33	989.92	58.20	5.54	5.54
19° 00'	57.30	105.33	1.22	1.37	1.37	1900.00	999.10	59.27	5.59	5.59	1900.00	999.10	59.27	5.59	5.59
19° 10'	57.30	106.04	1.23	1.38	1.38	1916.67	1008.29	60.35	5.64	5.64	1916.67	1008.29	60.35	5.64	5.64
19° 20'	57.30	106.75	1.24	1.39	1.39	1933.33	1017.48	61.44	5.69	5.69	1933.33	1017.48	61.44	5.69	5.69
19° 30'	57.30	107.46	1.25	1.40	1.40	1950.00	1026.68	62.54	5.74	5.74	1950.00	1026.68	62.54	5.74	5.74
19° 40'	57.30	108.17	1.26	1.41	1.41	1966.67	1035.88	63.64	5.79	5.79	1966.67	1035.88	63.64	5.79	5.79
19° 50'	57.30	108.88	1.27	1.42	1.42	1983.33	1045.09	64.76	5.84	5.84	1983.33	1045.09	64.76	5.84	5.84
20° 00'	57.30	109.59	1.28	1.43	1.43	2000.00	1054.30	65.88	5.89	5.89	2000.00	1054.30	65.88	5.89	5.89

TABLA 7-8. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
0° 10'	6875.48	0' 15"	0° 1' 15"	0° 2' 30"	0° 5' 0"	5.00	10.00	20.00
0° 20'	3437.74	0' 30"	0° 2' 30"	0° 5' 0"	0° 10' 0"	5.00	10.00	20.00
0° 30'	2291.83	0' 45"	0° 3' 45"	0° 7' 30"	0° 15' 0"	5.00	10.00	20.00
0° 40'	1718.87	1' 0"	0° 5' 0"	0° 10' 0"	0° 20' 0"	5.00	10.00	20.00
0° 50'	1375.10	1' 15"	0° 6' 15"	0° 12' 30"	0° 25' 0"	5.00	10.00	20.00
1° 0'	1145.92	1' 30"	0° 7' 30"	0° 15' 0"	0° 30' 0"	5.00	10.00	20.00
1° 10'	982.25	1' 45"	0° 8' 45"	0° 17' 30"	0° 35' 0"	5.00	10.00	20.00
1° 20'	859.44	2' 0"	0° 10' 0"	0° 20' 0"	0° 40' 0"	5.00	10.00	20.00
1° 30'	763.94	2' 15"	0° 11' 15"	0° 22' 30"	0° 45' 0"	5.00	10.00	20.00
1° 40'	687.55	2' 30"	0° 12' 30"	0° 25' 0"	0° 50' 0"	5.00	10.00	20.00
1° 50'	625.04	2' 45"	0° 13' 45"	0° 27' 30"	0° 55' 0"	5.00	10.00	20.00
2° 0'	572.96	3' 0"	0° 15' 0"	0° 30' 0"	1° 0' 0"	5.00	10.00	20.00
2° 10'	528.88	3' 15"	0° 16' 15"	0° 32' 30"	1° 5' 0"	5.00	10.00	20.00
2° 20'	491.11	3' 30"	0° 17' 30"	0° 35' 0"	1° 10' 0"	5.00	10.00	20.00
2° 30'	458.37	3' 45"	0° 18' 45"	0° 37' 30"	1° 15' 0"	5.00	10.00	20.00
2° 40'	429.72	4' 0"	0° 20' 0"	0° 40' 0"	1° 20' 0"	5.00	10.00	20.00
2° 50'	404.44	4' 15"	0° 21' 15"	0° 42' 30"	1° 25' 0"	5.00	10.00	20.00
3° 0'	381.97	4' 30"	0° 22' 30"	0° 45' 0"	1° 30' 0"	5.00	10.00	20.00
3° 10'	361.87	4' 45"	0° 23' 45"	0° 47' 30"	1° 35' 0"	5.00	10.00	20.00
3° 20'	343.77	5' 0"	0° 25' 0"	0° 50' 0"	1° 40' 0"	5.00	10.00	20.00
3° 30'	327.40	5' 15"	0° 26' 15"	0° 52' 30"	1° 45' 0"	5.00	10.00	20.00
3° 40'	312.52	5' 30"	0° 27' 30"	0° 55' 0"	1° 50' 0"	5.00	10.00	20.00
3° 50'	298.93	5' 45"	0° 28' 45"	0° 57' 30"	1° 55' 0"	5.00	10.00	20.00
4° 0'	[illegible]	[illegible]	0° 30' 0"	1° 0' 0"	2° 0' 0"	5.00	10.00	20.00
4° 10'	[illegible]	[illegible]	0° 31' 15"	1° 2' 30"	2° 5' 0"	5.00	10.00	20.00
4° 20'	[illegible]	[illegible]	0° 32' 30"	1° 5' 0"	2° 10' 0"	5.00	10.00	20.00
4° 30'	254.65	6' 45"	0° 33' 45"	1° 7' 30"	2° 15' 0"	5.00	10.00	20.00
4° 40'	245.55	7' 0"	0° 35' 0"	1° 10' 0"	2° 20' 0"	5.00	10.00	20.00
4° 50'	237.09	7' 15"	0° 36' 15"	1° 12' 30"	2° 25' 0"	5.00	10.00	20.00
5° 0'	229.18	7' 30"	0° 37' 30"	1° 15' 0"	2° 30' 0"	5.00	10.00	20.00
5° 10'	221.79	7' 45"	0° 38' 45"	1° 17' 30"	2° 35' 0"	5.00	10.00	20.00
5° 20'	214.86	8' 0"	0° 40' 0"	1° 20' 0"	2° 40' 0"	5.00	10.00	20.00
5° 30'	208.35	8' 15"	0° 41' 15"	1° 22' 30"	2° 45' 0"	5.00	10.00	20.00
5° 40'	202.22	8' 30"	0° 42' 30"	1° 25' 0"	2° 50' 0"	5.00	10.00	20.00
5° 50'	196.44	8' 45"	0° 43' 45"	1° 27' 30"	2° 55' 0"	5.00	10.00	20.00
6° 0'	190.99	9' 0"	0° 45' 0"	1° 30' 0"	3° 0' 0"	5.00	10.00	19.99
6° 10'	185.82	9' 15"	0° 46' 15"	1° 32' 30"	3° 5' 0"	5.00	10.00	19.99
6° 20'	180.93	9' 30"	0° 47' 30"	1° 35' 0"	3° 10' 0"	5.00	10.00	19.99
6° 30'	176.29	9' 45"	0° 48' 45"	1° 37' 30"	3° 15' 0"	5.00	10.00	19.99
6° 40'	171.89	10' 0"	0° 50' 0"	1° 40' 0"	3° 20' 0"	5.00	10.00	19.99
6° 50'	167.71	10' 15"	0° 51' 15"	1° 42' 30"	3° 25' 0"	5.00	10.00	19.99
7° 0'	163.74	10' 30"	0° 52' 30"	1° 45' 0"	3° 30' 0"	5.00	10.00	19.99
7° 10'	159.96	10' 45"	0° 53' 45"	1° 47' 30"	3° 35' 0"	5.00	10.00	19.99
7° 20'	156.36	11' 0"	0° 55' 0"	1° 50' 0"	3° 40' 0"	5.00	10.00	19.99
7° 30'	152.79	11' 15"	0° 56' 15"	1° 52' 30"	3° 45' 0"	5.00	10.00	19.99
7° 40'	149.47	11' 30"	0° 57' 30"	1° 55' 0"	3° 50' 0"	5.00	10.00	19.99
7° 50'	146.29	11' 45"	0° 58' 45"	1° 57' 30"	3° 55' 0"	5.00	10.00	19.99
8° 0'	143.24	12' 0"	1° 0' 0"	2° 0' 0"	4° 0' 0"	5.00	10.00	19.99
8° 10'	140.32	12' 15"	1° 1' 15"	2° 2' 30"	4° 5' 0"	5.00	10.00	19.99
8° 20'	137.51	12' 30"	1° 2' 30"	2° 5' 0"	4° 10' 0"	5.00	10.00	19.99
8° 30'	134.81	12' 45"	1° 3' 45"	2° 7' 30"	4° 15' 0"	5.00	10.00	19.99
8° 40'	132.22	13' 0"	1° 5' 0"	2° 10' 0"	4° 20' 0"	5.00	10.00	19.99
8° 50'	129.73	13' 15"	1° 6' 15"	2° 12' 30"	4° 25' 0"	5.00	10.00	19.99
9° 0'	127.32	13' 30"	1° 7' 30"	2° 15' 0"	4° 30' 0"	5.00	10.00	19.99
9° 10'	125.01	13' 45"	1° 8' 45"	2° 17' 30"	4° 35' 0"	5.00	10.00	19.99
9° 20'	122.78	14' 0"	1° 10' 0"	2° 20' 0"	4° 40' 0"	5.00	10.00	19.99
9° 30'	120.62	14' 15"	1° 11' 15"	2° 22' 30"	4° 45' 0"	5.00	10.00	19.99
9° 40'	118.54	14' 30"	1° 12' 30"	2° 25' 0"	4° 50' 0"	5.00	10.00	19.99
9° 50'	116.53	14' 45"	1° 13' 45"	2° 27' 30"	4° 55' 0"	5.00	10.00	19.99
10° 0'	114.59	15' 0"	1° 15' 0"	2° 30' 0"	5° 0' 0"	5.00	10.00	19.99

TABLA 7-8. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
10° 10'	112.71	15' 15"	1° 16' 15"	2° 32' 30"	5° 5' 0"	5.00	10.00	19.98
10 20	110.89	15 30	1 17 30	2 35 0	5 10 0	5.00	10.00	19.97
10 30	109.13	15 45	1 18 45	2 37 30	5 15 0	5.00	10.00	19.97
10 40	107.43	16 0	1 20 0	2 40 0	5 20 0	5.00	10.00	19.97
10 50	105.78	16 15	1 21 15	2 42 30	5 25 0	5.00	10.00	19.97
11 0	104.17	16 30	1 22 30	2 45 0	5 30 0	5.00	10.00	19.97
11 10	102.62	16 45	1 23 45	2 47 30	5 35 0	5.00	10.00	19.97
11 20	101.11	17 0	1 25 0	2 50 0	5 40 0	5.00	10.00	19.97
11 30	99.64	17 15	1 26 15	2 52 30	5 45 0	5.00	10.00	19.97
11 40	98.22	17 30	1 27 30	2 55 0	5 50 0	5.00	10.00	19.97
11 50	96.84	17 45	1 28 45	2 57 30	5 55 0	5.00	10.00	19.97
12 0	95.49	18 0	1 30 0	3 0 0	6 0 0	5.00	10.00	19.97
12 10	94.18	18 15	1 31 15	3 2 30	6 5 0	5.00	10.00	19.96
12 20	92.91	18 30	1 32 30	3 5 0	6 10 0	5.00	10.00	19.96
12 30	91.67	18 45	1 33 45	3 7 30	6 15 0	5.00	10.00	19.96
12 40	90.47	19 0	1 35 0	3 10 0	6 20 0	5.00	10.00	19.96
12 50	89.29	19 15	1 36 15	3 12 30	6 25 0	5.00	10.00	19.96
13 0	88.15	19 30	1 37 30	3 15 0	6 30 0	5.00	10.00	19.96
13 10	87.03	19 45	1 38 45	3 17 30	6 35 0	5.00	10.00	19.96
13 20	85.94	20 0	1 40 0	3 20 0	6 40 0	5.00	10.00	19.96
13 30	84.88	20 15	1 41 15	3 22 30	6 45 0	5.00	10.00	19.96
13 40	83.85	20 30	1 42 30	3 25 0	6 50 0	5.00	10.00	19.95
13 50	82.84	20 45	1 43 45	3 27 30	6 55 0	5.00	9.99	19.95
14 0	81.85	21 0	1 45 0	3 30 0	7 0 0	5.00	9.99	19.95
14 10	80.89	21 15	1 46 15	3 32 30	7 5 0	5.00	9.99	19.95
14 20	79.95	21 30	1 47 30	3 35 0	7 10 0	5.00	9.99	19.95
14 30	79.03	21 45	1 48 45	3 37 30	7 15 0	5.00	9.99	19.95
14 40	78.13	22 0	1 50 0	3 40 0	7 20 0	5.00	9.99	19.95
14 50	77.25	22 15	1 51 15	3 42 30	7 25 0	5.00	9.99	19.95
15 0	76.39	22 30	1 52 30	3 45 0	7 30 0	5.00	9.99	19.94
15 10	75.55	22 45	1 53 45	3 47 30	7 35 0	5.00	9.99	19.94
15 20	74.73	23 0	1 55 0	3 50 0	7 40 0	5.00	9.99	19.94
15 30	73.93	23 15	1 56 15	3 52 30	7 45 0	5.00	9.99	19.94
15 40	73.14	23 30	1 57 30	3 55 0	7 50 0	5.00	9.99	19.94
15 50	72.37	23 45	1 58 45	3 57 30	7 55 0	5.00	9.99	19.94
16 0	71.62	24 0	2 0 0	4 0 0	8 0 0	5.00	9.99	19.94
16 10	70.88	24 15	2 1 15	4 2 30	8 5 0	5.00	9.99	19.94
16 20	70.16	24 30	2 2 30	4 5 0	8 10 0	5.00	9.99	19.93
16 30	69.45	24 45	2 3 45	4 7 30	8 15 0	5.00	9.99	19.93
16 40	68.75	25 0	2 5 0	4 10 0	8 20 0	5.00	9.99	19.93
16 50	68.07	25 15	2 6 15	4 12 30	8 25 0	5.00	9.99	19.93
17 0	67.41	25 30	2 7 30	4 15 0	8 30 0	5.00	9.99	19.93
17 10	66.77	25 45	2 8 45	4 17 30	8 35 0	5.00	9.99	19.93
17 20	66.11	26 0	2 10 0	4 20 0	8 40 0	5.00	9.99	19.93
17 30	65.48	26 15	2 11 15	4 22 30	8 45 0	5.00	9.99	19.92
17 40	64.86	26 30	2 12 30	4 25 0	8 50 0	5.00	9.99	19.92
17 50	64.26	26 45	2 13 45	4 27 30	8 55 0	5.00	9.99	19.92
18 0	63.66	27 0	2 15 0	4 30 0	9 0 0	5.00	9.99	19.92
18 10	63.08	27 15	2 16 15	4 32 30	9 5 0	5.00	9.99	19.92
18 20	62.50	27 30	2 17 30	4 35 0	9 10 0	5.00	9.99	19.92
18 30	61.94	27 45	2 18 45	4 37 30	9 15 0	5.00	9.99	19.92
18 40	61.39	28 0	2 20 0	4 40 0	9 20 0	5.00	9.99	19.91
18 50	60.84	28 15	2 21 15	4 42 30	9 25 0	5.00	9.99	19.91
19 0	60.31	28 30	2 22 30	4 45 0	9 30 0	5.00	9.99	19.91
19 10	59.78	28 45	2 23 45	4 47 30	9 35 0	5.00	9.99	19.91
19 20	59.27	29 0	2 25 0	4 50 0	9 40 0	5.00	9.99	19.91
19 30	58.76	29 15	2 26 15	4 52 30	9 45 0	5.00	9.99	19.91
19 40	58.27	29 30	2 27 30	4 55 0	9 50 0	5.00	9.99	19.91
19 50	57.78	29 45	2 28 45	4 57 30	9 55 0	5.00	9.99	19.90
20° 0	57.30	30° 0"	2° 30' 0"	5° 0' 0"	10° 0' 0"	5.00	9.99	19.90

TABLA 7-8. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
2° 30'	56.82	30' 15"	2° 31' 15"	5° 2' 30"	10° 5' 0"	5.00	9.99	19.90
2° 31'	56.36	30' 30"	2° 32' 30"	5° 5' 0"	10° 10' 0"	5.00	9.99	19.90
2° 32'	55.90	30' 45"	2° 33' 45"	5° 7' 30"	10° 15' 0"	5.00	9.99	19.90
2° 33'	55.45	31' 0"	2° 35' 0"	5° 10' 0"	10° 20' 0"	5.00	9.99	19.89
2° 34'	55.00	31' 15"	2° 36' 15"	5° 12' 30"	10° 25' 0"	5.00	9.99	19.89
2° 35'	54.55	31' 30"	2° 37' 30"	5° 15' 0"	10° 30' 0"	5.00	9.99	19.89
2° 36'	54.10	31' 45"	2° 38' 45"	5° 17' 30"	10° 35' 0"	5.00	9.99	19.89
2° 37'	53.71	32' 0"	2° 40' 0"	5° 20' 0"	10° 40' 0"	5.00	9.99	19.89
2° 38'	53.30	32' 15"	2° 41' 15"	5° 22' 30"	10° 45' 0"	5.00	9.99	19.88
2° 39'	52.89	32' 30"	2° 42' 30"	5° 25' 0"	10° 50' 0"	5.00	9.99	19.88
2° 40'	52.48	32' 45"	2° 43' 45"	5° 27' 30"	10° 55' 0"	5.00	9.99	19.88
2° 41'	52.09	33' 0"	2° 45' 0"	5° 30' 0"	11° 0' 0"	5.00	9.99	19.88
2° 42'	51.70	33' 15"	2° 46' 15"	5° 32' 30"	11° 5' 0"	5.00	9.99	19.88
2° 43'	51.31	33' 30"	2° 47' 30"	5° 35' 0"	11° 10' 0"	5.00	9.99	19.87
2° 44'	50.95	33' 45"	2° 48' 45"	5° 37' 30"	11° 15' 0"	5.00	9.99	19.87
2° 45'	50.59	34' 0"	2° 50' 0"	5° 40' 0"	11° 20' 0"	5.00	9.99	19.87
2° 46'	50.24	34' 15"	2° 51' 15"	5° 42' 30"	11° 25' 0"	5.00	9.99	19.87
2° 47'	49.88	34' 30"	2° 52' 30"	5° 45' 0"	11° 30' 0"	5.00	9.99	19.87
2° 48'	49.46	34' 45"	2° 53' 45"	5° 47' 30"	11° 35' 0"	5.00	9.99	19.87
2° 49'	49.18	35' 0"	2° 55' 0"	5° 50' 0"	11° 40' 0"	5.00	9.99	19.86
2° 50'	48.76	35' 15"	2° 56' 15"	5° 52' 30"	11° 45' 0"	5.00	9.99	19.86
2° 51'	48.42	35' 30"	2° 57' 30"	5° 55' 0"	11° 50' 0"	5.00	9.99	19.86
2° 52'	48.08	35' 45"	2° 58' 45"	5° 57' 30"	11° 55' 0"	5.00	9.99	19.86
2° 53'	47.75	36' 0"	3° 0' 0"	6° 0' 0"	12° 0' 0"	5.00	9.99	19.86
2° 54'	47.42	36' 15"	3° 1' 15"	6° 2' 30"		5.00	9.99	19.85
2° 55'	47.09	36' 30"	3° 2' 30"	6° 5' 0"		5.00	9.99	19.85
2° 56'	46.77	36' 45"	3° 3' 45"	6° 7' 30"		5.00	9.99	19.85
2° 57'	46.46	37' 0"	3° 5' 0"	6° 10' 0"		5.00	9.99	19.85
2° 58'	46.14	37' 15"	3° 6' 15"	6° 12' 30"		5.00	9.99	19.84
2° 59'	45.84	37' 30"	3° 7' 30"	6° 15' 0"		5.00	9.99	19.84
3° 0'	45.53	37' 45"	3° 8' 45"	6° 17' 30"		5.00	9.99	19.84
3° 1'	45.23	38' 0"	3° 10' 0"	6° 20' 0"		5.00	9.99	19.84
3° 2'	44.94	38' 15"	3° 11' 15"	6° 22' 30"		5.00	9.99	19.84
3° 3'	44.65	38' 30"	3° 12' 30"	6° 25' 0"		5.00	9.99	19.84
3° 4'	44.36	38' 45"	3° 13' 45"	6° 27' 30"		5.00	9.99	19.83
3° 5'	44.07	39' 0"	3° 15' 0"	6° 30' 0"		5.00	9.99	19.83
3° 6'	43.79	39' 15"	3° 16' 15"	6° 32' 30"		5.00	9.99	19.83
3° 7'	43.52	39' 30"	3° 17' 30"	6° 35' 0"		5.00	9.99	19.83
3° 8'	43.24	39' 45"	3° 18' 45"	6° 37' 30"		5.00	9.99	19.82
3° 9'	42.97	40' 0"	3° 20' 0"	6° 40' 0"		5.00	9.99	19.82
3° 10'	42.70	40' 15"	3° 21' 15"	6° 42' 30"		5.00	9.99	19.82
3° 11'	42.44	40' 30"	3° 22' 30"	6° 45' 0"		5.00	9.99	19.82
3° 12'	42.18	40' 45"	3° 23' 45"	6° 47' 30"		5.00	9.99	19.82
3° 13'	41.92	41' 0"	3° 25' 0"	6° 50' 0"		5.00	9.99	19.81
3° 14'	41.67	41' 15"	3° 26' 15"	6° 52' 30"		5.00	9.99	19.81
3° 15'	41.42	41' 30"	3° 27' 30"	6° 55' 0"		5.00	9.99	19.81
3° 16'	41.17	41' 45"	3° 28' 45"	6° 57' 30"		5.00	9.99	19.81
3° 17'	40.93	42' 0"	3° 30' 0"	7° 0' 0"		5.00	9.99	19.81
3° 18'	40.68	42' 15"	3° 31' 15"	7° 2' 30"		5.00	9.99	19.80
3° 19'	40.44	42' 30"	3° 32' 30"	7° 5' 0"		5.00	9.99	19.80
3° 20'	40.21	42' 45"	3° 33' 45"	7° 7' 30"		5.00	9.99	19.80
3° 21'	39.97	43' 0"	3° 35' 0"	7° 10' 0"		5.00	9.99	19.80
3° 22'	39.74	43' 15"	3° 36' 15"	7° 12' 30"		5.00	9.99	19.79
3° 23'	39.51	43' 30"	3° 37' 30"	7° 15' 0"		5.00	9.99	19.79
3° 24'	39.29	43' 45"	3° 38' 45"	7° 17' 30"		5.00	9.99	19.79
3° 25'	39.07	44' 0"	3° 40' 0"	7° 20' 0"		5.00	9.99	19.78
3° 26'	38.84	44' 15"	3° 41' 15"	7° 22' 30"		5.00	9.99	19.78
3° 27'	38.63	44' 30"	3° 42' 30"	7° 25' 0"		5.00	9.99	19.78
3° 28'	38.41	44' 45"	3° 43' 45"	7° 27' 30"		5.00	9.99	19.78
3° 30'	38.20	45' 0"	3° 45' 0"	7° 30' 0"		5.00	9.99	19.77

TABLA 7-8. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]	[illegible]

TABLA 7-B. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION POR METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
40° 10'	28.53	60' 15"	5° 1' 15"	10° 2' 30"	20° 5' 0"	4.99	9.95	19.59
40 20	28.41	60 30	5 2 30	10 5 0	20 10 0	4.99	9.95	19.59
40 30	28.29	60 45	5 3 45	10 7 30	20 15 0	4.99	9.95	19.59
40 40	28.18	61 0	5 5 0	10 10 0	20 20 0	4.99	9.95	19.58
40 50	28.06	61 15	5 6 15	10 12 30	20 25 0	4.99	9.95	19.58
41 0	27.95	61 30	5 7 30	10 15 0	20 30 0	4.99	9.95	19.58
41 10	27.84	61 45	5 8 45	10 17 30	20 35 0	4.99	9.95	19.57
41 20	27.72	62 0	5 10 0	10 20 0	20 40 0	4.99	9.95	19.57
41 30	27.61	62 15	5 11 15	10 22 30	20 45 0	4.99	9.95	19.57
41 40	27.50	62 30	5 12 30	10 25 0	20 50 0	4.99	9.95	19.56
41 50	27.39	62 45	5 13 45	10 27 30	20 55 0	4.99	9.95	19.56
42 0	27.28	63 0	5 15 0	10 30 0	21 0 0	4.99	9.95	19.56
42 10	27.18	63 15	5 16 15	10 32 30	21 5 0	4.99	9.94	19.55
42 20	27.07	63 30	5 17 30	10 35 0	21 10 0	4.99	9.94	19.55
42 30	26.96	63 45	5 18 45	10 37 30	21 15 0	4.99	9.94	19.55
42 40	26.86	64 0	5 20 0	10 40 0	21 20 0	4.99	9.94	19.54
42 50	26.75	64 15	5 21 15	10 42 30	21 25 0	4.99	9.94	19.54
43 0	26.65	64 30	5 22 30	10 45 0	21 30 0	4.99	9.94	19.54
43 10	26.55	64 45	5 23 45	10 47 30	21 35 0	4.99	9.94	19.53
43 20	26.44	65 0	5 25 0	10 50 0	21 40 0	4.99	9.94	19.53
43 30	26.34	65 15	5 26 15	10 52 30	21 45 0	4.99	9.94	19.52
43 40	26.24	65 30	5 27 30	10 55 0	21 50 0	4.99	9.94	19.52
43 50	26.14	65 45	5 28 45	10 57 30	21 55 0	4.99	9.94	19.52
44 0	26.04	66 0	5 30 0	11 0 0	22 0 0	4.99	9.94	19.51
44 10	25.95	66 15	5 31 15	11 2 30	22 5 0	4.99	9.94	19.51
44 20	25.85	66 30	5 32 30	11 5 0	22 10 0	4.99	9.94	19.51
44 30	25.75	66 45	5 33 45	11 7 30	22 15 0	4.99	9.94	19.50
44 40	25.65	67 0	5 35 0	11 10 0	22 20 0	4.99	9.94	19.50
44 50	25.56	67 15	5 36 15	11 12 30	22 25 0	4.99	9.94	19.50
45 0	25.46	67 30	5 37 30	11 15 0	22 30 0	4.99	9.94	19.49
45 10	25.37	67 45	5 38 45	11 17 30	22 35 0	4.99	9.94	19.49
45 20	25.28	68 0	5 40 0	11 20 0	22 40 0	4.99	9.94	19.48
45 30	25.18	68 15	5 41 15	11 22 30	22 45 0	4.99	9.94	19.48
45 40	25.09	68 30	5 42 30	11 25 0	22 50 0	4.99	9.93	19.48
45 50	25.00	68 45	5 43 45	11 27 30	22 55 0	4.99	9.93	19.47
46 0	24.91	69 0	5 45 0	11 30 0	23 0 0	4.99	9.93	19.47
46 10	24.82	69 15	5 46 15	11 32 30	23 5 0	4.99	9.93	19.47
46 20	24.73	69 30	5 47 30	11 35 0	23 10 0	4.99	9.93	19.46
46 30	24.64	69 45	5 48 45	11 37 30	23 15 0	4.99	9.93	19.46
46 40	24.56	70 0	5 50 0	11 40 0	23 20 0	4.99	9.93	19.45
46 50	24.47	70 15	5 51 15	11 42 30	23 25 0	4.99	9.93	19.45
47 0	24.38	70 30	5 52 30	11 45 0	23 30 0	4.99	9.93	19.45
47 10	24.29	70 45	5 53 45	11 47 30	23 35 0	4.99	9.93	19.44
47 20	24.21	71 0	5 55 0	11 50 0	23 40 0	4.99	9.93	19.44
47 30	24.12	71 15	5 56 15	11 52 30	23 45 0	4.99	9.93	19.43
47 40	24.04	71 30	5 57 30	11 55 0	23 50 0	4.99	9.93	19.43
47 50	23.96	71 45	5 58 45	11 57 30	23 55 0	4.99	9.93	19.43
48 0	23.87	72 0	6 0 0	12 0 0	24 0 0	4.99	9.93	19.42
48 10	23.79	72 15	6 1 15	12 2 30	24 5 0	4.99	9.93	19.42
48 20	23.71	72 30	6 2 30	12 5 0	24 10 0	4.99	9.93	19.41
48 30	23.63	72 45	6 3 45	12 7 30	24 15 0	4.99	9.93	19.41
48 40	23.55	73 0	6 5 0	12 10 0	24 20 0	4.99	9.93	19.41
48 50	23.47	73 15	6 6 15	12 12 30	24 25 0	4.99	9.93	19.40
49 0	23.39	73 30	6 7 30	12 15 0	24 30 0	4.99	9.92	19.40
49 10	23.31	73 45	6 8 45	12 17 30	24 35 0	4.99	9.92	19.39
49 20	23.23	74 0	6 10 0	12 20 0	24 40 0	4.99	9.92	19.39
49 30	23.15	74 15	6 11 15	12 22 30	24 45 0	4.99	9.92	19.38
49 40	23.07	74 30	6 12 30	12 25 0	24 50 0	4.99	9.92	19.38
49 50	22.99	74 45	6 13 45	12 27 30	24 55 0	4.99	9.92	19.38
50° 0'	22.92	75' 0"	6° 15' 0"	12° 30' 0"	25° 0' 0"	4.99	9.92	19.37

TABLA 7-8. DEFLEXIONES Y CUERDAS DE CURVAS CIRCULARES

GRADO	RADIO	DEFLEXION PARA METRO DE ARCO	ANGULO DE LA CUERDA PARA LONGITUD DE ARCO DE			LONGITUD DE CUERDA PARA ARCOS DE		
			5 m	10 m	20 m	5 m	10 m	20 m
50° 10'	22.84	75' 15"	6° 16' 15"	12° 32' 30"	25° 5' 0"	4.99	9.92	19.37
50 20	22.77	75 30	6 17 30	12 35 0	25 10 0	4.99	9.92	19.36
50 30	22.69	75 45	6 18 45	12 37 30	25 15 0	4.99	9.92	19.36
50 40	22.62	76 0	6 20 0	12 40 0	25 20 0	4.99	9.92	19.36
50 50	22.54	76 15	6 21 15	12 42 30	25 25 0	4.99	9.92	19.35
51 0	22.47	76 30	6 22 30	12 45 0	25 30 0	4.99	9.92	19.35
51 10	22.40	76 45	6 23 45	12 47 30	25 35 0	4.99	9.92	19.34
51 20	22.32	77 0	6 25 0	12 50 0	25 40 0	4.99	9.92	19.34
51 30	22.25	77 15	6 26 15	12 52 30	25 45 0	4.99	9.92	19.34
51 40	22.18	77 30	6 27 30	12 55 0	25 50 0	4.99	9.92	19.33
51 50	22.11	77 45	6 28 45	12 57 30	25 55 0	4.99	9.92	19.33
52 0	22.04	78 0	6 30 0	13 0 0	26 0 0	4.99	9.92	19.32
52 10	21.97	78 15	6 31 15	13 2 30	26 5 0	4.99	9.91	19.32
52 20	21.90	78 30	6 32 30	13 5 0	26 10 0	4.99	9.91	19.31
52 30	21.83	78 45	6 33 45	13 7 30	26 15 0	4.99	9.91	19.31
52 40	21.76	79 0	6 35 0	13 10 0	26 20 0	4.99	9.91	19.31
52 50	21.69	79 15	6 36 15	13 12 30	26 25 0	4.99	9.91	19.30
53 0	21.62	79 30	6 37 30	13 15 0	26 30 0	4.99	9.91	19.30
53 10	21.55	79 45	6 38 45	13 17 30	26 35 0	4.99	9.91	19.29
53 20	21.49	80 0	6 40 0	13 20 0	26 40 0	4.99	9.91	19.29
53 30	21.42	80 15	6 41 15	13 22 30	26 45 0	4.99	9.91	19.28
53 40	21.35	80 30	6 42 30	13 25 0	26 50 0	4.99	9.91	19.28
53 50	21.29	80 45	6 43 45	13 27 30	26 55 0	4.99	9.91	19.27
54 0	21.22	81 0	6 45 0	13 30 0	27 0 0	4.99	9.91	19.27
54 10	21.16	81 15	6 46 15	13 32 30	27 5 0	4.99	9.91	19.27
54 20	21.09	81 30	6 47 30	13 35 0	27 10 0	4.99	9.91	19.26
54 30	21.03	81 45	6 48 45	13 37 30	27 15 0	4.99	9.91	19.26
54 40	20.96	82 0	6 50 0	13 40 0	27 20 0	4.99	9.91	19.25
54 50	20.90	82 15	6 51 15	13 42 30	27 25 0	4.99	9.91	19.25
55 0	20.83	82 30	6 52 30	13 45 0	27 30 0	4.99	9.91	19.24
55 10	20.77	82 45	6 53 45	13 47 30	27 35 0	4.99	9.90	19.24
55 20	20.71	83 0	6 55 0	13 50 0	27 40 0	4.99	9.90	19.23
55 30	20.65	83 15	6 56 15	13 52 30	27 45 0	4.99	9.90	19.23
55 40	20.59	83 30	6 57 30	13 55 0	27 50 0	4.99	9.90	19.22
55 50	20.52	83 45	6 58 45	13 57 30	27 55 0	4.99	9.90	19.22
56 0	20.46	84 0	7 0 0	14 0 0	28 0 0	4.99	9.90	19.22
56 10	20.40	84 15	7 1 15	14 2 30	28 5 0	4.99	9.90	19.21
56 20	20.34	84 30	7 2 30	14 5 0	28 10 0	4.99	9.90	19.21
56 30	20.28	84 45	7 3 45	14 7 30	28 15 0	4.99	9.90	19.20
56 40	20.22	85 0	7 5 0	14 10 0	28 20 0	4.99	9.90	19.20
56 50	20.16	85 15	7 6 15	14 12 30	28 25 0	4.99	9.90	19.19
57 0	20.10	85 30	7 7 30	14 15 0	28 30 0	4.99	9.90	19.19
57 10	20.05	85 45	7 8 45	14 17 30	28 35 0	4.99	9.90	19.18
57 20	19.99	86 0	7 10 0	14 20 0	28 40 0	4.99	9.90	19.18
57 30	19.93	86 15	7 11 15	14 22 30	28 45 0	4.99	9.90	19.17
57 40	19.87	86 30	7 12 30	14 25 0	28 50 0	4.99	9.90	19.17
57 50	19.81	86 45	7 13 45	14 27 30	28 55 0	4.99	9.90	19.16
58 0	19.75	87 0	7 15 0	14 30 0	29 0 0	4.99	9.89	19.16
58 10	19.70	87 15	7 16 15	14 32 30	29 5 0	4.99	9.89	19.15
58 20	19.64	87 30	7 17 30	14 35 0	29 10 0	4.99	9.89	19.15
58 30	19.59	87 45	7 18 45	14 37 30	29 15 0	4.99	9.89	19.14
58 40	19.53	88 0	7 20 0	14 40 0	29 20 0	4.99	9.89	19.14
58 50	19.48	88 15	7 21 15	14 42 30	29 25 0	4.99	9.89	19.13
59 0	19.42	88 30	7 22 30	14 45 0	29 30 0	4.99	9.89	19.13
59 10	19.37	88 45	7 23 45	14 47 30	29 35 0	4.99	9.89	19.12
59 20	19.31	89 0	7 25 0	14 50 0	29 40 0	4.99	9.89	19.12
59 30	19.26	89 15	7 26 15	14 52 30	29 45 0	4.99	9.89	19.11
59 40	19.21	89 30	7 27 30	14 55 0	29 50 0	4.99	9.89	19.11
59 50	19.15	89 45'	7° 28' 45"	14° 57' 30"	29° 55' 0"	4.99	9.89	19.11
60 0	19.10	90° 0'	7° 30' 0"	15° 0' 0"	30° 0' 0"	4.99	9.89	19.10

TABLA 7 C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
0° 00' 10"	0.002	50.000	0.017	100.000	66.667	33.333	0° 00' 20.0"
0 00 20	0.007	50.000	0.034	100.001	66.667	33.333	0 01 40.0
0 00 30	0.015	50.000	0.051	99.999	66.667	33.333	0 02 60.0
0 00 40	0.026	50.000	0.068	99.998	66.667	33.334	0 04 20.0
0 00 50	0.040	50.000	0.085	99.996	66.667	33.334	0 05 40.0
0 01 00	0.057	49.999	0.102	99.993	66.667	33.334	0 07 00.0
0 01 10	0.077	49.999	0.119	99.989	66.667	33.335	0 08 20.0
0 01 20	0.100	49.999	0.136	99.984	66.668	33.335	0 09 40.0
0 01 30	0.126	49.999	0.153	99.978	66.669	33.335	0 11 00.0
0 01 40	0.155	49.999	0.170	99.971	66.669	33.335	0 12 20.0
0 01 50	0.187	49.998	0.187	99.963	66.669	33.335	0 13 40.0
0 02 00	0.222	49.998	0.204	99.954	66.670	33.336	0 15 00.0
0 02 10	0.260	49.998	0.221	99.944	66.670	33.336	0 16 20.0
0 02 20	0.301	49.998	0.238	99.933	66.671	33.337	0 17 40.0
0 02 30	0.345	49.997	0.255	99.921	66.672	33.337	0 19 00.0
0 02 40	0.392	49.997	0.272	99.907	66.673	33.338	0 20 20.0
0 02 50	0.442	49.997	0.289	99.893	66.673	33.339	0 21 40.0
0 03 00	0.495	49.996	0.306	99.878	66.674	33.339	0 23 00.0
0 03 10	0.551	49.996	0.323	99.862	66.674	33.340	0 24 19.9
0 03 20	0.610	49.996	0.340	99.844	66.675	33.341	0 25 39.9
0 03 30	0.672	49.995	0.357	99.826	66.676	33.342	0 26 59.9
0 03 40	0.737	49.995	0.374	99.806	66.677	33.343	0 28 19.9
0 03 50	0.805	49.994	0.391	99.785	66.679	33.344	0 29 39.9
0 04 00	0.876	49.994	0.408	99.763	66.680	33.345	0 30 59.9
0 04 10	0.950	49.993	0.425	99.739	66.681	33.346	0 32 19.8
0 04 20	1.027	49.993	0.442	99.715	66.682	33.347	0 33 39.8
0 04 30	1.107	49.992	0.459	99.689	66.684	33.348	0 34 59.8
0 04 40	1.190	49.991	0.476	99.662	66.685	33.350	0 36 19.8
0 04 50	1.276	49.990	0.493	99.634	66.687	33.351	0 37 39.7
0 05 00	1.365	49.990	0.510	99.604	66.689	33.353	0 38 59.7
0 05 10	1.457	49.989	0.527	99.573	66.690	33.354	0 40 19.7
0 05 20	1.552	49.988	0.544	99.541	66.692	33.356	0 41 39.7
0 05 30	1.650	49.987	0.561	99.507	66.693	33.357	0 42 59.6
0 05 40	1.751	49.986	0.578	99.472	66.695	33.359	0 44 19.6
0 05 50	1.855	49.986	0.595	99.436	66.697	33.361	0 45 39.5
0 06 00	1.962	49.985	0.612	99.398	66.699	33.363	0 46 59.5
0 06 10	2.072	49.984	0.629	99.359	66.701	33.364	0 48 19.4
0 06 20	2.185	49.983	0.646	99.318	66.703	33.366	0 49 39.4
0 06 30	2.301	49.982	0.663	99.276	66.705	33.368	0 50 59.3
0 06 40	2.420	49.981	0.680	99.232	66.707	33.370	0 52 19.3
0 06 50	2.542	49.980	0.697	99.187	66.709	33.372	0 53 39.2
0 07 00	2.667	49.979	0.714	99.140	66.712	33.374	0 54 59.2
0 07 10	2.795	49.977	0.731	99.091	66.714	33.376	0 56 19.1
0 07 20	2.926	49.976	0.748	99.041	66.716	33.378	0 57 39.0
0 07 30	3.060	49.975	0.765	98.989	66.719	33.381	0 58 58.9
0 07 40	3.197	49.974	0.782	98.936	66.721	33.383	1 00 18.9
0 07 50	3.337	49.973	0.799	98.881	66.724	33.385	1 01 38.8
0 08 00	3.480	49.971	0.816	98.824	66.727	33.388	1 02 58.7
0 08 10	3.626	49.970	0.833	98.766	66.729	33.390	1 04 18.6
0 08 20	3.775	49.969	0.850	98.706	66.732	33.393	1 05 38.5
0 08 30	3.927	49.968	0.867	98.644	66.735	33.395	1 06 58.4
0 08 40	4.082	49.966	0.884	98.580	66.738	33.398	1 08 18.3
0 08 50	4.241	49.965	0.901	98.514	66.741	33.401	1 09 38.2
0 09 00	4.402	49.963	0.918	98.446	66.744	33.403	1 10 58.1
0 09 10	4.566	49.962	0.935	98.377	66.747	33.406	1 12 18.0
0 09 20	4.734	49.960	0.952	98.306	66.750	33.409	1 13 37.9
0 09 30	4.904	49.959	0.969	98.233	66.753	33.412	1 14 57.7
0 09 40	5.078	49.957	0.986	98.158	66.756	33.415	1 16 17.6
0 09 50	5.255	49.956	1.003	98.081	66.760	33.418	1 17 37.5
0 10 00	5.435	49.954	1.020	98.003	66.763	33.421	1 18 57.3
0 10 10	5.618	49.953	1.037	97.923	66.766	33.424	1 20 17.2
0 10 20	5.804	49.951	1.054	97.841	66.770	33.427	1 21 37.1
0 10 30	5.993	49.949	1.071	97.758	66.773	33.430	1 22 56.9

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
10° 10'	1.48	49.948	5.941	99.63[illegible]	66.777	33.434	3° 23' 16.8"
10 20	1.50	49.946	5.998	99.675	66.781	33.437	3 26 36.6
10 30	1.53	49.944	6.094	99.665	66.784	33.440	3 29 56.4
10 40	1.55	49.942	6.191	99.654	66.788	33.444	3 33 16.2
10 50	1.57	49.940	6.287	99.643	66.792	33.447	3 36 36.1
11 0	1.60	49.939	6.383	99.632	66.796	33.451	3 39 55.9
11 10	1.62	49.937	6.479	99.621	66.8[illegible]	33.454	3 43 15.7
11 20	1.65	49.935	6.575	99.609	66.8[illegible]4	33.458	3 46 35.5
11 30	1.67	49.933	6.671	99.598	66.819	33.462	3 49 55.3
11 40	1.69	49.931	6.767	99.586	66.812	33.465	3 53 15.1
11 50	1.72	49.929	6.863	99.574	66.816	33.469	3 56 34.9
12 0	1.74	49.927	6.959	99.562	66.821	33.472	3 59 54.6
12 10	1.77	49.925	7.056	99.550	66.825	33.477	4 3 14.4
12 20	1.79	49.923	7.152	99.538	66.829	33.481	4 6 34.2
12 30	1.81	49.921	7.248	99.525	66.834	33.485	4 9 53.9
12 40	1.84	49.919	7.343	99.512	66.838	33.489	4 13 13.7
12 50	1.86	49.916	7.439	99.499	66.843	33.493	4 16 33.4
13 0	1.89	49.914	7.535	99.486	66.847	33.498	4 19 53.2
13 10	1.91	49.912	7.631	99.473	66.852	33.502	4 23 12.9
13 20	1.94	49.910	7.727	99.460	66.857	33.506	4 26 32.7
13 30	1.96	49.908	7.823	99.446	66.862	33.511	4 29 52.4
13 40	1.98	49.905	7.919	99.433	66.867	33.515	4 33 12.1
13 50	2.01	49.903	8.014	99.419	66.871	33.519	4 36 31.8
14 0	2.03	49.901	8.110	99.405	66.876	33.524	4 39 51.5
14 10	2.06	49.898	8.206	99.391	66.881	33.529	4 43 11.2
14 20	2.08	49.896	8.302	99.376	66.887	33.533	4 46 30.9
14 30	2.10	49.893	8.397	99.361	66.892	33.538	4 49 50.5
14 40	2.13	49.891	8.493	99.347	66.897	33.543	4 53 10.2
14 50	2.15	49.888	8.588	99.332	66.902	33.548	4 56 29.8
15 0	2.18	49.886	8.684	99.317	66.908	33.552	4 59 49.5
15 10	2.20	49.883	8.780	99.302	66.913	33.557	5 3 9.2
15 20	2.22	49.881	8.875	99.286	66.919	33.562	5 6 28.8
15 30	2.25	49.878	8.971	99.271	66.924	33.567	5 9 48.4
15 40	2.27	49.876	9.066	99.255	66.930	33.572	5 13 8.1
15 50	2.30	49.873	9.161	99.239	66.935	33.578	5 16 27.7
16 0	2.32	49.870	9.257	99.223	66.941	33.583	5 19 47.3
16 10	2.34	49.868	9.352	99.207	66.947	33.588	5 23 6.9
16 20	2.37	49.865	9.447	99.190	66.953	33.593	5 26 26.5
16 30	2.39	49.862	9.543	99.174	66.959	33.599	5 29 46.1
16 40	2.42	49.859	9.638	99.157	66.965	33.604	5 33 5.6
16 50	2.44	49.856	9.733	99.140	66.971	33.610	5 36 25.2
17 0	2.46	49.854	9.828	99.123	66.977	33.615	5 39 44.6
17 10	2.49	49.851	9.923	99.106	66.983	33.621	5 43 4.3
17 20	2.51	49.848	10.018	99.089	66.989	33.627	5 46 23.8
17 30	2.54	49.845	10.113	99.071	66.995	33.632	5 49 43.4
17 40	2.56	49.842	10.208	99.053	67.002	33.638	5 53 2.9
17 50	2.58	49.839	10.303	99.036	67.008	33.644	5 56 22.4
18 0	2.61	49.836	10.398	99.018	67.015	33.650	5 59 41.9
18 10	2.63	49.833	10.493	98.999	67.021	33.656	6 3 1.4
18 20	2.66	49.830	10.588	98.981	67.028	33.662	6 6 20.9
18 30	2.68	49.827	10.683	98.962	67.034	33.668	6 9 40.3
18 40	2.70	49.824	10.778	98.944	67.041	33.674	6 12 59.8
18 50	2.73	49.820	10.873	98.925	67.048	33.680	6 16 19.2
19 0	2.75	49.817	10.967	98.906	67.055	33.686	6 19 38.7
19 10	2.78	49.814	11.062	98.887	67.062	33.693	6 22 58.1
19 20	2.80	49.811	11.157	98.867	67.069	33.699	6 26 17.6
19 30	2.82	49.808	11.251	98.848	67.076	33.705	6 29 37.0
19 40	2.85	49.804	11.346	98.828	67.083	33.712	6 32 56.4
19 50	2.87	49.801	11.440	98.808	67.090	33.718	6 36 15.8
20° 0'	2.90	49.798	11.535	98.788	67.097	33.725	6 39 35.2

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
20° 10'	2.92	49.794	11.629	98.768	67.105	33.732	6° 42' 54.5"
20 20	2.94	49.791	11.723	98.748	67.112	33.738	6 46 13.9
20 30	2.97	49.787	11.818	98.727	67.119	33.745	6 49 33.3
20 40	2.99	49.784	11.912	98.707	67.127	33.752	6 52 52.6
20 50	3.02	49.780	12.006	98.686	67.134	33.759	6 56 11.9
21 0	3.04	49.777	12.101	98.665	67.142	33.766	6 59 31.3
21 10	3.06	49.773	12.195	98.644	67.150	33.773	7 2 50.5
21 20	3.09	49.770	12.289	98.623	67.157	33.780	7 6 9.8
21 30	3.11	49.766	12.383	98.601	67.165	33.787	7 9 29.1
21 40	3.14	49.763	12.477	98.579	67.173	33.794	7 12 48.4
21 50	3.16	49.759	12.571	98.558	67.181	33.801	7 16 7.7
22 0	3.18	49.755	12.665	98.536	67.189	33.809	7 19 26.9
22 10	3.21	49.752	12.759	98.514	67.197	33.816	7 22 46.1
22 20	3.23	49.748	12.853	98.491	67.205	33.823	7 26 5.4
22 30	3.25	49.744	12.946	98.469	67.213	33.831	7 29 24.6
22 40	3.28	49.740	13.040	98.446	67.222	33.838	7 32 43.8
22 50	3.30	49.736	13.134	98.424	67.230	33.846	7 36 3.0
23 0	3.33	49.733	13.228	98.401	67.238	33.853	7 39 22.2
23 10	3.35	49.729	13.321	98.377	67.247	33.861	7 42 41.4
23 20	3.37	49.725	13.415	98.354	67.255	33.869	7 46 0.5
23 30	3.40	49.721	13.508	98.331	67.264	33.877	7 49 19.6
23 40	3.42	49.717	13.602	98.307	67.272	33.885	7 52 38.8
23 50	3.45	49.713	13.695	98.284	67.281	33.893	7 55 57.9
24 0	3.47	49.709	13.789	98.260	67.290	33.901	7 59 17.0
24 10	3.49	49.705	13.882	98.236	67.299	33.909	8 2 36.1
24 20	3.52	49.701	13.975	98.211	67.308	33.917	8 5 55.2
24 30	3.54	49.697	14.068	98.187	67.317	33.925	8 9 14.3
24 40	3.56	49.693	14.162	98.162	67.326	33.933	8 12 33.4
24 50	3.59	49.689	14.255	98.138	67.335	33.941	8 15 52.4
25 0	3.61	49.684	14.348	98.113	67.344	33.950	8 19 11.4
25 10	3.64	49.680	14.441	98.088	67.353	33.958	8 22 30.4
25 20	3.66	49.676	14.534	98.063	67.363	33.967	8 25 49.4
25 30	3.68	49.672	14.627	98.037	67.372	33.975	8 29 8.4
25 40	3.71	49.667	14.720	98.012	67.381	33.984	8 32 27.4
25 50	3.73	49.663	14.812	97.986	67.391	33.992	8 35 46.4
26 0	3.75	49.659	14.905	97.960	67.400	34.001	8 39 5.3
26 10	3.78	49.654	14.998	97.934	67.410	34.010	8 42 24.2
26 20	3.80	49.650	15.091	97.908	67.420	34.019	8 45 43.2
26 30	3.82	49.646	15.183	97.882	67.429	34.028	8 49 2.1
26 40	3.85	49.641	15.276	97.856	67.439	34.037	8 52 21.0
26 50	3.87	49.637	15.368	97.829	67.449	34.046	8 55 39.9
27 0	3.90	49.632	15.461	97.802	67.459	34.055	8 58 58.7
27 10	3.92	49.628	15.553	97.775	67.469	34.064	9 2 17.6
27 20	3.94	49.623	15.645	97.748	67.479	34.073	9 5 36.4
27 30	3.97	49.618	15.738	97.721	67.489	34.082	9 8 55.3
27 40	3.99	49.614	15.830	97.693	67.500	34.092	9 12 14.0
27 50	4.01	49.609	15.922	97.666	67.510	34.101	9 15 32.9
28 0	4.04	49.605	16.014	97.638	67.520	34.111	9 18 51.6
28 10	4.06	49.600	16.106	97.610	67.531	34.120	9 22 10.4
28 20	4.09	49.595	16.198	97.582	67.541	34.130	9 25 29.1
28 30	4.11	49.590	16.290	97.554	67.552	34.139	9 28 47.9
28 40	4.13	49.586	16.382	97.526	67.563	34.149	9 32 6.6
28 50	4.16	49.581	16.474	97.497	67.573	34.159	9 35 25.3
29 0	4.18	49.576	16.565	97.469	67.584	34.169	9 38 44.0
29 10	4.20	49.571	16.657	97.440	67.595	34.178	9 42 2.6
29 20	4.23	49.566	16.749	97.411	67.606	34.188	9 45 21.3
29 30	4.25	49.561	16.840	97.382	67.617	34.198	9 48 40.0
29 40	4.27	49.556	16.932	97.352	67.628	34.209	9 51 58.6
29 50	4.30	49.552	17.023	97.323	67.639	34.219	9 55 17.2
30 0	4.32	49.547	17.114	97.293	67.650	34.229	9° 58' 35.8"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
30° 10'	4.34	49.542	17.206	97.263	67.661	34.239	10° 1' 54.4"
30 20	4.37	49.536	17.297	97.234	67.673	34.249	10 5 13.0
30 30	4.39	49.531	17.388	97.203	67.684	34.260	10 8 31.5
30 40	4.41	49.526	17.479	97.173	67.696	34.270	10 11 50.0
30 50	4.44	49.521	17.570	97.143	67.707	34.281	10 15 8.6
31 00	4.46	49.516	17.661	97.112	67.719	34.292	10 18 27.1
31 10	4.49	49.511	17.752	97.082	67.730	34.302	10 21 45.5
31 20	4.51	49.506	17.843	97.051	67.742	34.313	10 25 4.0
31 30	4.53	49.500	17.934	97.020	67.754	34.324	10 28 22.5
31 40	4.56	49.495	18.025	96.989	67.766	34.334	10 31 40.9
31 50	4.58	49.490	18.116	96.957	67.778	34.345	10 34 59.3
32 00	4.60	49.485	18.206	96.926	67.790	34.356	10 38 17.7
32 10	4.63	49.479	18.297	96.894	67.802	34.367	10 41 36.1
32 20	4.65	49.474	18.387	96.862	67.814	34.379	10 44 54.5
32 30	4.67	49.469	18.478	96.830	67.826	34.390	10 48 12.8
32 40	4.70	49.463	18.568	96.798	67.839	34.401	10 51 31.1
32 50	4.72	49.458	18.658	96.766	67.851	34.412	10 54 49.5
33 00	4.74	49.452	18.749	96.734	67.864	34.424	10 58 7.8
33 10	4.77	49.447	18.839	96.701	67.876	34.435	11 1 26.0
33 20	4.79	49.441	18.929	96.668	67.889	34.447	11 4 44.3
33 30	4.81	49.436	19.019	96.636	67.901	34.458	11 8 2.6
33 40	4.84	49.430	19.109	96.603	67.914	34.470	11 11 20.8
33 50	4.86	49.424	19.199	96.569	67.927	34.481	11 14 39.0
34 00	4.88	49.419	19.288	96.536	67.940	34.493	11 17 57.2
34 10	4.91	49.413	19.378	96.503	67.953	34.505	11 21 15.3
34 20	4.93	49.408	19.468	96.469	67.966	34.517	11 24 33.5
34 30	4.95	49.402	19.557	96.435	67.979	34.529	11 27 51.6
34 40	4.98	49.396	19.647	96.401	67.992	34.541	11 31 9.8
34 50	5.00	49.390	19.736	96.367	68.005	34.553	11 34 27.9
35 00	5.02	49.385	19.826	96.333	68.019	34.565	11 37 46.0
35 10	5.05	49.379	19.915	96.298	68.032	34.577	11 41 4.0
35 20	5.07	49.373	20.004	96.264	68.046	34.590	11 44 22.0
35 30	5.09	49.367	20.094	96.229	68.059	34.602	11 47 40.0
35 40	5.12	49.361	20.183	96.194	68.073	34.615	11 50 58.0
35 50	5.14	49.355	20.272	96.159	68.086	34.627	11 54 16.0
36 00	5.16	49.349	20.361	96.124	68.100	34.640	11 57 34.0
36 10	5.19	49.343	20.450	96.089	68.114	34.652	12 0 52.0
36 20	5.21	49.337	20.538	96.054	68.128	34.665	12 4 9.9
36 30	5.23	49.331	20.627	96.018	68.142	34.678	12 7 27.8
36 40	5.26	49.325	20.716	95.982	68.156	34.691	12 10 45.7
36 50	5.28	49.319	20.805	95.946	68.170	34.704	12 14 3.6
37 00	5.30	49.313	20.893	95.910	68.184	34.717	12 17 21.4
37 10	5.33	49.307	20.981	95.874	68.199	34.730	12 20 39.2
37 20	5.35	49.301	21.070	95.838	68.213	34.743	12 23 57.1
37 30	5.37	49.295	21.158	95.801	68.227	34.756	12 27 14.9
37 40	5.39	49.288	21.246	95.765	68.242	34.769	12 30 32.6
37 50	5.42	49.282	21.335	95.728	68.256	34.783	12 33 50.4
38 00	5.44	49.276	21.423	95.691	68.271	34.796	12 37 8.1
38 10	5.46	49.270	21.511	95.654	68.286	34.810	12 40 25.8
38 20	5.49	49.263	21.599	95.617	68.301	34.823	12 43 43.5
38 30	5.51	49.257	21.686	95.579	68.316	34.837	12 47 1.2
38 40	5.53	49.251	21.774	95.542	68.331	34.850	12 50 18.8
38 50	5.56	49.244	21.862	95.504	68.346	34.864	12 53 36.4
39 00	5.58	49.238	21.949	95.466	68.361	34.878	12 56 54.0
39 10	5.61	49.231	22.037	95.428	68.376	34.892	13 0 11.6
39 20	5.63	49.225	22.124	95.390	68.391	34.906	13 3 29.2
39 30	5.65	49.218	22.212	95.352	68.407	34.920	13 6 46.7
39 40	5.67	49.212	22.299	95.313	68.422	34.934	13 10 4.2
39 50	5.69	49.205	22.386	95.275	68.438	34.948	13 13 21.7
40° 0'	5.72	49.199	22.473	95.236	68.453	34.962	13° 16' 39.2"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
40° 00'	5.74	49.192	22.561	95.197	68.469	34.977	13° 19' 56.6"
40 10	5.76	49.185	22.648	95.158	68.485	34.991	13 23 14.1
40 20	5.79	49.179	22.734	95.119	68.501	35.006	13 26 31.5
40 30	5.81	49.172	22.821	95.080	68.517	35.020	13 29 48.9
40 40	5.83	49.165	22.908	95.040	68.533	35.035	13 33 6.2
40 50	5.86	49.159	22.995	95.001	68.549	35.050	13 36 23.6
41 00	5.88	49.152	23.081	94.961	68.565	35.064	13 39 40.9
41 10	5.90	49.145	23.168	94.921	68.581	35.079	13 42 58.2
41 20	5.92	49.138	23.254	94.881	68.597	35.094	13 46 15.5
41 30	5.95	49.132	23.340	94.841	68.614	35.109	13 49 32.7
41 40	5.97	49.125	23.427	94.801	68.630	35.124	13 52 50.0
41 50	5.99	49.118	23.513	94.760	68.647	35.139	13 56 7.2
42 00	6.02	49.111	23.599	94.720	68.663	35.154	13 59 24.3
42 10	6.04	49.104	23.685	94.679	68.680	35.170	14 2 41.5
42 20	6.06	49.097	23.771	94.638	68.697	35.185	14 5 58.7
42 30	6.08	49.090	23.857	94.597	68.714	35.201	14 9 15.8
42 40	6.11	49.083	23.942	94.556	68.731	35.216	14 12 32.9
42 50	6.13	49.076	24.028	94.514	68.748	35.232	14 15 49.9
43 00	6.15	49.069	24.114	94.473	68.765	35.247	14 19 7.0
43 10	6.18	49.062	24.199	94.431	68.782	35.263	14 22 24.0
43 20	6.20	49.055	24.284	94.390	68.799	35.279	14 25 41.0
43 30	6.22	49.048	24.370	94.348	68.817	35.295	14 28 58.0
43 40	6.24	49.040	24.455	94.306	68.834	35.311	14 32 14.9
43 50	6.27	49.033	24.540	94.264	68.852	35.327	14 35 31.8
44 00	6.29	49.026	24.625	94.221	68.869	35.343	14 38 48.7
44 10	6.31	49.019	24.710	94.179	68.887	35.359	14 42 5.6
44 20	6.33	49.011	24.795	94.136	68.905	35.375	14 45 22.5
44 30	6.36	49.004	24.880	94.094	68.923	35.392	14 48 39.3
44 40	6.38	48.997	24.964	94.051	68.941	35.408	14 51 56.1
44 50	6.40	48.990	25.049	94.008	68.959	35.425	14 55 12.8
45 00	6.43	48.982	25.134	93.964	68.977	35.441	14 58 29.6
45 10	6.45	48.975	25.218	93.921	68.995	35.458	15 1 46.3
45 20	6.47	48.967	25.302	93.878	69.013	35.475	15 5 3.0
45 30	6.49	48.960	25.387	93.834	69.032	35.491	15 8 19.7
45 40	6.52	48.952	25.471	93.790	69.050	35.508	15 11 36.4
45 50	6.54	48.945	25.555	93.747	69.069	35.525	15 14 53.0
46 00	6.56	48.937	25.639	93.703	69.087	35.542	15 18 9.6
46 10	6.58	48.930	25.723	93.659	69.106	35.560	15 21 26.1
46 20	6.61	48.922	25.807	93.614	69.125	35.577	15 24 42.7
46 30	6.63	48.915	25.890	93.570	69.144	35.594	15 27 59.2
46 40	6.65	48.907	25.974	93.525	69.163	35.611	15 31 15.7
46 50	6.67	48.899	26.057	93.481	69.182	35.629	15 34 32.2
47 00	6.70	48.892	26.141	93.436	69.201	35.646	15 37 48.7
47 10	6.72	48.884	26.224	93.391	69.220	35.664	15 41 5.1
47 20	6.74	48.876	26.307	93.346	69.240	35.682	15 44 21.5
47 30	6.76	48.869	26.391	93.301	69.259	35.700	15 47 37.8
47 40	6.79	48.861	26.474	93.255	69.278	35.717	15 50 54.2
47 50	6.81	48.853	26.557	93.210	69.298	35.735	15 54 10.5
48 00	6.83	48.845	26.639	93.164	69.318	35.753	15 57 26.8
48 10	6.85	48.837	26.722	93.118	69.338	35.771	16 0 43.0
48 20	6.88	48.830	26.805	93.072	69.357	35.790	16 3 59.2
48 30	6.90	48.822	26.888	93.026	69.377	35.808	16 7 15.4
48 40	6.92	48.814	26.970	92.980	69.397	35.826	16 10 31.6
48 50	6.94	48.806	27.052	92.934	69.418	35.845	16 13 47.8
49 00	6.97	48.798	27.135	92.887	69.438	35.863	16 17 3.9
49 10	6.99	48.790	27.217	92.841	69.458	35.882	16 20 20.0
49 20	7.01	48.782	27.299	92.794	69.479	35.901	16 23 36.0
49 30	7.03	48.774	27.381	92.747	69.499	35.919	16 26 52.1
49 40	7.06	48.766	27.463	92.700	69.520	35.938	16 30 8.1
50° 00'	7.08	48.758	27.545	92.653	69.540	35.957	16° 33' 24.1"

TABLA 7-C. ELEMENTOS DE LA CURVA DE TRANSICION DE 100 M DE LONGITUD

θ	p	k	Y_c	X_c	TL	TC	ϕ'_c
50° 10'	7.10	48.749	27.627	92.636	69.561	35.976	16° 36' 40.0"
50 20	7.12	48.741	27.709	92.558	69.582	35.905	16 39 56.0
50 30	7.14	48.733	27.791	92.511	69.603	36.014	16 43 11.8
50 40	7.17	48.725	27.871	92.463	69.624	36.034	16 46 27.7
50 50	7.19	48.717	27.953	92.415	69.645	36.053	16 49 43.6
51 0	7.21	48.709	28.034	92.368	69.666	36.073	16 52 59.4
51 10	7.23	48.700	28.115	92.319	69.688	36.092	16 56 15.2
51 20	7.26	48.692	28.196	92.271	69.709	36.112	16 59 30.9
51 30	7.28	48.684	28.277	92.223	69.731	36.132	17 2 46.6
51 40	7.30	48.675	28.358	92.175	69.752	36.151	17 6 2.3
51 50	7.32	48.667	28.438	92.126	69.774	36.171	17 9 18.0
52 0	7.34	48.659	28.519	92.077	69.796	36.191	17 12 33.6
52 10	7.37	48.650	28.600	92.028	69.818	36.211	17 15 49.2
52 20	7.39	48.642	28.680	91.979	69.840	36.231	17 19 4.8
52 30	7.41	48.633	28.760	91.930	69.862	36.252	17 22 20.3
52 40	7.43	48.625	28.841	91.881	69.884	36.272	17 25 35.8
52 50	7.46	48.616	28.921	91.832	69.906	36.292	17 28 51.3
53 0	7.48	48.608	29.001	91.782	69.929	36.313	17 32 6.8
53 10	7.50	48.599	29.081	91.733	69.951	36.334	17 35 22.2
53 20	7.52	48.591	29.161	91.683	69.974	36.354	17 38 37.6
53 30	7.54	48.582	29.240	91.633	69.996	36.375	17 41 53.0
53 40	7.57	48.573	29.320	91.583	70.019	36.396	17 45 8.3
53 50	7.59	48.565	29.400	91.533	70.042	36.417	17 48 23.6
54 0	7.61	48.556	29.479	91.483	70.065	36.438	17 51 38.9
54 10	7.63	48.547	29.558	91.433	70.088	36.459	17 54 54.1
54 20	7.65	48.539	29.638	91.382	70.111	36.480	17 58 9.3
54 30	7.68	48.530	29.717	91.331	70.134	36.502	18 1 24.5
54 40	7.70	48.521	29.796	91.281	70.158	36.523	18 4 39.7
54 50	7.72	48.512	29.875	91.229	70.181	36.545	18 7 54.8
55 0	7.74	48.504	29.953	91.178	70.205	36.566	18 11 9.9
55 10	7.76	48.495	30.032	91.127	70.229	36.588	18 14 24.8
55 20	7.79	48.486	30.111	91.076	70.252	36.610	18 17 39.9
55 30	7.81	48.477	30.189	91.025	70.276	36.632	18 20 54.9
55 40	7.83	48.469	30.268	90.973	70.300	36.654	18 24 9.8
55 50	7.85	48.459	30.346	90.922	70.324	36.676	18 27 24.8
56 0	7.87	48.450	30.424	90.870	70.349	36.698	18 30 39.7
56 10	7.89	48.441	30.502	90.818	70.373	36.720	18 33 54.5
56 20	7.92	48.432	30.580	90.766	70.397	36.743	18 37 9.4
56 30	7.94	48.423	30.658	90.714	70.422	36.765	18 40 24.1
56 40	7.96	48.414	30.736	90.661	70.446	36.788	18 43 38.9
56 50	7.98	48.405	30.813	90.609	70.471	36.811	18 46 53.5
57 0	8.00	48.396	30.891	90.556	70.496	36.833	18 50 8.3
57 10	8.03	48.387	30.968	90.503	70.521	36.856	18 53 22.9
57 20	8.05	48.378	31.046	90.451	70.546	36.879	18 56 37.6
57 30	8.07	48.368	31.123	90.398	70.571	36.902	18 59 52.1
57 40	8.09	48.359	31.200	90.345	70.596	36.925	19 3 6.7
57 50	8.11	48.350	31.277	90.292	70.621	36.948	19 6 21.2
58 0	8.13	48.341	31.354	90.239	70.647	36.972	19 9 35.7
58 10	8.16	48.331	31.430	90.185	70.672	36.995	19 12 50.1
58 20	8.18	48.322	31.507	90.132	70.698	37.019	19 16 4.5
58 30	8.20	48.313	31.584	90.078	70.724	37.042	19 19 19.0
58 40	8.22	48.304	31.660	90.025	70.750	37.066	19 22 33.3
58 50	8.24	48.294	31.736	89.971	70.776	37.090	19 25 47.6
59 0	8.26	48.285	31.813	89.917	70.802	37.114	19 29 1.9
59 10	8.29	48.275	31.889	89.863	70.828	37.138	19 32 16.2
59 20	8.31	48.266	31.965	89.809	70.854	37.162	19 35 30.4
59 30	8.33	48.256	32.041	89.754	70.881	37.186	19 38 44.5
59 40	8.35	48.247	32.117	89.700	70.907	37.211	19 41 58.7
59 50	8.37	48.237	32.192	89.645	70.934	37.235	19 45 12.7
60° 0'	8.39	48.228	32.268	89.591	70.961	37.260	19° 48' 26.8"

P \ J	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
0	—	1	4	9	16	25	36	49	64	81	100
1	2	—	4	10	18	28	40	54	70	88	108
2	8	5	—	7	16	27	40	55	72	91	112
3	18	14	8	—	10	22	36	52	70	90	112
4	32	27	20	11	—	13	28	45	64	85	108
5	50	44	36	26	14	—	16	34	54	76	100
6	72	65	56	45	32	17	—	19	40	63	88
7	98	90	80	68	54	38	20	—	22	46	72
8	128	119	108	95	80	63	44	23	—	25	52
9	162	152	140	126	110	92	72	50	26	—	28
10	200	189	176	161	144	125	104	81	56	29	—

TABLA 7-D. VALORES DEL COEFICIENTE $[3P\,|J\text{-}P| \pm (J\text{-}P)^2]$ PARA OBTENER LOS ANGULOS ϕ'_{AD} Y ϕ'_{AT}, QUE FORMAN UNA CUERDA DE LA ESPIRAL CON LA TANGENTE A UN PUNTO "P"

TABLA 7-E. VALORES DE LA CORRECCION (Z) DEL ANGULO DE DEFLEXION 04

GRADOS \ MINUTOS	00	10	20	30	40	50
16	0 12.72	0 13.12	0 13.53	0 13.95	0 14.38	0 14.82
17	0 15.26	0 15.72	0 16.18	0 16.65	0 17.13	0 17.62
18	0 18.12	0 18.63	0 19.15	0 19.68	0 20.22	0 20.76
19	0 21.32	0 21.89	0 22.46	0 23.05	0 23.65	0 24.26
20	0 24.87	0 25.50	0 26.14	0 26.79	0 27.45	0 28.12
21	0 28.80	0 29.50	0 30.20	0 30.91	0 31.64	0 32.38
22	0 33.13	0 33.89	0 34.66	0 35.44	0 36.24	0 37.05
23	0 37.87	0 38.70	0 39.54	0 40.40	0 41.26	0 42.14
24	0 43.04	0 43.94	0 44.86	0 45.79	0 46.74	0 47.69
25	0 48.66	0 49.64	0 50.64	0 51.65	0 52.67	0 53.71
26	0 54.76	0 55.82	0 56.90	0 57.99	0 59.10	1 0.21
27	1 1.35	1 2.49	1 3.66	1 4.83	1 6.02	1 7.23
28	1 8.45	1 9.68	1 10.93	1 12.19	1 13.47	1 14.77
29	1 16.09	1 17.40	1 18.74	1 20.10	1 21.47	1 22.86
30	1 24.26	1 25.68	1 27.11	1 28.56	1 30.03	1 31.51
31	1 33.01	1 34.53	1 36.06	1 37.61	1 39.17	1 40.75
32	1 42.35	1 43.97	1 45.60	1 47.25	1 48.92	1 50.60
33	1 52.30	1 54.02	1 55.76	1 57.52	1 59.29	2 1.08
34	2 2.89	2 4.71	2 6.56	2 8.42	2 10.30	2 12.20
35	2 14.12	2 16.06	2 18.01	2 19.99	2 21.98	2 23.99
36	2 26.02	2 28.07	2 30.14	2 32.23	2 34.34	2 36.47
37	2 38.62	2 40.79	2 42.97	2 45.18	2 47.41	2 49.66
38	2 51.93	2 54.21	2 56.52	2 58.85	3 1.20	3 3.57
39	3 5.96	3 8.38	3 10.81	3 13.26	3 15.74	3 18.24
40	3 20.76	3 23.29	3 25.86	3 28.44	3 31.04	3 33.67
41	3 36.32	3 38.99	3 41.68	3 44.40	3 47.14	3 49.90
42	3 52.68	3 55.48	3 58.31	4 1.16	4 4.04	4 6.93
43	4 9.85	4 12.80	4 15.76	4 18.75	4 21.77	4 24.80
44	4 27.86	4 30.95	4 34.06	4 37.19	4 40.34	4 43.53
45	4 46.73	4 49.96	4 53.21	4 56.49	4 59.80	5 3.13
46	5 6.48	5 9.86	5 13.26	5 16.69	5 20.14	5 23.62
47	5 27.13	5 30.66	5 34.21	5 37.79	5 41.40	5 45.04
48	5 48.70	5 52.38	5 56.09	5 59.83	6 3.60	6 7.39
49	6 11.21	6 15.05	6 18.93	6 22.83	6 26.75	6 30.71
50	6 34.69	6 38.70	6 42.73	6 46.80	6 50.89	6 55.01
51	6 59.15	7 3.33	7 7.53	7 11.76	7 16.02	7 20.31
52	7 24.63	7 28.97	7 33.35	7 37.75	7 42.18	7 46.65
53	7 51.14	7 55.66	8 0.21	8 4.78	8 9.39	8 14.03
54	8 18.70	8 23.40	8 28.12	8 32.88	8 37.67	8 42.49
55	8 47.34	8 52.22	8 57.13	9 2.07	9 7.04	9 12.04
56	9 17.08	9 22.14	9 27.24	9 32.36	9 37.52	9 42.71
57	9 47.94	9 53.19	9 58.48	10 3.80	10 9.15	10 14.53
58	10 19.94	10 25.39	10 30.87	10 36.38	10 41.93	10 47.51
59	10 53.12	10 58.76	11 4.44	11 10.15	11 15.89	11 21.69
60	11 27.48					

CAPITULO VIII

ALINEAMIENTO VERTICAL

8.1 DEFINICION

El alineamiento vertical es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. Al eje de la subcorona en alineamiento vertical se le llama línea subrasante.

8.2 ELEMENTOS QUE LO INTEGRAN

El alineamiento vertical se compone de tangentes y curvas.

8.2.1 Tangentes

Las tangentes se caracterizan por su longitud y su pendiente y están limitadas por dos curvas sucesivas. La longitud de una tangente es la distancia medida horizontalmente entre el fin de la curva anterior y el principio de la siguiente, se representa como T_v. La pendiente de la tangente es la relación entre el desnivel y la distancia entre dos puntos de la misma.

Al punto de intersección de dos tangentes consecutivas se le denomina *PIV*, y a la diferencia algebraica de pendientes en ese punto se le representa por la letra *A*.

A) Pendiente gobernadora. Es la pendiente media que teóricamente puede darse a la línea subrasante para dominar un desnivel determinado, en función de las características del tránsito y la configuración del terreno; la mejor pendiente gobernadora para cada caso, será aquella que al conjugar esos conceptos, permita obtener el menor costo de construcción, conservación y operación. Sirve de norma reguladora a la serie de pendientes que se deban proyectar para ajustarse en lo posible al terreno.

B) Pendiente máxima. Es la mayor pendiente que se permite en el proyecto. Queda determinada por el volumen y la composición del tránsito previsto y la configuración del terreno.

La pendiente máxima se empleará, cuando convenga desde el punto de vista económico, para salvar ciertos obstáculos locales tales como cantiles, fallas y zonas inestables, siempre que no se rebase la longitud crítica.

La AASHO recomienda que para caminos principales las pendientes máximas no excedan a las dadas en la tabla 8-A. Para caminos secundarios, con escaso volumen de tránsito, las pendientes dadas en la tabla pueden incrementarse hasta en dos por ciento.

TIPO DE TERRENO	PORCIENTO DE PENDIENTE MAXIMA PARA DIVERSAS VELOCIDADES DE PROYECTO, EN KM/h.						
	50	60	70	80	90	100	110
Plano.....	6	5	4	4	3	3	3
Lomerío.....	7	6	5	5	4	4	4
Montañoso.....	9	8	7	7	6	5	5

TABLA 8-A. RELACION ENTRE PENDIENTE MAXIMA Y VELOCIDAD DE PROYECTO (CAMINOS PRINCIPALES)

C) Pendiente mínima. La pendiente mínima se fija para permitir el drenaje. En los terraplenes puede ser nula; en los cortes se recomienda 0.5% mínimo, para garantizar el buen funcionamiento de las cunetas; en ocasiones la longitud de los cortes y la precipitación pluvial en la zona podrá llevar a aumentar esa pendiente mínima.

D) Longitud crítica de una tangente del alineamiento vertical. Es la longitud máxima en la que un camión cargado puede ascender sin reducir su velocidad más allá de un límite previamente establecido.

Los elementos que intervienen para la determinación de la longitud crítica de una tangente son fundamentalmente el vehículo de proyecto, la configuración del terreno, el volumen y la composición del tránsito.

El vehículo con su relación peso/potencia, define características de operación que determinan la velocidad con que es capaz de recorrer una pendiente dada. La configuración del terreno impone condiciones al proyecto que, desde el punto de vista económico, obligan a la utilización de pendientes que reducen la velocidad de los vehículos pesados y hacen que éstos interfieran con los vehículos ligeros. El volumen y la composición del tránsito son elementos primordiales para el estudio económico del tramo, ya que los costos de operación dependen básicamente de ellos.

Las gráficas del estudio de Firey y Peterson [85] permiten, para una relación dada de peso/potencia del vehículo, obtener su velocidad de marcha para diferentes pendientes y longitudes de las mismas.

En las Figuras 5.6, 5.7 y 5.8 se muestran las gráficas para relaciones de peso/potencia de 90 kg/HP, 120 kg/HP y 180 kg/HP, respectivamente; con base en ellas, se han desarrollado dos criterios para determinar la longitud crítica de una tangente vertical, los cuales se detallan a continuación.

1. Cuando se trata de caminos con volúmenes de tránsito alto en cualquier tipo de terreno o bien, con cualquier volumen de tránsito en terreno sensiblemente plano o en lomerío suave, se ha considerado que la longitud crítica de cualquier pendiente es aquella que ocasiona una reducción de 25 km/h en la velocidad de marcha del vehículo de proyecto.

Conforme a este criterio y para ilustrar el procedimiento de cálculo con base en las gráficas de las Figuras 5.6 a 5.8, se tiene que para un camino que tenga una velocidad de proyecto de 110 km/h, que corresponde a una

[85] Joseph C. Firey y Edward W. Peterson: *An analysis of Speed Changes for Large Transport Trucks*. Highway Research Board, Bulletin 334, Vehicle Characteristics, 1962, págs. 1-26.

velocidad de marcha a la entrada de una tangente vertical de $V = 92$ km/h y en el que se prevean vehículos con relación peso/potencia de 180 kg/HP; se desea saber las longitudes críticas para pendientes de 5%, 4%, 3%, 2% y 1%. Haciendo uso de la gráfica de la Figura 5.8 se tiene que las longitudes críticas serán aquellas comprendidas entre las ordenadas que marcan la velocidad de entrada de 92 km/h y la de 67 km/h, que es el resultado de aceptar una reducción de 25 km/h en la velocidad de marcha durante su recorrido.

Estos valores son:

para 5%	–	313 m
para 4%	–	420 m
para 3%	–	595 m
para 2%	–	1 033 m
para 1%	–	—

Para un caso en que la velocidad de marcha a la entrada fuera de 68 km/h, se tendría con la reducción especificada, una velocidad con la cual al término de la tangente y usando la misma gráfica de la Figura 5.8, que las longitudes criticas serían:

para 5%	–	300 m
para 4%	–	400 m
para 3%	–	627 m
para 2%	–	1 853 m
para 1%	–	—

Para 2% el valor es resultado de una extrapolación y para 1% se considera una distancia infinita, pues se puede sostener indefinidamente la pendiente, ya que la velocidad de régimen es superior al valor de la velocidad reducida.

Por velocidad de régimen se entiende la máxima que puede desarrollar un vehículo sobre una pendiente determinada, indefinidamente.

En los dos ejemplos anteriores, se puede observar que la velocidad de entrada tiene influencia directa en la determinación de las longitudes críticas de las tangentes verticales, lo que hace evidente la necesidad de que la obtención del dato velocidad de entrada sea lo más cercano a la realidad, para lo cual se deben considerar los tres siguientes casos:

a) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente horizontal, la velocidad de entrada será igual a la velocidad de marcha, obteniéndose ésta de su relación con la velocidad de proyecto (Capítulo V).

b) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente vertical en descenso, aun cuando la velocidad de entrada sea mayor a la velocidad de marcha en una magnitud que se estima del orden de 10 a 15 km/h, la velocidad de salida será la de marcha menos 25 km/h.

c) Si al punto para el cual se desea conocer la velocidad de entrada le antecede una tangente vertical en ascenso, la velocidad de entrada será

menor a la velocidad de marcha y la velocidad de salida deberá ser la de marcha menos 25 km/h.

Es importante aclarar que para que estas consideraciones sean aplicables, se requiere que las condiciones del alineamiento vertical en el tramo que antecede al punto en que se desea obtener la velocidad de entrada, permitan que el vehículo transite con velocidades que no varíen en más de 15 km/h con respecto a la de marcha.

2. La Secretaría de Obras Públicas ha desarrollado otro criterio basado en el tiempo de recorrido, el cual se aplica a caminos con bajos volúmenes de tránsito y alojados en terrenos clasificados como lomerío fuerte o montañoso, en donde por razones de configuración, es necesario considerar una pendiente gobernadora con valor previamente especificado, como resultado de un estudio económico.

Cuando interviene la pendiente gobernadora, la longitud crítica de tangente para las diferentes pendientes no debe considerarse con valores rígidos y fijos como en el primer caso, su valor puede tener pequeñas variaciones para diferentes tramos, en función del efecto que el conjunto de las tangentes tenga en la velocidad de marcha y por ende en el tiempo de recorrido para el tramo.

Lo anterior se ilustrará con el ejemplo de un camino para el que se ha proyectado un alineamiento vertical con diferentes tangentes y otro alineamiento con una sola tangente cuya pendiente es la gobernadora; véase Figura 8.1.

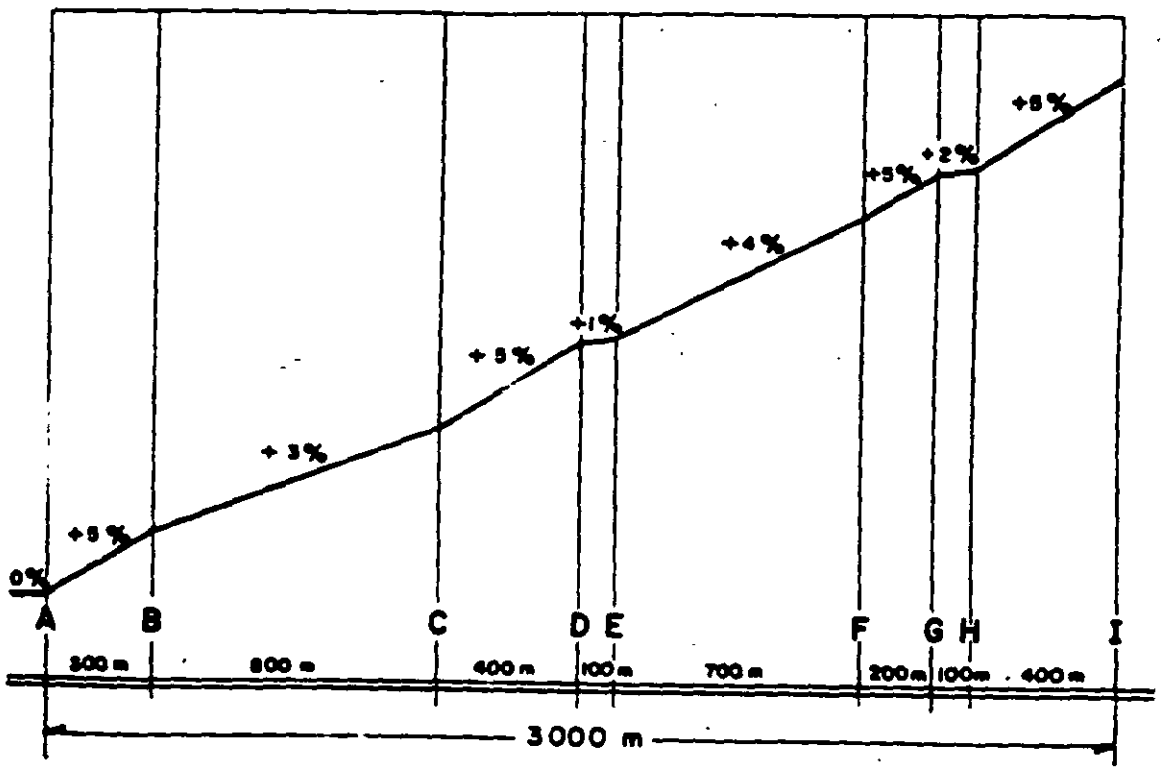


FIGURA 8.1. ALINEAMIENTO VERTICAL DE UN TRAMO DE CAMINO CON TANGENTES DE DIFERENTE PENDIENTE

Se supone que la velocidad, en el punto *A* de entrada al principio del tramo es 79 km/h; con este dato se entra a la gráfica de la Figura 5.8 para determinar la velocidad de 55.5 km/h en el punto *B*, como resultado de buscar la abscisa que corresponde a la distancia de 300 m en su intersección con la curva de pendiente + 5% y leyendo el valor de la velocidad en el eje de las ordenadas.

El valor de la velocidad en el punto *C* se determina buscando la intersección de la velocidad de entrada al tramo *BC* o sea 55.5 km/h con la curva de pendiente + 3%; al valor de la abscisa de este punto que es 880 m se le agrega la distancia *BC* de 800 m y en la abscisa 1680 m se busca la intersección con la curva de pendiente + 3%, leyéndose a continuación la ordenada correspondiente, resultando una velocidad de 33 km/h para el punto *C*.

Para determinar la velocidad en el punto *D* se emplean directamente los valores de la gráfica entrando en el punto donde la ordenada de 33 km/h corta a la curva de pendiente + 5%, o sea 713 m, considerando que la longitud del tramo es 400 m + 713 m = 1113 m, obteniéndose así una velocidad de salida de 20 km/h.

Para determinar el tiempo de recorrido en cualquier tramo donde la velocidad de salida sea igual a la de régimen, es necesario fijar un punto auxiliar donde la curva cambia de pendiente, pues no sería válido tomar un promedio de las velocidades extremas.

Para el tramo *DE*, tenemos en el punto *D* una velocidad de entrada de 20 km/h, valor que fijamos en el eje de las ordenadas para buscar su intersección con la curva punteada de pendiente + 1%, dándonos en la abscisa un valor de 20 m al que agregamos la distancia *DE* de 100 m y en la abscisa de 120 m buscamos la intersección con la curva punteada de + 1% y obtenemos en el eje de las ordenadas la velocidad de 31.5 km/h para el punto *E*.

Las líneas punteadas que indican aceleración, se emplean cuando la velocidad de entrada es inferior a la velocidad de régimen correspondiente a la pendiente a que se entra.

TRAMO	Pendiente — %	Longitud — m.	Velocidad			Tiempo de recorrido — Horas.
			Entrada	Salida	Media	
AB	5	300	79.0	55.5	67.25	0.00446
BC	3	800	55.5	33.0	44.25	0.01807
CD	5	400	33.0	20.0	26.50	0.01509
DE	1	100	20.0	31.5	25.75	0.00388
EF'	4	400	31.5	24.0	27.75	0.01441
F'F	4	300	24.0	24.0	24.00	0.00125
FG	6	200	24.0	20.5	22.25	0.00898
GH	2	100	20.5	28.0	24.25	0.00412
HI	5	400	28.0	20.0	24.00	0.01660
SUMA:						0.08686

En forma similar a la descrita, se determinan las velocidades en los puntos *E, F', F, G, H, I;* para formar una tabla como la anterior y en

la cual se identifica el tramo, su pendiente, su longitud, la velocidad de entrada, la velocidad de salida y la velocidad media de esas dos, para finalmente anotar el tiempo de recorrido de ese tramo a partir de la expresión tiempo = distancia/velocidad.

El cálculo de tiempo de recorrido en la pendiente gobernadora, se lleva a cabo siguiendo la misma metodología que para las determinaciones de velocidades a partir de las gráficas velocidad-distancia-pendiente, haciéndose una tabla similar. El tramo se subdividió en dos partes, correspondientes a longitudes en las que la curva distancia-velocidad puede tomarse como recta sin cometer un error apreciable.

TRAMO	PENDIENTE — %	LONGITUD — m.	VELOCIDAD			TIEMPO DE RECORRIDO — Horas
			Entrada	Salida	Media	
A 1	4	1200	79.0	24.0	51.5	0.02310
1 I	4	1800	24.0	24.0	24.0	0.00750
SUMA:						0.03060

En este caso se verifica que, el tiempo de recorrido en varias tangentes es menor que el tiempo de recorrido en una sola con la pendiente gobernadora, por lo cual se acepta el alineamiento vertical propuesto.

Se recomienda que los análisis de alineamiento vertical bajo este criterio, se verifiquen en tramos del orden de 4 km como máximo.

8.2.2 Curvas verticales

Las curvas verticales son las que enlazan dos tangentes consecutivas del alineamiento vertical, para que en su longitud se efectúe el paso gradual de la pendiente de la tangente de entrada a la de la tangente de salida. Deben dar por resultado un camino de operación segura y confortable, apariencia agradable y con características de drenaje adecuadas. El punto común de una tangente y una curva vertical en el inicio de ésta, se representa como *PCV* y como *PTV* el punto común de la tangente y la curva al final de ésta.

A) Forma de la curva. La condición que se considera óptima para la conducción de un vehículo, corresponde a un movimiento cuya componente horizontal de la velocidad sea constante. Esto es:

$$V_x = \frac{dx}{dt} = C_1$$

por lo que la componente horizontal de la aceleración:

$$a_x = \frac{dV_x}{dt} = \frac{d^2x}{dt^2} = 0$$

Si llamamos U a la velocidad del vehículo al entrar a la curva, se tendrá que para $t = 0$, $V_x = U_x$, por lo que:

$$U_x = \frac{dx}{dt}$$

integrando: $x = U_x t + C_2$

Si $t = 0$, $x = 0$ y $C_2 = 0$; por lo que $t = \frac{x}{U_x}$

Por otra parte: $a_y = \frac{dV_y}{dt} = -g$

despejando dV_y e integrando: $V_y = -gt + C_3$

Si $t = 0$, $V_y = U_y$ y $C_3 = U_y$, por lo que:

$$V_y = \frac{dy}{dt} = -gt + U_y$$

integrando:

$$y = -\frac{gt^2}{2} + U_y t;$$

como

$$t = \frac{x}{U_x}$$

$$y = -\frac{gx^2}{2U_x^2} + \frac{U_y x}{U_x}$$

pero:

$$\frac{U_y}{U_x} = P$$

En donde P es la pendiente de la tangente de entrada y:

$$-\frac{g}{2U_x^2} = K$$ en donde K es una constante.

por lo que: $y = Kx^2 + Px$

La expresión anterior corresponde a la ecuación de una parábola que es la recomendada para emplearse en las curvas verticales. Las curvas verticales pueden tener concavidad hacia arriba o hacia abajo, recibiendo el nombre de curvas en columpio o en cresta respectivamente. En la Figura 8.2 se ilustran los tipos representativos de curvas verticales en cresta y en

columpio; en los tipos I y III las pendientes de las tangentes de entrada y salida tienen signos contrarios, en los tipos II y IV tienen el mismo signo.

B) Cálculo de los elementos de la curva parabólica. Los elementos de una curva vertical son los mostrados en la Figura 8.3 y se calculan como sigue:

1. Longitud. Es la distancia medida horizontalmente entre el *PCV* y el *PTV*. Existen cuatro criterios para determinar la longitud de las curvas, que son:

a) Criterio de comodidad. Se aplica al proyecto de curvas verticales en columpio, en donde la fuerza centrífuga que aparece en el vehículo al cambiar de dirección, se suma al peso propio del vehículo. Se recomienda que en la curva la aceleración centrífuga no exceda a 0.305 m/seg², o sea que:

$$a_c = \frac{V^2}{R} \leq 0.305 \text{ m/seg}^2 \quad \therefore \quad R \geq 3.28\, V^2$$

Si se asimila la parábola a un círculo, se tendrá:

$$L = R\Delta \qquad \text{y} \qquad \Delta = A$$

por lo que:

$$L \geq 3.28\, V^2 \Delta$$

y también:

$$L \geq 3.28\, V^2\, A$$

y si se expresa V en km/h y A en por ciento:

$$K = \frac{L}{A} \geq \frac{V^2}{395}$$

siendo K el recíproco de la variación de pendiente por unidad de longitud.

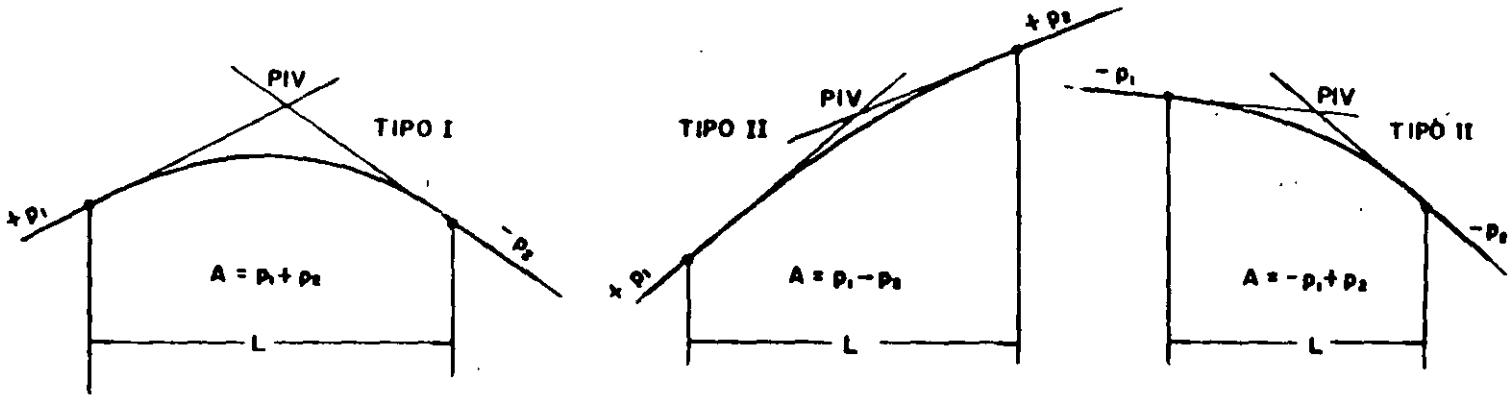
b) Criterio de apariencia. Se aplica al proyecto de curvas verticales con visibilidad completa, o sea a las curvas en columpio, para evitar al usuario la impresión de un cambio súbito de pendiente. Empíricamente la AASHO ha determinado que:

$$K = \frac{L}{A} \geq 30$$

c) Criterio de drenaje. Se aplica al proyecto de curvas verticales en cresta o en columpio, cuando están alojadas en corte. La pendiente en cualquier punto de la curva, debe ser tal que el agua pueda escurrir fácilmente. La AASHO ha encontrado que para que esto ocurra debe cumplirse:

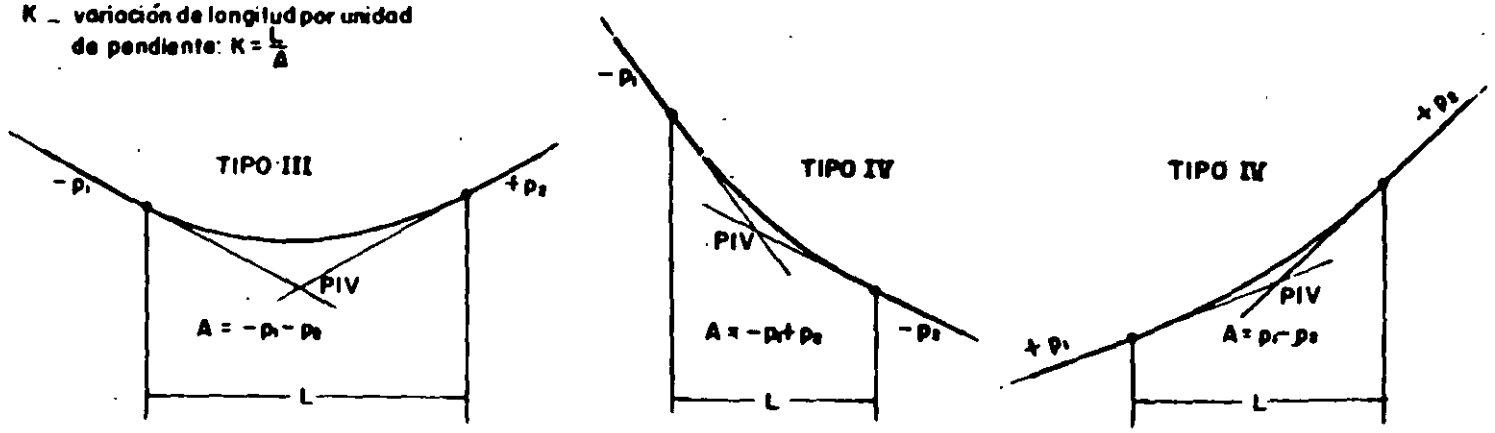
$$K = \frac{L}{A} \leq 43$$

d) Criterio de seguridad. Se aplica a curvas en cresta y en columpio. La longitud de curva debe ser tal, que en toda la curva la distancia de visi-



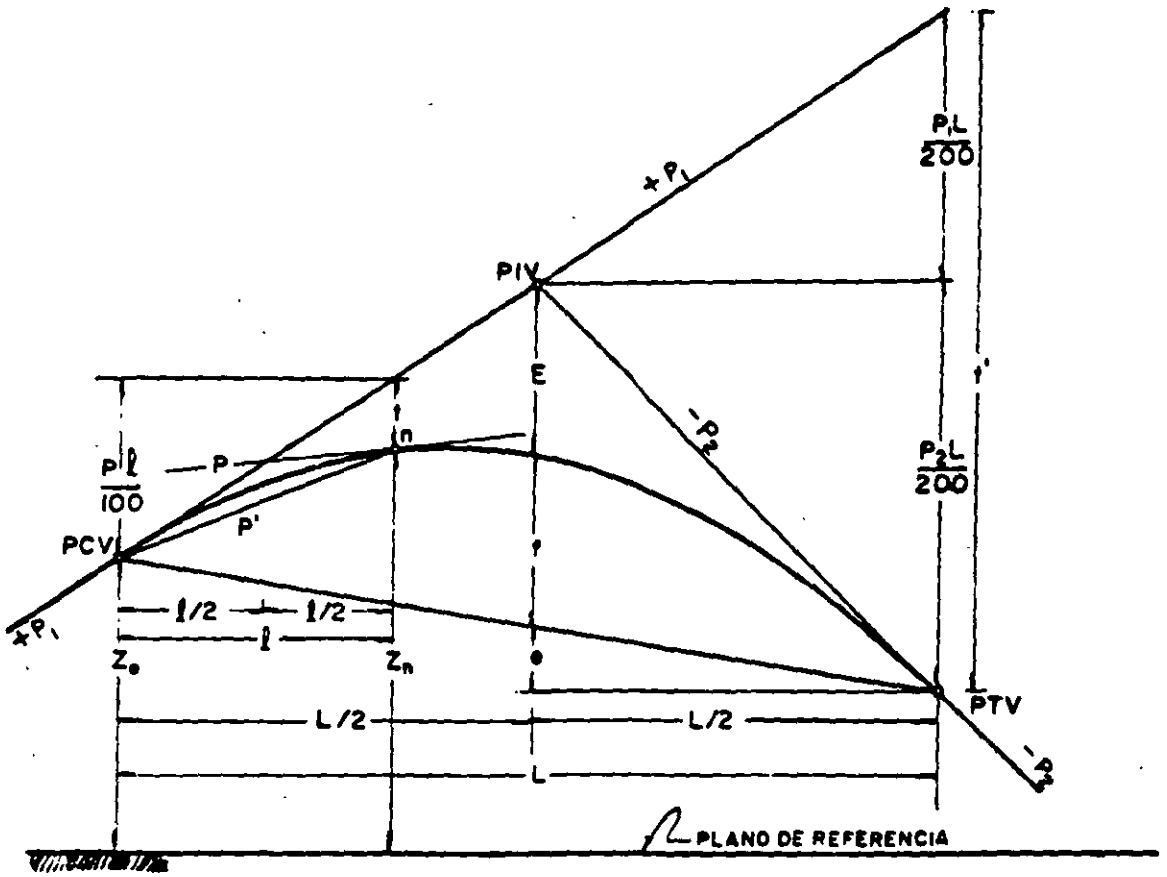
CURVAS VERTICALES EN CRESTA

p_1 _ pendiente de entrada.
p_2 _ pendiente de salida
A _ diferencia de pendientes
L _ Longitud de la curva.
K _ variación de longitud por unidad de pendiente: $K = \frac{L}{A}$



CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO.

FIGURA 8.2. TIPOS DE CURVAS VERTICALES



PIV — Punto de intersección de las tangentes.
PCV — Punto en donde comienza la curva vertical.
PTV — Punto en donde termina la curva vertical
n — Punto cualquiera sobre la curva.
P_1 — Pendiente de la tangente de entrada en porciento.
P_2 — Pendiente de la tangente de salida en porciento.
P — Pendiente en un punto cualquiera de la curva en porciento.
P' — Pendiente de una cuerda a un punto cualquiera en porciento.
A — Diferencia algebraica entre las pendientes de la tangente de entrada y la de salida.
L — Longitud de la curva.
E — Externa
f — Flecha
ℓ — Longitud de curva a un punto cualquiera
f — Desviación respecto a la tangente de un punto cualquiera.
K — Variación de longitud por unidad de pendiente, K = L/A
Z_c — Elevación del PCV.
Z_n — Elevacion de un punto cualquiera.

FIGURA 8.3. ELEMENTOS DE LAS CURVAS VERTICALES

bilidad sea mayor o igual que la de parada. En algunos casos, el nivel de servicio deseado puede obligar a diseñar curvas verticales con la distancia de visibilidad de rebase. En el Capítulo V se dedujeron las expresiones que permiten calcular la longitud de las curvas verticales, tanto para distancia de visibilidad de parada como de rebase. Estas expresiones son:

Para curvas en cresta:

$$D > L \quad L = 2D - \frac{C_1}{A}$$

$$D < L \quad L = \frac{AD^2}{C_1}$$

Para curvas en columpio:

$$D > L \quad L = 2D - \frac{C_2 + 3.5D}{A}$$

$$D < L \quad L = \frac{AD^2}{C_2 + 3.5D}$$

En donde:

L = Longitud de la curva vertical, en m.
D = Distancia de visibilidad de parada o de rebase, en m.
A = Diferencia algebraica de pendientes, en por ciento.
C_1, C_2 = Constantes que dependen de la altura del ojo del conductor o altura de los faros y de la altura del obstáculo o altura del vehículo (ver Capítulo V).

El valor de las constantes para el vehículo considerado se indica en el cuadro siguiente:

CONSTANTE	PARA DISTANCIA DE VISIBILIDAD	
	De parada	De rebase
C_1	425	1 000
C_2	120	—

Las curvas diseñadas para distancia de visibilidad de rebase resultan de gran longitud y sólo deberán proyectarse cuando no se afecte el costo del camino más allá de lo permisible o donde lo amerite el nivel de servicio.

La AASHO establece un valor mínimo para la longitud de curva, dado por la expresión empírica:

$$L = 0.6V$$

en donde L es la longitud mínima de la curva en m y V la velocidad de proyecto en km/h.

Para proyecto, el criterio a seguir debe ser el de seguridad, que satisfaga cuando menos la distancia de visibilidad de parada. El criterio de apariencia sólo debe emplearse en caminos de tipo muy especial. Por otra parte, el drenaje siempre debe resolverse, sea con la longitud de curva o modificando las características hidráulicas de las cunetas. En las gráficas de las Figuras 8.4 y 8.5 se obtienen las longitudes de curvas según el criterio de seguridad para satisfacer el requisito de distancia de visibilidad de parada y la longitud mínima de curva, empleando las fórmulas correspondientes a la condición $D<L$, que representa el caso más crítico. La longitud obtenida en las gráficas debe redondearse al número de estaciones de veinte metros inmediato superior.

2. Pendiente en un punto cualquiera de la curva. Para determinar esta pendiente P, se parte de la propiedad de la parábola de que la variación de pendiente a lo largo de ella respecto a su longitud, es uniforme. Puede establecerse la siguiente proporción:

$$\frac{P_1 - P_2}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore \quad \frac{A}{L} = \frac{P_1 - P}{l} \quad \therefore$$

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

En donde:

P, P_1, P_2 y A están expresados en por ciento y l y L en metros.

3. Pendiente de la cuerda a un punto cualquiera. Para determinar esta pendiente simbolizada como P' se hace uso de la propiedad de la parábola de que la pendiente de una cuerda es el promedio de las pendientes de las tangentes a la parábola en los puntos extremos de la cuerda.

Esto es:

$$P' = \frac{P_1 + P}{2}$$

y teniendo en cuenta que:

$$P = P_1 - \frac{Al}{L}$$

$$P' = \frac{P_1}{2} + \frac{1}{2}\left(P_1 - \frac{Al}{L}\right)$$

de donde:

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

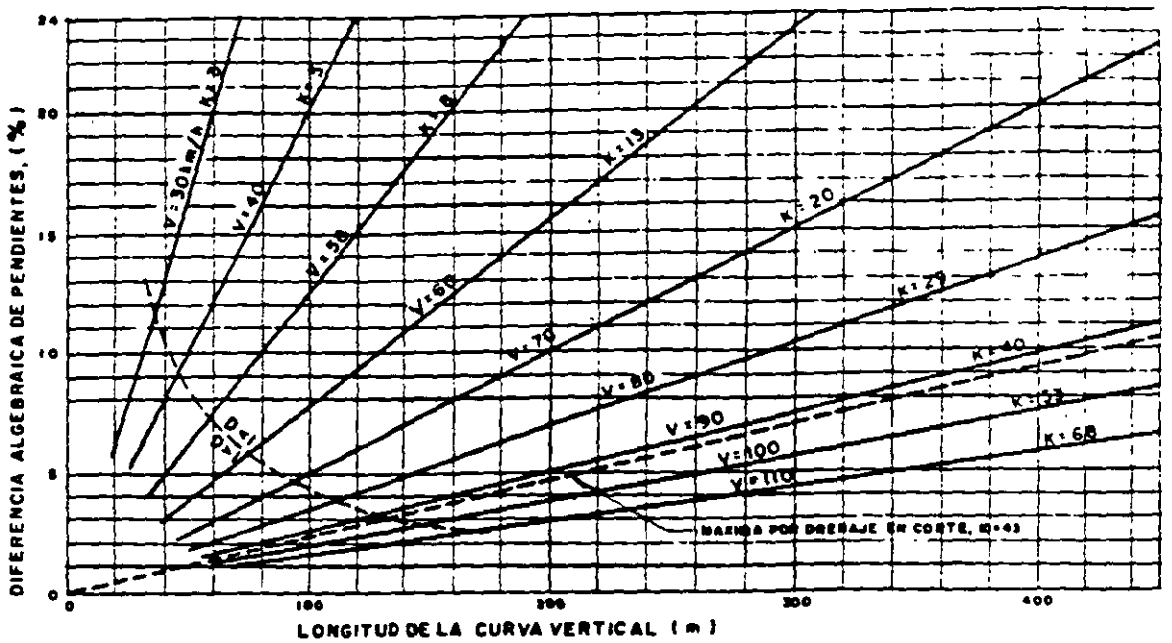


FIGURA 8.4. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN CRESTA PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

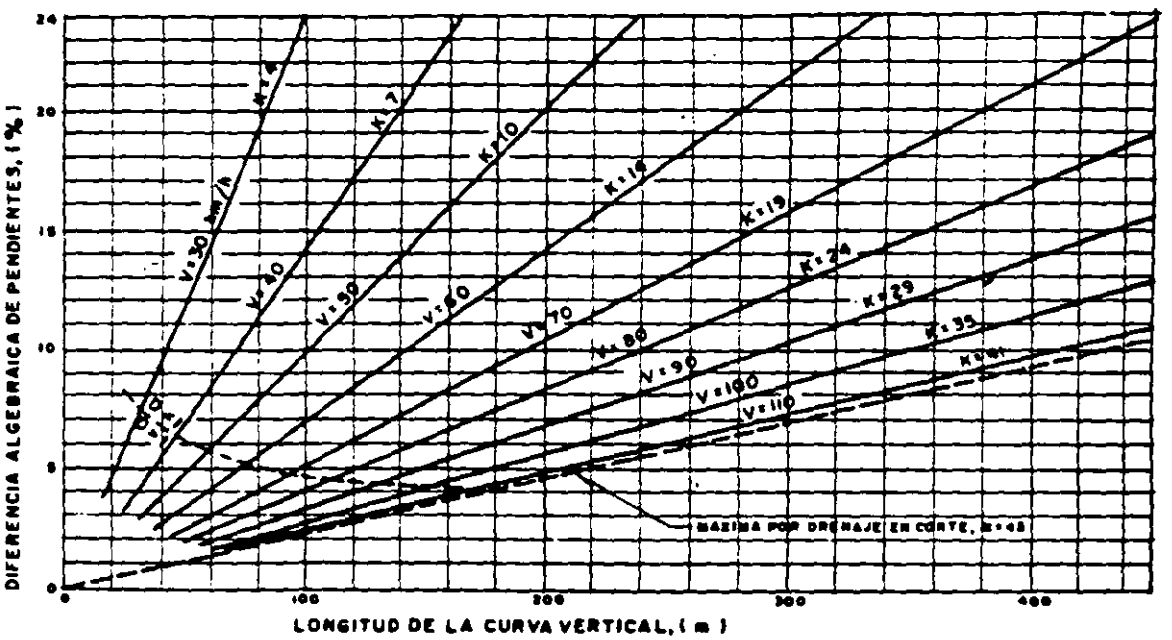


FIGURA 8.5. LONGITUD DE CURVAS VERTICALES EN COLUMPIO PARA CUMPLIR CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

4. Desviación respecto a la tangente. Es la diferencia de ordenadas entre la prolongación de la tangente y la curva, llamada *t;* para determinarla se aprovecha la propiedad de la parábola que establece:

$$t = al^2$$

pero en el *PTV:*

$$t' = aL^2$$

y:

$$t' = \frac{P_1 L}{200} + \frac{P_2 L}{200} = \frac{L}{200}(P_1 + P_2) = \frac{AL}{200}$$

$$\frac{AL}{200} = aL^2 \qquad \text{de donde} \qquad a = \frac{A}{200L}$$

y finalmente:

$$t = \frac{A}{200L} l^2$$

5. Externa. Es la distancia entre el *PIV* y la curva, medida verticalmente; se le representa como *E*.

De la ecuación anterior:

$$E = \frac{A}{200L}\left(\frac{L}{2}\right)^2$$

$$E = \frac{AL}{800}$$

6. Flecha. Es la distancia entre la curva y la cuerda *PCV-PTV*, medida verticalmente; se representa como *f*.

De la Figura 8.3

$$f = \frac{P_2 L}{200} - E - e = \frac{P_2 L}{200} - \frac{AL}{800} - e$$

Siendo la distancia *e* la pendiente de la cuerda *PTV-PCV* multiplicada por $\frac{L}{2}$, o sea que aplicando la ecuación

$$P' = P_1 - \frac{Al}{2L}$$

Se tendrá:

$$c = -\left(\frac{P_1}{100} - \frac{A}{200L}L\right)\frac{L}{2} = -\frac{P_1 L}{200} + \frac{AL}{400}$$

de donde:

$$f = \frac{P_2 L}{200} - \frac{AL}{800} + \frac{P_1 L}{200} - \frac{AL}{400} = \frac{P_1 + P_2}{200}L - \frac{3AL}{800} = \left(\frac{1}{200} - \frac{3}{800}\right)AL$$

$$f = \frac{AL}{800}$$

Puede observarse que $f = E$

7. Elevación de un punto cualquiera de la curva Z_n. De la Figura 8.3

$$Z_n = Z_0 + \frac{P_1 l}{100} - t$$

Substituyendo el valor de t y agrupando:

$$Z_n = Z_0 + \left(\frac{P_1}{100} - \frac{Al}{200L}\right)l$$

y expresando a l y L en estaciones de 20 m, y llamando n y N a las longitudes l y L en estaciones, se tendrá:

$$Z_n = Z_0 + \left(\frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}n\right)n$$

Esta expresión se emplea para calcular las elevaciones de la curva vertical. El cálculo con esta fórmula tiene la ventaja de su simplicidad, pero la desventaja de que no es autocomprobante, puesto que un error en una elevación intermedia no se refleja en la elevación del punto final. Un artificio para hacer el cálculo comprobable es el siguiente:

Puede establecerse:

$$Z_{n-1} = Z_0 + \left[\frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}(n-1)\right](n-1)$$

restando esta ecuación de la ecuación para el punto n:

$$Z_n - Z_{n-1} = \left(\frac{P_1}{5} - \frac{An}{10N}\right)n - \left[\frac{P_1}{5} - \frac{A(n-1)}{10N}\right](n-1)$$

y efectuando operaciones y simplificando:

$$Z_n = Z_{n-1} + \frac{P_1}{5} - \frac{A}{10N}(2n-1)$$

Expresión que permite hacer un cálculo autocomprobante, si bien algo más elaborado que con la expresión anterior.

CAPITULO IX

SECCION TRANSVERSAL

9.1 DEFINICION

La sección transversal de un camino en un punto cualquiera de éste es un corte vertical normal al alineamiento horizontal. Permite definir la disposición y dimensiones de los elementos que forman el camino en el punto correspondiente a cada sección y su relación con el terreno natural.

9.2 ELEMENTOS QUE LA INTEGRAN

Los elementos que integran y definen la sección transversal son: la corona, la subcorona, las cunetas y contracunetas, los taludes y las partes complementarias. En la Figura 9.1 se muestra una sección transversal típica de un camino en una tangente del alineamiento horizontal.

9.2.1 Corona

La corona es la superficie del camino terminado que queda comprendida entre los hombros del camino, o sean las aristas superiores de los taludes del terraplén y/o las interiores de las cunetas. En la sección transversal está representada por una linea. Los elementos que definen la corona son la rasante, la pendiente transversal, la calzada y los acotamientos.

A) Rasante. La rasante es la linea obtenida al proyectar sobre un plano vertical el desarrollo del eje de la corona del camino. En la sección transversal está representada por un punto.

B) Pendiente transversal. Es la pendiente que se da a la corona normal a su eje. Según su relación con los elementos del alineamiento horizontal se presentan tres casos:

1. Bombeo.
2. Sobreelevación.
3. Transición del bombeo a la sobreelevación.

1. Bombeo. El bombeo es la pendiente que se da a la corona en las tangentes del alineamiento horizontal hacia uno y otro lado de la rasante para evitar la acumulación del agua sobre el camino. Un bombeo apropiado será aquel que permita un drenaje correcto de la corona con la mínima pendiente, a fin de que el conductor no tenga sensaciones de incomodidad o inseguridad. En la tabla 9-A se dan valores guía para emplearse en el proyecto en función del tipo de superficie de rodamiento.

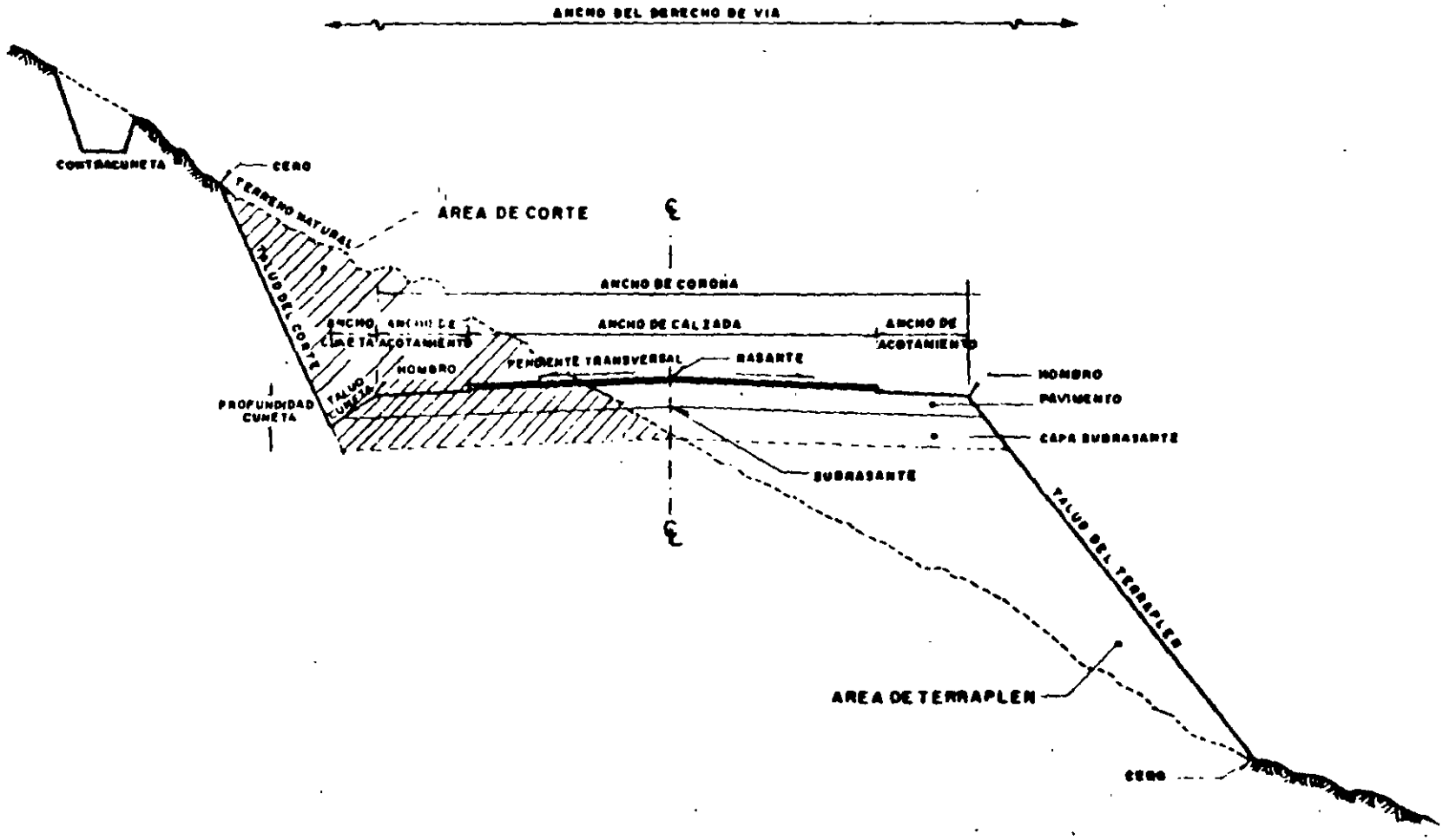


FIGURA 9.1. SECCION TRANSVERSAL TIPICA EN UNA TANGENTE DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

TIPO DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO		BOMBEO
MUY BUENA	Superficie de concreto hidráulico o asfáltico, tendido con extendedoras mecánicas.	0.010 a 0.020
BUENA	Superficie de mezcla asfáltica tendida con motoconformadoras. Carpeta de riegos.	0.015 a 0.030
REGULAR A MALA	Superficie de tierra o grava.	0.020 a 0.040

TABLA 9-A. BOMBEO DE LA CORONA

2. Sobreelevación. La sobreelevación es la pendiente que se da a la corona hacia el centro de la curva para contrarrestar parcialmente el efecto de la fuerza centrífuga de un vehículo en las curvas del alineamiento horizontal.

En el apartado E) del inciso 5.2.2, se dedujo la expresión para calcular la sobreelevación necesaria en una curva circular, esta expresión es:

$$S = 0.00785 \frac{V^2}{R} - \mu$$

en donde:

S = Sobreelevación, en valor absoluto.
V = Velocidad del vehículo, en km/h.
R = Radio de la curva, en m.
μ = Coeficiente de fricción lateral.

Con la expresión anterior puede calcularse la sobreelevación necesaria para que no deslice un vehículo que circule por la curva a una velocidad dada; sin embargo, algunos problemas relacionados con la construcción, operación y conservación de la carretera, han mostrado la necesidad de fijar una sobreelevación máxima, admitiéndose cuatro valores. Se usa una sobreelevación máxima de 12% en aquellos lugares en donde no existen heladas ni nevadas y el porcentaje de vehículos pesados en la corriente de tránsito es mínimo; se usa 10% en los lugares en donde sin haber nieve o hielo se tiene un gran porcentaje de vehículos pesados; se usa 8% en zonas en donde las heladas o nevadas son frecuentes y, finalmente, se usa 6% en zonas urbanas.

Una vez fijada la sobreelevación máxima, el grado máximo de curvatura queda definido para cada velocidad mediante la aplicación de la expresión anterior; de ella, expresando el radio en función del grado, se tendrá:

$$G_{máx} = \frac{146\,000\,(\mu + S_{máx})}{V^2}$$

Substituyendo en esta expresión los valores del coeficiente de fricción lateral (μ) dados en la Figura 5.10 y con la sobreelevación máxima que se considere, pueden encontrarse los grados máximos de curvatura para cada velocidad de proyecto. En la tabla 9-B se indican esos grados máximos.

Velocidad de proyecto	Coeficiente de friccion lateral	Grado maximo calculado para sobreelevacion de				Valores para proyecto							
						S = 0.12		S = 0.10		S = 0.08		S = 0.06	
		0.12	0.10	0.08	0.06	G	R	G	R	G	R	G	R
30	0.280	64.89	61.64	58.40	55.16	65	17.63	62	18.48	58	19.76	55	20.83
40	0.230	31.99	30.11	28.29	26.46	32	35.81	30	38.20	28	40.93	26	44.07
50	0.190	18.10	16.94	15.77	14.60	18	63.66	17	67.41	16	71.62	15	76.39
60	0.165	11.56	10.75	9.94	9.12	12	95.49	11	104.17	10	114.59	9	127.32
70	0.150	8.04	7.45	6.85	6.26	8	143.24	7.5	152.79	7	163.70	6.5	183.34
80	0.140	5.93	5.48	5.02	4.56	6	190.99	5.5	208.35	5	229.18	4.5	254.65
90	0.135	4.60	4.24	3.88	3.51	4.5	259.65	4.25	246.10	4	286.48	3.5	327.40
100	0.130	3.65	3.36	3.07	2.77	3.5	327.40	3.25	352.59	3	381.97	2.75	416.69
110	0.125	2.96	2.72	2.47	2.23	3.0	381.97	2.75	416.89	2.5	458.37	2.25	509.29

TABLA 9-8. GRADOS MAXIMOS DE CURVATURA

A las curvas que tienen el grado de curvatura máximo, corresponderá la sobreelevación máxima. En las curvas con grado menor al máximo, se puede proporcionar la sobreelevación necesaria considerando el máximo coeficiente de fricción correspondiente a la velocidad de proyecto, lo que sólo sería correcto para los vehículos que circularan a la velocidad de proyecto.

Para tener en cuenta las distintas combinaciones de grado y velocidad se han planteado cuatro procedimientos para calcular la sobreelevación en curvas de grado menor al máximo; estos procedimientos son:

a) Calcular la sobreelevación proporcionalmente al grado de curvatura de manera que $S = 0$ para $G = 0$ y $S = S\text{máx}$ para $G = G\text{máx}$; o sea que para un grado G cualquiera: $S = (S\text{máx}/G\text{máx})\ G$.

b) Calcular la sobreelevación de manera que un vehículo que circule a la velocidad de proyecto tenga toda la fuerza centrífuga contrarrestada por la sobreelevación; esto se hará hasta que se llegue a la sobreelevación máxima con un grado menor al máximo. Para curvas más agudas, o sea con un grado comprendido entre el acabado de citar y el máximo, se utilizará el coeficiente de fricción para que, junto con la sobreelevación máxima, contrarresten la fuerza centrífuga.

c) Calcular la sobreelevación en la misma forma que en el procedimiento anterior, pero considerando la velocidad de marcha en vez de la velocidad de proyecto.

d) Calcular la sobreelevación a través de una relación parabólica con valores comprendidos entre los obtenidos con el procedimiento *a)* y el procedimiento *c)*.

En la Figura 9.2 se ilustra la variación de la sobreelevación y el coeficiente de fricción con el grado de curvatura en un caso particular, según los procedimientos descritos. La AASHO recomienda el procedimiento *d)*, que reduce el coeficiente de fricción sin que llegue a tener valores negativos o nulos. En la Secretaría de Obras Públicas se emplea el procedimiento *a)* que distribuye uniformemente el coeficiente de fricción y la sobreelevación, de lo que resulta que las sobreelevaciones calculadas con este método, son menores que las calculadas con el método AASHO, puesto que los coeficientes de fricción son mayores, pero siempre abajo de su valor máximo.

La Figura 9.3 corresponde a la gráfica para calcular la sobreelevación para cada grado de curvatura y velocidad de proyecto, así como las longitudes de transición de la sobreelevación y los valores de N, para una sobreelevación máxima de 10%.

Para ilustrar el uso de la gráfica, se supone que se tiene una curvatura de diecisiete grados y una velocidad de proyecto de 40 km/h. Se entra a la gráfica con el valor del grado de curvatura (17°) hasta intersectar la línea que corresponde a la velocidad del proyecto (40 km/h) en la familia de rectas de la parte inferior de la gráfica, determinándose el valor de la sobreelevación (5.7%). A partir de este punto e intersectando la línea que le corresponde una velocidad de proyecto de 40 km/h en la familia de rectas superior, se obtendrá la longitud mínima de transición de dieciocho metros. Si el bombeo es de 2%, el valor de N para la velocidad de 40 km/h será igual a 6.40 m.

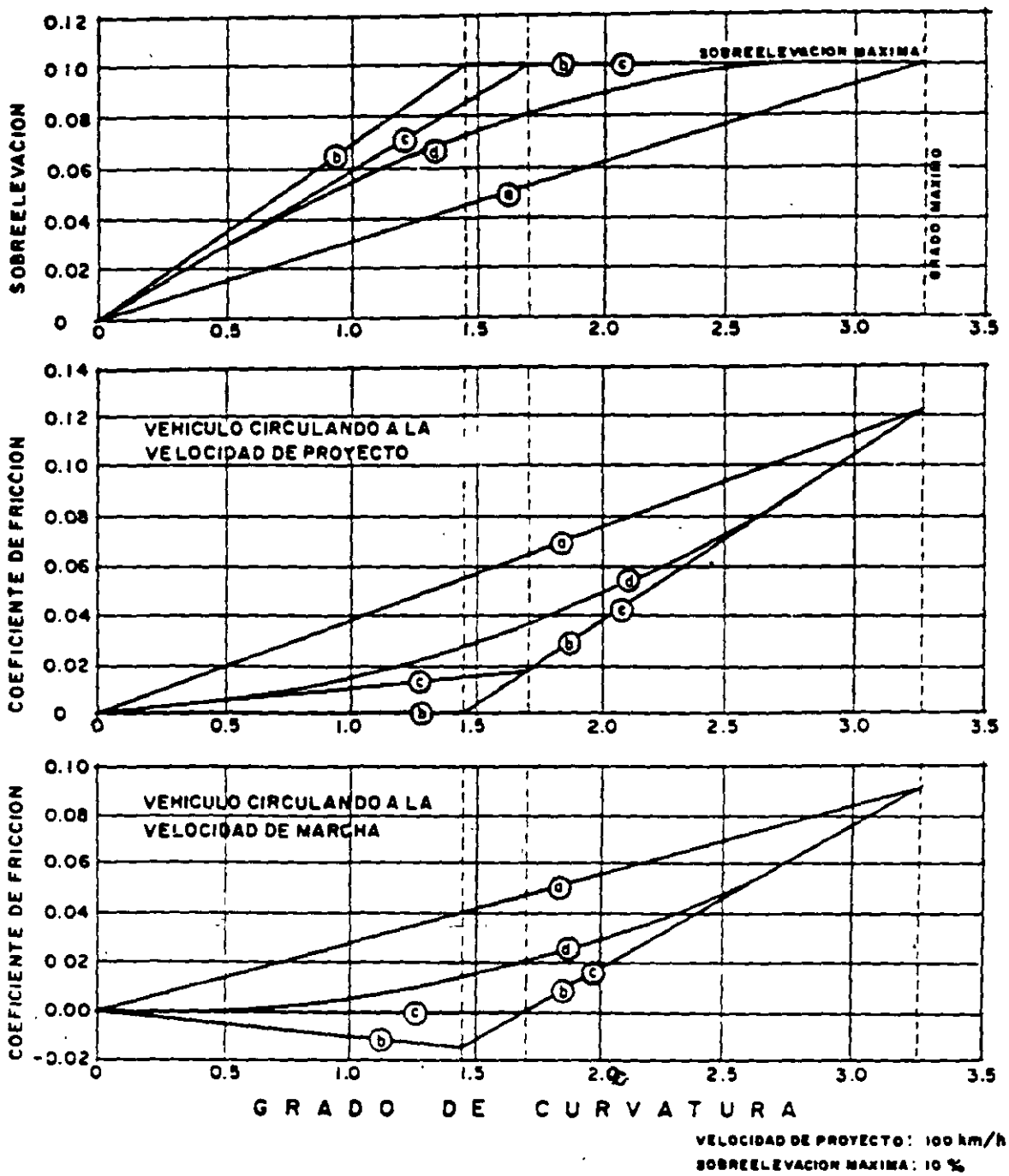


FIGURA 9.2. DISTRIBUCION DE LA SOBREELEVACION Y DEL COEFICIENTE DE FRICCION EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

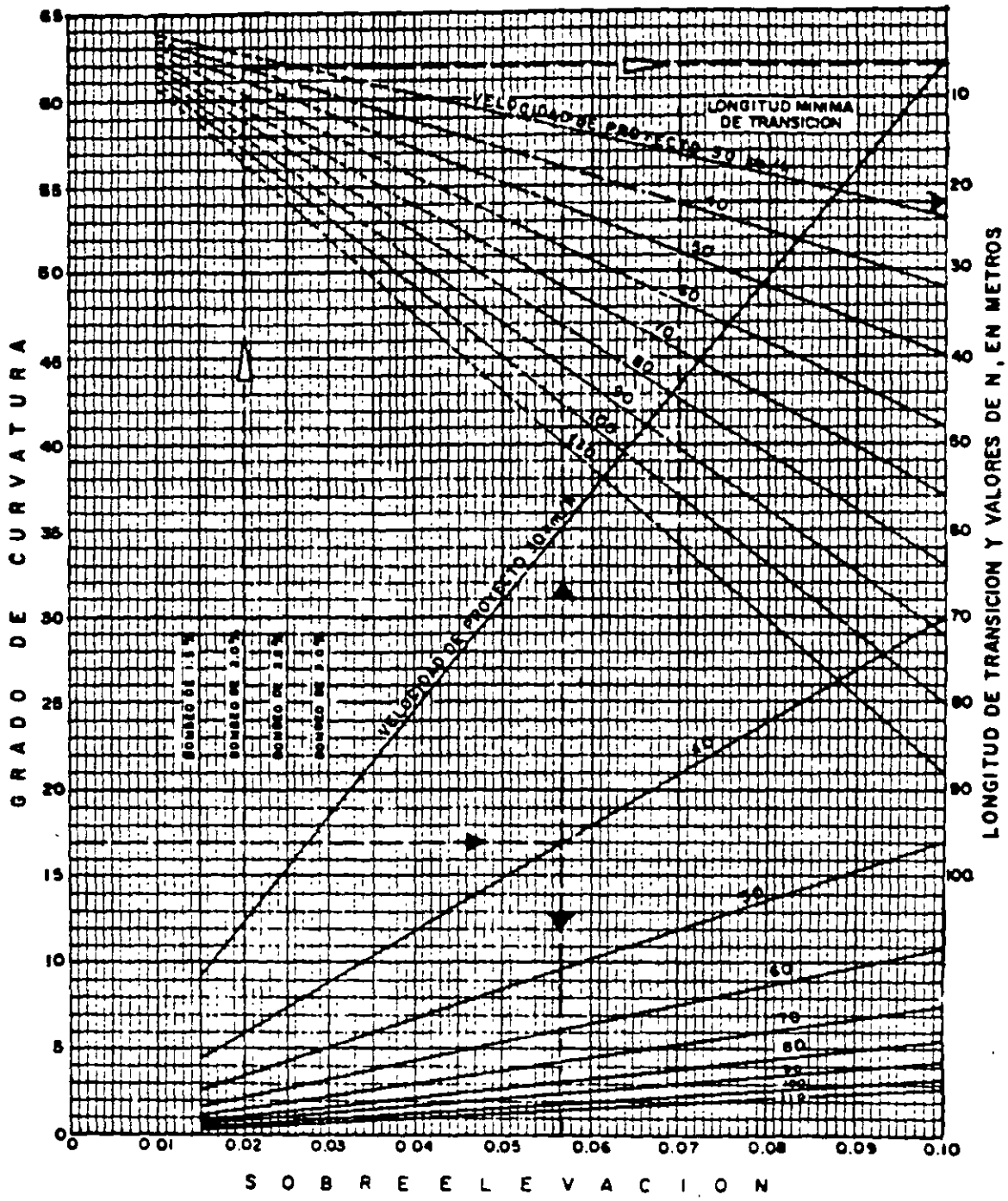


FIGURA 9.3. SOBREELEVACIONES Y LONGITUDES DE TRANSICION PARA SOBREELEVACION MAXIMA DE 10%

3. Transición del bombeo a la sobreelevación. En el alineamiento horizontal, al pasar de una sección en tangente a otra en curva, se requiere cambiar la pendiente de la corona, desde el bombeo hasta la sobreelevación correspondiente a la curva; este cambio se hace gradualmente en toda la longitud de la espiral de transición. En el capítulo VIII se indicó que la longitud de la espiral debe ser tal, que permita hacer adecuadamente el cambio de pendientes transversales. Cuando la curva circular no tiene espirales de transición, la transición de la sobreelevación puede efectuarse sobre las tangentes contiguas a la curva; sin embargo, esta solución tiene el defecto de que al dar la sobreelevación en las tangentes, se obliga al conductor a mover el volante de su vehículo en sentido contrario al de la curva para no salirse del camino; esta maniobra puede ser molesta y peligrosa, por lo cual se recomienda para este caso, dar parte de la transición en las tangentes y parte sobre la curva circular. Se ha determinado empiricamente que las transiciones pueden introducirse dentro de la curva circular hasta en un cincuenta por ciento, siempre que por lo menos la tercera parte de la longitud de la curva quede con sobreelevación completa.

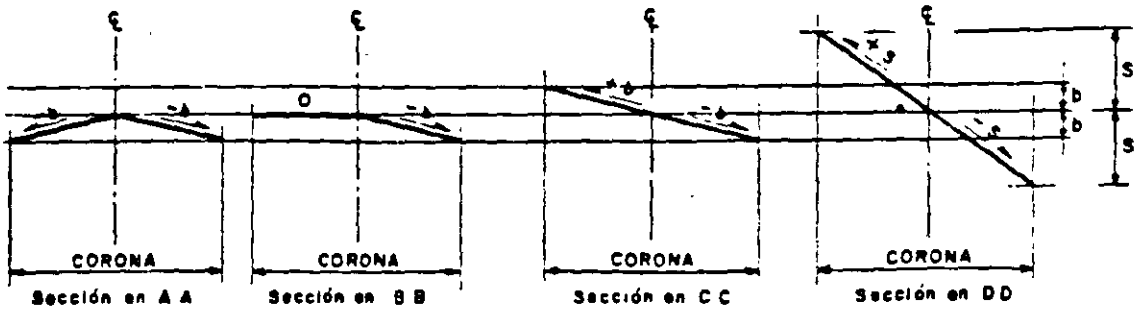
La consideración anterior limita la longitud mínima de la tangente entre dos curvas circulares consecutivas de sentido contrario que no tengan espirales de transición; esa longitud debe ser igual a la semisuma de las longitudes de transición de las dos curvas.

La longitud mínima de transición para dar la sobreelevación puede calcularse de la misma manera que una espiral de transición y numéricamente sus valores son iguales.

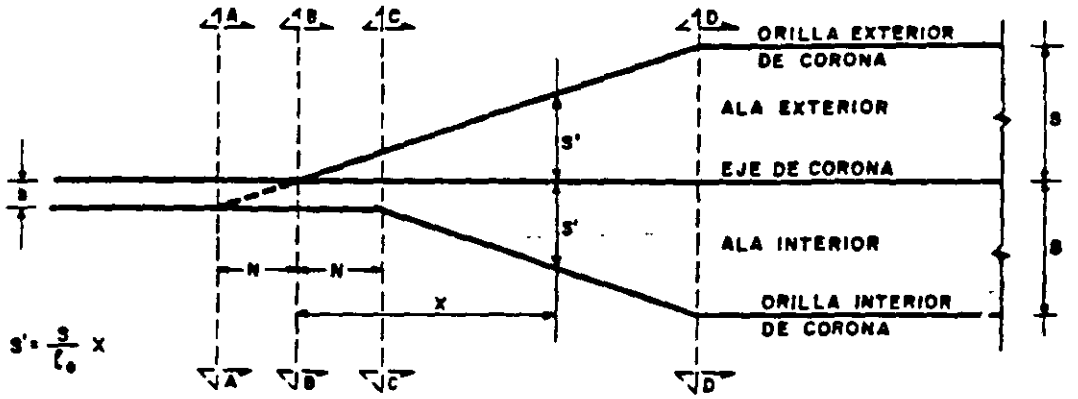
Para pasar del bombeo a la sobreelevación, se tienen tres procedimientos. El primero consiste en girar la sección sobre el eje de la corona; el segundo en girar la sección sobre la orilla interior de la corona y el tercero en girar la sección sobre la orilla exterior de la corona. El primer procedimiento es el más conveniente, ya que requiere menor longitud de transición y los desniveles relativos de los hombros son uniformes; los otros dos métodos tienen desventajas y sólo se emplean en casos especiales.

En la Figura 9.4 se ilustra el primer procedimiento, indicando la variación de la sobreelevación y las secciones transversales en la mitad de la curva; la otra mitad es simétrica. En la sección A, a una distancia N antes del punto donde comienza la transición, se tiene la sección normal en tangente; en esa sección se empieza a girar el ala exterior con centro en el eje de la corona, a fin de que en el TE esté a nivel como se muestra en la sección B y el ala interior conserve su pendiente original de bombeo b; a partir de ese punto se sigue girando el ala exterior hasta que se hace colineal con el ala interior, como se muestra en la sección C, a partir de la cual, se gira la sección completa hasta obtener la sobreelevación S de la curva en el EC. Se hace notar que cuando la curva no tiene espirales de transición y se introduce la transición de la sobreelevación dentro de la curva circular, la sobreelevación en el PC es menor que la requerida teóricamente; este aparente defecto se elimina al considerar que el vehículo no puede cambiar de radio de giro instantáneamente, por lo que en el PC tendrá necesariamente un radio de giro mayor y por tanto se requiere una sobreelevación menor.

SECCIONES TRANSVERSALES



VARIACION DE LA SOBREELEVACION



LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CON ESPIRALES DE TRANSICION

LOCALIZACION RELATIVA DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE

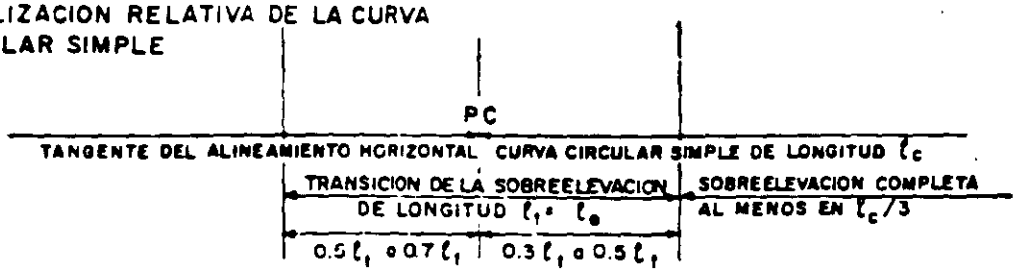


FIGURA 9.4. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE EL EJE DE CORONA

El segundo y tercer procedimientos se ilustran en la Figura 9.5; en ella se muestra la manera como se giran las alas del camino alrededor de una orilla de la corona.

En caminos divididos por una faja separadora central, el procedimiento para dar la sobreelevación depende de los anchos de la corona y de la faja; en general, pueden considerarse los siguientes procedimientos:

a) La sección total del camino se sobreeleva girando sobre el eje de simetría, girando también la faja separadora central.

b) La faja separadora central se mantiene horizontal y cada ala se gira sobre la orilla contigua a la faja.

c) Las dos alas se giran independientemente en torno al eje de cada una.

C) Calzada. La calzada es la parte de la corona destinada al tránsito de vehículos y constituida por uno o más carriles, entendiéndose por carril a la faja de ancho suficiente para la circulación de una fila de vehículos.

El ancho de calzada es variable a lo largo del camino y depende de la localización de la sección en el alineamiento horizontal y excepcionalmente en el vertical. Normalmente el ancho de calzada se refiere al ancho en tangente del alineamiento horizontal.

1. Ancho de calzada en tangente. Para determinar el ancho de calzada en tangente, debe establecerse el nivel de servicio deseado al final del plazo de previsión o en un determinado año de la vida del camino; con este dato y los estudios económicos correspondientes, pueden determinarse el ancho y número de carriles, de manera que el volumen de tránsito en ese año no exceda el volumen correspondiente al nivel de servicio prefijado. Los anchos de carril usuales son: 2.75 m, 3.05 m, 3.35 m y 3.65 m y normalmente se proyectan dos, cuatro o más carriles; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es muy bajo, de 75 vehículos por día o menos, pueden proyectarse caminos de un carril para las dos direcciones de tránsito, con un ancho de 4.50 m.

En tangentes del alineamiento vertical con fuerte pendiente longitudinal, puede ser necesario ampliar la calzada mediante la adición de un carril para que por él transiten los vehículos lentos, mejorando así la capacidad y el nivel de servicio. El ancho y la longitud de ese carril se determina mediante un análisis de operación de los vehículos.

2. Ancho de calzada en curvas del alineamiento horizontal. Cuando un vehículo circula por una curva del alineamiento horizontal, ocupa un ancho mayor que cuando circula sobre una tangente y el conductor experimenta cierta dificultad para mantener su vehículo en el centro del carril, por lo que se hace necesario dar un ancho adicional a la calzada respecto al ancho en tangente. A este sobreancho se le llama ampliación, la cual debe darse tanto a la calzada como a la corona.

Para caminos de dos carriles, el ancho de calzada en curva se calcula, sumando el ancho definido por la distancia entre huellas externas U de dos vehículos que circulan por la curva; la distancia libre lateral C entre los vehículos y entre éstos y la orilla de la calzada; el sobreancho F_A debido a la proyección del vuelo delantero del vehículo que circula por el lado interior de la curva; y un ancho adicional Z que toma en cuenta la dificultad de maniobra en la curva. En la Figura 9.6 se ilustra la forma

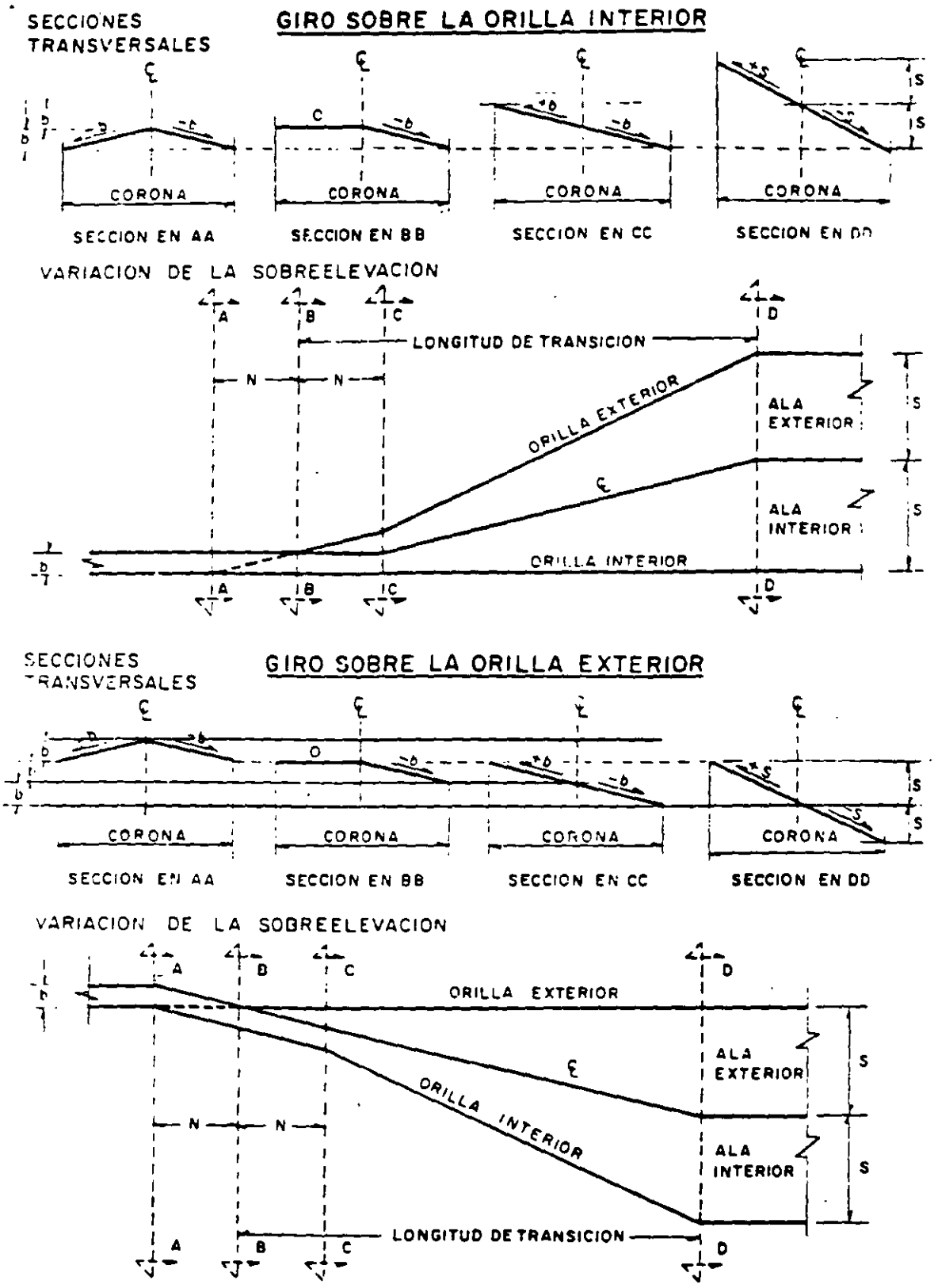
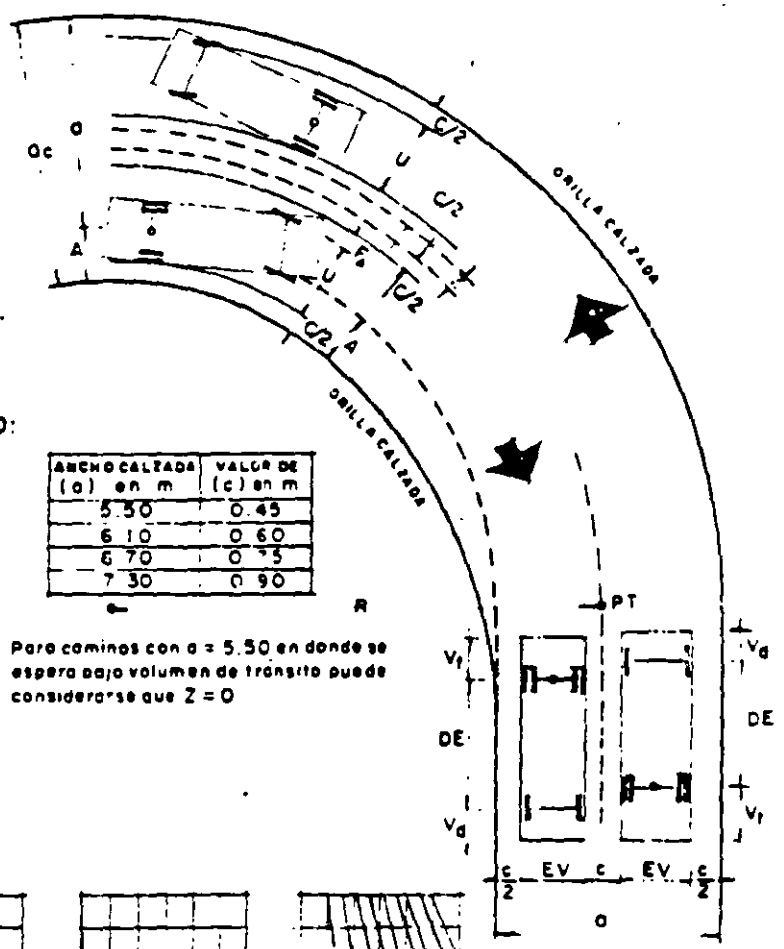


FIGURA 9.5. TRANSICION DE LA SECCION EN TANGENTE A LA SECCION EN CURVA GIRANDO SOBRE UNA ORILLA DE LA CORONA

SIMBOLOS

- a – Ancho de calzada en tangente
- a_c – Ancho de calzada en curva
- A – Ampliación en curva
- V_t – Vuelo trasero
- V_d – Vuelo delantero
- DE – Distancia entre ejes
- EV – Entrevía (en este caso igual al ancho total del vehículo)
- C – Distancia libre entre vehículos
- U – Distancia entre huellas externas
- F_A – Proyección del vuelo delantero
- Z – Sobreancho por dificultad de maniobra

NOTA: Todas las medidas en metros y normales al alineamiento horizontal



EXPRESIONES PARA EL CALCULO:

$$A = a_c - a$$

$$a_c = 2U + 2C + F_A + Z$$

$$U = \overline{EV} + R - \sqrt{R^2 - \overline{DE}^2}$$

$$F_A = \sqrt{R^2 + V_d(2\overline{DE} + V_d)} - R$$

$$Z = 0.1\,\frac{V}{\sqrt{R}}$$

ANCHO CALZADA (a) en m	VALOR DE (c) en m
5.50	0.45
6.10	0.60
6.70	0.75
7.30	0.90

Para caminos con a = 5.50 en donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que Z = 0

GRAFICAS PARA EL CALCULO.

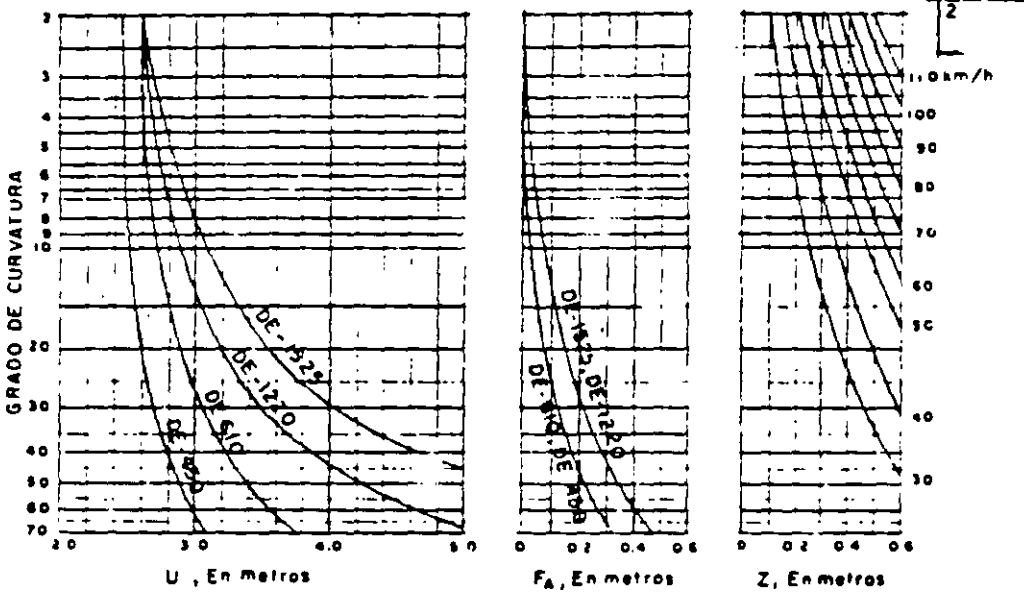


FIGURA 9.6. AMPLIACIONES EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

en que intervienen cada uno de los elementos mencionados en el cálculo de la ampliación para obtener el ancho de calzada en curva.

Para caminos de cuatro carriles sin dividir, la ampliación en curva tendrá un valor doble que el calculado para caminos de dos carriles. Si están divididos, a cada calzada le corresponde la ampliación calculada.

Para fines de proyecto no se consideran las ampliaciones que resulten menores de 20 cm; si la ampliación resultase mayor deberá redondearse al decímetro próximo superior.

La ampliación de la calzada en las curvas, se da en el lado interior; la raya central se pinta posteriormente en el centro de la calzada ampliada. Para pasar del ancho de calzada en tangente al ancho de calzada en curva, se aprovecha la longitud de transición requerida para dar la sobreelevación, de manera que la orilla interior de la calzada forme una curva suave sin quiebres bruscos a lo largo de ella.

En curvas circulares con espirales, la ampliación en la transición puede darse proporcionalmente a la longitud de la espiral, esto es:

$$A' = \frac{A}{l_e} l$$

en donde A' es la ampliación en una sección que está a l metros del TE, l_e es la longitud de la espiral y A es la ampliación total en curva. Procediendo de esta manera se tendrá ampliación nula en el TE, ampliación total en el EC, y la orilla inferior de la calzada tendrá la forma de una espiral modificada.

En curvas circulares sin espirales puede seguirse el mismo criterio, pero resultarán quiebres que pueden eliminarse durante la construcción.

D) Acotamientos. Los acotamientos son las fajas contiguas a la calzada, comprendidas entre sus orillas y las líneas definidas por los hombros del camino. Tienen como ventajas principales las siguientes:

1. Dar seguridad al usuario del camino al proporcionarle un ancho adicional fuera de la calzada, en el que puede eludir accidentes potenciales o reducir su severidad, pudiendo también estacionarse en ellos en caso obligado.

2. Proteger contra la humedad y posibles erosiones a la calzada, así como dar confinamiento al pavimento.

3. Mejorar la visibilidad en los tramos en curva, sobre todo cuando el camino va en corte.

4. Facilitar los trabajos de conservación.

5. Dar mejor apariencia al camino.

El ancho de los acotamientos depende principalmente del volumen de tránsito y del nivel de servicio a que el camino vaya a funcionar.

El color, textura y espesor de los acotamientos, dependerá de los objetivos que se quiera lograr con ellos y su pendiente transversal será la misma que la de la calzada.

9.2.2 Subcorona

La subcorona es la superficie que limita a las terracerías y sobre la que se apoyan las capas del pavimento. En sección transversal es una línea.

Se entiende por terracerías, el volumen de material que hay que cortar o terraplenar para formar el camino hasta la subcorona. La diferencia de cotas entre el terreno natural y la subcorona, define los espesores de corte o terraplén en cada punto de la sección. A los puntos intermedios en donde esa diferencia es nula, se les llama puntos de paso y a las líneas que unen esos puntos en un tramo del camino, línea de paso. A los puntos extremos de la sección donde los taludes cortan al terreno natural, se les llama ceros y a las líneas que los unen a lo largo del camino, líneas de ceros.

Se entiende por pavimento, a la capa o capas de material seleccionado y/o tratado, comprendidas entre la subcorona y la corona, que tiene por objeto soportar las cargas inducidas por el tránsito y repartirlas de manera que los esfuerzos transmitidos a la capa de terracerías subyacente a la subcorona, no le causen deformaciones perjudiciales; al mismo tiempo proporciona una superficie de rodamiento adecuada al tránsito. Los pavimentos generalmente están formados por la sub-base, la base y la carpeta, definiendo esta última la calzada del camino.

Los elementos que definen la subcorona y que son básicos para el proyecto de las secciones de construcción del camino, son la subrasante, la pendiente transversal y el ancho.

A) Subrasante. La subrasante es la proyección sobre un plano vertical del desarrollo del eje de la subcorona. En la sección transversal es un punto cuya diferencia de elevación con la rasante, está determinada por el espesor del pavimento y cuyo desnivel con respecto al terreno natural, sirve para determinar el espesor de corte o terraplén.

B) Pendiente transversal. La pendiente transversal de la subcorona es la misma que la de la corona, logrando mantener uniforme el espesor del pavimento. Puede ser bombeo o sobreelevación, según que la sección esté en tangente, en curva o en transición.

C) Ancho. El ancho de subcorona es la distancia horizontal comprendida entre los puntos de intersección de la subcorona con los taludes del terraplén, cuneta o corte. Este ancho está en función del ancho de corona y del ensanche.

La expresión general para calcular el ancho As de la subcorona es la siguiente:

$$As = C + e_1 + e_2 + A$$

En donde:

As = Ancho de la subcorona, en m.
C = Ancho de la corona en tangente, en m.
e_1 y e_2 = Ensanche, a cada lado del camino, en m.
A = Ampliación de la calzada en la sección considerada, en m.

El ensanche es el sobreancho que se da a cada lado de la subcorona para que, con los taludes de proyecto, pueda obtenerse el ancho de corona después de construir las capas de base y sub-base; es función del espesor de base y sub-base, de la pendiente transversal y de los taludes.

Cuando el camino va en corte y se proyecta cuneta provisional, el hombro de la subcorona queda en la misma vertical que el de la corona y el ensanche es nulo (ver Figura 9.8); pero cuando el camino se va a pavimentar inmediatamente después de construidas las terracerías y no hay necesidad de construir la cuneta provisional, la cuneta definitiva quedará formada con el material de base y sub-base y por el talud del corte (Figura 9.7). En este caso el ensanche de la subcorona se calcula como sigue:

De la Figura 9.7-A $A = B + C \; ; \; B = A - C$

como $A = e \tan \alpha \; ; \; C = e \tan \theta$

se tiene que $B = e \, (\tan \alpha - \tan \theta)$

por convención $\tan \alpha = \dfrac{1}{t} \; ; \; \tan \theta = -S$

queda $B = e \left[\dfrac{1}{t} - (-S) \right]$

Por lo cual $e = \dfrac{B}{\dfrac{1}{t} + S}$

En donde:

e = Ensanche, en m.

B = Espesor de base y sub-base, en m.

t = Talud de la cuneta.

S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

La expresión anterior puede aplicarse también para el cálculo del ensanche en terraplenes, en cuyo caso, t es el talud del terraplén.

Cuando el espesor del pavimento y/o la pendiente transversal tienen valores altos, la subcorona corta primero al talud del corte que al talud de la cuneta, como se muestra en la Figura 9.7-B. En este caso, la aplicación de la expresión anterior daría como resultado la magnitud E, que es mayor que 1 m, lo que indica que el ensanche debe calcularse con otra expresión. Esta expresión se deduce como sigue:

$$(E - 1) \tan \alpha = a + b + c = d \tan \gamma + d \tan \theta + (E - 1) \tan \theta$$

como

$$\tan \alpha = \frac{1}{t} \; ; \; \tan \gamma = \frac{1}{T} \; ; \; \tan \theta = -S.$$

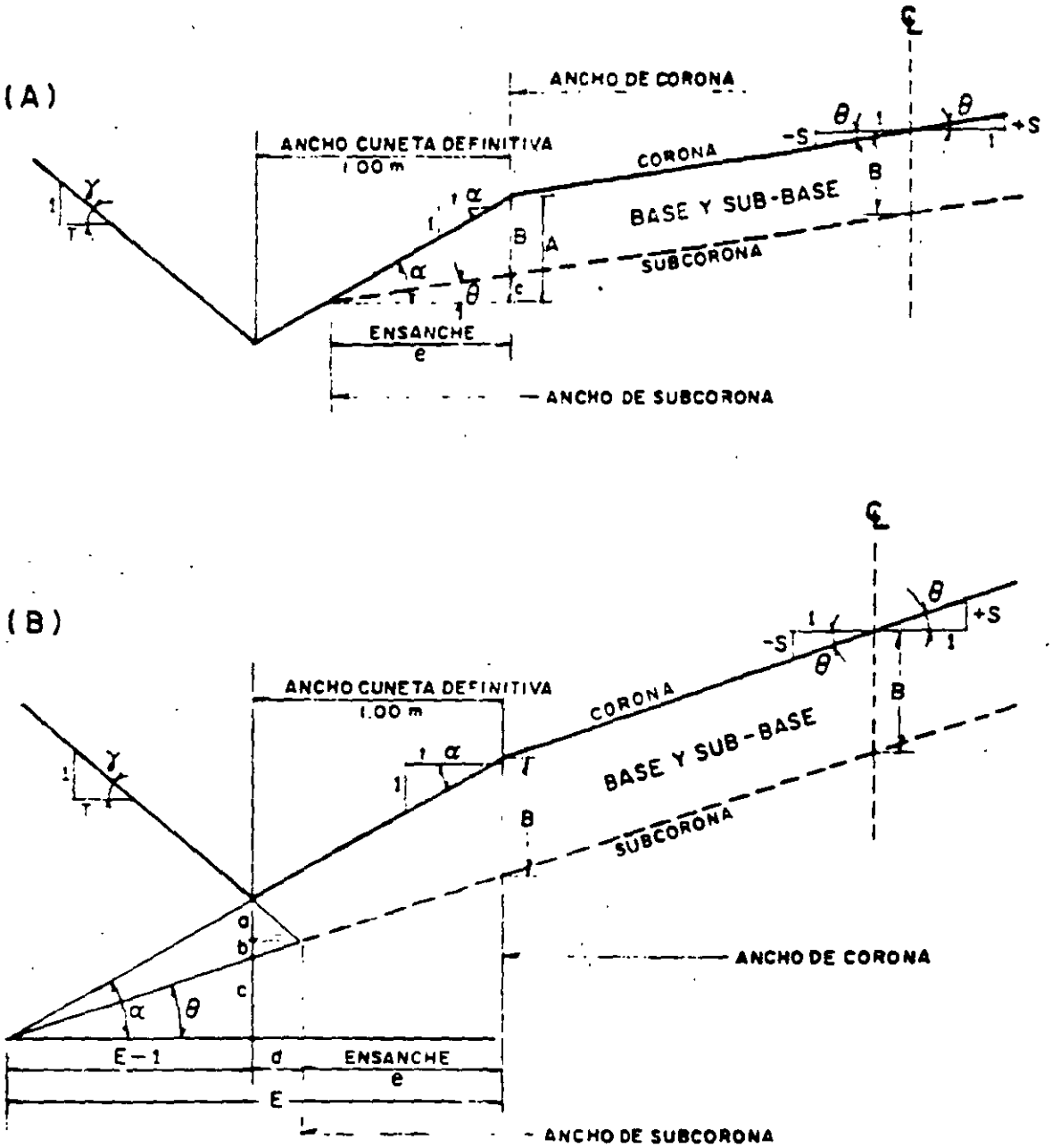


FIGURA 97. ENSANCHE DE LA SUBCORONA

entonces:

$$\frac{E-1}{t} = d\left[\frac{1}{T} + (-S)\right] + [(E-1)(-S)]$$

$$d\left[\frac{1}{T} + (-S)\right] = \frac{E-1}{t} - [(E-1)(-S)] = (E-1)\left(\frac{1}{t} + S\right)$$

$$d = \frac{(E-1)\left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)}$$

por otra parte:

$$B = E \tan \alpha - E \tan \Theta$$
$$B = E (\tan \alpha - \tan \Theta)$$

substituyendo valores y despejando E se tiene:

$$E = \frac{B}{\frac{1}{t} + S}$$

substituyendo el valor de E en el valor de d:

$$d = \frac{\left[\left(\frac{B}{\frac{1}{t} + S} - 1\right)\right]\left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)} = \frac{B - \left(\frac{1}{t} + S\right)}{\left(\frac{1}{T} - S\right)}$$

y el ensanche valdrá:

$$e = 1 - d$$

por lo cual:

$$e = 1 - \frac{B - \frac{1}{t} - S}{\frac{1}{T} - S} = \frac{\left(\frac{1}{T} - S\right) - \left(B - \frac{1}{t} - S\right)}{\frac{1}{T} - S}$$

$$e = \frac{\frac{1}{T} - S - B + \frac{1}{t} + S}{\frac{1}{T} - S}$$

$$e = \frac{\frac{1}{T} + \frac{1}{t} - B}{\frac{1}{T} - S}$$

En donde:

e = Ensanche, en m.
B = Espesor de base y sub-base, en m.
T = Talud del corte.
t = Talud de la cuneta.
S = Sobreelevación o pendiente transversal de la corona y la subcorona, con su signo.

D) Ampliación y sobreelevación en transiciones. Para calcular las ampliaciones y sobreelevaciones de la subcorona en las curvas y transiciones del alineamiento horizontal, se hace uso de los principios y recomendaciones establecidos en este capítulo; sin embargo, dada su importancia en el proyecto de las secciones de construcción, se establecerá la metodología de cálculo, que puede facilitarse mediante el empleo de una tabla similar a la 9-C.

En la parte superior, hay cinco columnas de datos. En la primera, se anotan los nombres del camino, tramo y subtramo a que pertenece la curva; en la segunda columna se anotan especificaciones generales de proyecto geométrico pertinentes, tales como la velocidad de proyecto V, la sobreelevación máxima (Smáx), el grado máximo de curvatura (Gmáx), el ancho de corona en tangente C y el bombeo en tangente b; en la tercera columna se anotan los datos específicos de la curva que se esté analizando, tales como el grado y el sentido de la deflexión ($G = 2°$ Der.), la sobreelevación de la curva S, la longitud de la transición l_e, la distancia N y la ampliación de la curva A. Cada uno de estos elementos se calcula a través de las expresiones ya citadas.

En la cuarta columna se anota el cadenamiento de los puntos que definen la curva circular y sus transiciones.

En la quinta columna se efectúa el cálculo de los parámetros que definen la variación de la sobreelevación DS y de la ampliación DA. Como esta variación es lineal, se tendrá:

$$DS = \frac{S}{l_e} \quad \text{y} \quad DA = \frac{A}{l_e}$$

Una vez completa la parte superior de la forma, se procede a llenar las columnas y renglones de la tabla propiamente dicha.

En la columna (1) se anota el cadenamiento de los puntos en donde se van a calcular sobreelevaciones y ampliaciones. Estos puntos son las estaciones cerradas de 20 m, los puntos que definen la curva y sus transiciones y los puntos que se encuentren a una distancia N del principio o fin de la transición.

En la columna (2) se anotan las distancias d entre el principio o final de la transición y la sección en donde se quiere calcular la ampliación o la sobreelevación.

En las columnas (3) se anotan las sobreelevaciones de las alas del camino. Se anotan primero las sobreelevaciones conocidas, que son las de aquellos puntos que definen a la curva y sus transiciones. Las sobreeleva-

CAMINO	V	100 km/h	G	2° Der.			
	Sp x	10 %	S	6.2 %	TE — 20 + 530 45		
TRAMO	Gmáx	3 25°	le	50 m	EC — 20 + 580 45		
	C	9.0 m	N	16 12 m	CE — 20 + 630 45	D S =	0 124
SUBTRAMO	b	2 %	A	0.16 m	ET — 20 + 680 45	D A =	0.0032
	B	0 3 m					
	a	7.30 m					

ESTACION	d	Sobreelevacion		Ampliacion	Taludes		Ensanches		Semianchos para proyecto	
		Izquierdo	Derecho		Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho	Izquierdo	Derecho
(1)	(2)	(3)		(4)	(5)		(6)		(7)	
20 + 514 33 TE — N		— 2.0	— 2 0	0 00	3	3	0 97	0.97	5.47	5.47
20 + 520	10 45	— 1 2	— 2 0	0.00	3	3	0 95	0.97	5 45	5.47
20 + 530.45 TE	0	0	— 2.0	0 00	3	3	0 91	0.97	5.41	5.47
20 + 540	9.55	+ 1.2	— 2.0	0.03	3	3	0.87	0 97	5.37	5.56
20 + 546 57 TE + N	16 12	+ 2.0	— 2 0	0 05	3	3	0 85	0 97	5 35	5 63
20 + 560	29.55	+ 3 7	— 3.7	0.10	3	0 25/1	0 81	1 00	5 31	5.80
20 + 580	49.55	+ 6.1	— 6.1	0.16	1.5	0 25/1	0 41	0.99	4 91	5.99
20 + 580.45 EC		+ 6.2	— 6.2	0.16	1 5	0.25/1	0.41	0 99	4.91	5.99
20 + 600		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1 5	0 41	0.49	4.91	5.49
20 + 620		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1 5	0.41	0.49	4 91	5.49
20 + 630 45 CE		+ 6.2	— 6.2	0.16	1.5	1.5	0 41	0 49	4.91	5.49
20 + 640	40 45	+ 5.0	— 5.0	0.13	1.5	1 5	0.42	0 48	4 92	5 38
20 + 660	20.45	+ 2.5	— 2.5	0 07	3	1.5	0.84	0 48	5 34	5 18
20 + 664 33 ET — N	16.12	+ 2.0	— 2.0	0.05	3	1 5	0 85	0.46	5.35	5 12
20 + 680	0.45	+ 0 1	— 2.0	0.00	3	1 5	0 90	0 46	5 40	4 96
20 + 680.45 ET	0	0	— 2.0	0 00	3	1 5	0 90	0.46	5 41	4 96
20 + 696.57 ET + N		— 2 0	— 2.0	0.00	3	1 5	0.96	0 46	5.47	4 96

CALCULO_____ REVISO_____ FECHA _____

TABLA 9-C. SOBREELEVACIONES, AMPLIACIONES Y ENSANCHES DE LA SUBCORONA

ciones restantes se calculan multiplicando la distancia *d* por el parámetro *DS*.

En las columnas (4) se anotan las ampliaciones de la curva y se complementa con la anotación Izq. o Der., según sea el sentido.

En la columna (5) se anotan los valores recomendados para los taludes del corte y de la cuneta o terraplén en cada estación. Si los taludes son de corte, se acostumbra escribirlos como quebrado, siendo la unidad el denominador y si son de terraplén o cuneta, se escribe el valor del talud.

En las columnas (6) se anotan los ensanches calculados, limitados por los taludes del corte, cuneta o terraplén. Cuando se tengan cunetas provisionales, el ensanche será nulo.

En las columnas (7) se anotan los semianchos de la subcorona para proyecto, que están integrados por la suma de la semicorona en tangente horizontal, el ensanche y la ampliación.

9.2.3 Cunetas y contracunetas

Las cunetas y contracunetas son obras de drenaje que por su naturaleza quedan incluidas en la sección transversal.

A) Cunetas. Las cunetas son zanjas que se construyen en los tramos en corte a uno o a ambos lados de la corona, contiguas a los hombros, con el objeto de recibir en ellas el agua que escurre por la corona y los taludes del corte.

Normalmente, la cuneta tiene sección triangular con un ancho de 1.00 m, medido horizontalmente del hombro de la corona al fondo de la cuneta; su talud es generalmente de 3:1; del fondo de la cuneta parte el talud del corte. La capacidad hidráulica de esta sección puede calcularse con los métodos establecidos y debe estar de acuerdo con la precipitación pluvial de la zona y el área drenada.

Cuando los caminos no se pavimentan inmediatamente después de construidas las terracerías, es necesario proyectar una cuneta provisional para drenar la subcorona. El ancho de esta cuneta provisional debe diferir en una cantidad *d* al ancho de la cuneta definitiva, para que cuando se pavimente o se recubra el camino, la cuneta definitiva quede con su ancho de proyecto. En la Figura 9.3 se ilustra la forma y dimensiones de la cuneta provisional y su relación con la cuneta definitiva.

$$B = a + c = d \tan \gamma + d \tan \alpha$$

como:

$$\tan \gamma = \frac{1}{T} \quad \text{y} \quad \tan \alpha = \frac{1}{t}$$

se tiene:

$$B = d\left(\frac{1}{T} + \frac{1}{t}\right)$$

de donde:

$$d = \frac{B}{\left(\frac{1}{T} + \frac{1}{t}\right)}$$

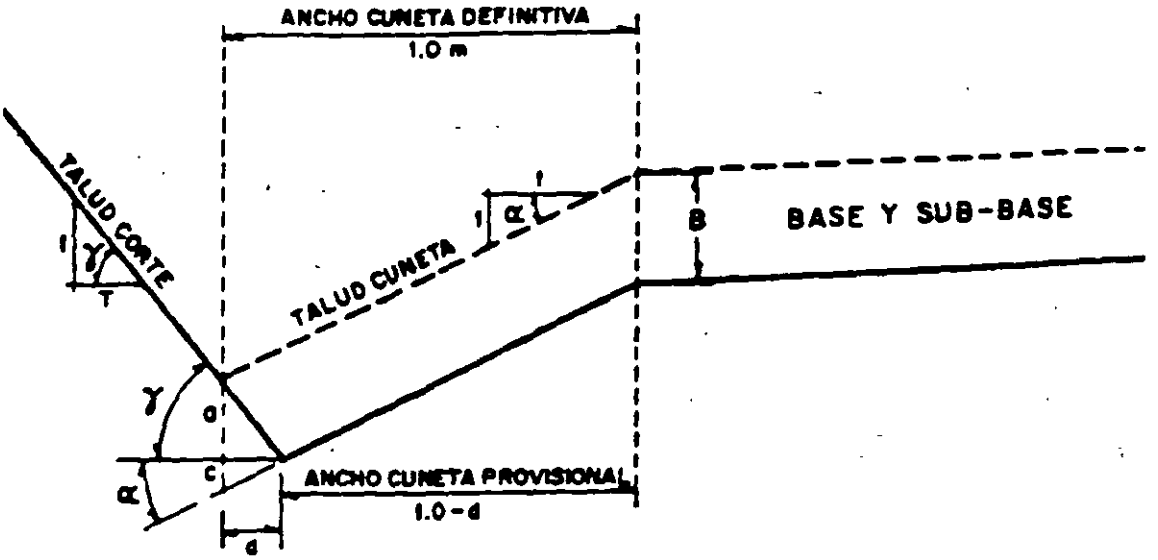


FIGURA 9.8. CUNETA PROVISIONAL

en donde B es el espesor de base y sub-base, en m; T y t son los taludes del corte y de la cuneta, respectivamente, y d es la reducción que hay que hacer al ancho de la cuneta definitiva para tener el ancho de la cuneta provisional, en m.

La pendiente longitudinal de las cunetas generalmente es la misma que la del camino, pero puede aumentarse si las condiciones del drenaje así lo requieren y la comparación con otra solución indica que es conveniente.

La longitud de una cuneta está limitada por su capacidad hidráulica, pues no debe permitirse que el agua rebase su sección y se extienda por el acotamiento, por lo que deberá limitarse esta longitud colocando alcantarillas de alivio o proyectando las canalizaciones convenientes

Cuando la velocidad del agua es fuerte puede causar erosiones en la cuneta; para evitarlas habrá que disminuir esa velocidad o proteger las cunetas con materiales resistentes a la erosión.

B) Contracunetas. Generalmente son zanjas de sección trapezoidal, que se excavan arriba de la línea de ceros de un corte, para interceptar los escurrimientos superficiales del terreno natural. Se construyen perpendiculares a la pendiente máxima del terreno con el fin de lograr una interceptación eficiente del escurrimiento laminar. Su proyecto en dimensiones y localización está determinado por el escurrimiento posible, por la configuración del terreno y por las características geotécnicas de los materiales que lo forman, pues a veces las contracunetas son perjudiciales si en su longitud ocurren filtraciones que redunden en la inestabilidad de los taludes del corte; en estos casos debe estudiarse la conveniencia de impermeabilizarlas, substituirlas por bordos o buscar otra solución.

9.2.4 Taludes

El talud es la inclinación del paramento de los cortes o de los terraplenes, expresado numéricamente por el recíproco de la pendiente. Por

extensión, en caminos, se le llama también talud a la superficie que en cortes queda comprendida entre la línea de ceros y el fondo de la cuneta; y en terraplenes, la que queda comprendida entre la línea de ceros y el hombro correspondiente.

Los taludes de los cortes y terraplenes se fijan de acuerdo con su altura y la naturaleza del material que los forman.

En terraplenes, dado el control que se tiene en la extracción y colocación del material que forma el talud, el valor comúnmente empleado para éste es de 1.5. En los cortes, debido a la gran variedad en el tipo y disposición de los materiales, es indispensable un estudio, por somero que sea, para definir los taludes en cada caso. La tabla 9-D resume la experiencia de la Secretaría de Obras Públicas respecto a las recomendaciones de los taludes en cortes. Se tiene como norma para los cortes de más de siete metros de altura, realizar estudios con el detalle suficiente, a fin de fijar de un modo racional, los taludes y los procedimientos de construcción.

9.2.5 Partes complementarias

Bajo esta denominación se incluyen aquellos elementos de la sección transversal que concurren ocasionalmente y con los cuales se trata de mejorar la operación y conservación del camino. Tales elementos son las guarniciones, bordillos, banquetas y fajas separadoras. Las defensas y los dispositivos para el control del tránsito también pueden considerarse como parte de la sección transversal; su aplicación, diseño y descripción, están tratados en el Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito, editado por la Secretaría de Obras Públicas.

A) Guarniciones y bordillos. Las guarniciones son elementos parcialmente enterrados, comúnmente de concreto hidráulico que se emplean principalmente para limitar las banquetas, camellones, isletas y delinear la orilla del pavimento. El tipo y ubicación de las guarniciones influye en las reacciones del conductor y, por tanto, en la seguridad y utilidad del camino.

TABLA 9-D. TALUDES RECOMENDADOS EN CORTES

TIPO DE MATERIAL	*TALUD RECOMENDABLE*		*OBSERVACIONES*
	Hasta ± 8 m	*De ± 8 m a 16 m ±*	
Granito sano y masivo	¼ :1	¼ :1	Descopetar a ¾ :1 la parte intemperizada, si la hay
Granito sano, en bloque	⅓ :1	¾ :1	Amacizar taludes según la disposición de los bloques
Granito sano, fracturado	½ :1	½ :1	No se considera recomendable la construcción de berma en el cambio de talud El talud recomendable variará de acuerdo con la disposición relativa de las diaclasas respecto al talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta ≤ 8 m	TALUD RECOMENDABLE De ≥ 8 m a 16 m ≥	OBSERVACIONES
Granito fracturado y poco alterado	½ :1	½ :1	Si el fracturamiento es uniforme y favorable
	¾ :1	¾ :1	Si no es favorable
	½ :1	¾ :1	Si el fracturamiento es más intenso en la parte superior del corte
Granito totalmente intemperizado (tucuruguay)	½ :1	¾ :1	Si el producto de intemperización del granito es arena gruesa bien cementada y compacta
	¾ :1	1 :1	Si el producto de intemperización es arena limosa o arcillosa con poca cementación y compacidad
Dioritas			Mismo comportamiento que los granitos
Riolitas fracturadas en grandes bloques con sistemas de fracturamiento principal, horizontal y verticalmente. (Columnar.)	¼ :1	½ :1	No es adecuada la construcción de bermas
Andesita fracturada en grandes bloques	¼ :1	¼ :1	Si las fracturas no contienen arcilla
	½ :1	¾ :1	Si las fracturas contienen arcilla Estas recomendaciones pueden variar notablemente dependiendo de la posición relativa de los planos de adiaclasamiento respecto al talud
Andesita fracturada y poco alterada	¼ :1	½ :1	
Andesita fracturada y muy intemperizada	½ :1	¾ :1	
Diabasa sana, poco fracturada	⅛ :1	¼ :1	
Basalto columnar	⅛ :1	¼ :1	El que den las columnas, generalmente es vertical
Basalto fracturado, sano	¼ :1	¼ :1	Si el sistema de fracturamiento es favorable al talud Descopetar a ½ :1 la parte superior del corte si el fracturamiento es muy intenso Estas recomendaciones pueden variar notablemente dependiendo de la posición relativa de los planos de adiaclasamiento respecto al talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta ≤ 8 m	De > 8 m a 16 m ≤	OBSERVACIONES
Basalto fracturado en bloques de todos tamaños (mal país)	½ :1 ¾ :1	¾ :1 ¾ :1	Si está empacado en arcillas
Basalto muy fracturado y alterado	½ :1	½ :1	
Derrames basálticos intercalados con piroclásticas y tezontles	¾ :1	1 :1	Conviene la construcción de banqueta de 4 m al pie del talud para recibir desprendimientos
Tezontle suave bien cementado	¼ :1	½ :1	
Tezontle sano fragmentario	¾ :1	1 :1	
Tezontle intemperizado	¾ :1	¾ :1	
Tobas andesíticas, riolíticas o basálticas, sanas y fuertemente cementadas	¼ :1	¼ :1	Si presentan fracturamiento columnar, deberá darse la inclinación de dichas columnas Deberá tenerse especial cuidado para no usar explosivos en exceso
	¼ :1	¾ :1	Si están intemperizadas en la parte superior del corte
Tobas brechoides medianamente cementadas	¼ :1	¼ :1	Un solo talud para cortes menores de 16 m
Tobas débilmente cementadas	¾ :1	1 :1	
Lutita dura y resistente, con echado casi horizontal, poco fracturada	¼ :1	¼ :1	Construir contracunetas impermeables si se requiriesen Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de planos de sedimentación respecto al plano del talud
	¼ :1	½ :1	Si la parte superior del corte se encuentra más fracturada
Lutita suave muy fracturada	½ :1	¾ :1	Construir contracunetas impermeables si se requiriesen Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de los planos de sedimentación respecto al plano del talud

TIPO DE MATERIAL	TALUD RECOMENDABLE Hasta ≤ 8 m	De > 8 m a 16 m ≤	OBSERVACIONES
Areniscas fuertemente cementadas	⅛ :1	⅛ :1	
Areniscas débilmente cementadas	½ :1	¾ :1	
Conglomerado brechoide bien cementado con matriz silicosa	⅛ :1	⅛ :1	
Conglomerados cementados con matriz cálcica	¼ :1	¼ :1	
Conglomerado pobremente cementado o con matriz arcillosa	½ :1	¾ :1	
Caliza fracturada con echados casi horizontales	⅛ :1	⅛ :1	Descopetar a ½ :1 la parte superior del corte, si el fracturamiento es muy intenso Estos taludes recomendados pueden variar notablemente de acuerdo con la posición relativa de los planos de sedimentación respecto al plano del talud
Caliza muy fracturada, cavernosa y poco alterada	½ :1	¾ :1	
Pizarras con planos de apizarramiento de 5 a 10 cm de separación, con echados casi horizontales	¼ :1	½ :1	Se aconseja la construcción de contracunetas impermeables si éstas son necesarias
Aglomerados medianamente compactos	¾ :1	¾ :1	
Arenas limosas pumíticas y vidrios volcánicos (jales)	¾ :1	1:1	Protección de taludes inmediata, mediante "tepes", cunetas y contracunetas impermeabilizadas
Limos arenosos muy compactos (tepetates)	¼ :1	½ :1	
Arcillas poco arenosas firmes (homogéneas)	½ :1	½ :1 a ¾ :1	
Arcillas muy suaves, expansivas y compresibles	1:1	1.5:1	Si existe nivel freático se requerirá buen subdrenaje
Caolín, producto de alteración de dioritas	1:1		Cubrir con "tepes" el talud. Altura máxima de corte 8 m. Si existe nivel freático se requerirá buen subdrenaje

Los tipos usuales de guarnición son las verticales y las achaflanadas, las primeras tienen su parte saliente de 0.20 m como máximo y su cara exterior sensiblemente vertical, de manera que los vehículos no puedan sobrepasarlas; las segundas tienen la parte saliente achaflanada para que en caso de emergencia, los vehículos puedan pasar sobre ellas con relativa facilidad. La Figura 9.9 ilustra ambos tipos de guarniciones.

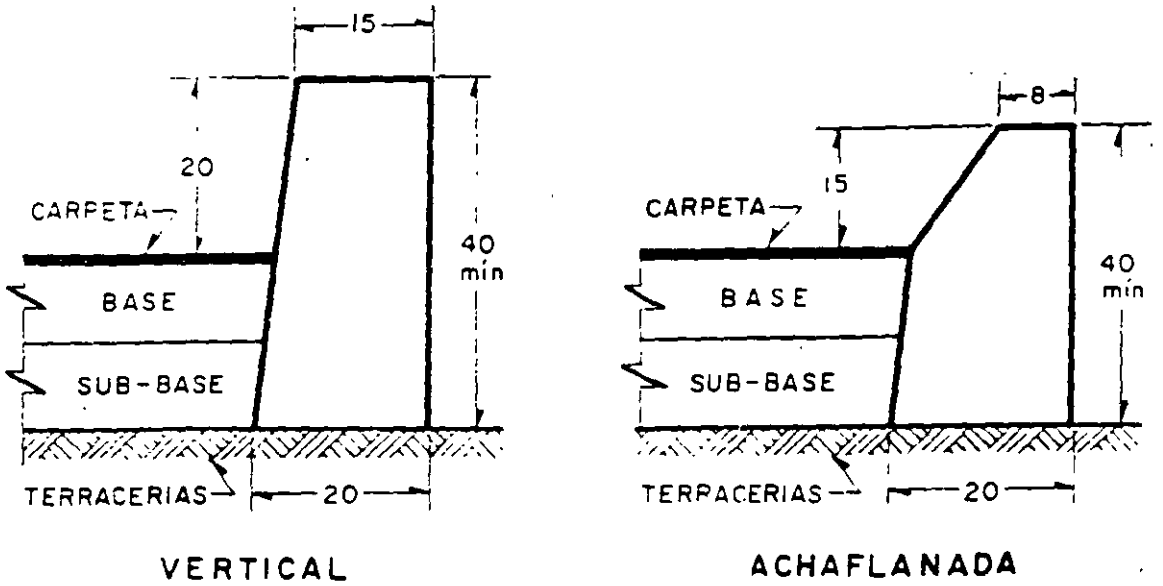


FIGURA 9.9. TIPOS DE GUARNICIONES

Las guarniciones achaflanadas se emplean principalmente en zonas rurales y las verticales en zonas urbanas. Las guarniciones deben ser visibles, para ello cuando sea necesario deben pintarse o señalarse con material reflejante sus caras exteriores.

Los bordillos son elementos, generalmente de concreto asfáltico, que se construyen sobre los acotamientos junto a los hombros de los terraplenes, a fin de encauzar el agua que escurre por la corona y que de otro modo causaría erosiones en el talud del terraplén (ver Figura 9.10).

El caudal recogido por el bordillo se descarga en lavaderos construidos sobre el talud del terraplén.

Antes de proyectar un bordillo habrá que estudiar la erosionabilidad del talud para la precipitación pluvial que se tenga en la zona. Habrá terraplenes que no los requieran, ya sea por la baja precipitación o porque el talud no sea erosionable. En terraplenes de corta altura puede ser más económico reponer, en su caso, el material erosionado en los taludes que conservar el bordillo y los lavaderos correspondientes. En tramos a nivel o con pendientes longitudinales menores de uno por ciento no son aconsejables los bordillos, pues el agua que recogen escurrirá únicamente por tirante hidráulico y se provocarán acumulaciones de agua perjudiciales. Si la pendiente longitudinal es mayor, el bombeo y el espesor de la carpeta

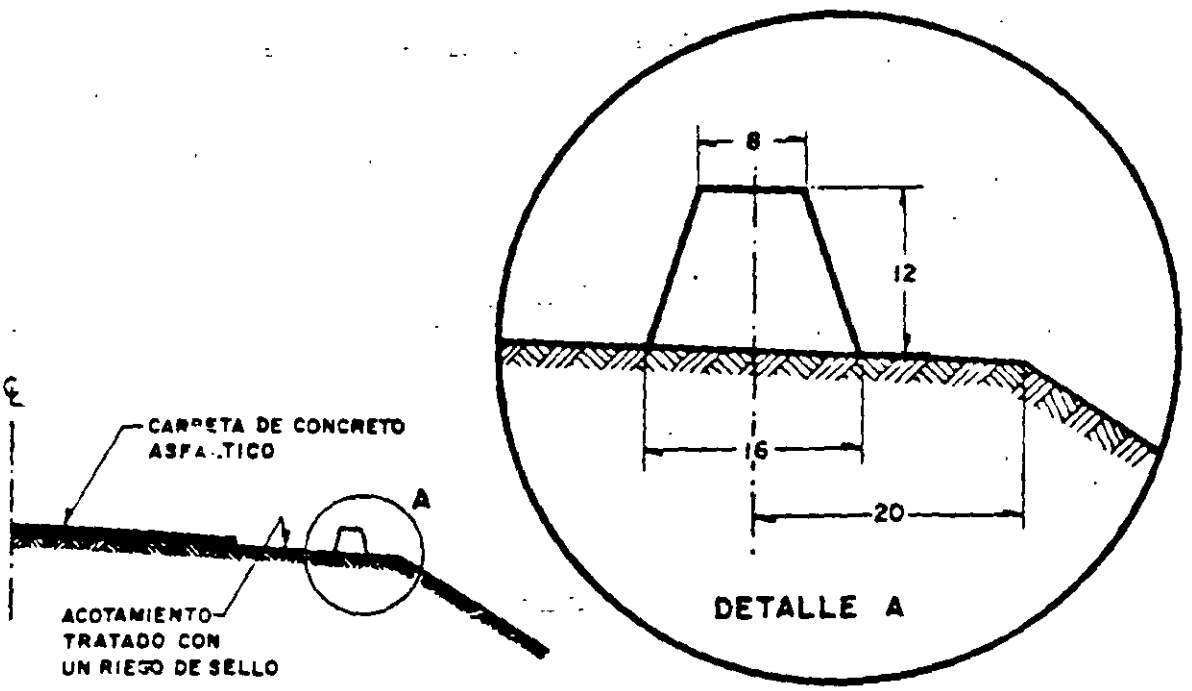


FIGURA 9.10. BORDILLO

limitan la altura máxima del bordillo, puesto que no es admisible que el agua recogida por él, invada parte de la calzada.

Debe tenerse en cuenta que un bordillo puede ser una obra provisional. En algunas ocasiones, su función es reemplazada por las especies vegetales que crecen en los taludes del terraplén.

B) Banquetas. Las banquetas son fajas destinadas a la circulación de peatones, ubicadas a un nivel superior al de la corona y a uno o a ambos lados de ella. En zonas urbanas y suburbanas, la banqueta es parte integrante de la calle; en caminos rara vez son necesarias.

La justificación del proyecto de banquetas depende del peligro a que estén sujetos los peatones en caso de no haberlas, lo que a su vez está gobernado por la circulación horaria de peatones y el volumen y la velocidad de tránsito. Cuando la circulación de peatones es eventual no es necesario construir banquetas.

C) Fajas separadoras y camellones. Se llaman fajas separadoras a las zonas que se disponen para dividir unos carriles de tránsito de otros de sentido opuesto, o bien para dividir carriles del mismo sentido pero de diferente naturaleza. A las primeras se les llama fajas separadoras centrales y a las segundas, fajas separadoras laterales. Cuando a estas fajas se les construyen guarniciones laterales y entre ellas se coloca material para obtener un nivel superior al de la calzada, toman el nombre de camellones, que igualmente pueden ser centrales o laterales; su anchura es variable dependiendo del costo del derecho de vía y de las necesidades del tránsito. El ancho mínimo es 1.20 m.

Los camellones centrales se usan en caminos de cuatro o más carriles; los laterales se proyectan en zonas urbanas y suburbanas para separar el tránsito directo del local en una calle o camino lateral.

En ocasiones, se pone en los camellones centrales setos altos para evitar el deslumbramiento de los usuarios; en las curvas horizontales, este seto reduce la distancia de visibilidad, por lo que en estos casos debe eliminarse o proyectar el camellón con un ancho tal que el seto permita tener al menos la distancia de visibilidad de parada, correspondiente a la velocidad de proyecto del tramo para el carril inmediato al camellón.

9.2.6 Derecho de vía

El derecho de vía de una carretera es la faja que se requiere para la construcción, conservación, reconstrucción, ampliación, protección y en general, para el uso adecuado de esa vía y de sus servicios auxiliares. Su ancho será el requerido para satisfacer esas necesidades.

En general, conviene que el ancho de derecho de vía sea uniforme, pero habrá casos en que para alojar intersecciones, bancos de materiales, taludes de corte o terraplén y servicios auxiliares, se requiera disponer de un mayor ancho.

CAPITULO X

PROYECTO DE LA SUBRASANTE Y CALCULO DE LOS MOVIMIENTOS DE TERRACERIAS

GENERALIDADES

El costo de construcción, parte integrante de los costos en que se basa la evaluación de un camino, está gobernado por los movimientos de terracerías. Esto implica una serie de estudios que permitan tener la certeza de que los movimientos a realizar sean los más económicos, dentro de los requerimientos que el tipo de camino fija.

La subrasante a la que corresponden los movimientos de terracerías más económicos se le conoce como subrasante económica.

En este Capítulo se dan los lineamientos que el proyectista debe seguir para obtener la subrasante que corresponde a un proyecto económico.

10.1 PROYECTO DE LA SUBRASANTE

Al iniciarse el estudio de la subrasante en un tramo se deben analizar el alineamiento horizontal, el perfil longitudinal y las secciones transversales del terreno, los datos relativos a la calidad de los materiales y la elevación mínima que se requiere para dar cabida a las estructuras.

La subrasante económica es aquella que ocasiona el menor costo de la obra, entendiéndose por esto, la suma de las erogaciones ocasionadas durante la construcción y por la operación y conservación del camino una vez abierto al tránsito. No obstante, en lo que sigue se tratará la forma de encontrar la subrasante económica determinándola únicamente por el costo de construcción, por ser este concepto el que generalmente presenta variaciones sensibles. Bajo este aspecto, para el proyecto de la subrasante económica hay que tomar en cuenta que:

1. La subrasante debe cumplir con las Especificaciones de Proyecto Geométrico dadas.

2. En general, el alineamiento horizontal es definitivo, pues todos los problemas inherentes a él han sido previstos en la fase de anteproyecto. Sin embargo habrá casos en que se requiera modificarlo localmente.

3. La subrasante a proyectar debe permitir alojar las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel y su elevación debe ser la necesaria para evitar humedades perjudiciales a las terracerías o al pavimento, causadas por zonas de inundación o humedad excesiva en el terreno natural.

10.1.1 Elementos que definen el proyecto de la subrasante

De acuerdo con lo anterior, se considera que los elementos que definen el proyecto de la subrasante económica, son los siguientes:

A) Condiciones topográficas.
B) Condiciones geotécnicas.
C) Subrasante mínima.
D) Costo de las terracerías.

A) Condiciones topográficas. De acuerdo con su configuración se consideran los siguientes tipos de terreno: plano, lomerío y montañoso.

Se estima que la definición de estos tres conceptos debe estar íntimamente ligada con las características que cada uno de ellos imprime al proyecto, tanto en los alineamientos horizontal y vertical como en el diseño de la sección de construcción.

Se considera terreno plano, aquel cuyo perfil acusa pendientes longitudinales uniformes y de corta magnitud, con pendiente transversal escasa o nula. Como lomerío, se considera al terreno cuyo perfil longitudinal presenta en sucesión, cimas y depresiones de cierta magnitud, con pendiente transversal no mayor de 25°. Como montañoso se considera al terreno que ofrece pendientes transversales mayores de 25°, caracterizado por accidentes topográficos notables y cuyo perfil obliga a fuertes movimientos de tierra.

En terreno plano el proyecto de la subrasante será generalmente en terraplén, sensiblemente paralelo al terreno, con la altura suficiente para quedar a salvo de la humedad propia del suelo y de los escurrimientos laminares en él, así como para dar cabida a las alcantarillas, puentes y pasos a desnivel. En este tipo de configuración, la compensación longitudinal o transversal de las terracerías se presenta excepcionalmente; como consecuencia, los terraplenes estarán formados con material producto de préstamo, ya sea lateral o de banco. El proyecto de tramos con visibilidad de rebase generalmente no presenta ninguna dificultad, tanto por lo que respecta al alineamiento horizontal como al vertical.

En un terreno considerado como lomerío, el proyectista estudiará la subrasante combinando las pendientes especificadas, obteniendo un alineamiento vertical ondulado, que en general permitirá aprovechar el material producto de los cortes, para formar los terraplenes contiguos. El proyecto de la subrasante a base de contrapendientes, la compensación longitudinal de las terracerías en tramos de longitud considerable, el hecho de no representar problema dejar el espacio vertical necesario para alojar las alcantarillas, los pasos a desnivel y puentes, son características de este tipo de terreno. Asimismo, cuando se requiere considerar la distancia de visibilidad de rebase en el proyecto del alineamiento vertical, se ocasiona un incremento en el volumen de tierras a mover.

En terreno montañoso, como consecuencia de la configuración topográfica, la formación de las terracerías se obtiene mediante la excavación de grandes volúmenes; el proyecto de la subrasante queda generalmente condicionado a la pendiente transversal del terreno y el análisis de las secciones transversales en zonas críticas o en balcón. Cuando a causa de la excesiva pendiente transversal del terreno haya necesidad de alojar en firme la corona del camino, la elevación de la subrasante debe estudiarse considerando la construcción de muros de contención o de viaductos, con el objeto de obtener el menor costo del tramo. En ocasiones, el proyecto de un túnel puede ser la solución conveniente.

Son características del terreno montañoso el empleo frecuente de las especificaciones máximas, tanto en el alineamiento horizontal como en el

vertical, la facilidad de disponer del espacio libre para dar cabida a alcantarillas y puentes, la presencia en el diagrama de masas de una serie de desperdicios interrumpidos por pequeños tramos compensados, la frecuencia de zonas críticas, los grandes volúmenes de tierras a mover, la necesidad de proyectar alcantarillas de alivio y el alto costo de construcción resultante, si se quiere considerar en el proyecto la distancia de visibilidad de rebase.

Dada la íntima liga que existe entre los alineamientos horizontal y vertical en todos los casos antes descritos, especialmente en el último, es necesario que al proyectar el alineamiento horizontal se tomen en cuenta los problemas que afectan el estudio económico de la subrasante.

B) Condiciones geotécnicas. La calidad de los materiales que se encuentran en la zona en donde se localiza el camino, es factor muy importante para lograr el proyecto de la subrasante económica, ya que además del empleo que tendrán en la formación de las terracerías, servirán de apoyo al camino. La elevación de la subrasante está limitada en ocasiones por la capacidad de carga del suelo que servirá de base al camino.

Por la dificultad que ofrecen a su ataque, las Especificaciones Generales de Construcción de la Secretaría de Obras Públicas, clasifican a los materiales de terracerías como A, B y C; por el tratamiento que van a tener en la formación de los terraplenes, los clasifican en materiales compactables y no compactables.

Un suelo se clasifica como Material A, cuando puede ser atacado con facilidad mediante pico, pala de mano, escrepa o pala mecánica de cualquier capacidad; además, se consideran como Material A, los suelos poco o nada cementados, con partículas hasta de 7.5 centímetros; como Material B, el que requiere ser atacado mediante arado o explosivos ligeros, considerándose además como Material B, las piedras sueltas mayores de 7.5 y menores de 75.0 centímetros. Finalmente, el Material C, es el que solamente puede ser atacado mediante explosivos, requiriendo para su remoción el uso de pala mecánica de gran capacidad.

Un material se considera compactable cuando es posible controlar su compactación por alguna de las pruebas de laboratorio usuales en la técnica S.O.P. En caso contrario se considera no compactable, aun cuando se reconozca que estos materiales puedan ser sujetos a un proceso de compactación en el campo. Al material llamado no compactable, generalmente producto de los cortes y excepcionalmente obtenido de los préstamos, se le aplica el tratamiento de bandeado al emplearse en la formación de los terraplenes, tratamiento que tiene por objeto lograr un mejor acomodo de los fragmentos, reduciendo los vacíos u oquedades mediante el empleo del equipo de construcción adecuado. Dentro de este grupo quedan incluidos los materiales clasificados como C, y aquellos cuya clasificación B es debida a la presencia de fragmentos medianos y grandes.

Para el proyecto de la subrasante se deben conocer principalmente las propiedades de los materiales que intervendrán en la formación de las terracerías, los datos relativos a su clasificación para fines de presupuesto y el tratamiento a darles.

C) Subrasante mínima. La elevación mínima correspondiente a puntos determinados del camino, a los que el estudio de la subrasante económica debe sujetarse, define en esos puntos el proyecto de la subrasante mínima. Los elementos que fijan estas elevaciones mínimas son:

1. Obras menores
2. Puentes
3. Zonas de inundación
4. Intersecciones.

1. Obras menores. Para lograr la economía deseada y no alterar el buen funcionamiento del drenaje, es necesario que el estudio de la subrasante respete la elevación mínima que requiere el proyecto de las alcantarillas. Esto es determinante en terrenos planos, pues en terrenos considerados como de lomerío y montañoso, solamente en casos aislados habrá que tomar en cuenta la elevación mínima, ya que el proyecto de la subrasante estará obligado por las condiciones que este tipo de configuración topográfica impone y generalmente habrá espacio vertical suficiente para dar cabida a las obras menores.

La metodología para encontrar la elevación a la cual debe sujetarse la subrasante, está en función de las características propias de la alcantarilla y de la sección de construcción, principalmente la elevación del desplante, la pendiente según el eje de la obra, el colchón mínimo, el ángulo de esviajamiento, la altura de la obra hasta su coronamiento, el ancho de la semicorona, y las pendientes longitudinal y transversal de la obra.

2. Puentes. Aun cuando en los cruces de corrientes que hacen necesaria la construcción de puentes, la elevación definitiva de la subrasante no será conocida hasta que se proyecte la estructura, es necesario tomar en consideración los elementos que intervienen para definir la elevación mínima, con el objeto de que el proyecto del alineamiento vertical se aproxime lo más posible a la cota que se requiere.

Para lograr lo anterior se debe contar con los siguientes datos:

a) Elevación del nivel de aguas máximas extraordinarias.

b) Sobreelevación de las aguas ocasionada por el estrechamiento que origina el puente en el cauce.

c) Espacio libre vertical necesario para dar paso a cuerpos flotantes.

d) Peralte de la superestructura.

La suma de los valores de estos elementos determina la elevación mínima de rasante necesaria para alojar el puente, de la cual habrá que deducir el espesor de pavimento para obtener la elevación de la subrasante.

En caminos de poco tránsito localizados en zonas en donde las avenidas máximas extraordinarias se presentan con poca frecuencia y duración, el proyecto de vados suele suplir al de puentes. La elección del tipo de obra está supeditada al régimen de la corriente, así como al estudio comparativo de costos de las alternativas que se presenten.

3. Zonas de inundación. El paso de un camino por zonas de inundación obliga a guardar cierta elevación de la subrasante que se fija de acuerdo con el nivel de aguas máximas extraordinarias, con la sobreelevación de las aguas producida por el obstáculo que a su paso presentará el camino y con la necesidad de asegurar la estabilidad de las terracerías y del pavimento. En estos casos se recomienda que la elevación de la subrasante sea como

mínimo un metro arriba del nivel de aguas máximas extraordinarias, estando el dato preciso en función de las características de la zona inundable.

4. Intersecciones. Los cruces que un camino tiene con otras vías de comunicación terrestre, ya sean en proyecto o existentes, dan lugar a intersecciones que pueden ser a nivel o a desnivel. En este caso el proyecto de la subrasante deberá considerar la vía terrestre que se cruce.

En las intersecciones a desnivel, se hará un estudio económico para determinar si conviene sea inferior o superior el paso del camino que se está proyectando. Para fijar la elevación de la subrasante económica se sigue una metodología semejante a la ya explicada para el caso de obras menores, tomando en consideración además, para el caso de los entronques, que deberán estudiarse los enlaces con los caminos que originan el cruce.

D) Costo de las terracerías. La posición que debe guardar la subrasante para obtener la economía máxima en la construcción de las terracerías, depende de los siguientes conceptos:

1. Costos unitarios:
Excavación en corte.
Excavación en préstamo.
Compactación en el terraplén del material de corte.
Compactación en el terraplén del material de préstamo.
Sobreacarreo del material de corte a terraplén.
Sobreacarreo del material de corte a desperdicio.
Sobreacarreo del material de préstamo a terraplén.
Costo del terreno afectado para préstamo, desmonte y despalme, dividido entre el volumen de terracerías extraído del mismo.

2. Coeficientes de variabilidad volumétrica:
Del material de corte.
Del material de préstamo.

3. Relaciones:
Entre la variación de los volúmenes de corte y terraplén, al mover la subrasante de su posición original.

Entre los costos unitarios de terraplén formado con material producto de corte y con material obtenido de préstamo.

Entre los costos que significa el acarreo del material de corte para formar el terraplén y su compactación en éste y el que significa la extracción del material de corte y el acarreo para desperdiciarlo.

4. Distancia económica de sobreacarreo:

El empleo del material producto de corte en la formación de terraplenes, está condicionado tanto a la calidad del material como a la distancia hasta la que es económicamente posible su transporte. Esta distancia está dada por la ecuación:

$$DME = \frac{(P_p + ad) - P_c}{P_{ac}} + AL$$

en donde:

DME = Distancia máxima de sobreacarreo económico.
ad = Costo unitario de sobreacarreo del material de corte de desperdicio.
P_c = Precio unitario de la compactación en el terraplén del material producto del corte.
AL = Acarreo libre del material, cuyo costo está incluido en el precio de excavación.
P_p = Costo unitario de terraplén formado con material producto de préstamo.
P_{sa} = Precio unitario del sobreacarreo del material de corte.

Como se verá en el inciso 10.2.4 correspondiente a movimientos de terracerías, en estos elementos se basa fundamentalmente el estudio del diagrama de masas.

10.2 CALCULO DE VOLUMENES Y MOVIMIENTO DE TERRACERIAS

Para lograr la aproximación debida en el cálculo de los volúmenes de tierra, es necesario obtener la elevación de la subrasante tanto en las estaciones cerradas como en las intermedias en que se acusan cambios en la pendiente del terreno. Asimismo, es conveniente calcular la elevación de los puntos principales de las curvas horizontales, en los que la sección transversal sufre un cambio motivado por la sobreelevación y la ampliación.

Obtenida la elevación de la subrasante para cada una de las estaciones consideradas en el proyecto, se determina el espesor correspondiente dado por la diferencia que existe entre las elevaciones del terreno y de la subrasante. Este espesor se considera en la sección transversal del terreno previamente dibujada, procediéndose al proyecto de la sección de construcción.

El cálculo de los volúmenes se hace con base en las áreas medidas en las secciones de construcción y los movimientos de los materiales se analizan mediante un diagrama llamado de curva masa.

10.2.1 Secciones de construcción

Se llama así a la representación gráfica de las secciones transversales, que contienen tanto los datos propios del diseño geométrico, como los correspondientes al empleo y tratamiento de los materiales que formarán las terracerías, véase Figuras 10.1 y 10.2.

Los elementos y conceptos que determinan el proyecto de una sección de construcción, pueden separarse en dos grupos claramente definidos:

A) Los propios del diseño geométrico.

B) Los impuestos por el procedimiento a que debe sujetarse la construcción de las terracerías.

Los elementos relativos al grupo A) son los siguientes:

1. Espesor de corte o de terraplén.
2. Ancho de corona.

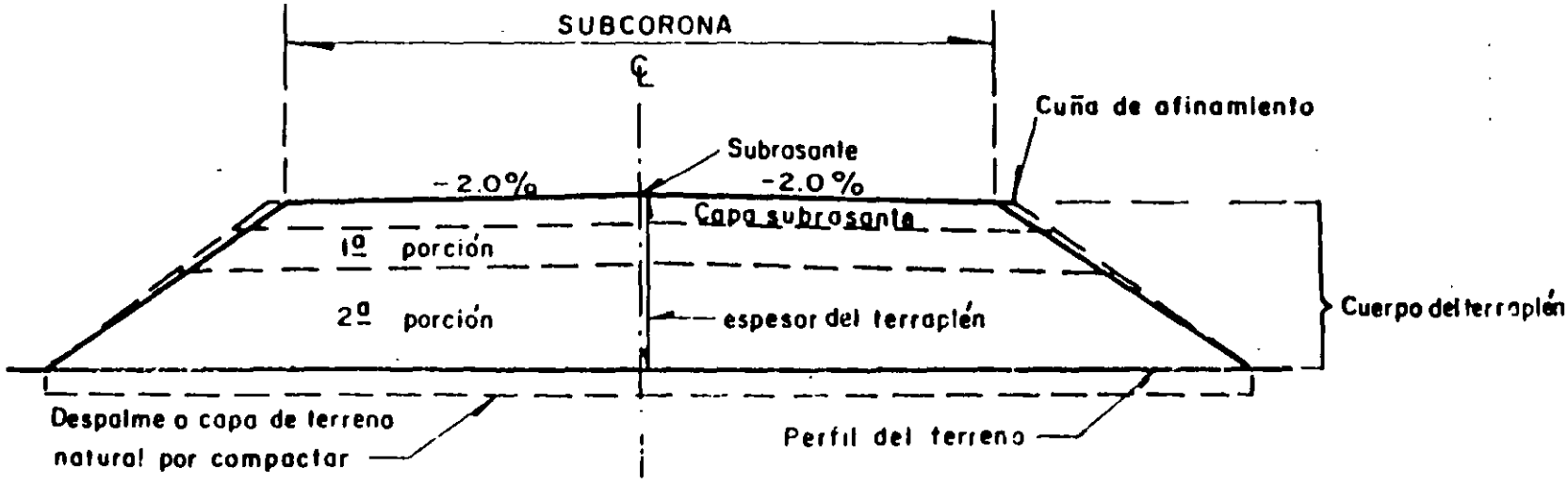


FIGURA 10.1. SECCION DE CONSTRUCCION DE UN TERRAPLEN EN TANGENTE

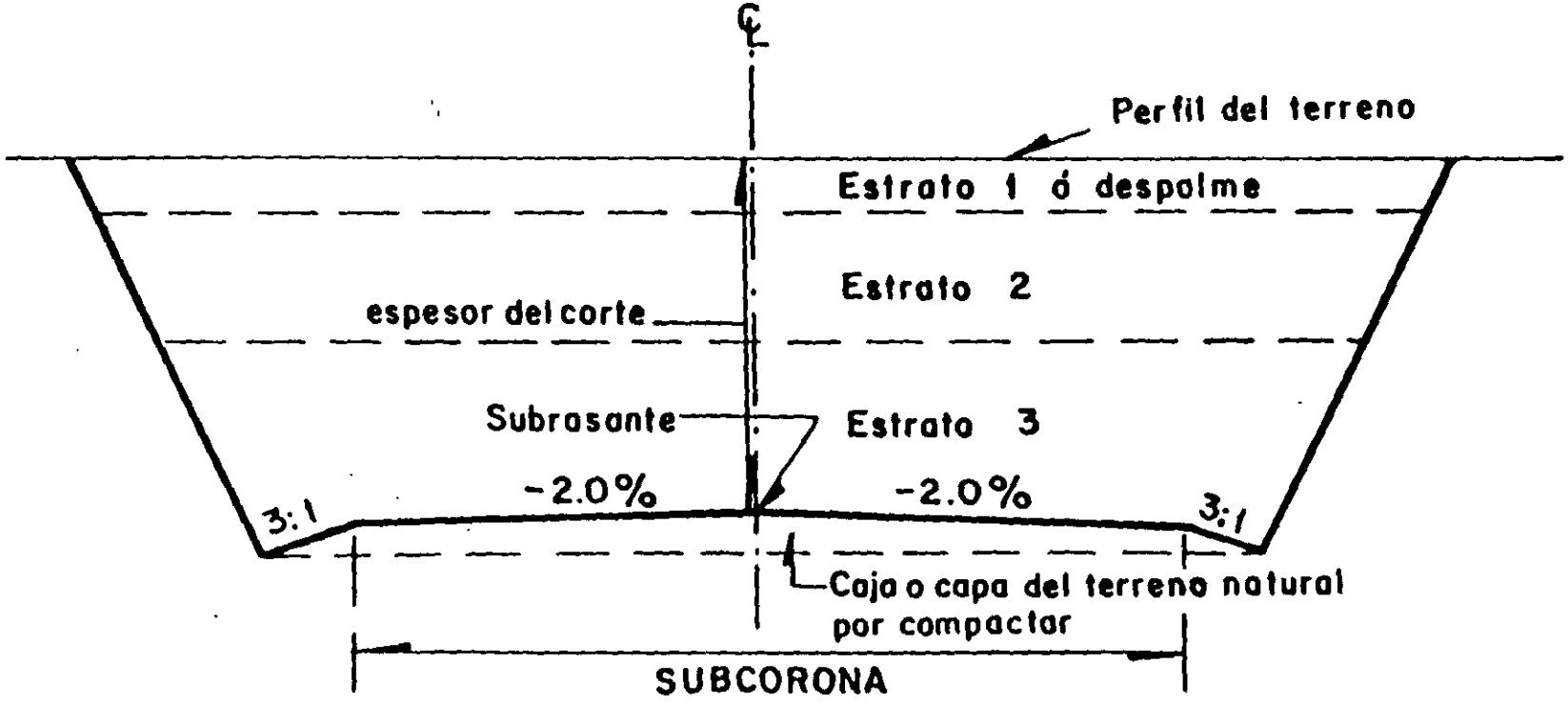


FIGURA 10.2. SECCION DE CONSTRUCCION DE UN CORTE EN TANGENTE

3. Ancho de calzada.
4. Ancho de acotamiento.
5. Pendiente transversal.
6. Ampliación en curvas.
7. Longitud de transición.
8. Espesor de pavimento.
9. Ancho de subcorona.
10. Talud de corte o de terraplén.
11. Dimensiones de las cunetas.

Los elementos que forman el grupo B) son los siguientes:

12. Despalme.
13. Compactación del terreno natural.
14. Escalón de liga.
15. Cuerpo del terraplén.
16. Capa subrasante.
17. Cuña de afinamiento.
18. Muro de retención.
19. Berma.
20. Estratos en corte.
21. Caja en corte.

Los elementos enumerados en el grupo A) ya han sido tratados en el Capítulo IX; a continuación se describen los relativos al grupo B).

12. Despalme. Es la remoción de la capa superficial del terreno natural que, por sus características no es adecuada para la construcción; ya sea que se trate de zonas de cortes, de áreas destinadas para el desplante de terraplenes o de zonas de préstamo. (Ver Figuras 10.1 y 10.2.)

13. Compactación del terreno natural. Es la que se da al material del terreno sobre el que se desplantará un terraplén o al que quede abajo de la subcorona o de la capa subrasante en un corte, para proporcionarle a ese material el peso volumétrico requerido. También se aplica en el caso de terracerías antiguas que vayan a ser ampliadas. (Ver Figuras 10.1 y 10.2.)

14. Escalón de liga. Es el que se forma en el área de desplante de un terraplén, cuando la pendiente transversal del terreno es poco menor que la inclinación del talud 1.5:1, a fin de obtener una liga adecuada entre ellos y evitar un deslizamiento del terraplén (Figura 10.3-A). También se proyecta en casos de ampliación o reconstrucción de caminos existentes, cuando la distancia horizontal d (Figura 10.3-B) entre taludes, es menor que el ancho del equipo de construcción, para lo cual hay que recortar el terraplén existente, hasta obtener la distancia mínima l necesaria. Las dimensiones de los escalones de liga se fijan de acuerdo con las características de los materiales y del equipo de construcción.

15. Cuerpo del terraplén. Se llama así a la parte del terraplén que queda abajo de la subcorona. Está formado por una o más porciones según sea la elevación del terraplén, las características de los materiales y el tratamiento que se les dé (Figura 10.1).

16. Capa subrasante. Es la porción subyacente a la subcorona, tanto en corte como en terraplén. Su espesor es comúnmente de 30 cm y está formada por suelos seleccionados para soportar las cargas que le transmite el pavimento (Figura 10.1).

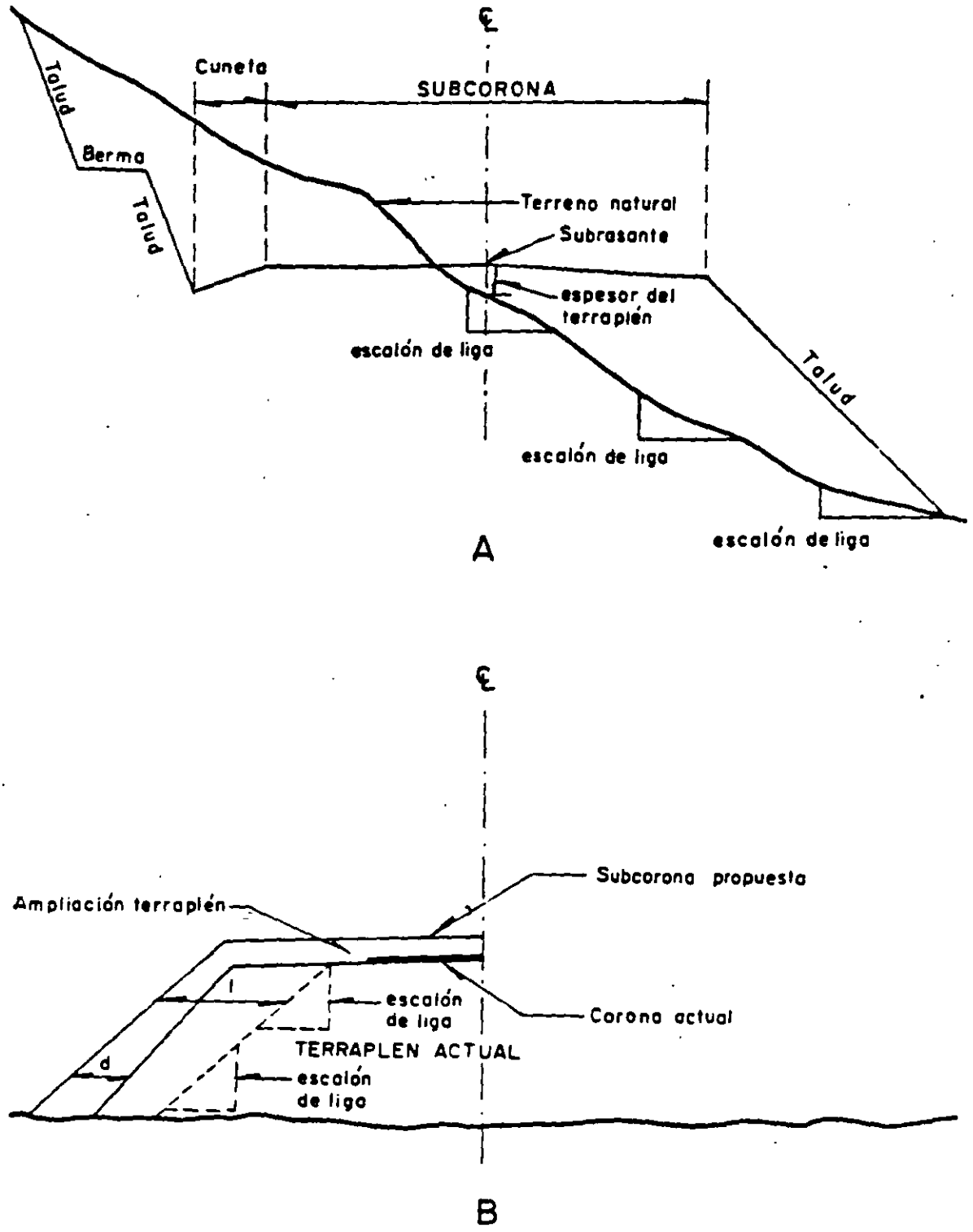


FIGURA 10.3. ESCALON DE LIGA

17. Cuña de afinamiento. Es el aumento lateral que se le da a un talud de terraplén, para lograr la compactación debida en las partes contiguas a él. Es de forma triangular, comúnmente de 20 cm de ancho en su parte superior al nivel del hombro de la subcorona, y termina en la línea de ceros del talud o en el lecho superior de la porción inferior, si ésta es de material no compactable. Esta cuña debe recortarse en el afinamiento final (Figura 10.1).

18. Muro de retención. Cuando la línea de ceros del terraplén no llega al terreno natural es necesario construir muros de retención, cuya ubicación y altura estarán dadas como resultado de un estudio económico (Figura 10.4-A.).

19. Berma. En un terraplén, está formada por el material que se coloca adosado a su talud, a fin de darle mayor estabilidad al terraplén (Figura 10.4-B.). En corte, es un escalón que se hace recortando el talud, con el objeto de darle mayor estabilidad y de detener en él al material que se pueda desprender, evitando así que llegue hasta la corona del camino (Figura 10.4-A.).

20. Estratos en cortes. Así se designan a las diferentes capas que aparecen en un corte, cuando cada una de ellas está formada por material de distintas características de las demás. Una sección típica en corte se muestra en la Figura 10.4-A, en donde se observa lo siguiente:

a) La capa superficial del terreno o estrato (1), que en general está formada por materiales finos, si es aprovechable por su calidad para formar el terraplén, se considera como tal; si por el contrario es inadecuado para ese empleo, viene a ser el despalme antes descrito.

b) Las porciones (2) y (3) representan dos estratos formados por material adecuado para la formación de terracerías, pero cuyas características son distintas.

21. Caja en corte. Es la excavación del material subyacente a la subcorona, inadecuado para formar la capa subrasante. Este material debe ser substituido por otro de características apropiadas (Figura 10.2).

10.2.2 Determinación de áreas

Para fines de presupuesto y pago de la obra, es preciso determinar los volúmenes tanto de corte como de terraplén. Para lograr lo anterior, es necesario calcular el área de las distintas porciones consideradas en el proyecto de la sección de construcción.

Dentro de los distintos procedimientos empleados para este fin, los tres siguientes son los más comunes:

A) Método analítico.

B) Método gráfico.

C) Método del planímetro.

A) Método analítico. Este método se basa en la descomposición de la sección, en figuras regulares obtenidas al trazar líneas verticales por los puntos de quiebre del terreno y de la sección de construcción. Si se considera una sección en corte como la mostrada en la Figura 10.5 referida a un sistema de ejes cartesianos; el área de la sección es la suma de las

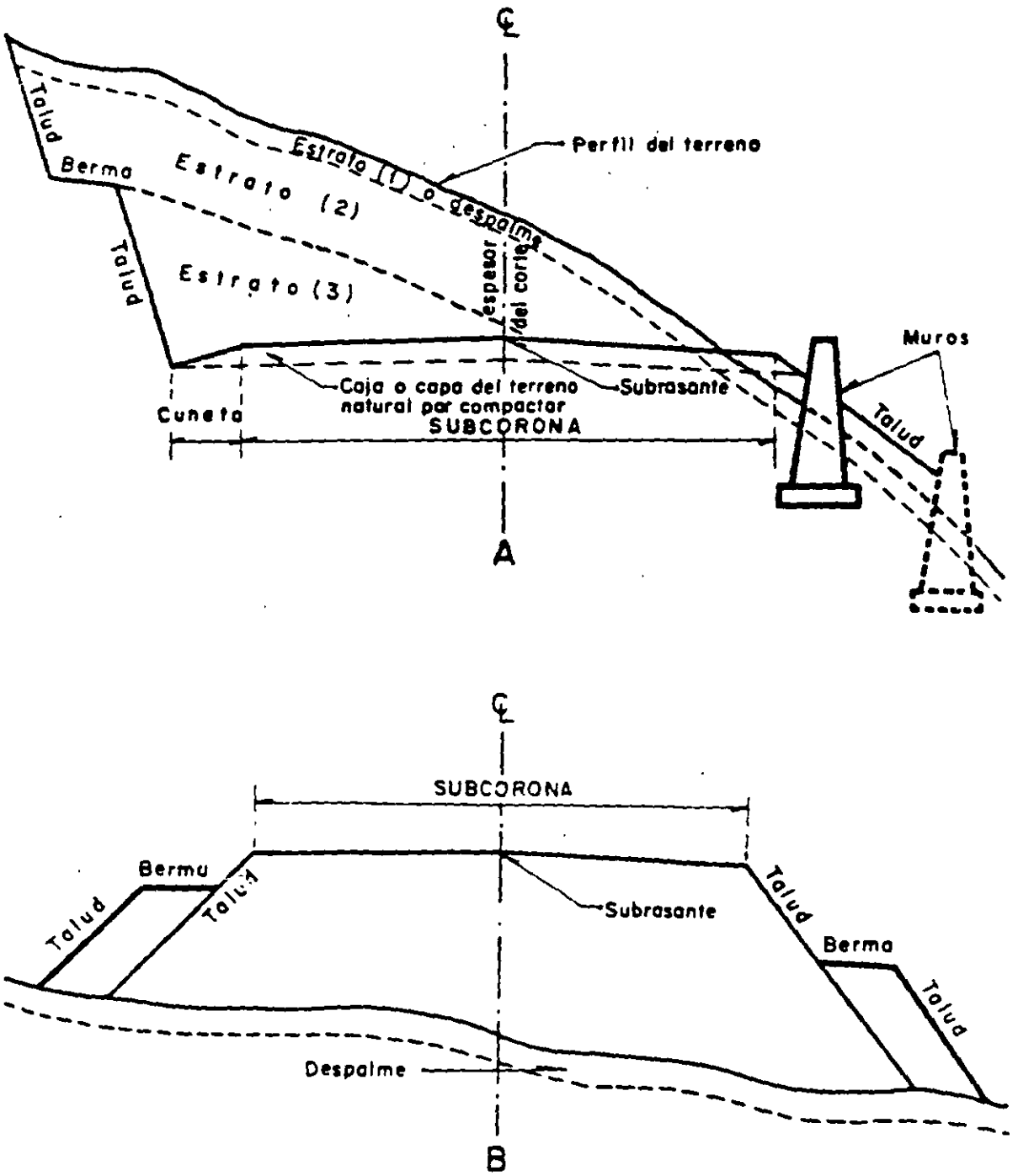


FIGURA 10.4. MUROS Y BERMAS

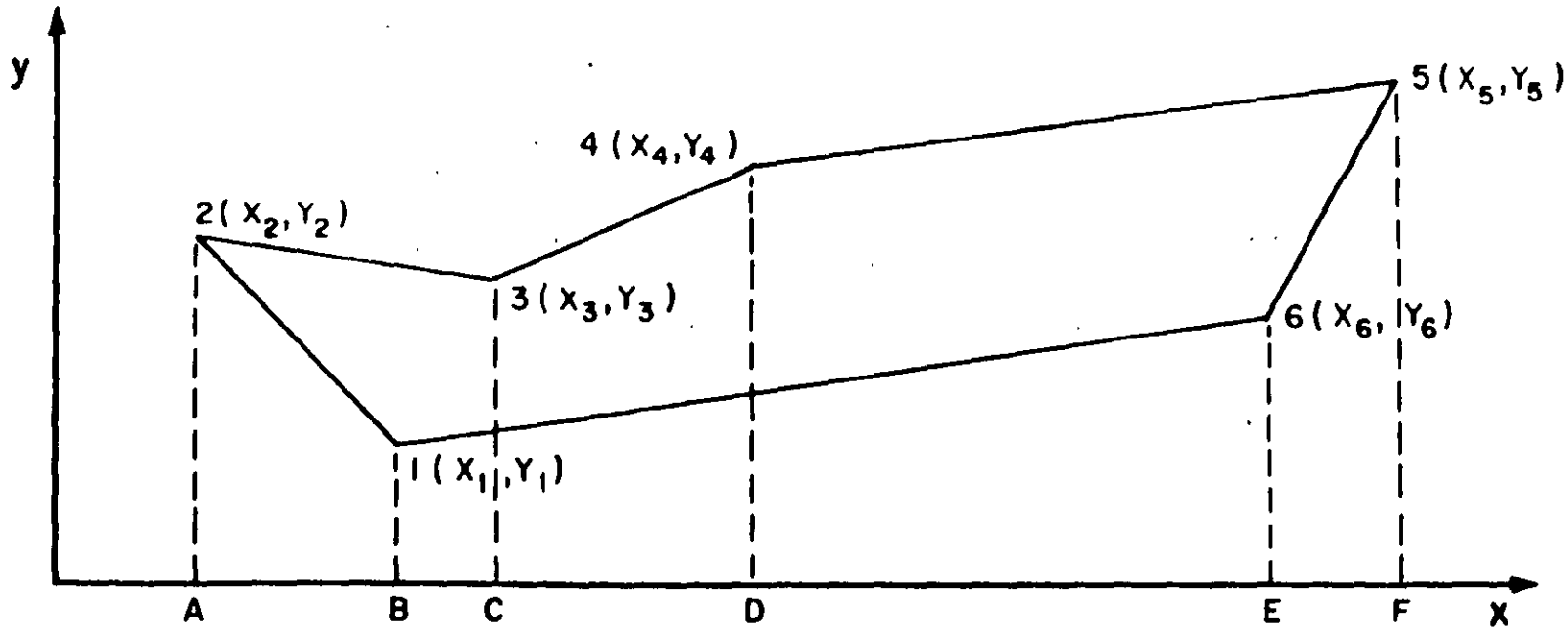


FIGURA 10.5. DETERMINACION DE AREAS, METODO ANALITICO

áreas de los trapecios: A23CA, C34DC y D45FD, menos la suma de las áreas de los trapecios A21BA, B16EB y E65FE. Puesto que el área de un trapecio es la semisuma de las bases por la altura, se tendrá:

$$A = \frac{Y_3 + Y_2}{2}(X_3 - X_2) + \frac{Y_4 + Y_3}{2}(X_4 - X_3) + \frac{Y_5 + Y_4}{2}(X_5 - X_4)$$

$$- \left[\frac{Y_1 + Y_2}{2}(X_1 - X_2) + \frac{Y_6 + Y_1}{2}(X_6 - X_1) + \frac{Y_5 + Y_6}{2}(X_5 - X_6)\right]$$

desarrollando y ordenando:

$$A = \frac{1}{2}[Y_1 X_2 + Y_2 X_3 + Y_3 X_4 + Y_4 X_5 + Y_5 X_6 + Y_6 X_1$$

$$- (Y_1 X_6 + Y_2 X_1 + Y_3 X_2 + Y_4 X_3 + Y_5 X_4 + Y_6 X_5)]$$

lo que puede expresarse por la matriz:

$$A = \frac{1}{2}\begin{vmatrix} Y_1 Y_2 Y_3 Y_4 Y_5 Y_6 Y_1 \\ X_1 X_2 X_3 X_4 X_5 X_6 X_1 \end{vmatrix}$$

Por su naturaleza, este método es útil cuando las áreas de las secciones se calculan con la ayuda de una computadora. Si el cálculo se hace manualmente, el método puede resultar muy elaborado; sin embargo, se simplifica escogiendo un sistema de ejes adecuado y seleccionando apropiadamente los puntos que definen la sección de construcción y el terreno natural.

B) Método gráfico. En la Figura 10.6 la sección en terraplén mostrada ha sido dividida en trapecios y dos triángulos extremos, mediante líneas verticales a una separación constante.

El área de la sección es igual a la suma de las áreas parciales.

$$AT = \left(\frac{a}{2}\right)S + \left(\frac{a+b}{2}\right)S + \left(\frac{b+c}{2}\right)S + \left(\frac{c+d}{2}\right)S$$

$$+ \left(\frac{d+e}{2}\right)S + \left(\frac{e+f}{2}\right)S + \left(\frac{f+g}{2}\right)S + \ldots$$

o lo que es lo mismo, siendo constante S:

$$AT = S\left[\left(\frac{a}{2}\right) + \left(\frac{a+b}{2}\right) + \left(\frac{b+c}{2}\right) + \left(\frac{c+d}{2}\right) + \left(\frac{d+e}{2}\right)\right.$$

$$\left. + \left(\frac{e+f}{2}\right) + \left(\frac{f+g}{2}\right) + \ldots\right]$$

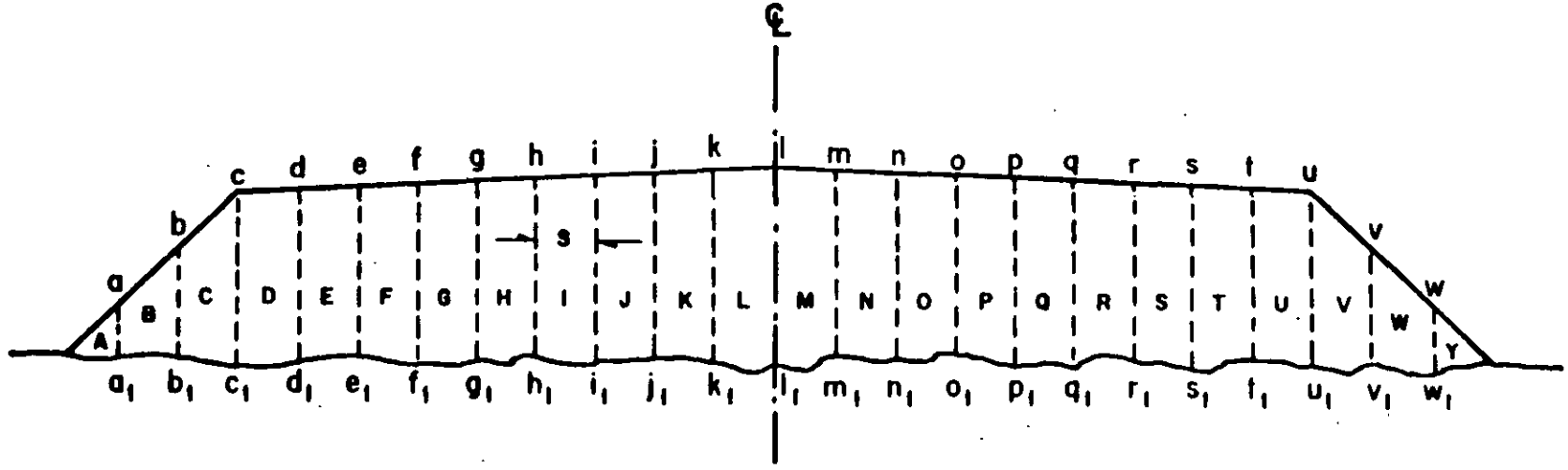


FIGURA 10.6. DETERMINACION DE AREAS, METODO GRAFICO

o sea:

$$AT = S\left[\left(\frac{2a}{2}\right) + \left(\frac{2b}{2}\right) + \left(\frac{2c}{2}\right) + \left(\frac{2d}{2}\right) + \left(\frac{2e}{2}\right) + \left(\frac{2f}{2}\right) + \left(\frac{2g}{2}\right) + \ldots\right]$$

por lo tanto:

$$AT = S\,(a + b + c + d + e + f + g + \ldots)$$

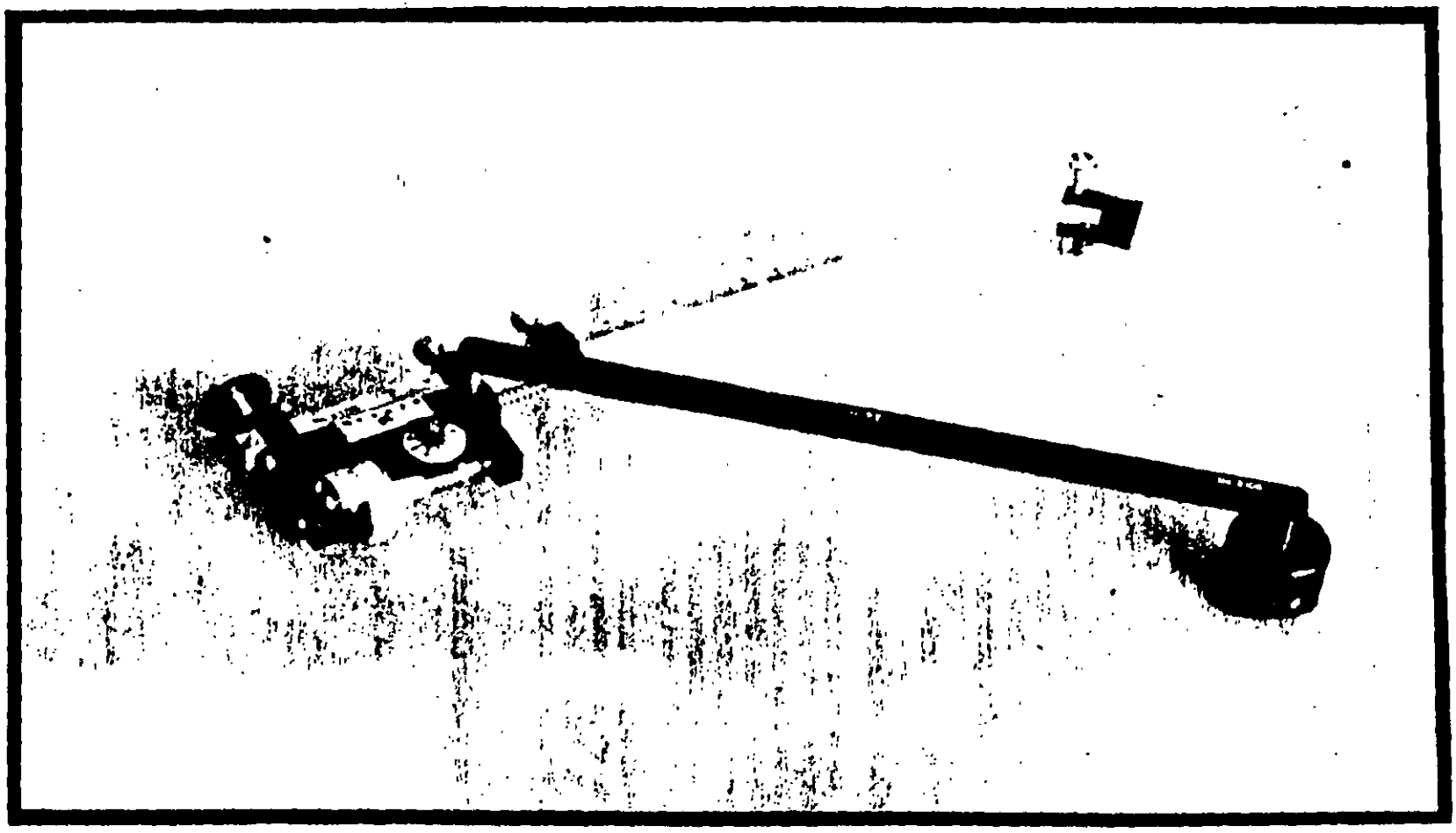
Para que esta expresión fuera exacta se necesitaría que las líneas verticales coincidieran en todos los casos con los puntos de cambio de pendiente del terreno y con los ceros, hombros y centro de la línea de la sección, lo que no siempre sucede; el error que se origina es función de la equidistancia S y lógicamente será menor conforme S sea más pequeña.

La aplicación del método gráfico, basada en esta expresión, consiste en acumular las distancias *aa'*, *bb'*, *cc'*, *dd'*, marcándolas en una tirilla de papel; una vez efectuada la operación en toda la sección, la distancia entre las marcas extremas en la tirilla, multiplicada por la equidistancia S, define el área total de la sección.

C) Método del planímetro. Por la rapidez en su operación y por la precisión que proporciona, el planímetro es el instrumento que más se presta para la determinación de las áreas. De los distintos tipos existentes, el polar de brazo ajustable es el más empleado y se describe a continuación:

El instrumento (Figura 10.7) se apoya en la mesa en cuatro puntos: tres de ellos pertenecen al brazo trazador (1) y son: la rueda de deslizamiento (13), la guía trazadora (5) con la que se sigue el contorno de la figura por arear y el tambor (11), que está graduado en 100 partes y es en el que se toman las lecturas en unidades; tiene junto un nonio (12) que aproxima al décimo. El cuarto punto de apoyo en la mesa es el polo (3) que queda fijo a ella por una punta de aguja y corresponde al brazo polar (2). Ambos brazos se unen a través de una articulación (15) en el soporte (14). Este soporte lleva el tambor, el nonio y un disco graduado (10) que marca el número completo de vueltas del tambor. El brazo trazador está graduado para que se pueda poner el índice (9) del soporte frente al valor dado, valor que dependerá de la escala a que esté el dibujo; hay también ciertos valores, constantes del aparato, para dar v.gr. centímetros cuadrados en las unidades del tambor. Para que el índice quede en la posición exacta, primero se mueve a mano el soporte sobre el brazo graduado hasta que el índice quede aproximadamente frente al valor debido; se aprieta uno de los tornillos para fijar el soporte al brazo; después se mueve el índice girando el tornillo sinfín del soporte y apreciando, con ayuda del nonio, la lectura en la graduación; estando ya en la correcta, se aprieta el segundo tornillo para mantener fijo el soporte.

Teniendo en cuenta que la escala del papel milimétrico puede no corresponder a las dimensiones nominales, sea por una impresión defectuosa o



1. Brazo trazador
2. Brazo polar
3. Polo
4. Perilla móvil
5. Guía trazadora
6. Tornillo protector
7. Tornillos de sujeción
8. Tornillo de ajuste
9. Control de vernier
10. Contador de carátula
11. Tambor medidor
12. Nonio
13. Rueda de balanceo y deslizamiento
14. Soporte
15. Articulación

FIGURA 10.7. PLANIMETRO POLAR

por condiciones climatológicas, es norma práctica, antes de efectuar las mediciones de áreas, ajustar el planímetro para obtener las áreas correctas.

Para determinar el área, se fija el polo en el punto conveniente y se coloca la guía trazadora en un cero de la sección, se toma la lectura inicial y se sigue el perímetro de la figura con la guía hasta volver al punto de partida, haciéndose una nueva lectura; la diferencia entre estas lecturas multiplicada por una constante, será el área buscada; para comprobar el dato obtenido se repite la operación, debiendo estar la diferencia entre ambos resultados dentro de la tolerancia establecida. Cuando el polo se coloca fuera de la sección y el perímetro de ésta es recorrido por la guía trazadora en el sentido de las manecillas del reloj, la lectura final será mayor que la inicial y el número de vueltas que da el tambor será positivo, o sea que el tambor gira hacia adelante; si el perímetro se recorre en sentido opuesto, la lectura final será menor que la inicial.

Una demostración geométrica de la teoría matemática en que se basa el planímetro puede encontrarse, entre otros, en el *Tratado de Topografía*, cuarta edición año de 1964, de los autores Davis y Foote.

10.2.8 Cálculo de volúmenes

Una vez que se han determinado las áreas de las secciones de construcción, se procede al cálculo de los volúmenes de tierras. Para ello es necesario suponer que el camino está formado por una serie de prismoides tanto en corte como en terraplén. Cada uno de estos prismoides está limitado en sus extremos por dos superficies paralelas verticales representadas por las secciones de construcción y lateralmente por los planos de los taludes, de la subcorona y del terreno natural.

A) Fórmula del prismoide. Para deducir la expresión para el cálculo del volumen de un prismoide, considérese uno de bases triangulares como el mostrado en la Figura 10.8. Los triángulos no son iguales ni semejantes, por lo que si una de las superficies laterales es plana, las otras dos serán alabeadas.

De la figura puede deducirse

$$A_1 = \frac{1}{2} b_1 h_1 ; \qquad A_2 = \frac{1}{2} b_2 h_2$$

$$A_x = \frac{1}{2} b_x h_x$$

pero:

$$b_x \doteq b_1 + (b_2 - b_1) \frac{X}{L}$$

$$h_x \doteq h_1 + (h_2 - h_1) \frac{X}{L} \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (1)$$

que es la expresión conocida como fórmula de las áreas medias y que por su simplicidad es muy útil para el cálculo de volúmenes. Esta expresión introduce un error, cuando A_m no es el promedio de las áreas extremas, error que puede calcularse de la siguiente manera:

$$E = V' - V = \frac{L}{2}(A_1 + A_2) - \frac{L}{6}(A_1 + 4A_m + A_2)$$

$$E = \frac{L}{3}(A_1 + A_2 - 2A_m)$$

Para el prismoide triangular:

$$E = \frac{L}{3}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + \frac{b_2 h_2}{2} - 2\frac{(b_1 + b_2)(h_1 + h_2)}{4}\right]$$

operando y simplificando se llega a:

$$E = \frac{L}{12}(b_1 - b_2)(h_1 - h_2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (4)$$

Aunque los prismoides definidos por las secciones transversales de un camino se asemejan más a un prismoide trapecial que a uno triangular, las expresiones (2) y (3) siguen siendo válidas. En efecto, considérese un prismoide con base I y II, y descompóngase en cuatro prismoides triangulares (Figura 10.9).

El volumen total del prismoide será igual a la suma de cada uno de los volúmenes de los prismoides triangulares, esto es:

$$V = V_1 + V_2 + V_3 + V_4$$

y empleando la fórmula de las áreas medias:

$$V = \frac{L}{2}(A_1 + A_1') + \frac{L}{2}(A_2 + A_2') + \frac{L}{2}(A_3 + A_3') + \frac{L}{2}(A_4 + A_4')$$

$$V = \frac{L}{2}(A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_1' + A_2' + A_3' + A_4')$$

$$V = \frac{L}{2}(A_I + A_{II}) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

El error al aplicar la fórmula de las áreas medias puede encontrarse sumando los errores de cada uno de los prismoides triangulares, empleando la expresión (4).

Dado que las bases de los prismoides 1 y 4 son iguales, tienen un error nulo.

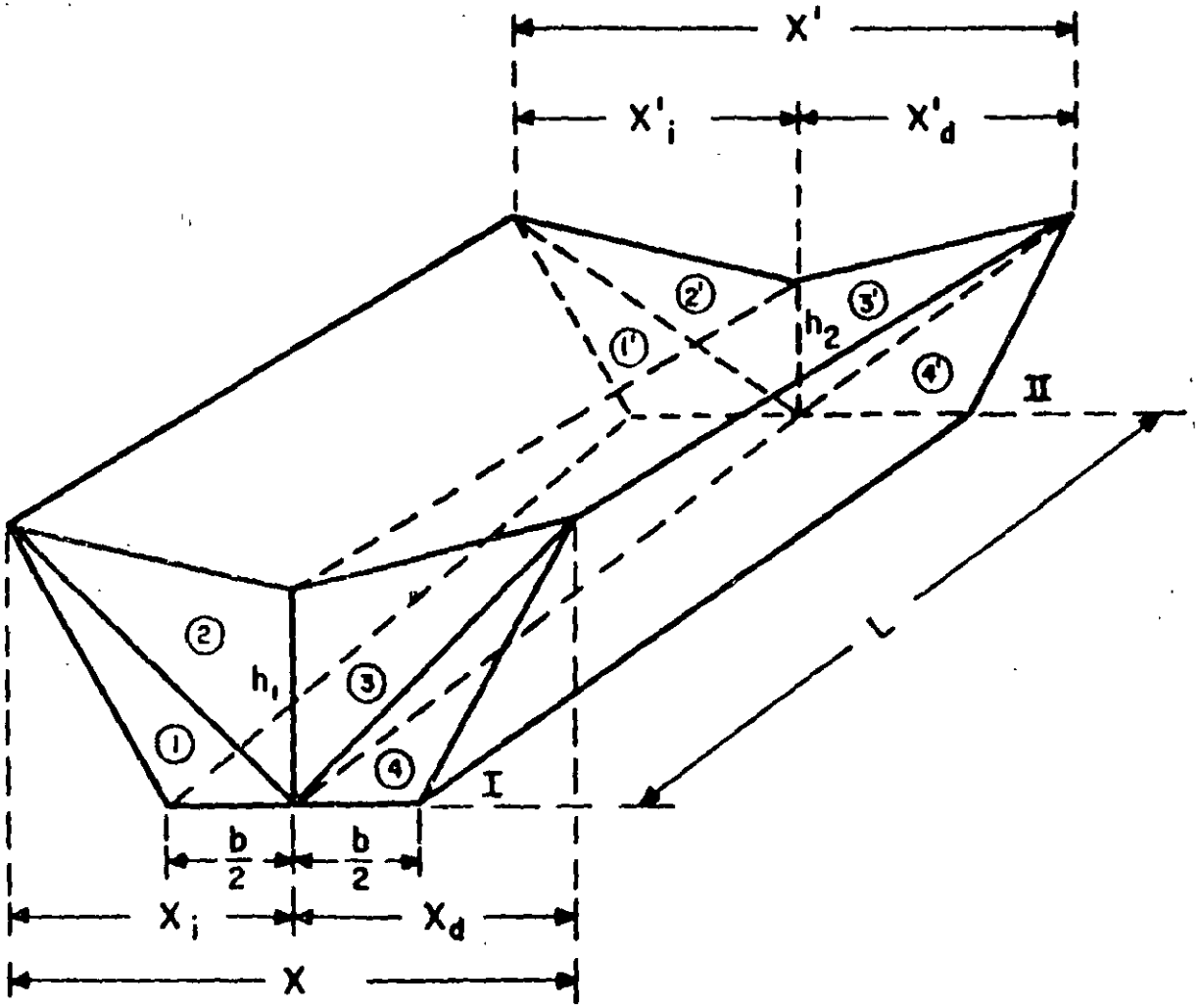


FIGURA 10.9. DESCOMPOSICION DE UN PRISMOIDE EN PRISMOIDES TRIANGULARES

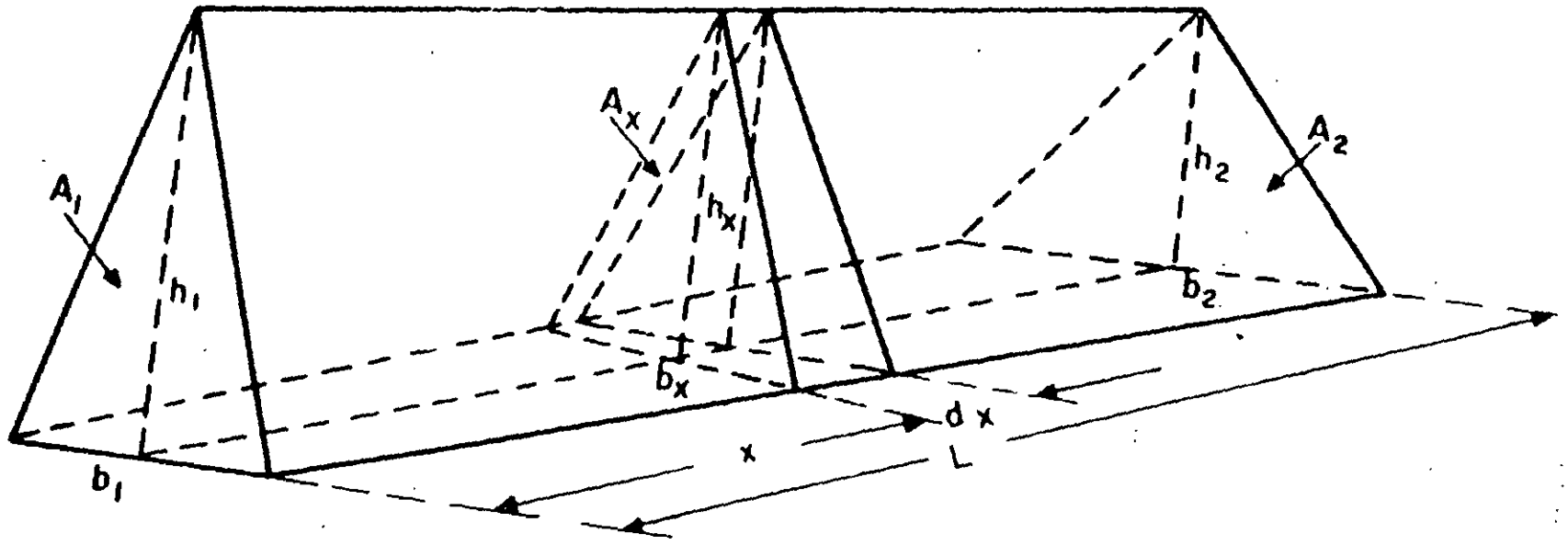


FIGURA 10.8. VOLUMEN DE UN PRISMOIDE TRIANGULAR

por lo cual:

$$A_x = \frac{1}{2}\left[b_1 h_1 + (b_1 h_2 - b_1 h_1 + b_2 h_1 - b_1 h_1)\frac{X}{L} + (b_2 h_2 - b_2 h_1 - b_1 h_2 + b_1 h_1)\frac{X^2}{L^2}\right]$$

El volumen del prismoide puede calcularse entonces como:

$$V = \int_o^L A_x\, dx$$

substituyendo el valor de A_x en la expresión anterior, integrando y simplificando:

$$V = \frac{L}{2}\left[b_1\left(\frac{h_2}{6} + \frac{h_1}{3}\right) + b_2\left(\frac{h_2}{3} + \frac{h_1}{6}\right)\right]$$

$$= \frac{L}{6}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + \frac{b_1}{2}(h_1 + h_2) + \frac{b_2}{2}(h_1 + h_2) + \frac{b_2 h_2}{2}\right]$$

$$= \frac{L}{6}\left[\frac{b_1 h_1}{2} + 4\,\frac{\frac{b_1 + b_2}{2}\,\frac{h_1 + h_2}{2}}{2} + \frac{b_2 h_2}{2}\right]$$

Pero:

$$\frac{b_1 + b_2}{2} \qquad \frac{h_1 + h_2}{2}$$

son la base y la altura media de un triángulo que se encuentra a la mitad de la longitud L considerada; si se llama A_m al área de ese triángulo, de las expresiones (1), se tendrá:

$$V = \frac{L}{6}(A_1 + 4A_m + A_2) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

que es la expresión conocida como fórmula del prismoide.

Si ahora se introduce la hipótesis de:

$$A_m = \frac{A_1 + A_2}{2}$$

y se substituye en (2), se tendrá:

$$V' = \frac{L}{2}(A_1 + A_2) \qquad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (3)$$

El prismoide 2 tiene un error:

$$E_2 = \frac{L}{12}(X_i - X_i')(h_1 - h_2)$$

El prismoide 3 tiene un error:

$$E_3 = \frac{L}{12}(X_d - X_d')(h_1 - h_2)$$

El error total será:

$$E = E_1 + E_2 + E_3 + E_4$$

$$E = 0 + \frac{L}{12}(X_i - X_i')(h_1 - h_2) + \frac{L}{12}(X_d - X_d')(h_1 - h_2)$$

$$E = \frac{L}{12}(X - X')(h_1 - h_2) \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

La expresión (6) da la cantidad que hay que sumar algebraicamente a la expresión (5) para obtener el volumen correcto y por eso, en ocasiones se le llama corrección prismoidal.

Hasta ahora se han considerado prismoides en tramos rectos del camino. Cuando el camino va en curva horizontal, las secciones transversales no son paralelas entre sí y las expresiones deducidas anteriormente no son válidas. Para el cálculo de volúmenes en curvas, se hace uso del teorema de Pappus y Guldinus, según el cual, el volumen de un sólido engendrado por una superficie plana que gira alrededor de un eje contenido en el plano de su superficie, es igual al producto del área por la distancia recorrida por el centro de gravedad de la superficie durante el giro.

Si todas las secciones del camino en curva fueran iguales, sería fácil calcular el volumen con el teorema anterior. Sin embargo, el caso más común es que sean diferentes, lo que implica que la distancia del centro de gravedad de cada una de las secciones respecto al eje del camino, varíe de sección a sección y entonces, el cálculo exacto del volumen es muy complejo, requiriendo introducir alguna hipótesis simplificadora.

Si en la Figura 10.10

L = Distancia entre las secciones 1 y 2 medida en el eje.
R = Radio de la curva en el eje del camino.
G_1, G_2 = Posición del centro de gravedad en las secciones 1 y 2.
e_1, e_2 = Distancias del centro de gravedad en las secciones 1 y 2 al eje del camino.
A_1, A_2 = Areas de las secciones 1 y 2.

Aplicando el teorema de Pappus y Guldinus, suponiendo que la sección 1 se mantiene constante.

$$V_1 = A_1 l_1$$

en donde l_1 es la distancia recorrida por el centro de gravedad de la sección 1. Análogamente para la sección 2.

$$V_2 = A_2 l_2$$

Si se acepta como aproximación suficiente que:

$$V = \frac{V_1 + V_2}{2}$$

se tendrá que:

$$V = \frac{A_1 l_1 + A_2 l_2}{2}$$

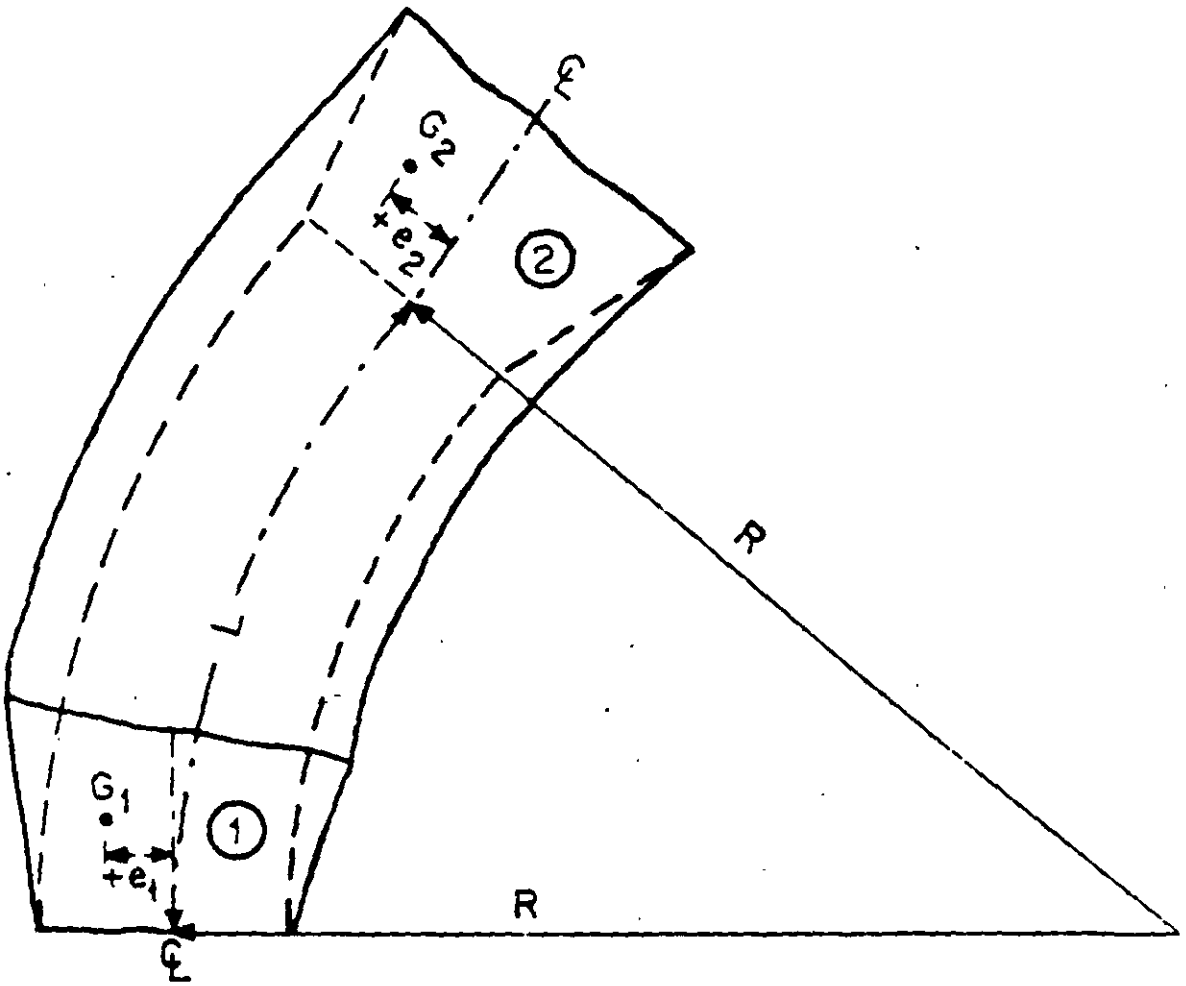


FIGURA 10.10. CORRECCION DE VOLUMEN POR CURVATURA

Por otra parte, puede establecerse que:

$$\frac{L}{R} = \frac{l_1}{R + e_1}$$

por lo que:

$$l_1 = \frac{L}{R}(R + e_1)$$

$$l_2 = \frac{L}{R}(R + e_2)$$

y substituyendo en el valor de V

$$V = \frac{L}{2R}[A_1 (R + e_1) + A_2 (R + e_2)]$$

La corrección por curvatura será entonces:

$$Ec = \frac{L}{2R}[A_1 (R + e_1) + A_2 (R + e_2)]$$

$$- \frac{L}{2R}(A_1 + A_2)$$

$$Ec = \frac{L}{2R}(A_1 e_1 + A_2 e_2)$$

En la Secretaria de Obras Públicas no se consideran las correcciones prismoidales y por curvatura, debido a la laboriosidad que representa su cálculo. Por otra parte, las simplificaciones hechas al dibujar las secciones de construcción y los pequeños accidentes no considerados en el dibujo, pueden introducir errores muy superiores a la magnitud de tales correcciones.

Es por esto que se ha optado por calcular los volúmenes con la fórmula de las áreas medias, pero considerando el mayor número de secciones posibles. Es norma común considerar secciones en las estaciones cerradas de 20 m, en los puntos principales de las curvas del alineamiento horizontal y en donde ocurren cambios notables en la pendiente longitudinal o transversal del terreno.

B) Coeficiente de variabilidad volumétrica. El material ya sea de corte o de préstamo empleado en la formación de los terraplenes, experimenta un cambio de volumen al pasar de su estado natural a formar parte del terraplén, siendo esencial el conocimiento de este cambio para la correcta determinación de los volúmenes y de los movimientos de tierra correspondientes.

Se llama coeficiente de variabilidad volumétrica a la relación que existe entre el peso volumétrico del material en su estado natural y el peso volumétrico que ese mismo material tiene al formar parte del terraplén. Este

coeficiente se aplica al volumen del material en su estado natural para obtener su volumen en el terraplén.

El coeficiente será mayor que la unidad, cuando un metro cúbico de terraplén pueda construirse con un volumen menor de material, obtenido en el corte o en el préstamo. Contrariamente, el coeficiente será menor que la unidad, cuando el volumen de terraplén requiera un volumen mayor de material constitutivo.

Como ya se ha visto al tratar lo relativo al proyecto de la sección de construcción, el terraplén está integrado por dos o tres porciones a las que se le puede dar distinto grado de compactación. Para el material producto de corte que se empleará en la construcción del terraplén, el coeficiente de variabilidad que se considera para cada estrato en el corte, es proporcional al volumen de las porciones del terraplén; así por ejemplo, si el cuerpo del terraplén está constituido por dos porciones de igual volumen, el coeficiente empleado será el promedio de los correspondientes a los grados de compactación considerados para cada una de las porciones. En cambio, cuando el terraplén está formado por material producto de préstamo, se aplica el coeficiente de variabilidad volumétrica correspondiente a cada una de las porciones, según sea el grado de compactación recomendado.

En el caso de los acarreos por estar los precios unitarios en función del volumen del material a mover en su estado natural, los acarreos se calculan de la siguiente forma:

Si el material a mover proviene de un solo estrato, se divide el volumen de ese material entre su coeficiente de variabilidad volumétrica. Si el material a mover proviene de dos o más estratos, deberá entonces determinarse el coeficiente medio de variabilidad para cada acarreo; o sea el resultado de dividir la suma de los volúmenes compactados en el terraplén entre la suma de los volúmenes respectivos, medidos en la excavación.

C) Ordenadas de curva masa. La ordenada de curva masa en una estación determinada es la suma algebraica de los volúmenes de terraplén y de corte, estos últimos afectados por su coeficiente de variabilidad volumétrica, considerados los volúmenes desde un origen hasta esa estación; se establece que los volúmenes de corte son positivos y los de terraplén negativos.

Estas ordenadas servirán, como se verá más adelante, para dibujar el diagrama de masas en un sistema de coordenadas rectangulares.

Ocurre con frecuencia que la calidad del material producto de corte, no es la adecuada para formar la totalidad del terraplén, sino que únicamente puede emplearse en la construcción de parte del cuerpo del mismo. Cuando esta situación se presenta, es necesario calcular ordenadas de curva masa para cada porción del terraplén que tenga distinta fuente de aprovisionamiento.

D) Registro de cálculo. En la Figura 10.11, se representa el registro de cálculo de subrasante y curva masa empleado por la Secretaría de Obras Públicas. Dada la liga que existe entre los datos que conducen a la determinación de las ordenadas de curva masa, se hace hincapié en que los distintos cálculos que es obligado efectuar, deben siempre verificarse progresivamente, con el objeto de evitar la propagación de errores.

E) Empleo de computadoras. Para el cálculo de los volúmenes de terracerías y la obtención de la ordenada del diagrama de masas, se cuenta

con un programa de cálculo electrónico con el cual es posible optimizar en un tiempo sumamente reducido y a bajo costo, tanto los volúmenes de terracerías como el movimiento de las mismas, mediante el análisis sucesivo de diferentes variantes de la rasante de proyecto, sin que ello represente un esfuerzo adicional excesivo para el proyectista, considerando que el programa elimina el trabajo rutinario que representa el cálculo de alineamiento vertical, el dibujo y proyecto de cada sección de construcción, la medida del área correspondiente, el cálculo de los volúmenes geométricos de terraplén y corte en los distintos estratos y su variación volumétrica, así como la obtención de la ordenada del diagrama de masas.

En la Figura 10.12, están representadas esquemáticamente las diferentes fases que constituyen el proceso, las cuales se describen someramente a continuación:

Para proporcionar la información que el programa requiere, el proyectista se auxilia de unas formas, empleando en cada caso la correspondiente al tipo de datos por reportar, dicha información está constituida por:

Datos de identificación del camino.

Datos generales de proyecto.

Datos para compensación de la curva masa.

Datos para proyecto de terraplenes.

Datos para proyecto de cortes.

Datos de suelos.

Datos del alineamiento vertical.

Datos de ampliaciones y sobreelevaciones.

Datos del perfil longitudinal y secciones transversales del terreno.

Una vez que toda la información ha sido anotada en las formas respectivas, se perfora en tarjetas, las que se agrupan en un paquete para ser clasificadas, siendo a continuación procesadas en una computadora electrónica, generándose cuatro tipos de resultados, editados por la impresora del sistema en la forma siguiente:

a) Listado de los errores detectados en los datos de entrada o durante el proceso de los mismos; la importancia de dichos errores puede motivar que el proceso sea suspendido.

b) Listado de resultados del cálculo del alineamiento vertical.

c) Listado de resultados del cálculo de las secciones de construcción.

d) Listado de resultados del cálculo de volúmenes y ordenadas del diagrama de masas.

Cuando un camino es proyectado en su totalidad por el método fotogramétrico electrónico, los datos de ampliaciones y sobreelevaciones de la sección tipo, así como los datos del perfil longitudinal y secciones transversales del terreno, son obtenidos, como resultado de otro tipo de proceso, directamente de tarjetas o cintas.

Lo anterior es posible merced a que los diferentes programas de cálculo electrónico han sido concebidos como parte integrante de un sistema, pudiendo generar cada uno de ellos resultados en un soporte de información, que permita su posterior utilización por los otros programas.

En la Secretaría de Obras Públicas, el sistema básico de programas para el cálculo de movimiento de terracerías cuando el proyecto se efectúa por el método fotogramétrico electrónico, está constituido como sigue:

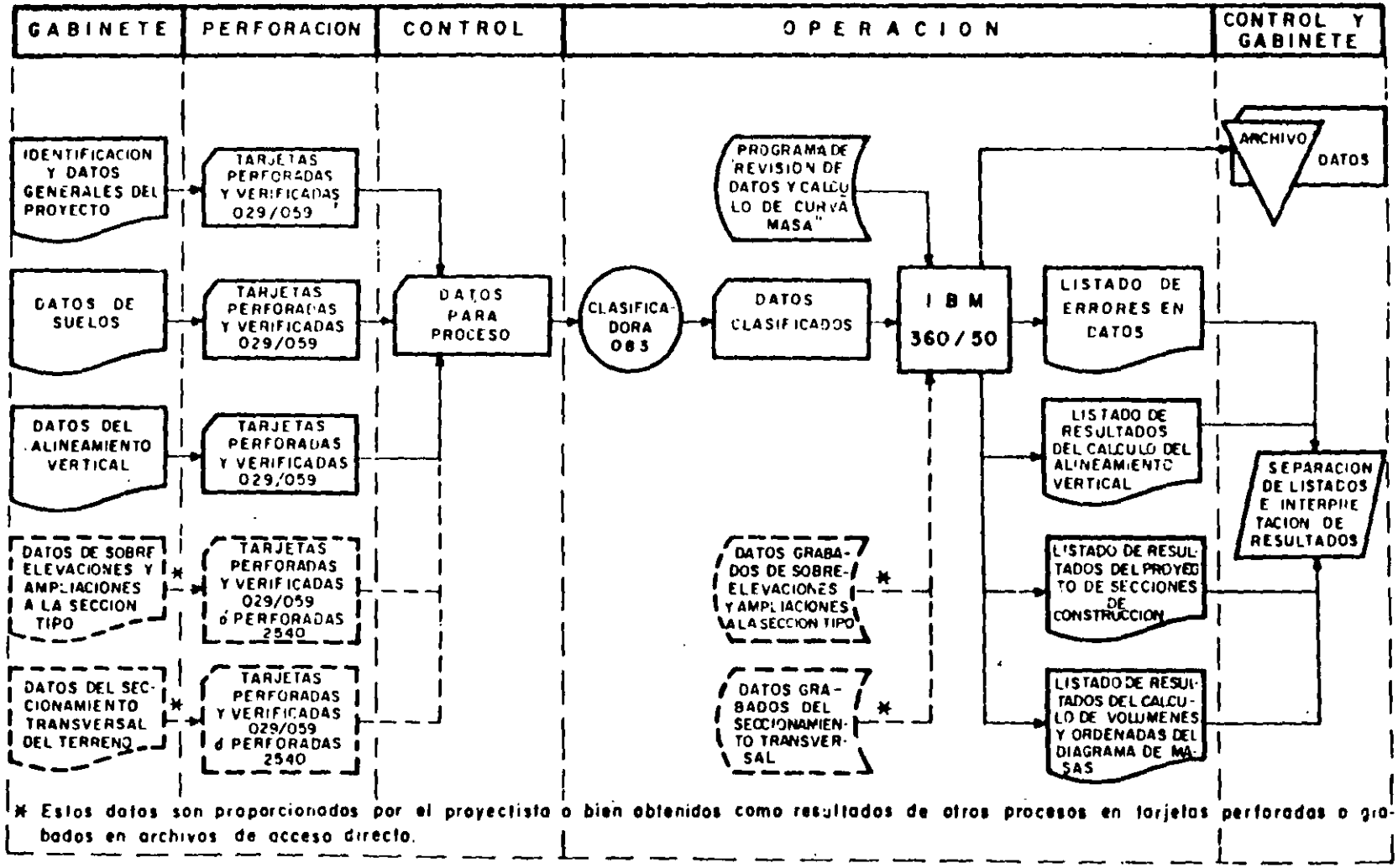


FIGURA 10.12. DIAGRAMA DE OPERACION DEL SISTEMA DE PROCESAMIENTO DE DATOS PARA EL PROYECTO DE SECCIONES DE CONSTRUCCION Y CALCULO DE CURVA MASA

Programa L0207	Cálculo de alineamiento horizontal.
Programa L0209	Transformación de las coordenadas del seccionamiento transversal (de coordenadas instrumentales a coordenadas terrestres).
Programa L0210	Cálculo de curva masa y seccionamiento de construcción.

10.2.4 Movimiento de terracerías

Los volúmenes, ya sean de corte o de préstamo, deben ser transportados para formar los terraplenes; sin embargo, en algunos casos, parte de los volúmenes de corte deben desperdiciarse, para lo cual se transportan a lugares convenientes fuera del camino.

Para determinar todos estos movimientos de terracerías y obtener su costo mínimo, el diagrama de masas es el instrumento con que cuenta el proyectista. El diagrama de masas es la curva resultante de unir todos los puntos dados por las ordenadas de curva masa, obtenidos de acuerdo en lo establecido en el apartado C), del inciso 10.2.3; correspondiendo las abscisas al cadenamiento del camino.

A) Propiedades del diagrama de masas. En la Figura 10.13, se representa el diagrama de masas *ABCDEFG* correspondiente a los volúmenes de terracería a mover, al ubicar la subrasante *aceg* en el perfil *abcdefg* del terreno.

Las principales propiedades del diagrama de masas son las siguientes:

1. El diagrama es ascendente cuando predominan los volúmenes de corte sobre los de terraplén y descendente en caso contrario. En la figura se tiene que las líneas *ABC* y *EFG* son ascendentes por derivarse de los volúmenes de los cortes *abc* y *efg*, en tanto que la línea *CDE* es descendente por referirse al terraplén *cde*.

2. Cuando después de un tramo ascendente en el que predominan los volúmenes de corte, se llega a un punto del diagrama en el cual empiezan a preponderar los volúmenes de terraplén, se dice que se forma un máximo; inversamente, cuando después de un tramo descendente en el cual han sido mayores los volúmenes de terraplén se llega a un punto en que comienzan a prevalecer los volúmenes de corte, se dice que se forma un mínimo.

En la figura, los puntos *A* y *E* del diagrama son mínimos y corresponden a los puntos *a* y *e* del terreno que son los extremos de tramos en terraplén, en tanto que los puntos *C* y *G* del diagrama son máximos y corresponden a los extremos de los cortes *abc* y *efg*.

3. La diferencia entre las ordenadas de la curva masa, en dos puntos cualesquiera *P* y *T*, expresa un volumen *U* que es igual a la suma algebraica de todos los volúmenes de corte, positivos, con todos los volúmenes de terraplén, negativos, comprendidos en el tramo limitado por esos dos puntos. En el diagrama citado, la diferencia de ordenadas entre *P* y *T* es *U;* por quedar *T* arriba de *P*, expresa que en el tramo hay un excedente *U* del volumen de corte sobre el de terraplén; si los dos puntos son como el *J* y el *K* y éste queda abajo de aquél, la diferencia de ordenadas *Q* indica el volumen de terraplén en exceso del de corte en ese tramo.

4. Si en un diagrama de masas se dibuja una línea horizontal en tal forma que lo corte en dos puntos consecutivos, éstos tendrán la misma

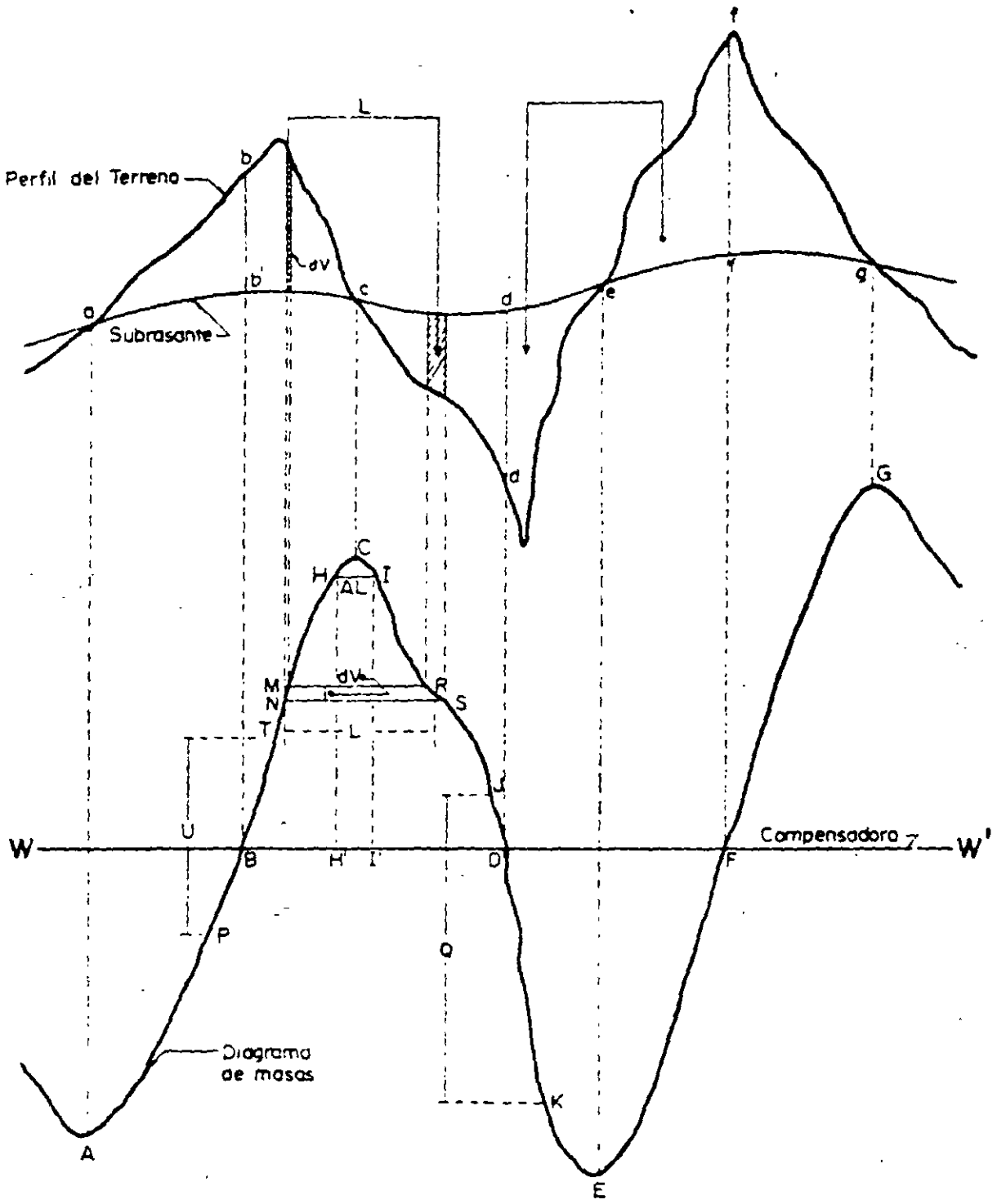


FIGURA 10.13. PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

ordenada y por consecuencia, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén, o sea que estos dos puntos son los extremos de un tramo compensado.

Esta línea horizontal se llama compensadora. La distancia entre los dos puntos se llama abertura del diagrama y es la distancia máxima de acarreo al llevar el material del corte al terraplén.

En la Figura 10.13 la horizontal *BD* es una compensadora, pues la línea *BC* representa los volúmenes del corte *bcb'* que son iguales a los volúmenes del terraplén *cdd'* representados por la línea *CD* del diagrama. La abertura *BD* es la distancia máxima de acarreo al transportar el volumen del corte *b'bc* al terraplén *cdd'*.

5. Cuando en un tramo compensado el contorno cerrado que origina el diagrama de masas y la compensadora *WW'* queda arriba de ésta, el sentido del acarreo es hacia adelante; contrariamente, cuando el contorno cerrado queda abajo de la compensadora, el sentido del movimiento es hacia atrás.

Así, en el diagrama, el contorno cerrado *BCDB* indica un movimiento hacia adelante por estar arriba de la compensadora *WW'*, pues el volumen *BC* del corte *bcb'* será llevado al terraplén *cdd'* que está adelante. En cambio, el contorno cerrado *DEFD* que está abajo de la compensadora *WW'* indica que el volumen *EF* del corte *eff'* será llevado al terraplén *ded'* mediante un acarreo cuyo sentido es hacia atrás.

6. Las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan los acarreos. Si en el corte *bcb'* se toma un volumen elemental *dV*, que está representado en el diagrama de masas por el segmento *MN*, que será transportado a una distancia *L*, para ser colocado en el segmento *RS* del terraplén, el acarreo elemental será $dV \times L$ que es precisamente el área del trapecio elemental *MNSR;* por lo tanto, la suma de todas las áreas de los trapecios elementales, representativos de acarreos elementales, será el área de contorno cerrado *BCDB*, que representará el monto del acarreo total. Así pues, si se tiene un contorno cerrado formado por el diagrama de masas y por una compensadora, bastará con determinar el área de él, para que, considerando las escalas respectivas, se encuentre el valor del acarreo total.

B) Precio unitario y forma de pago de los conceptos que integran los movimientos de terracerías. El precio unitario es la remuneración pecuniaria que se cubre al contratista por unidad de obra realizada y que comprende el costo directo, el costo indirecto y la utilidad, en cada concepto para el que se establece.

En el caso de la determinación de la subrasante económica, es preciso conocer el precio unitario de cada uno de los conceptos que comprenden los movimientos de terracerías, para que al multiplicarlo por el volumen de obra respectivo, se obtenga la erogación correspondiente a cada uno de esos conceptos y se concluya si la subrasante así obtenida es realmente la más económica.

Como no es posible precisar los precios unitarios hasta que no se ha concluido la obra, se recurre para los proyectos, al empleo de precios unitarios determinados para casos semejantes.

Las bases de contratación para cada obra indican los conceptos que integran cada uno de los precios unitarios a determinar. La evolución

de las técnicas y equipos de construcción origina cambios continuos en la integración de precios unitarios, por lo que no es posible describir aquí los que corresponden a los conceptos que se mencionan.

Puede decirse que la subrasante que se determine, se acercará a la económica, en la misma forma que los precios unitarios supuestos para el proyecto, se acerquen a los precios unitarios de la obra.

Algunos de los conceptos que a continuación se indican fueron tratados en el inciso 10.2.1 de este capítulo; aquí se verán bajo el aspecto correspondiente a su pago. Los conceptos que se tratan por primera vez, se describirán brevemente antes de tratar su forma de pago.

1. Despalme. El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación, en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

2. Corte o excavación. El pago se hace midiendo el volumen geométrico de excavación en metros cúbicos, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente. El precio unitario se fija de acuerdo con la dificultad que presenta el material al extraerse y cargarse.

3. Préstamos laterales. Son las excavaciones ejecutadas dentro de fajas ubicadas paralelamente al eje del camino a uno o ambos lados de él, con anchos determinados en el proyecto y cuyos materiales se utilizan exclusivamente en la formación de los terraplenes contiguos. El límite exterior de cada faja se fija actualmente a una distancia máxima de cien metros, contados a partir del eje del camino.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto anterior para corte o excavación.

4. Préstamos de banco. Son los ejecutados fuera del límite de cien metros de ancho indicado en el punto anterior y los ejecutados dentro de dicho límite, cuyos materiales se empleen en la construcción de terraplenes que no estén situados lateralmente a dichos préstamos.

El pago se hace en la misma forma descrita en el punto 2.

5. Compactación. Es la operación mecánica que se ejecuta para reducir el volumen de los vacíos existentes entre las partículas sólidas de un material, con el objeto de mejorar sus características de deformabilidad y resistencia, así como darle mayor durabilidad a la estructura formada por ese material.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del grado de compactación requerido.

6. Bandeado. Es el tratamiento mecánico que se aplica con equipo pesado de construcción, al material que por las dimensiones de sus fragmentos no se le puede considerar susceptible de compactación normal, en el sentido de que los resultados del proceso de compactación de campo no pueden controlarse con las pruebas de laboratorio en vigor.

El pago se hace con base al volumen geométrico en el terraplén en metros cúbicos multiplicado por el precio unitario correspondiente, el cual es función del tipo y numero de pasadas del equipo.

7. Agua para compactación. Es el volumen de agua que se requiere incorporar a las terracerías, a fin de lograr los grados de compactación especificados en el proyecto. Es igualmente aplicable para el caso del bandeado.

El pago se hace con base a los volúmenes de agua medida en las pipas en el lugar de aplicación, multiplicándolo por el precio unitario correspondiente.

8. Acarreos. Consisten en el transporte del material producto de cortes o préstamos, a lugares fijados para construir un terraplén o depositar un desperdicio. También se aplica al acarreo de agua para compactación.

La Secretaría de Obras Públicas clasifica los acarreos de acuerdo con la distancia que hay entre el centro de gravedad de la excavación y el centro de gravedad del terraplén a construir, o del sitio donde el desperdicio se va a depositar; en:

a) Acarreo libre. Es el que se efectúa dentro de una distancia de 20 m.

b) Sobreacarreo en m^3-estación. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 20 y 120 m.

c) Sobreacarreo en m^3-hectómetro. Cuando la distancia entre los centros de gravedad está comprendida entre 120 y 520 m.

d) Sobreacarreo en m^3-kilómetro. Cuando la distancia entre los centros de gravedad excede de 520 m.

A cada uno de estos tipos de acarreo corresponde un precio unitario, con excepción del acarreo libre cuyo costo se incluye en el de la excavación.

El pago de los sobreacarreos se hace multiplicando el monto de los mismos por el precio unitario correspondiente.

C) Determinación de los acarreos. A continuación se estudia la determinación de los acarreos con base en el diagrama de masas.

1. Acarreo libre. Es la distancia máxima a la que puede ser transportado un material, estando el precio de esta operación incluido en el de la excavación. En consecuencia, para no encarecer el precio de la excavación, el acarreo libre debe ser a la mínima distancia requerida por el equipo que lleva a cabo la extracción, carga y descarga del material.

Por convención, la Secretaría de Obras Públicas ha adoptado una distancia de acarreo libre de 20 m; ésta se representa por medio de una horizontal en la zona inmediata a los maximos o mínimos del diagrama de masas.

Al preparar los programas para la computadora electrónica, se requiere fijar, analíticamente, las estaciones que limitan el acarreo libre; las expresiones matemáticas necesarias se desarrollan a continuación.

En el diagrama de masas de la Figura 10.14, son conocidas las ordenadas correspondientes a las estaciones 1, 3, 4 y 6, y por supuesto el acarreo libre AL, que estará dividido en los tramos a, b y c.

Se ha dicho, dentro de las propiedades de la curva masa, que la diferencia de ordenadas entre dos puntos cualquiera expresa un volumen, representados en la figura por las letras Q y U para terraplén y corte, respectivamente.

La pendiente en la linea correspondiente al terraplén es:

$$P_t = \frac{Q}{\text{distancia entre estaciones 1 y 3}}$$

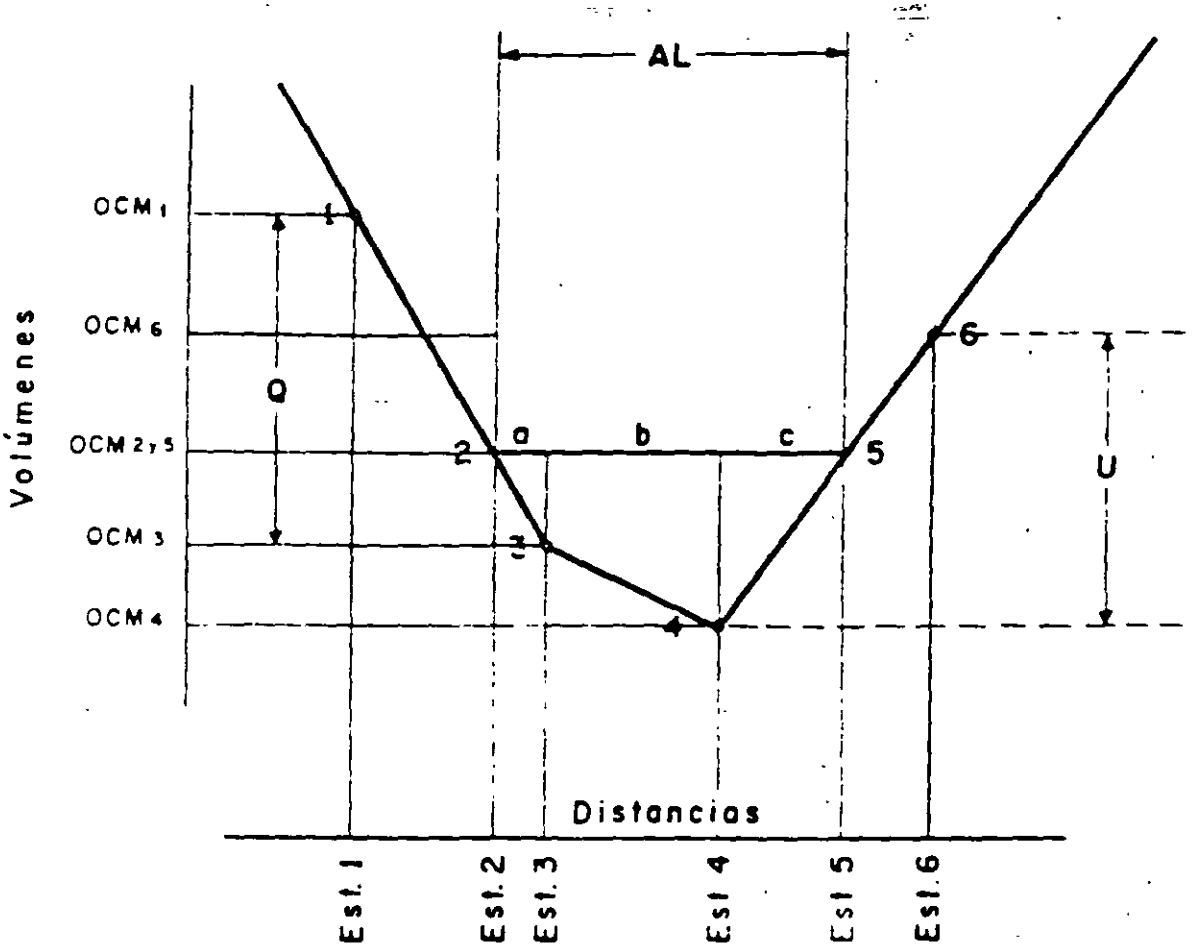


FIGURA 10.14. ACARREO LIBRE

y la pendiente de la línea correspondiente al corte es:

$$P_c = \frac{U}{\text{distancia entre estaciones 4 y 6}}$$

Por otro lado, se tiene que la ordenada en el punto 2 es igual a la del punto 5 y por lo tanto, en el tramo comprendido entre ellos serán iguales los volúmenes de corte y los volúmenes de terraplén.

Entonces:

$$OCM_2 = OCM_5$$

como:

$$OCM_2 = OCM_3 - a\,P_t$$
$$OCM_5 = OCM_4 + c\,P_c$$

se tiene que:

$$OCM_3 - a\,P_t = OCM_4 + \quad P_c$$

En esta ecuación son conocidos todos los valores menos la longitud de los segmentos a y c.

Pero como $AL = a + b + c$; $c = AL - (a + b)$, en donde b es conocido, por ser la distancia entre las estaciones 3 y 4.

Substituyendo el valor de c, se tiene:

$$OCM_3 - a\,P_t = OCM_4 + [AL - (a + b)]\,P_e$$
$$OCM_3 - OCM_4 - P_e\,(AL - b) = a\,(P_t - P_e)$$
$$\frac{OCM_2 - OCM_3 - P_e\,(AL - b)}{P_t - P_e} = a$$

Por lo tanto, las estaciones que limitan el acarreo libre serán:

$$\text{Est. } 2 = \text{Est. } 3 - a$$
$$\text{Est. } 5 = \text{Est. } 4 + c$$

2. Distancia media de sobreacarreo. Para poder cuantificar los movimientos de terracerías, es necesario establecer la distancia de sobreacarreo y la porción del volumen que hay que transportar más allá del límite establecido por el acarreo libre.

Refiriéndose a la Figura 10.15 se tiene, que la distancia de acarreo libre es la horizontal que corta a la curva en los puntos A y C, de modo que $AC = 20$ m. El material por encima de la recta AC es el que se transportará sin costo adicional. El volumen de este material viene dado por la diferencia de ordenadas entre la recta AC y el punto B y es una medida del volumen de corte entre a y b, que forma el terraplén entre b y c.

Considérese ahora el volumen sobre la línea de compensación OD. El estudio de la curva masa y del perfil correspondiente, muestra que el corte de o a o formará el terraplén de b a d. Como el material que queda por encima de la compensadora AC está incluido en el límite de acarreo libre, la otra parte entre las líneas OD y AC que se mide por la ordenada $A'A$ está sujeta a un transporte adicional o sobreacarreo. Esto es, el volumen comprendido entre o y a debe ser sobreacarreado para formar el terraplén entre c y d.

La distancia media de sobreacarreo entre el corte o-a, y el terraplén a formar entre c y d, es la distancia entre los centros de gravedad del corte o-a y del terraplén c-d. Si por los centros de gravedad del corte y del terraplén se lleva una vertical, ésta cortará a la curva masa en los puntos H y J.

En consecuencia, la distancia media de sobreacarreo está dada por la longitud de la recta HJ, menos la distancia de acarreo libre AC.

La distancia media de sobreacarreo se obtiene con base en la propiedad de la curva masa que dice que las áreas de los contornos cerrados comprendidos entre el diagrama y la compensadora, representan el monto de los acarreos, es decir, un volumen por una distancia. Si el área de estas figuras se divide entre la ordenada de las mismas, que representa un volumen, se obtendrá como resultado una distancia, que restándole el acarreo libre, dará la distancia media de sobreacarreo.

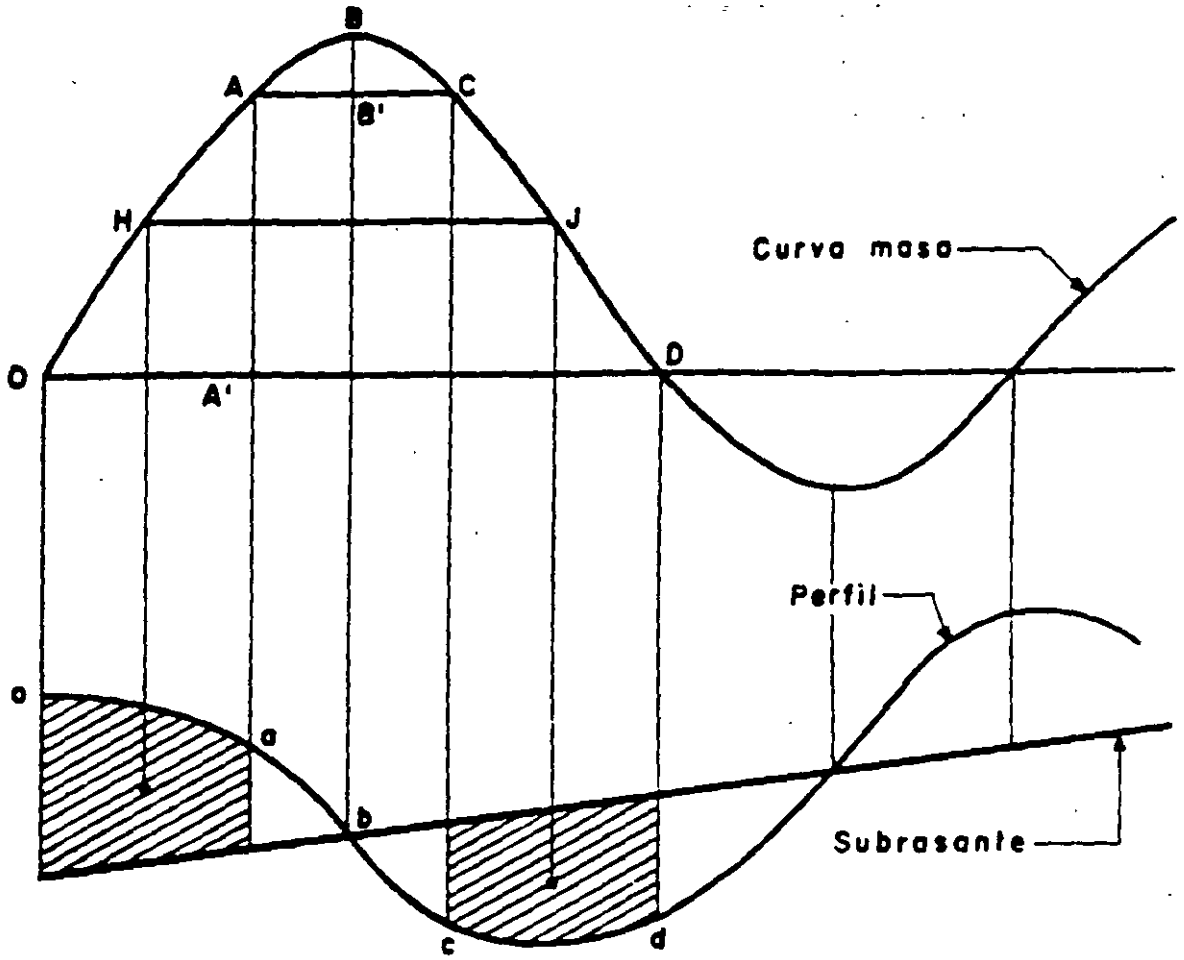


FIGURA 10.15. DISTANCIA MEDIA DE SOBREACARREO

Así, por ejemplo, el área de contorno cerrado *OACDO* dividida entre la ordenada *A'A* dará como resultado la distancia *HJ*, a la cual habrá que restarle la distancia de acarreo libre *AC* para obtener la distancia media de sobreacarreo.

D) Posición económica de la compensadora. En un tramo, la compensadora que corta el mayor número de veces al diagrama de masas y que produce los movimientos de terracerías más económicos, recibe el nombre de compensadora general.

Es conveniente obtener una sola compensadora general para un tramo de gran longitud; sin embargo, la economía buscada obliga la mayor parte de las veces, a que la compensadora no sea una línea continua, sino que debe interrumpirse en ciertos puntos para reiniciarla en otros situados arriba o abajo de la anterior, lo que origina tramos que no están compensados longitudinalmente y cuyos volúmenes son la diferencia de las ordenadas de las compensadoras.

En la Figura 10.16 se tienen las compensadoras generales *AA'*, *BB'*, *CC'* y *DD'*, que no forman una sola línea continua. La compensadora *BB'* ori-

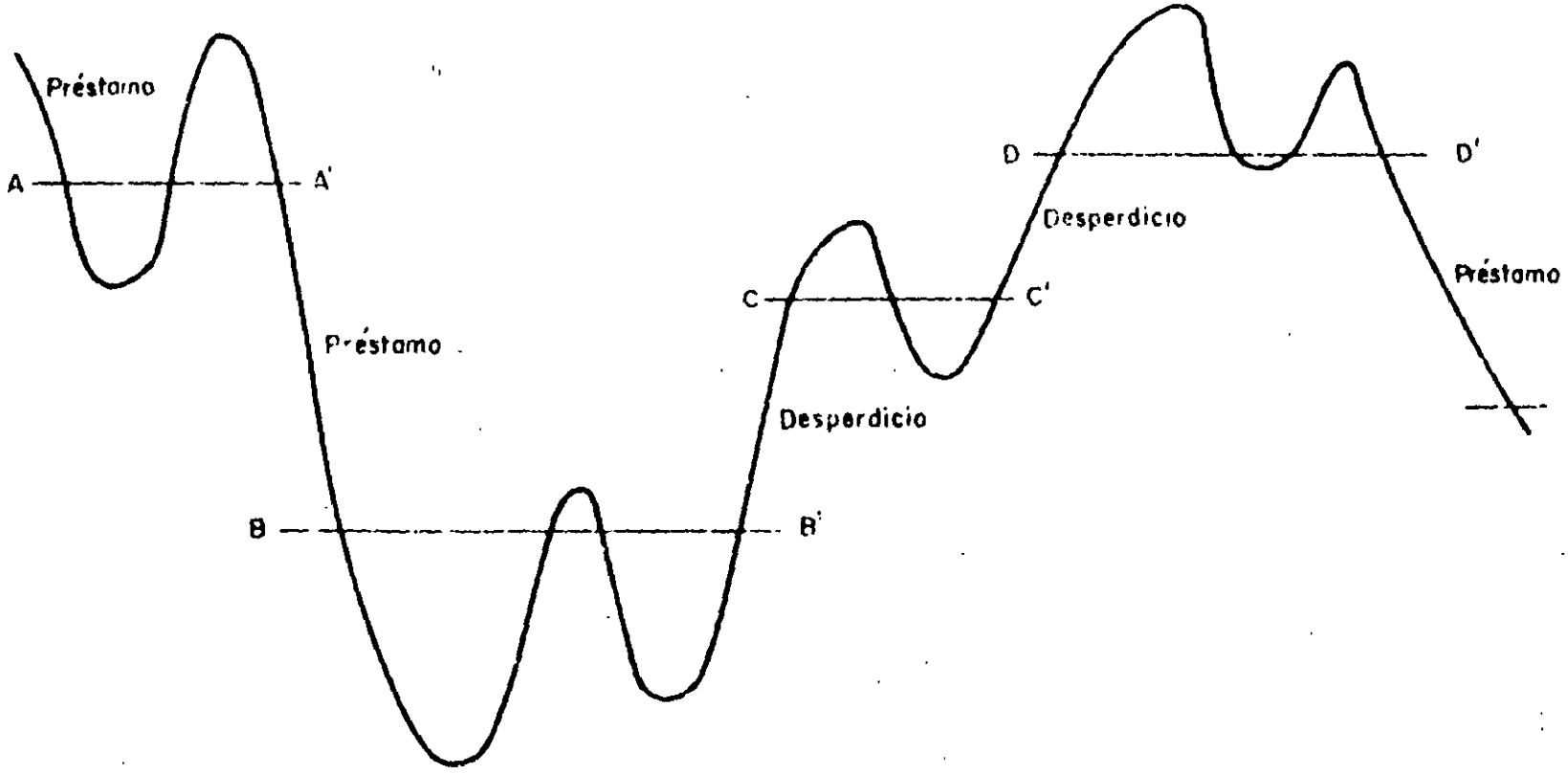


FIGURA 10.16. PRESTAMOS Y DESPERDICIOS

gina un préstamo entre ella y la *AA'* por estar localizada abajo de ésta La compensadora *CC'* ocasiona un desperdicio entre ella y la *BB'* por estar arriba de ésta, así como la compensadora *DD'* origina otro desperdicio por estar arriba de la *CC'*.

Generalmente, los préstamos se originan por exceso de volumen de terraplén y los desperdicios por exceso de volumen de corte, pero pueden coexistir préstamos y desperdicios, v.gr., cuando la suma de los costos del acarreo del material excavado al llevarlo al terraplén y de la compactación requerida, sea mayor que la suma de los costos de excavación, de acarreo y de compactación del material producto de préstamo y del acarreo del desperdicio, o bien, cuando el material de corte no deba emplearse en la construcción del camino.

En el estudio de la compensación longitudinal se presentan cuatro casos, dependiendo de la ubicación de la compensadora general. Como se aprecia en la Figura 10.16 la compensadora puede quedar ubicada entre préstamos como la *AA'*; entre préstamo y desperdicio como la *BB'*; entre desperdicios como la *CC'* y entre desperdicio y préstamo como la *DD'*.

Para el desarrollo de las ecuaciones que a continuación se citan y que rigen la posición económica de la compensadora para los casos antes descritos, se ha empleado la simbología siguiente:

Pat. Es el costo total que requiere la construcción de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto anterior y contiguo al tramo compensado. Este costo incluye los correspondientes a excavación, acarreo, compactación, etc.

Pad. Es el costo total que resulta de construir un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo, en el punto posterior y contiguo al tramo compensado.

Dad y *Dat*. Es el costo unitario total del sobreacarreo y/o acomodo del desperdicio de adelante y de atrás, respectivamente.

Dcd y *Dct*. Son los precios unitarios por concepto de compactación del corte que se desperdicia adelante y atrás, respectivamente.

A_1, A_2, A_3, A_4 ..., son las áreas contenidas entre el diagrama y la compensadora general, que representan los montos del acarreo.

C_1, C_3, C_5 ..., son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales de corte que serán acarreados hacia atrás. En la ecuación general se representan por *Cnon*.

C_2, C_4, C_6 ..., son los coeficientes de variabilidad de los materiales provenientes de corte que serán movidos hacia adelante. En la ecuación general se representan por *Cpar*.

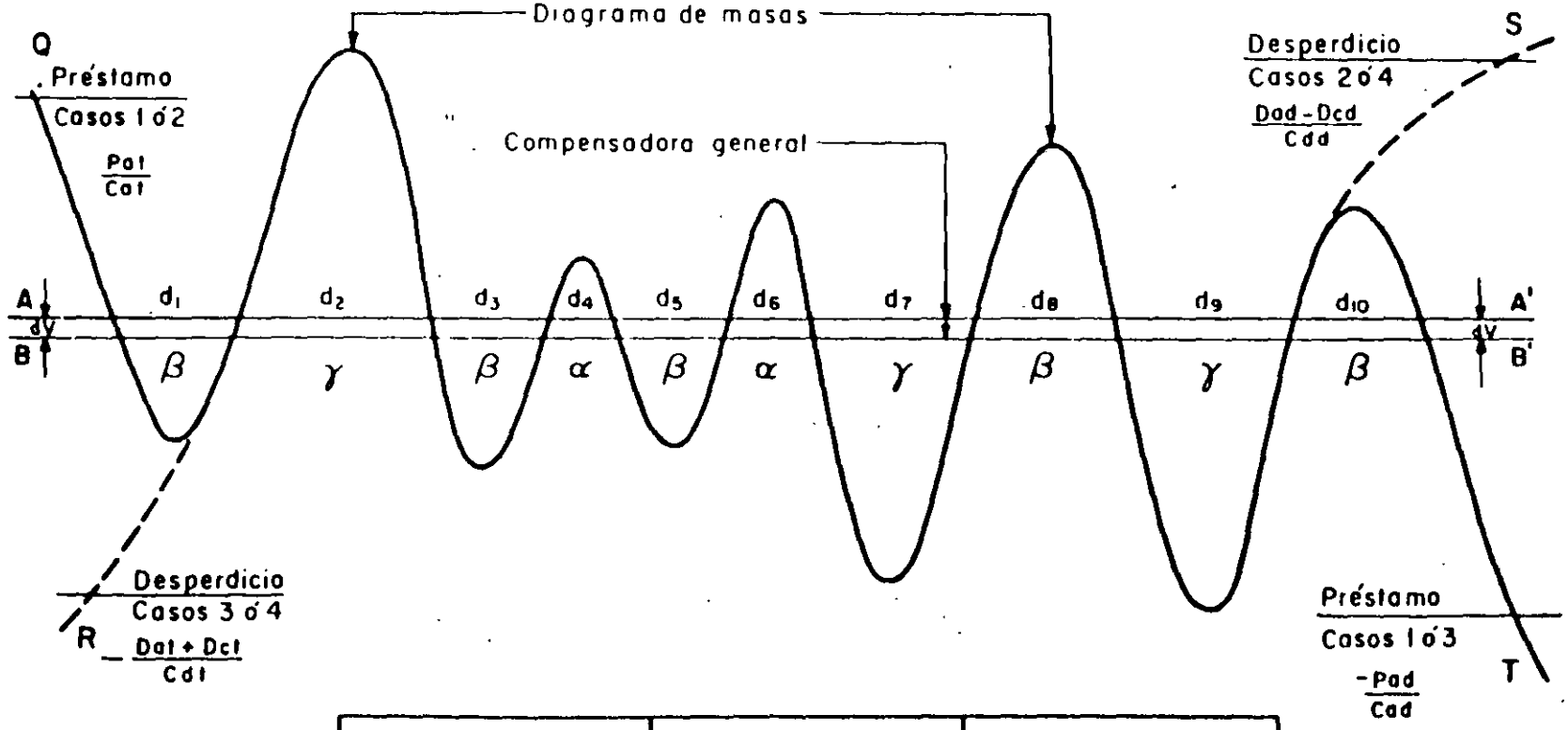
Cat. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica del material del préstamo de atrás.

Cad. Es el coeficiente de variabilidad volumétrica del material del préstamo de adelante.

Cdd y *Cdt*. Son los coeficientes de variabilidad volumétrica de los materiales producto de los cortes que ocasionan los desperdicios de adelante y de atrás, respectivamente.

$ A. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 α, pues sus distancias se miden en unidades α.

$ B. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 β, pues sus distancias se miden en unidades β.



ABERTURAS	EN UNIDADES	PRECIO UNITARIO
d_4 d_6	α en m^3 est	$ A
d_1 d_3 d_5 d_8 d_{10}	β en m^3 hm.	$ B
d_2 d_7 d_9	γ en m^3 km.	$ C

FIGURA 10.17. POSICION ECONOMICA DE LA COMPENSADORA

$ C. Es el precio unitario de los acarreos medidos en m^3 γ, pues sus distancias se miden en unidades γ.

AL. Es el acarreo libre.

1. Compensadora en estudio comprendida entre dos préstamos.

Considérese el diagrama de masas *QT* de la Figura 10.17, que comprende una serie de movimientos originados por la compensadora general *AA'*, limitada por dos préstamos. Las aberturas en esa compensadora son las $d_1, d_2, d_3 \ldots d_{10}$.

Si esa compensadora general se mueve hacia abajo a la posición *BB'* mediante un desplazamiento *dV* muy pequeño, se habrá alterado el valor de los movimientos de acarreo y los volúmenes de los préstamos que los limitan también en valores muy pequeños. El volumen del préstamo de atrás se incrementa en *dV/Cat;* el primer acarreo, cuya abertura es d_1, disminuye en un valor dV/C_1 *(d_1-AL);* el segundo movimiento aumenta en un valor igual a dV/C_2 *(d_2-AL);* el tercer acarreo disminuye en un valor dV/C_3 *(d_3-AL);* y así sucesivamente; al final, el volumen del préstamo de adelante disminuye en una cantidad igual a *dV/Cad*.

Para obtener la variación del costo causada por el cambio de posición de la compensadora, bastará multiplicar los valores parciales anteriores por el precio unitario de cada préstamo y de cada sobreacarreo, quedando en la forma siguiente:

$$dC = \frac{dV}{Cat} Pat - \frac{dV\,(d_1 - AL)}{C_1} \$B + \frac{dV\,(d_2 - AL)}{C_2} \$C$$

$$- \frac{dV\,(d_3 - AL)}{C_3} \$B + \frac{dV\,(d_4 - AL)}{C_4} \$A - \frac{dV\,(d_5 - AL)}{C_5} \$B$$

$$+ \frac{dV\,(d_6 - AL)}{C_6} \$A - \frac{dV\,(d_7 - AL)}{C_7} \$C + \frac{dV\,(d_8 - AL)}{C_8} \$B$$

$$- \frac{dV\,(d_9 - AL)}{C_9} \$C + \frac{dV\,(d_{10} - AL)}{C_{10}} \$B - \frac{dV}{Cad} Pad.$$

Dividiendo esta ecuación entre *dV* y sacando como factores comunes a *$ A*, *$ B* y *$ C*, se tendrá:

$$\frac{dC}{dV} = \frac{Pat}{Cat} + \$A \left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6}\right]$$

$$- \$B \left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}}\right]$$

$$+ \$C \left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9}\right] - \frac{Pad}{Cad}$$

Para que este costo sea mínimo, que es la condición que se busca, es necesario que la relación dC/dV del primer miembro sea igual a cero. Por tanto, haciendo operaciones, reduciendo y pasando al primer miembro los valores de los préstamos de atrás y de adelante, se tendrá:

$$\frac{Pal}{Cal} - \frac{Pad}{Cad} = -\$A\left[\frac{d_4 - AL}{C_4} + \frac{d_6 - AL}{C_6}\right]$$

$$+\$B\left[\frac{d_1 - AL}{C_1} + \frac{d_3 - AL}{C_3} + \frac{d_5 - AL}{C_5} - \frac{d_8 - AL}{C_8} - \frac{d_{10} - AL}{C_{10}}\right]$$

$$-\$C\left[\frac{d_2 - AL}{C_2} - \frac{d_7 - AL}{C_7} - \frac{d_9 - AL}{C_9}\right]$$

Puede observarse que los términos que contienen las aberturas de la compensadora son positivos para las distancias nones que corresponden a movimientos hacia atrás, en tanto que son negativos para las distancias pares que pertenecen a movimientos hacia adelante; por tanto, la ecuación anterior puede escribirse en la forma general siguiente:

$$\frac{Pal}{Cal} - \frac{Pad}{Cad} = \$A\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon - AL}{Cnon} - \sum\frac{Dpar - AL}{Cpar}\right)$$

Aplicando la ecuación a un caso particular, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es positivo pero con un valor absoluto menor al primer miembro, habrá que subir la compensadora; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al primero, habrá que bajar la compensadora. En ambos casos el movimiento de la compensadora tenderá a lograr la igualdad dada por la ecuación. Análogamente, si el primer miembro es negativo habrá que bajar la compensadora cuando el segundo miembro sea positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al del primero; si el segundo miembro es negativo pero con un valor absoluto superior al del primero, habrá que subirla.

2. Compensadora en estudio comprendida entre préstamo y desperdicio. En la misma Figura 10.17 considérese ahora el diagrama de masas QS, cuya compensadora AA' está situada entre un préstamo atrás y un desperdicio adelante; entonces, la ecuación general anterior se cambia a la siguiente:

$$\frac{Pat}{Cat}+\frac{Dad-Dcd}{Cdd}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso si el segundo miembro es negativo, o positivo pero con un valor absoluto inferior al del primer miembro, la compensadora deberá subirse; si es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primer miembro, entonces deberá bajarse.

3. Compensadora en estudio comprendida entre un desperdicio y un préstamo. En la misma figura considérese ahora el diagrama de masas *RT*, cuya compensadora *AA'* está situada entre un desperdicio atrás y un préstamo adelante; entonces la ecuación general que se debe satisfacer es la siguiente:

$$-\frac{Dat}{Cdt}-\frac{Pad}{Cad}+\frac{Dct}{Cdt}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso, si el segundo miembro es positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al primer miembro, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro es negativo con un valor absoluto superior al del primero, entonces deberá subirse.

4. Compensadora en estudio comprendida entre dos desperdicios. Finalmente considérese el diagrama de masas *RS*, en el que la compensadora *AA'* está limitada por dos desperdicios; la ecuación general que se debe satisfacer es:

$$\frac{Dad-Dcd}{Cdd}-\frac{Dat-Dct}{Cdt}=\$A\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$B\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

$$+\$C\left(\sum\frac{Dnon-AL}{Cnon}-\sum\frac{Dpar-AL}{Cpar}\right)$$

En este caso, si el primer miembro resulta positivo y el segundo es negativo, o positivo pero con un valor absoluto menor, la compensadora

tendrá que subirse; si el segundo miembro es positivo pero con un valor absoluto mayor al del primero, la compensadora habrá que bajarla.

Si el primer miembro es negativo y el segundo resulta positivo, o negativo pero con un valor absoluto inferior al del primero, la compensadora deberá bajarse; si el segundo miembro resulta negativo pero con un valor absoluto mayor que el del primer miembro, la compensadora deberá subirse.

La aplicación práctica de estas cuatro ecuaciones es sencilla; basta medir las aberturas en la unidad correspondiente al sobreacarreo en cada movimiento, restarle el acarreo libre y multiplicarlas por el precio unitario; los productos así obtenidos serán de signo positivo o negativo según correspondan a movimientos hacia atrás o hacia adelante y se efectúa la suma algebráica de estos productos. Esta suma debe ser igual al primer miembro; si no lo fuere se moverá la compensadora hasta encontrar esa igualdad.

Así por ejemplo, en el diagrama de masas mostrado en la Figura 10.18, que se ha dibujado empleando escalas vertical y horizontal 1 cm = 200 m^3 y 1 cm = 20 m, respectivamente, se tiene que la compensadora a que dan lugar los movimientos, se encuentra localizada entre dos préstamos.

Para la determinación de la posición económica de la compensadora, se tienen los siguientes datos y especificaciones.

1. Acarreo libre: 20 m.

2. Sobreacarreos:

DISTRIBUCION DE CENTRO A CENTRO DE GRAVEDAD	UNIDAD	APROXIMACION	PRECIO UNITARIO
De 20 a 120 metros	m^3 est	Una decimal	$ 0 20
De 120 a 520 metros	m^3 hm	Una decimal	0 50
Mayor de 520 metros	m^3 km	Una decimal	3 30

En todo movimiento solamente se considerará un solo tipo de sobreacarreo, que estará dado por la distancia entre los centros de gravedad de los volúmenes de corte y de terraplén.

3. Costo total de la formación de un metro cúbico de terraplén con material producto de préstamo:

a) *Pat* = $7.30.

b) *Pad* = $7.50.

4. Coeficiente de variabilidad volumétrica tanto para el material de préstamo como para el de corte, igual a 1.00.

Del estudio de los precios unitarios relativos a los tres tipos de sobreacarreo, se deduce que un metro cúbico de material transportado a la distancia máxima de acarreo correspondiente al sobreacarreo expresado en m^3est, o sea 120 m menos el acarreo libre, tendrá un costo de 5 m^3est × 0.20 = $1.00; si ese mismo volumen se transporta a una distancia ligeramente mayor, 121 m menos el acarreo libre, su cuantificación se hará en

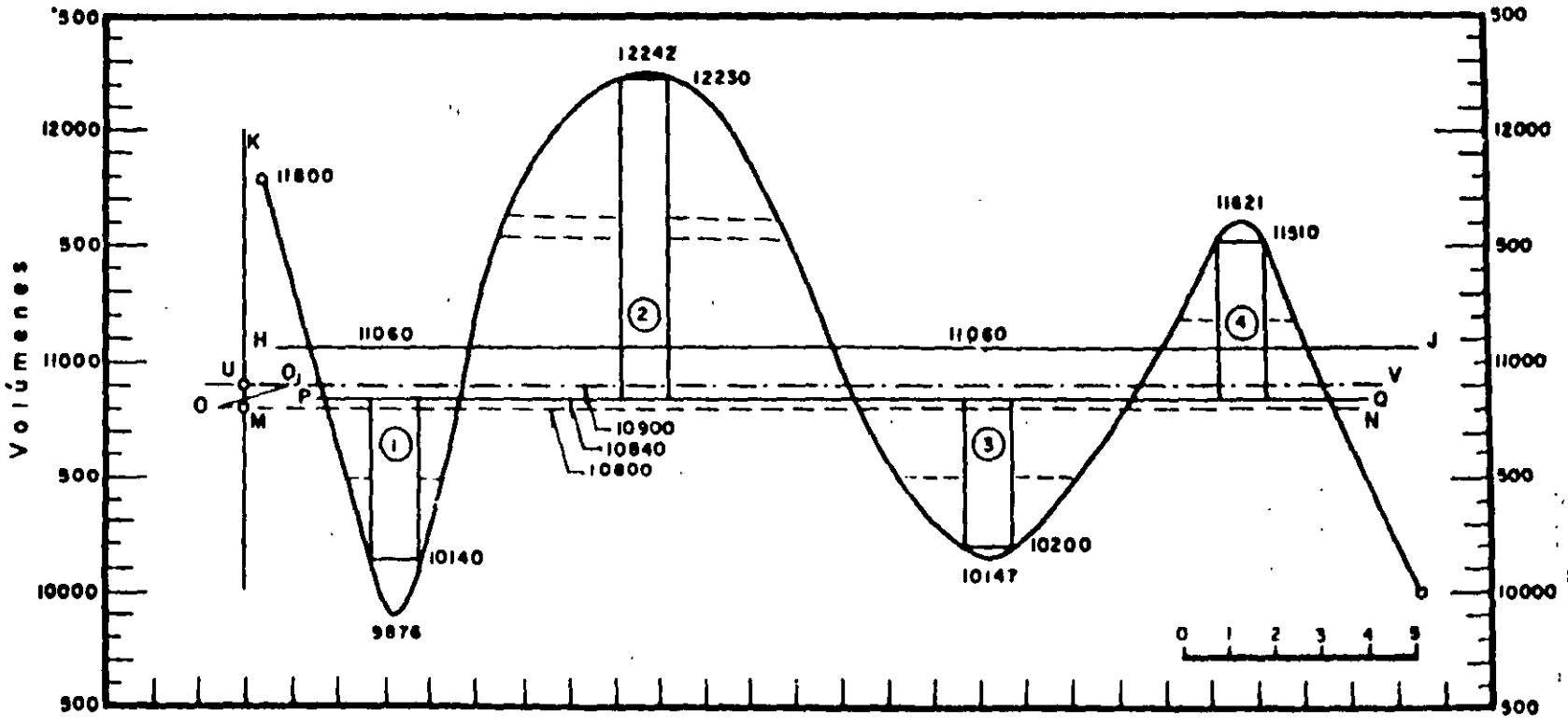


FIGURA 10.18. UBICACION DE LA COMPENSADORA ECONOMICA

m^3hm y su costo será de $0.50. Del mismo modo, si un metro cúbico de material se transporta a la distancia máxima de acarreo de los sobreacarreos expresados en m^3hm, o sea 520 m menos el acarreo libre, tendrá un costo de 5 $m^3hm \times 0.50 = \$2.50$; en cambio, ese mismo volumen transportado a 521 m menos el acarreo libre, se medirá en kilómetros y tendrá un costo de 0.5 $m^3km \times 3.30 = \$1.65$.

Asimismo, un análisis del diagrama de masas permite observar que los sobreacarreos ocasionados por los movimientos 1, 3 y 4 necesariamente tienen que expresarse en m^3est, pero que el movimiento número 2 puede ocasionar un sobreacarreo expresado en m^3hm. Por tanto, siendo como se ha visto, más económico el sobreacarreo expresado en m^3hm, convendrá que la compensadora en estudio origine este tipo de sobreacarreo en el movimiento número 2.

Siguiendo este criterio se ha fijado la compensadora de prueba *MN*, que tiene su origen en el eje vertical *K* y como ordenada la 10 800. Para este ejemplo se aplica la ecuación correspondiente al caso en que la compensadora está comprendida entre dos préstamos, pero como se tienen únicamente dos tipos de acarreos, el segundo miembro de la ecuación queda integrado por dos sumandos. Por otra parte, como únicamente existe un movimiento cuyo acarreo se va a expresar en m^3hm y queda por encima de la compensadora, es decir, su sentido es hacia adelante, será par; lo que permite simplificar la ecuación expresándola de la siguiente manera:

$$\frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$\,A\left(\sum \frac{Dnon\text{-}AL}{Cnon} - \sum \frac{Dpar\text{-}AL}{Cpar}\right) - \$\,B\left(\sum \frac{Dpar\text{-}AL}{Cpar}\right)$$

y substituyendo, se tiene para el primer miembro:

$$\frac{Pat}{Cat} = \$\,7.30 \qquad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = \$\,7.30 - \$\,7.50$$

$$\frac{Pad}{Cad} = \$\,7.50 \qquad \frac{Pat}{Cat} - \frac{Pad}{Cad} = -\$\,0.20$$

y para el segundo miembro:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m^3 est	1.7	$ 0 20	$ 0 34
3	Atrás	m^3 est	4.5	0 20	0.90
2	Adelante	m^3 hm	1.6	0 50	0 80
4	Adelante	m^3 est	3.8	0 20	0 76

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1 24
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.56
Diferencia..... = — $ 0 32

Como el valor del primer miembro (—$0.20) es diferente al resultado obtenido (—$0.32), es necesario mover la compensadora. Ahora bien, como

en el segundo miembro la diferencia resultó negativa, es decir, resultó mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia adelante, se debe subir la compensadora para alcanzar la igualdad deseada. Por tanto, se probará la compensadora *UV* cuya ordenada tiene un valor de 10 900.

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m³ est	2.0	$ 0.20	$ 0.40
3	Atrás	m³ est	5 0	0.20	1.00
2	Adelante	m³ hm	1.5	0.50	0.75
4	Adelante	m³ est	3.2	0.20	0.64

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1.40
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.39
Diferencia..... = — $ 0.01

Ahora es mayor la longitud de la abertura de los movimientos hacia atrás y, por tanto, debe bajarse la compensadora.

La posición correcta de la compensadora se puede obtener en forma aproximada empleando el siguiente procedimiento gráfico: la diferencia con respecto al primer miembro de la ecuación dada por la primera compensadora de prueba, convertida a una distancia, es llevada a *MO* a la izquierda de la vertical *K;* análogamente, la diferencia resultante de la segunda compensadora de prueba, convertida a distancia, es llevada a UO_1, a la derecha del eje vertical *K;* el punto de intersección de la recta OO_1, con el eje vertical *K* dará aproximadamente la ordenada correspondiente a la compnsadora buscada.

En el ejemplo que se cita, la intersección indica la posición de la compensadora *PQ* en la ordenada 10 840; comprobando la bondad del método se tendrían los siguientes resultados:

Movimiento Número	Sentido	Expresado en	Longitud de pago	Precio unitario	Importe
1	Atrás	m³ est	1.8	$ 0 20	$ 0.36
3	Atrás	m³ est	4 6	0.20	0.92
2	Adelante	m³ hm	1.5	0 50	0.75
4	Adelante	m³ est	3.6	0.20	0.72

Costo total de los movimientos hacia atrás... = $ 1.28
Costo total de los movimientos hacia adelante = " 1.47
Diferencia..... = — $ 0.19

Como el valor del primer miembro (—$0.20) es prácticamente igual que el resultado obtenido (—$0.19) se satisface la ecuación, siendo por tanto *PQ* la compensadora económica.

Ahora bien, si la compensadora se hubiera fijado de tal modo que se originaran movimientos expresados en m³est exclusivamente, su aparente posición económica sería la horizontal *HJ* dada por la ordenada 11 060.

La cuantificación y costo de los movimientos de tierra ocasionados por las compensadoras *PQ* y *HJ* sería:

MOVIMIENTO NUM.	EXPRESADO EN:	VOLUMEN m³	DISTANCIA MEDIA	SOBREACARREO	PRECIO UNITARIO	IMPORTE
	COMPENSADORA PQ.					
1	m³ est	700	0.9	630	$ 0.20	$ 126.00
2	m³ hm	1 390	1.1	1 529	0.50	764.50
3	m³ est	640	2.9	1 856	0.20	371.20
4	m³ est	670	1.7	1 139	0.20	227.80
	COSTO POR CONCEPTO DE SOBREACARREOS.....					$ 1 459 50
	Pat m³	960			7.30	7 008.00
	Pad m³	840			7.50	6 300.00
	COSTO POR CONCEPTO DE PRESTAMOS.....					$ 13 308.00
	COSTO TOTAL.....					$ 14 797.50
	COMPENSADORA HJ.					
1	m³ est	920	1.2	1 104	$ 0.20	$ 220.80
2	m³ est	1 170	4.8	5 616	0.20	1 123.20
3	m³ est	860	3.5	3 010	0.20	602.00
4	m³ est	450	1.1	495	0.20	99.00
	COSTO POR CONCEPTO DE SOBREACARREOS.....					$ 2 045.00
	Pat m³	740			7.30	5 402.00
	Pad m³	1 060			7.50	7 950.00
	COSTO POR CONCEPTO DE PRESTAMOS.....					$ 13 352.00
	COSTO TOTAL.....					$ 15 397.00

Comparando los resultados obtenidos en cada caso, se observa que de la diferencia de costos a favor de la compensadora *PQ*, un alto porcentaje está dado por el costo de los sobreacarreos. Se ha estimado conveniente hacer esta demostración práctica, para resaltar la influencia que los precios unitarios de sobreacarreo tienen en la determinación adecuada de la posición económica de la compensadora.

E) Posición económica de la compensadora auxiliar. Cuando dentro de un movimiento ocasionado por la compensadora general, existen otros máximos y mínimos (Figura 10.19) que dan lugar a otra serie de movimientos adicionales, es necesario utilizar una compensadora auxiliar que haga mínimo el costo de los sobreacarreos en esos movimientos.

En el diagrama de masas mostrado en la Figura 10.19 en el que ya está ubicada la compensadora general *MN*, la compensadora auxiliar *AA'* ha originado los cuatro movimientos siguientes:

bcdef que es hacia atrás y cuya abertura es d_1.
fgh que es hacia adelante y cuya abertura es d_2.
hijklmn que es hacia atrás y cuya abertura es d_3 y el sobreacarreo *abfhno* que es hacia atras y cuya abertura es d_4.

Si se mueve la compensadora auxiliar a la posición BB' mediante un desplazamiento dV, se tendrá que:

— El movimiento *bcdef* disminuyó en el área *bcef*, que es igual a:

$$(d_1 - AL)\, dV$$

— El movimiento *fgh* aumentó en el área *efhi*, que es igual a:

$$(d_2 - AL)\, dV$$

— El movimiento *hijklmn* disminuyó en el área *himn*, que es igual a:

$$(d_3 - AL)\, dV$$

— y el movimiento *abfhno* aumentó en el área *bcmn*, que es igual a.

$$(d_4 - AL)\, dV$$

Entonces, el incremento del costo será:

$$dC = -PU_1 (d_1 - AL)\, dV + PU_2 (d_2 - AL)\, dV - PU_3 (d_3 - AL)\, dV + PU_4 (d_4 - AL)\, dV$$

en donde:

$$\frac{dC}{dV} = -(d_1 - AL)\, PU_1 + (d_2 - AL)\, PU_2 - (d_3 - AL)\, PU_3 + (d_4 - AL)\, PU_4$$

PU. Precio unitario de sobreacarreo en cada movimiento. Como la condición de mínimo es que el primer miembro sea cero, la compensadora auxiliar económica debe satisfacer la ecuación general siguiente:

$$(d_1 - AL)\, PU_1 + (d_3 - AL)\, PU_3 = (d_2 - AL)\, PU_2 + (d_4 - AL)\, PU_4$$

Obviamente, la ecuación anterior puede abreviarse sacando como factor común los precios unitarios iguales, que resultan de longitudes de abertura semejantes; para el caso en que d_1, d_2 y d_3 sean aberturas menores que la distancia máxima, cuyo precio unitario sea $\$\ A$, en tanto que la abertura d_4 sea mayor que esa esa distancia máxima, por lo que debe aplicarse en ésta el precio unitario $\$\ B$, la ecuación general se transforma en la particular siguiente:

$$\$\ A\ (d_1 - AL_\alpha + d_3 - AL_\alpha) = \$\ A\ (d_2 - AL_\alpha) + \$\ B\ (d_4 - AL_\beta)$$

en donde d_1, d_2, d_3 y AL_α están medidos con la unidad de longitud α, en tanto d_4 y AL_β lo están con las unidades β.

Pudiera darse el caso de que todas las aberturas fueran del mismo tipo de sobreacarreo, cuyos precios unitarios fueran iguales, esto es, todas menores, iguales o mayores que una distancia máxima determinada; entonces, para este caso, se tiene que:

$$d_4 = d_1 + d_2 + d_3$$

y de acuerdo con la ecuación general se tendrá:

$$PU\,(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU\,(d_2 - AL + d_4 - AL)$$

substituyendo:

$$PU\,(d_1 - AL + d_3 - AL) = PU\,[d_2 - AL + (d_1 + d_2 + d_3) - AL]$$
$$d_1 + d_3 = d_2 + d_1 + d_2 + d_3$$
$$O = 2d_2$$

Resultado que indica que el área del movimiento limitado por la abertura d_2 se consideraría dos veces. Para evitar esta duplicidad de pago, la compensadora auxiliar económica debe colocarse pasando tangente a los máximos o a los mínimos del diagrama, según sea el sentido del movimiento. Este ejemplo está indicado con la compensadora *PQ*.

Refiriéndose nuevamente a la Figura 10.19 y considerando que la compensadora auxiliar económica es la *BB'*, quedará la porción del diagrama *ijklm* sin proyecto de movimiento, por lo que requiere también de una compensadora auxiliar. Esta compensadora *RS* pasará por el máximo *k* si las aberturas d_3, d_4 y d_m son de la misma especie, o bien, podrá ser una como *HI*, si aquellas aberturas son de movimientos cuyos precios unitarios sean diferentes.

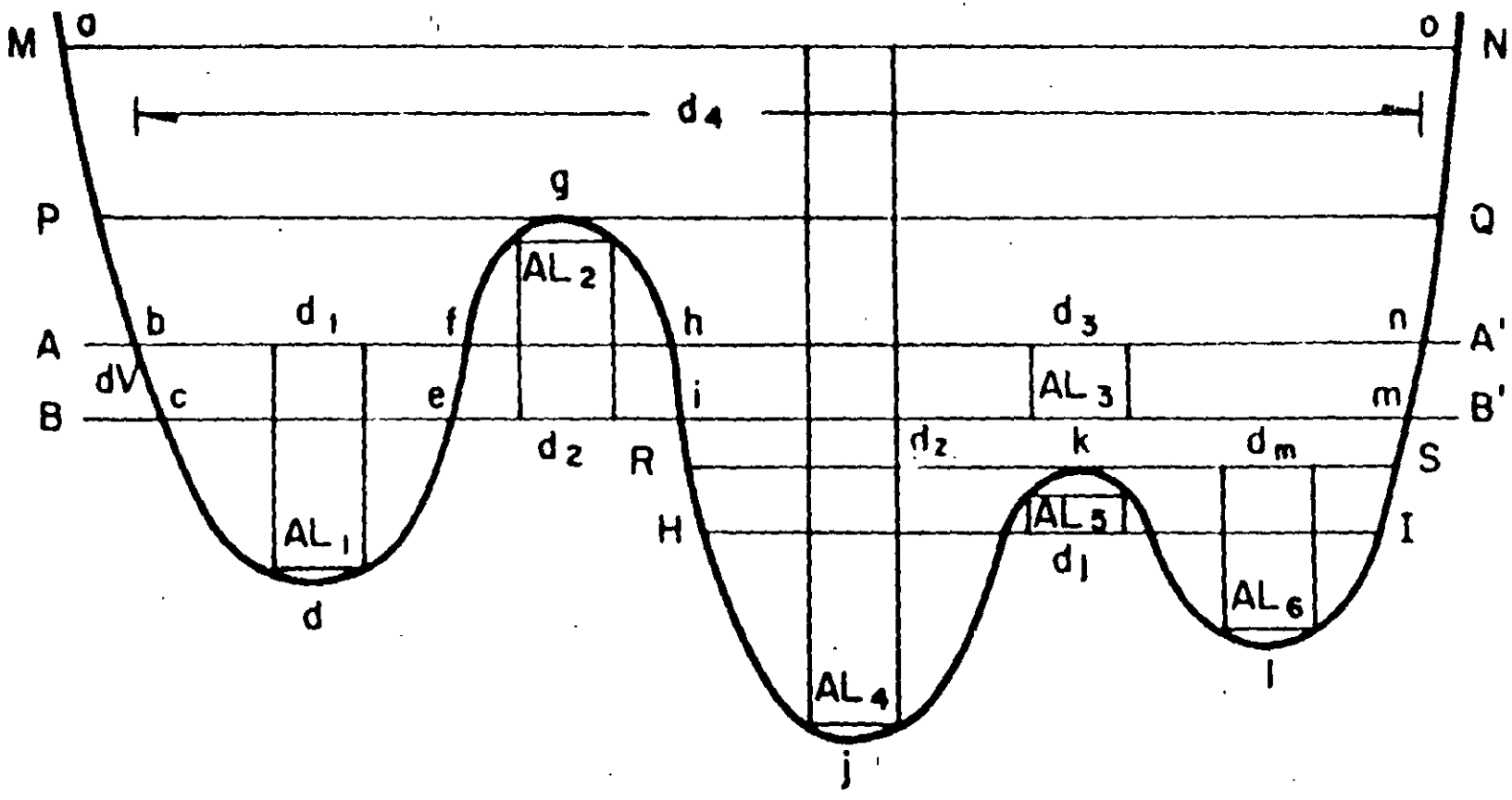


FIGURA 10.19. COMPENSADORA AUXILIAR

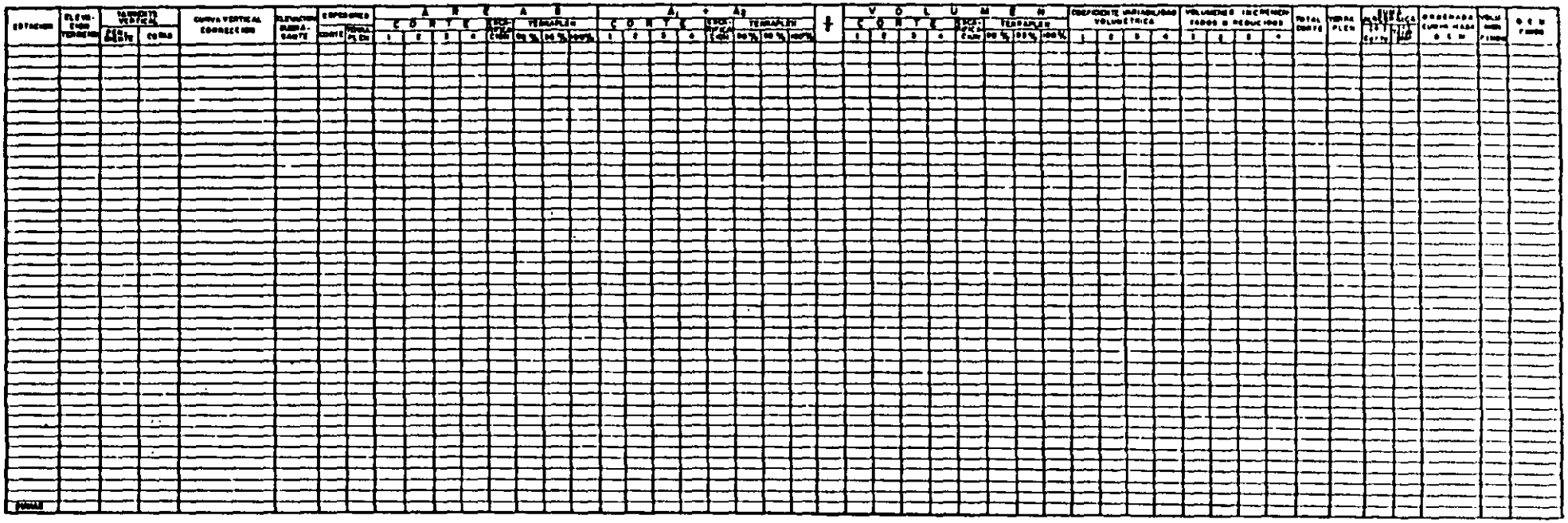


Fig.-10.11 Registro de cálculo de subrasante y curva masa

CAPITULO XI

INTERSECCIONES

11.1 DEFINICIONES Y CLASIFICACION

Se llama intersección, al área donde dos o más vías terrestres se unen o cruzan.

La Secretaría de Obras Públicas considera dos tipos generales de intersecciones: los entronques y los pasos.*

Se llama entronque, a la zona donde dos o más caminos se cruzan o unen, permitiendo la mezcla de las corrientes de tránsito.

Se llama paso, a la zona donde dos vías terrestres se cruzan sin que puedan unirse las corrientes de tránsito. Tanto los entronques como los pasos, pueden contar con estructuras a distintos niveles.

A cada vía que sale o llega a una intersección y forma parte de ella, se le llama rama de la intersección. A las vías que unen las distintas ramas de una intersección, se les llama enlaces; pudiéndose llamar rampas, a los enlaces que unen dos vías a diferente nivel.

11.2 MANIOBRAS DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES

En el área de la interseccion, un conductor puede cambiar de la ruta sobre la cual ha venido manejando, a otra de diferente trayectoria o cruzar la corriente de tránsito que se interpone entre él y su destino.

Cuando un conductor se cambia de la ruta sobre la que ha venido manejando, encontrará necesario salir de la corriente de tránsito para entrar a una de diferente trayectoria, o tendrá que cruzar otras trayectorias como se ilustra en la Figura 11.1.

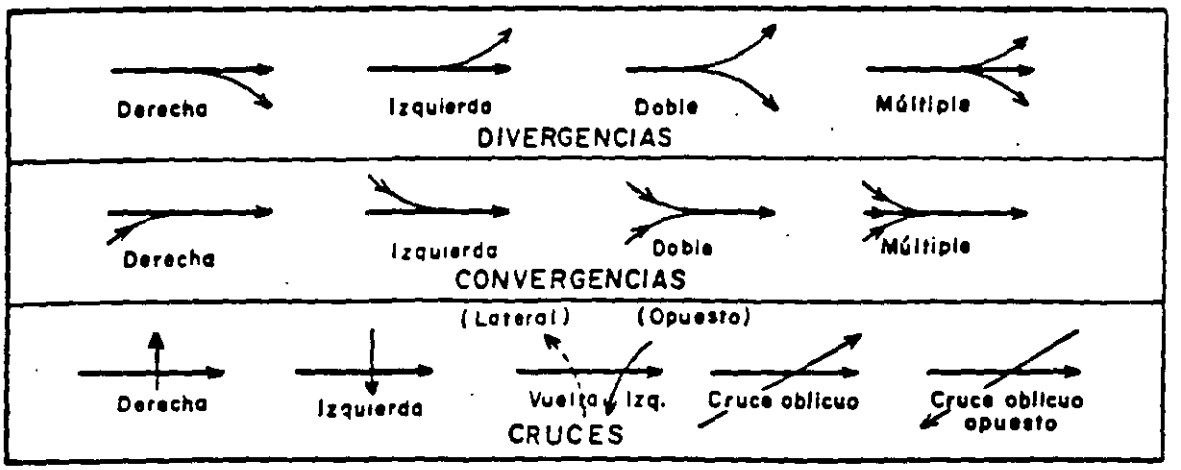
En cualquier caso que exista divergencia, convergencia, o cruce, existe un conflicto entre los usuarios que intervienen en las maniobras. Esto puede incluir a los usuarios cuyas trayectorias se unen, cruzan o separan, o puede abarcar a los vehiculos que se aproximan al área de conflicto.

El área de conflicto abarca la zona de influencia en la cual los usuarios que se aproximan pueden causar trastornos a los demás conductores, debido a las maniobras realizadas en la intersección.

11.2.1 Maniobra de divergencia

La divergencia es, tal vez, la más simple y fácil de las maniobras que ocurren en una intersección. En la Figura 11.2 se muestra una gráfica

* Esta clasificación es la más empleada por los ingenieros mexicanos que intervienen directamente en esta especialidad.



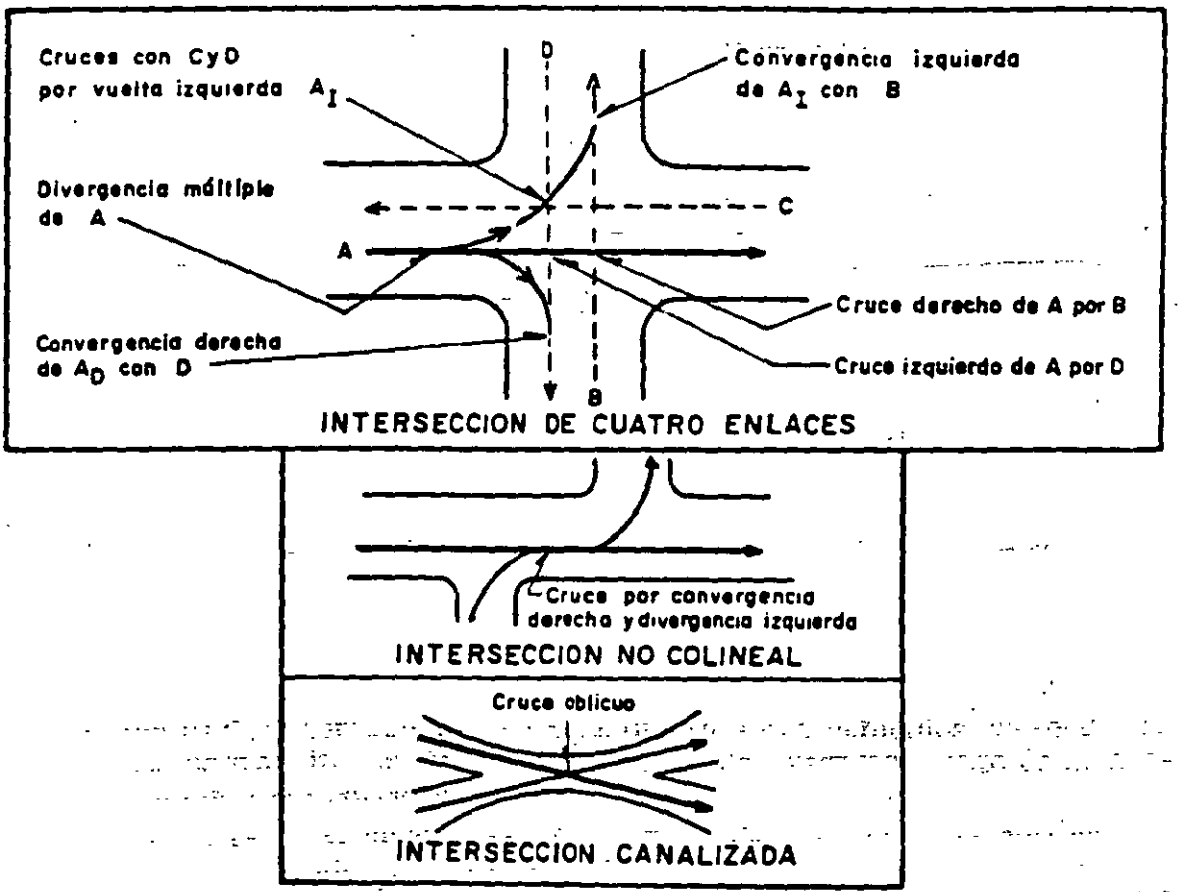


FIGURA 11.1. MANIOBRAS DE LOS VEHICULOS EN LAS INTERSECCIONES

que representa la influencia de esta maniobra. En ella se aprecia que el área de conflicto comienza en el punto donde la velocidad del vehículo 2 que diverge, se reduce, influyendo en la del vehículo 3, hasta que el vehículo 2 sale de su trayectoria original. Simultáneamente, con la divergencia, pueden ocurrir conflictos adicionales que no son inherentes a la maniobra.

El diagrama de la relación tiempo-distancia, muestra que el vehículo 1 ha pasado a través de la intersección sin conflicto o retraso. El vehículo 2, que efectúa la maniobra de divergencia, reduce su velocidad en un punto alejado cierta distancia de la intersección para poder efectuar una vuelta cómoda, marcando con ella el inicio del área de conflicto. Esta área de conflicto se continúa hasta el punto donde el vehículo 2 abandona el carril original de su viaje. El vehículo 3, mostrado dentro de esta área de conflicto, sufre una demora debido a la existencia de un conflicto entre él y el vehículo 2. El vehículo 4, de la misma manera que el vehículo 1, pasa a través de la intersección, sin ningún conflicto, pero sufre la reducción de intervalo entre él y el vehículo 3 y continúa con un intervalo que se puede considerar como mínimo para la corriente de tránsito en su viaje a través del área de conflicto. El vehículo 3, por el contrario, ve aumentado el intervalo que lo separa del vehículo 1, después de que la divergencia se ha efectuado.

11.2.2 Maniobra de convergencia

A diferencia de la maniobra de divergencia, la de convergencia no puede realizarse a voluntad, sino que debe ser diferida hasta que exista un espacio adecuado entre dos vehículos que circulen por el carril al cual se va a incorporar. En la Figura 11.3 se muestra la influencia de esta maniobra sobre los demás vehículos. En este caso, el área de conflicto se inicia antes que el área potencial de colisión y se extiende a un punto donde el vehículo que converge ha alcanzado, aproximadamente, la velocidad del vehículo 3. El área de colisión se extiende desde el punto de entrada del vehículo convergente, hasta alcanzar el límite del área de conflicto.

La posición relativa de los vehículos involucrados se muestra en el instante considerado. El vehículo 1 ha pasado a través de la intersección y salido del área de conflicto, sin alterar el curso de su viaje. El vehículo 2, el cual realiza la maniobra de convergencia, ha invadido parcialmente el área de colisión, sufriendo un retraso debido a la proximidad del vehículo 3. El vehículo 3 reduce su velocidad mientras está dentro del área de conflicto, hasta que su conductor decide que debe pasar la intersección antes que el vehículo 2. El conductor del vehículo 2, después de permitir el paso del vehículo 3, se adapta a la distancia que existe entre el vehículo 3 y el 4, para realizar su maniobra. Al hacer esto, sin embargo, el vehículo 2 produjo una demora al vehículo 4, como se muestra en el diagrama. El vehículo 5, de la misma manera que el vehículo 1, pasó a través de la intersección sin ninguna demora.

11.2.3 Maniobra de cruce

La Figura 11.4 muestra gráficamente la relación tiempo-distancia en una maniobra de cruce. En este caso, el área de conflicto comienza en un punto colocado a una distancia del área de la intersección y se extiende a través del área de colisión.

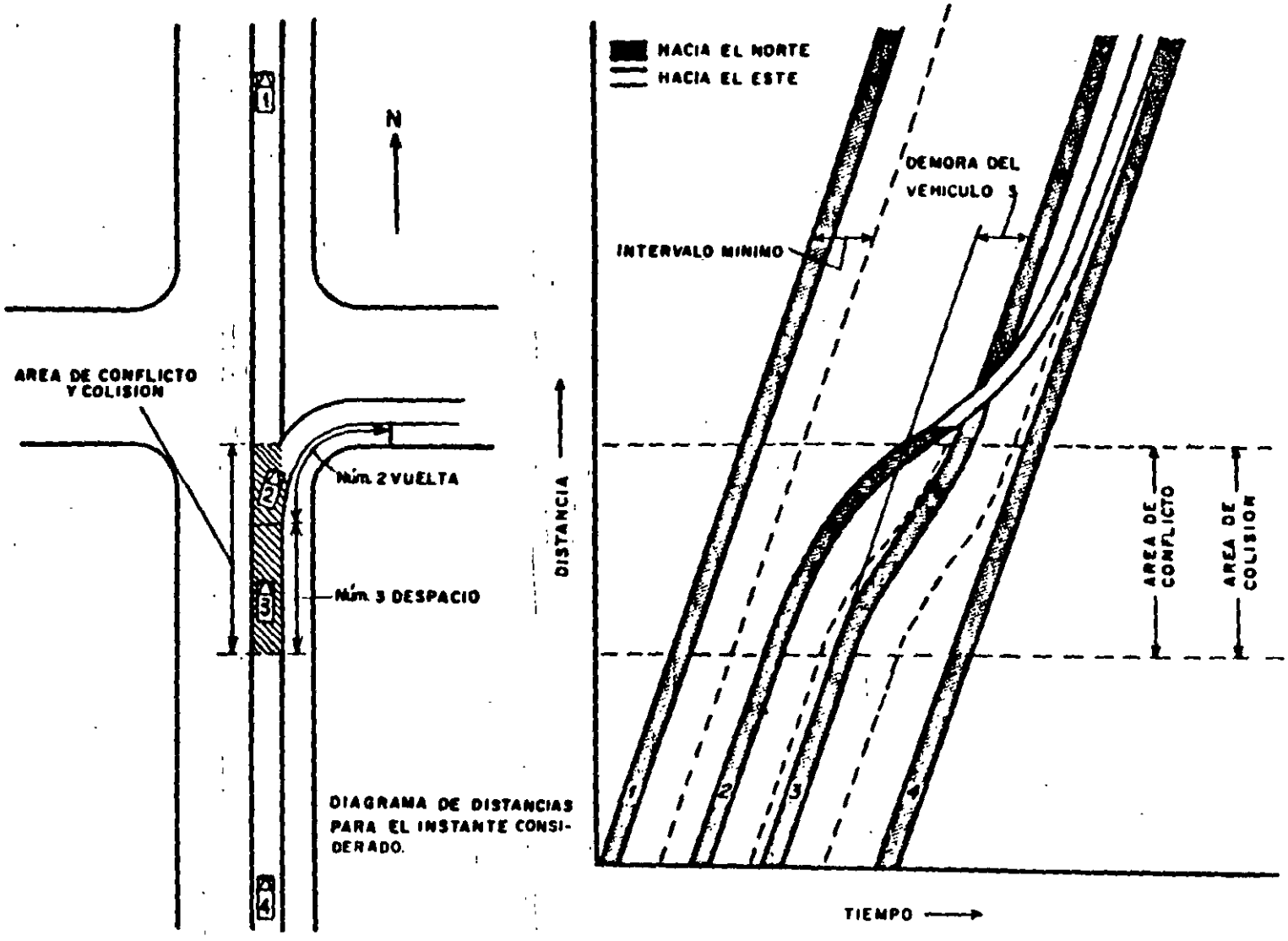


FIGURA 11.2. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE DIVERGENCIA

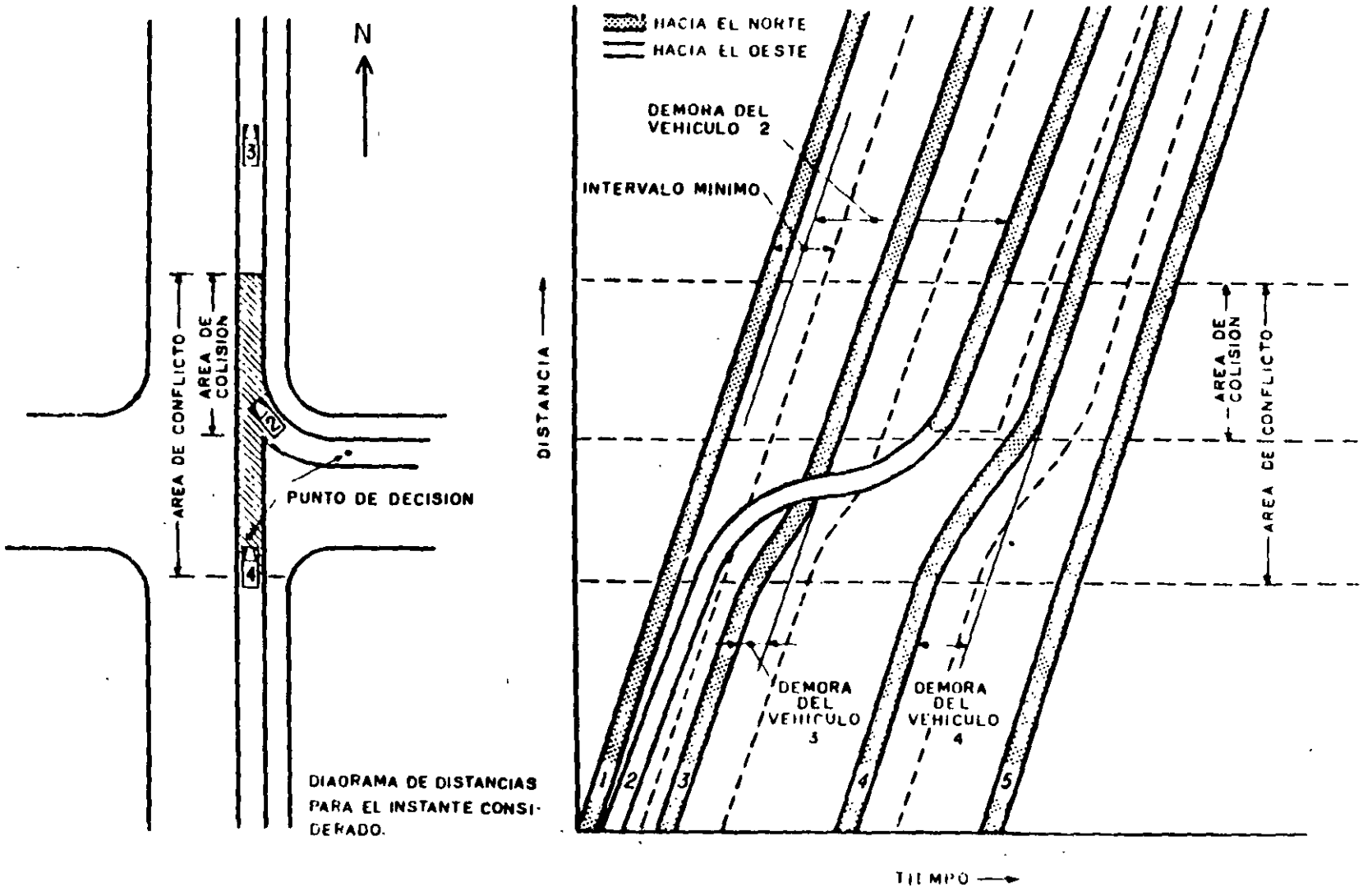


FIGURA 11.3. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE CONVERGENCIA

La posición relativa de los vehículos involucrados, se muestra para el instante considerado. El vehículo 1 ha pasado a través de la intersección, sin ningún problema. El vehículo 2 que realiza el cruce en la dirección Este-Oeste ha entrado en el área de conflicto. El vehículo 3 sigue al vehículo 1 con una separación entre ellos cercana a la mínima aceptable, demasiado corta para ser utilizada por el vehículo 2 que realizará la maniobra de cruce. Sin embargo, el conductor del vehículo 3 reduce un poco su velocidad al entrar al área de conflicto. Esta desceleración continúa hasta el punto de decisión en donde el conductor del vehículo 3 decide que el vehículo 2 le cederá el derecho de paso y por lo tanto, vuelve a tomar su velocidad normal. Debido a las circunstancias, el conductor del vehículo 2 tuvo necesidad de detenerse. Cuando el vehículo 3 sale del área de colisión, el vehículo 2 acepta el siguiente espacio libre y se adelanta al paso del vehículo 4, alcanzando nuevamente una velocidad normal en la dirección Este-Oeste. El conductor del vehículo 4 reduce un poco la velocidad en el área de conflicto hasta el punto de decisión en el cual cedió el derecho de paso. El vehículo 5 pasó a través de la intersección sin ningún retraso.

11.2.4 Número y tipos de conflictos

El número de conflictos que pueden desarrollarse en una intersección por tipo de maniobra, son los que se indican en la tabla 11-A. En ella se aprecia que en una intersección con cuatro ramas de doble circulación existen 32 puntos de conflictos, 16 de los cuales son de los del tipo más peligroso o sea de cruce. Cuando se tiene una T o una Y ocurren únicamente 9 conflictos de los cuales sólo 3 incluyen maniobras de cruce.

11.2.5 Frecuencia de conflictos

La frecuencia de los puntos de conflicto depende del volumen de tránsito que se encuentra en cada trayectoria de flujo, así por ejemplo, en la intersección de cuatro ramas que se muestran en la Figura 11.5, se supone que por cada acceso a la intersección entran 200 vph, de los cuales el 10% voltea a la derecha y el 10% a la izquierda y se desea saber cuántos puntos de conflicto se tendrán al cabo de una hora. Los cálculos que conducen a obtener el resultado son los siguientes:

Volumen que voltea a la derecha 10% × 200 vph × 4 accesos	=	80 vph
Volumen que voltea a la izquierda 10% × 200 vph × 4 accesos	=	80 vph
Tránsito de frente 80% × 200 vph × 4 accesos	=	640 vph
Total:		800 vph

De la tabla 11-A se tiene lo siguiente:

8 conflictos de divergencia para los 8 movimientos de vuelta; 1 conflicto/vuelta: (80 + 80) vueltas × 1	=	160
8 conflictos de convergencia para los 8 movimientos de vuelta; 1 conflicto/vuelta: (80 + 80) vueltas × 1	=	160
12 conflictos de cruce correspondientes a los 4 movimientos de vuelta izquierda; 3 conflictos/vuelta: 80 vueltas × 3	=	240
4 conflictos de cruce correspondientes a los 4 movimientos de frente; 1 conflicto/cruce: 640 cruces × 1	=	640
Total de conflictos/hora	=	1 200

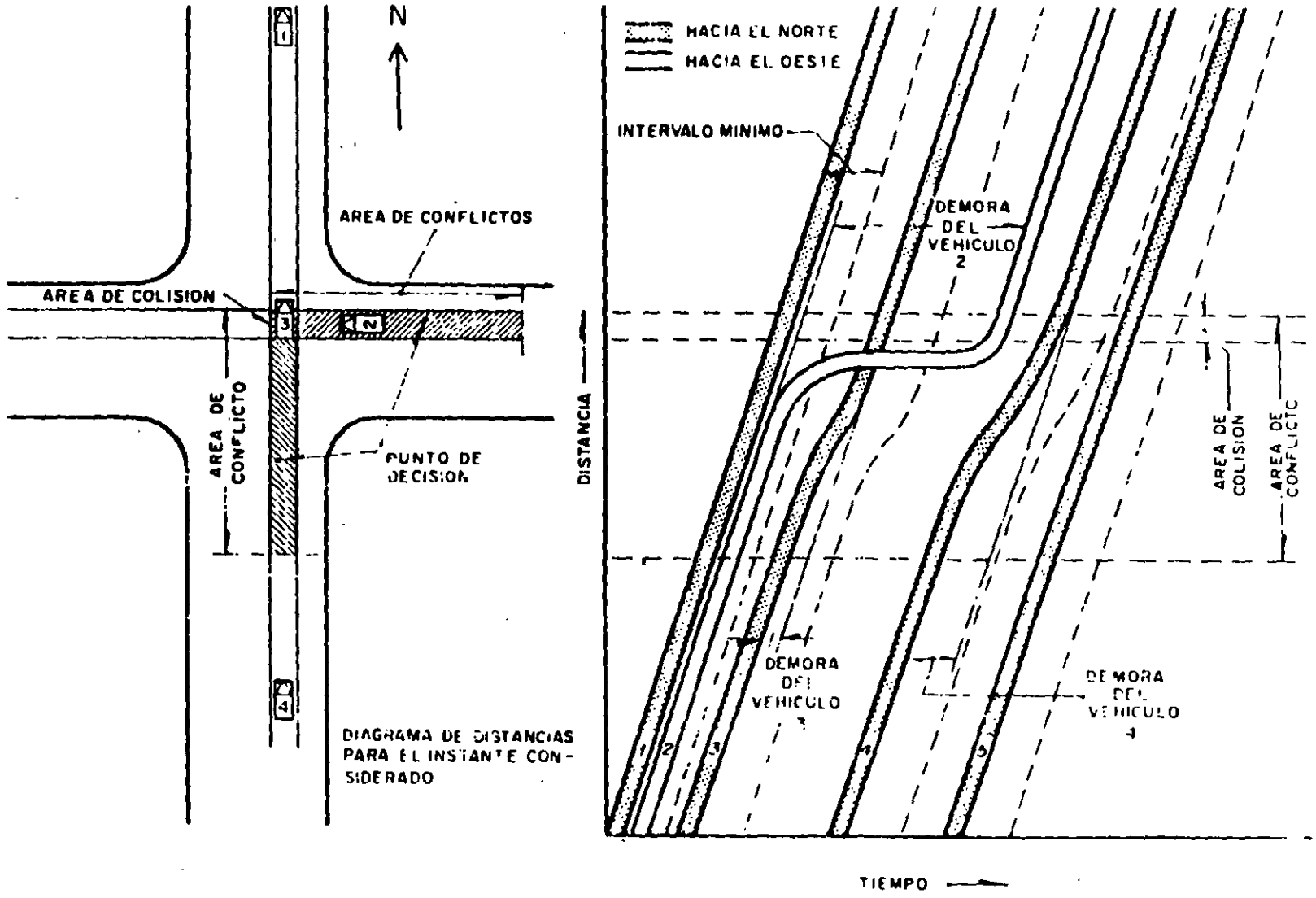


FIGURA 11.4. RELACION DE TIEMPO–DISTANCIA EN LAS MANIOBRAS DE CRUCES

NUMERO DE RAMAS DE DOBLE CIRCULACION	NUMERO DE CONFLICTOS EN LOS MOVIMIENTOS DE LA INTERSECCION POR TIPOS DE MANIOBRAS			
	C R U C E	CONVERGENCIA	DIVERGENCIA	T O T A L
3	3	3	3	9
4	16	8	8	32
5	49	15	15	79
6	124	24	24	172

TABLA 11-A. RELACION DEL NUMERO DE CONFLICTOS ENTRE LOS MOVIMIENTOS DE LA INTERSECCION AL NUMERO DE RAMAS DE DOBLE CIRCULACION QUE LA FORMAN, POR TIPO DE MANIOBRAS

La cifra anterior, da el número de motivos de accidentes que existe en una intersección para el volumen supuesto y revela la necesidad de estudiar su funcionamiento a fin de reducir el número de conflictos posibles.

Un alto porcentaje de los accidentes de tránsito ocurre en las intersecciones. En orden decreciente de peligrosidad se tienen los siguientes tipos de intersecciones: A) Intersecciones a nivel simples; B) Intersecciones a nivel con carriles adicionales para cambios de velocidad; C) Intersecciones canalizadas; D) Glorietas; y E) Intersecciones a desnivel. Aunque no existen límites numéricos para distinguir un tipo de otro, el orden presentado supone que cada una de las intersecciones está trabajando con los volúmenes de tránsito considerados en su proyecto.

11.3 AREAS DE MANIOBRA

Es la zona de una intersección en la que el conductor de un vehículo realiza las operaciones necesarias para ejecutar las maniobras requeridas. Incluye el área potencial de colisión y la parte de los accesos a la intersección desde la cual se ve afectada la operación de los vehículos.

El proyecto de una intersección se inicia desde el estudio de las áreas de maniobra. Estas se dividen en simples, múltiples y compuestas. Las simples se presentan cuando dos vías de un solo carril y un solo sentido de circulación cruzan, convergen, o divergen. Las múltiples, cuando más de dos vías de un solo carril y un solo sentido de circulación cruzan, convergen o divergen y compuestas, cuando las maniobras se efectúan en más de un solo carril de circulación. La Figura 11.6 muestra ejemplos de áreas de maniobra, simples, múltiples y compuestas.

Las áreas de maniobra múltiples deben evitarse hasta donde sea posible, pues los conductores que circulan por las diferentes vías se confunden al llegar al área potencial de colisión común y ocasionan problemas de capacidad y de seguridad. La excepción a esta regla puede ocurrir cuando se tienen divergencias múltiples debido a la relativa sencillez de este tipo de maniobra.

La misma función de un área de maniobra múltiple puede obtenerse a través de dos o más áreas simples separadas, de tal manera que no influya la operación de una en la de otra, lográndose así una operación más segura y con menos demoras cuando se tienen velocidades relativas bajas.

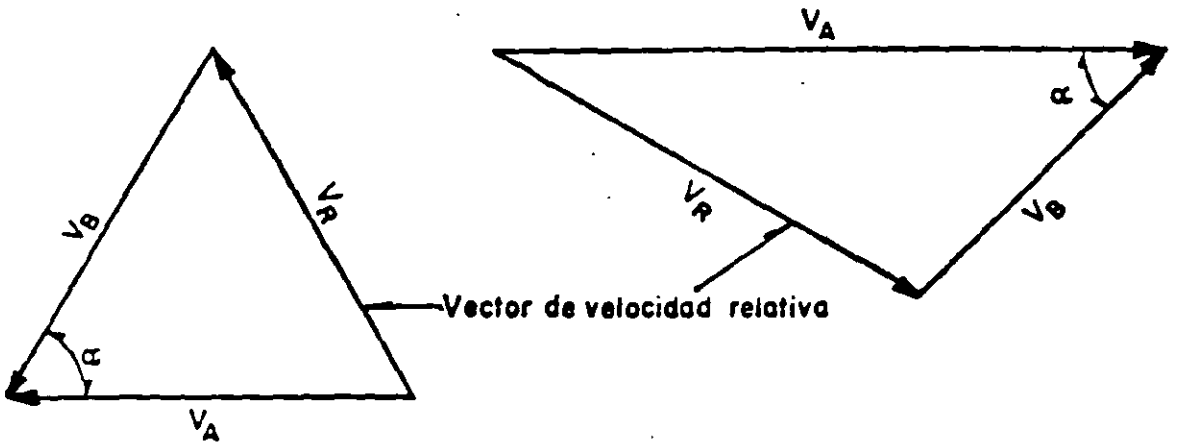
Dentro de las áreas de maniobra, la velocidad relativa es función inversa de la calidad de operación, razón por la cual, cuando se logra una velocidad relativa baja, se tiene una circulación continua, en cambio para la velocidad relativa alta, la circulación es discontinua.

La velocidad relativa se expresa como un vector, tal como se indica en la Figura 11.7 y su valor se calcula con la fórmula siguiente:

$$V_R = \sqrt{V_A^2 + V_B^2 - 2V_A V_B \cos \alpha}$$

en donde:

V_R = Velocidad relativa.
V_A = Velocidad de operación del vehiculo que circula por la vía A.
V_B = Velocidad de operación del vehiculo que circula por la vía B.
α = Angulo de la intersección formada por las vias A y B.



la relación de:	la relación de:
V_A/V_B es 1:1	V_A/V_B es 2:1

FIGURA 11.7. ILUSTRACION DEL VECTOR DE VELOCIDAD RELATIVA

11.3.1 Areas de maniobras simples

De las maniobras simples, la más segura y sencilla de realizar es la de divergencia, la cual se inicia desde un punto común dentro de la corriente de tránsito. El área de maniobra correspondiente deberá proyectarse para una velocidad relativa baja a fin de evitar una reducción en la velocidad, cuyo efecto se refleje hacia atrás hasta alcanzar el área de colisión. Cuando no puede darse el alineamiento requerido sobre alguno de los caminos que divergen, se usan carriles de desceleración para obtener los elementos de proyecto necesarios. En la Figura 11.8 se muestran algunos ejemplos de este tipo de maniobras, considerando una velocidad relativa baja.

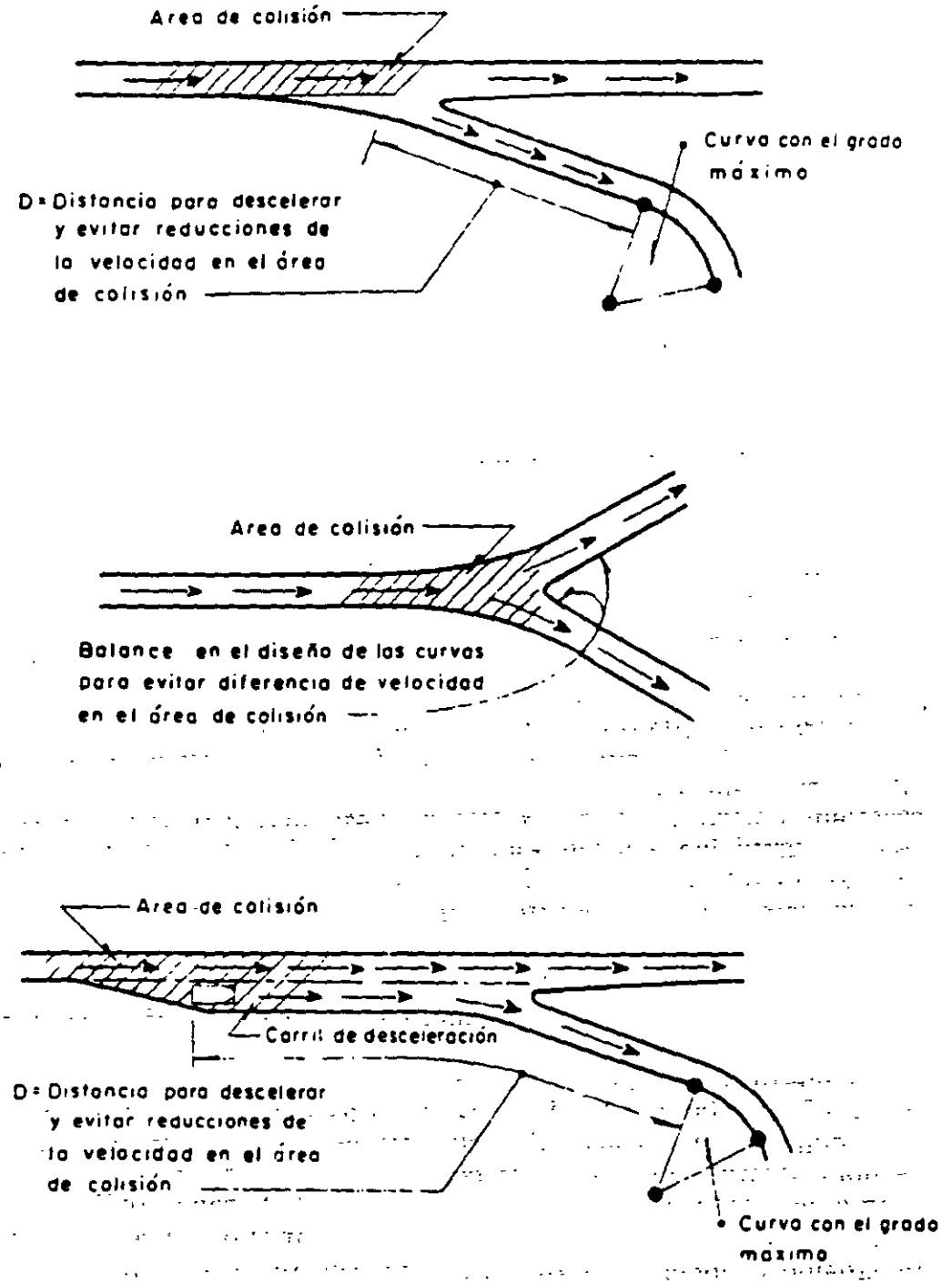


FIGURA 11.8. AREAS DE MANIOBRA SIMPLES DE DIVERGENCIA, CONSIDERANDO UNA VELOCIDAD RELATIVA BAJA

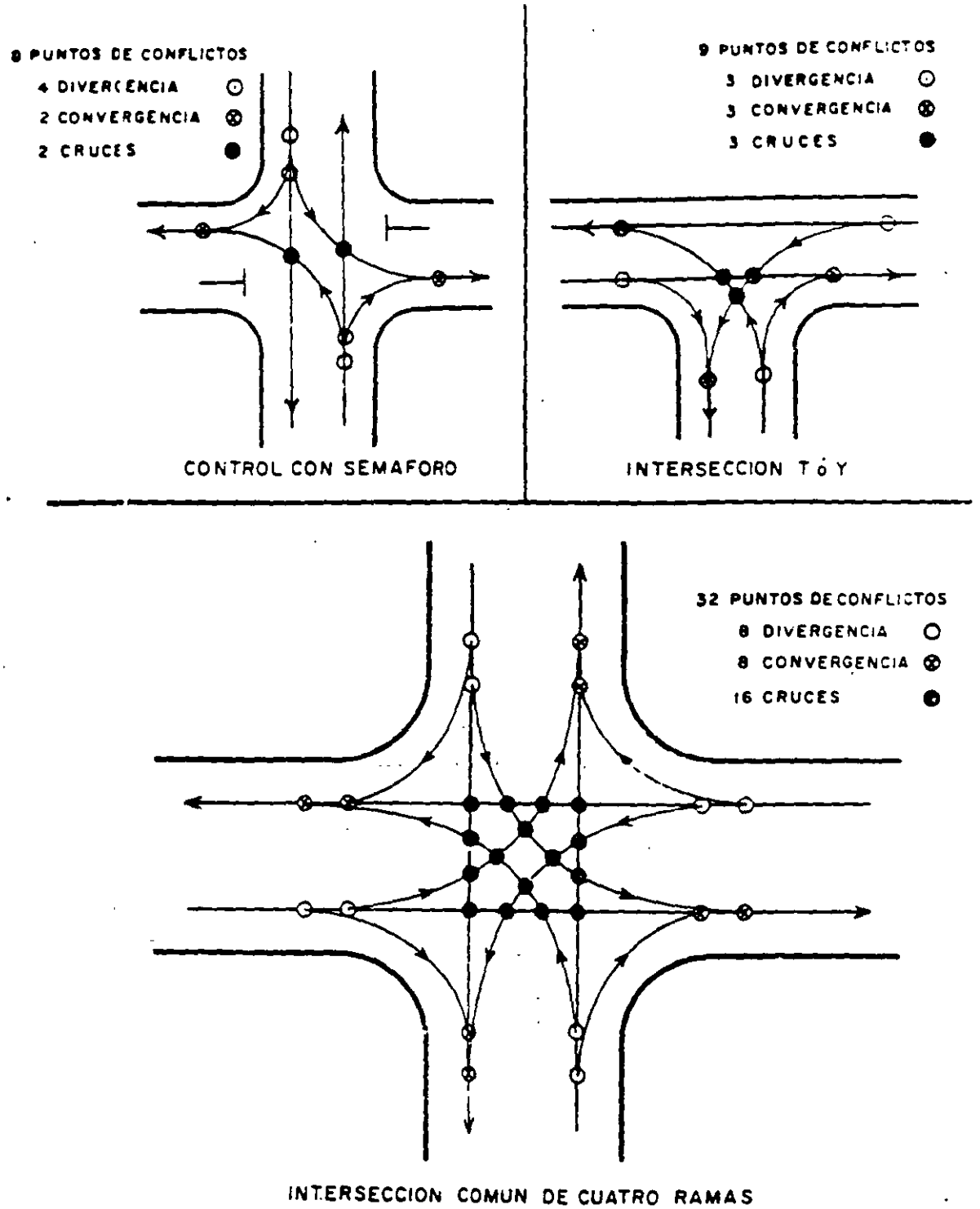
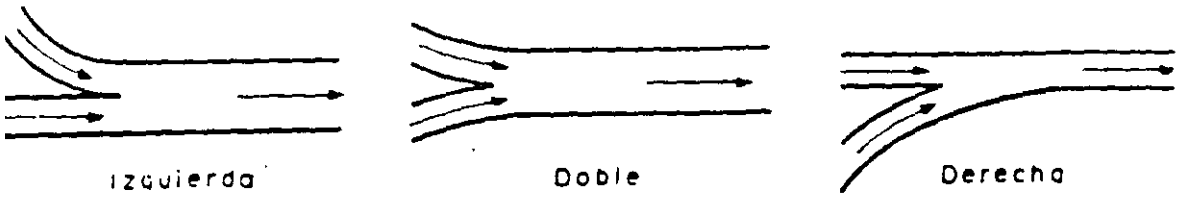
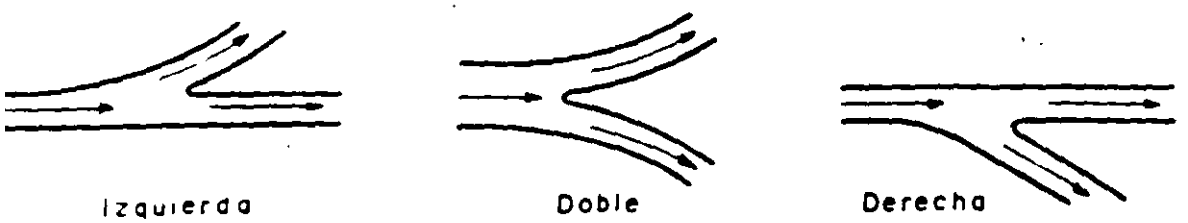


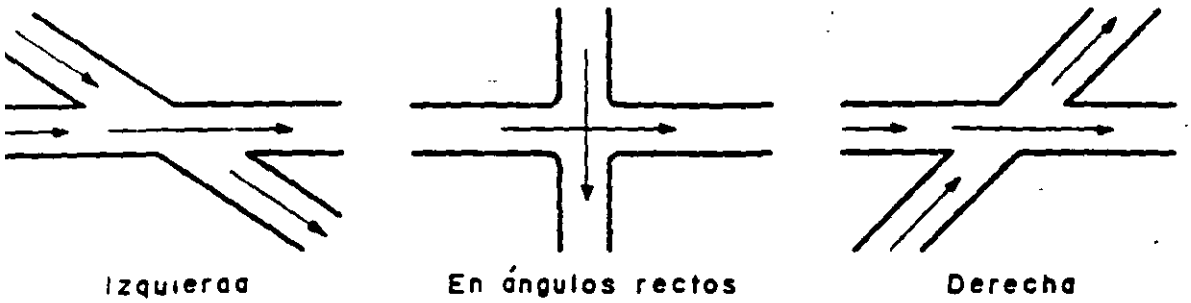
FIGURA 11.5. PUNTOS DE CONFLICTO EN INTERSECCIONES



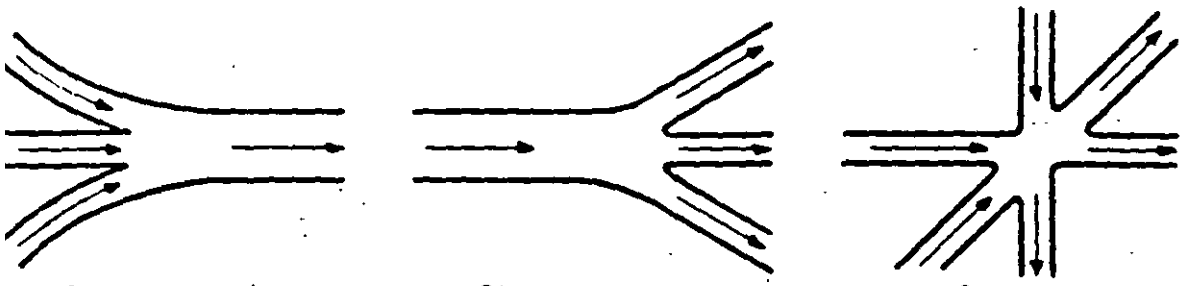
AREAS DE MANIOBRA SIMPLES EN CONVERGENCIAS



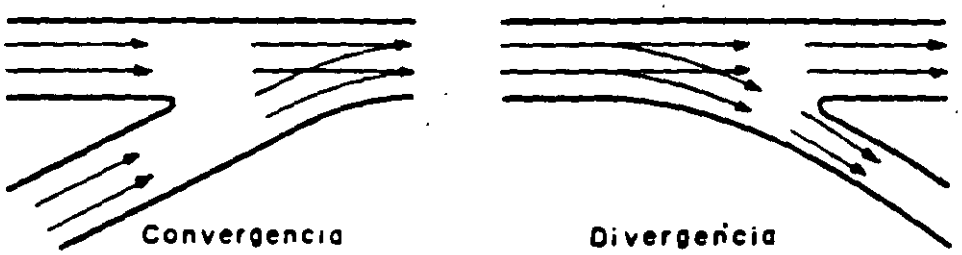
AREAS DE MANIOBRA SIMPLES EN DIVERGENCIAS



AREAS DE MANIOBRA SIMPLES EN CRUCES



AREAS DE MANIOBRA MULTIPLES



AREAS DE MANIOBRA COMPUESTAS

FIGURA 11.6. EJEMPLOS DE AREAS DE MANIOBRA SIMPLES, MULTIPLES Y COMPUESTAS

La maniobra de convergencia a velocidades relativas bajas, se tendrá cuando la sección transversal y el alineamiento de los enlaces de acceso, no aumenten la diferencia de velocidad entre los flujos convergentes. Esta maniobra es un poco más complicada que la anterior, ya que incluye un nuevo factor que afecta la velocidad, llamado tiempo de maniobra, dentro del cual se considera el tiempo necesario para que los conductores de un flujo seleccionen una separación entre los vehículos del flujo en que van a converger y disponer de ese espacio para incorporarse, sin que exista interferencia en la velocidad.

Durante el tiempo de maniobra los vehículos deben ajustar su velocidad para alcanzar el área de colisión, al mismo tiempo que se tenga una separación aceptable entre los vehículos consecutivos del flujo al cual se unirán. Asimismo, deben tomar la velocidad del flujo al que van a unirse para no causar interferencias. A medida que el volumen de tránsito aumenta, disminuye la oportunidad de encontrar separaciones aceptables entre los vehículos del flujo al cual se va a converger, por lo que el tiempo de maniobra va aumentando hasta hacerse insuficiente. Como consecuencia se produce el congestionamiento causando retrasos en los vehículos.

Una maniobra más oportuna puede lograrse dando suficiente distancia de visibilidad en la intersección, o por medio de carriles de aceleración en donde se proporcione flexibilidad en el lugar de la maniobra. Véase Figura 11.9.

Las maniobras de cruce pueden efectuarse a cualquier ángulo. Son las maniobras más peligrosas y las que mayor retraso causan al tránsito. Las áreas de maniobra correspondientes pueden ser proyectadas para velocidades relativas altas y bajas.

Para los cruces con velocidades relativas altas, se deberá procurar que el ángulo respectivo sea cercano a los 90°, con el objeto de lograr flujos independientes, mejorar la visibilidad y facilitar el control, ya sea mediante semáforos o con cualquier otro medio apropiado, aumentándose así la seguridad en la operación.

11.3.2 Entrecruzamientos

Se llama entrecruzamiento, al cruce de dos corrientes de tránsito que circulan en un mismo sentido y se efectúa a través de convergencia y divergencia sucesivas.[50] Una zona de entrecruzamiento está definida por la longitud y el ancho de un camino de un sentido de circulación, en un extremo del cual dos caminos del mismo sentido convergen y en el otro divergen. En la Figura 11.10 se muestra una zona de entrecruzamiento.

Los mismos principios de proyecto aplicados para convergencia y divergencia se emplean en el proyecto de las maniobras de entrecruzamientos.

La calidad de operación de una zona de entrecruzamiento quedará calificada en buena parte por la velocidad relativa. En las zonas de entrecruzamiento la operación debe hacerse a una velocidad relativa baja para obtener una demora mínima con un alto grado de seguridad. La longitud de la zona de entrecruzamiento determina el tiempo de maniobra disponible para los conductores que se entrecruzan. Donde la zona es de sufi-

[50] *Highway Capacity Manual.* Highway Research Board, Reporte Especial 87, National Academy of Sciences, pág. 16. Washington, D. C., 1965.

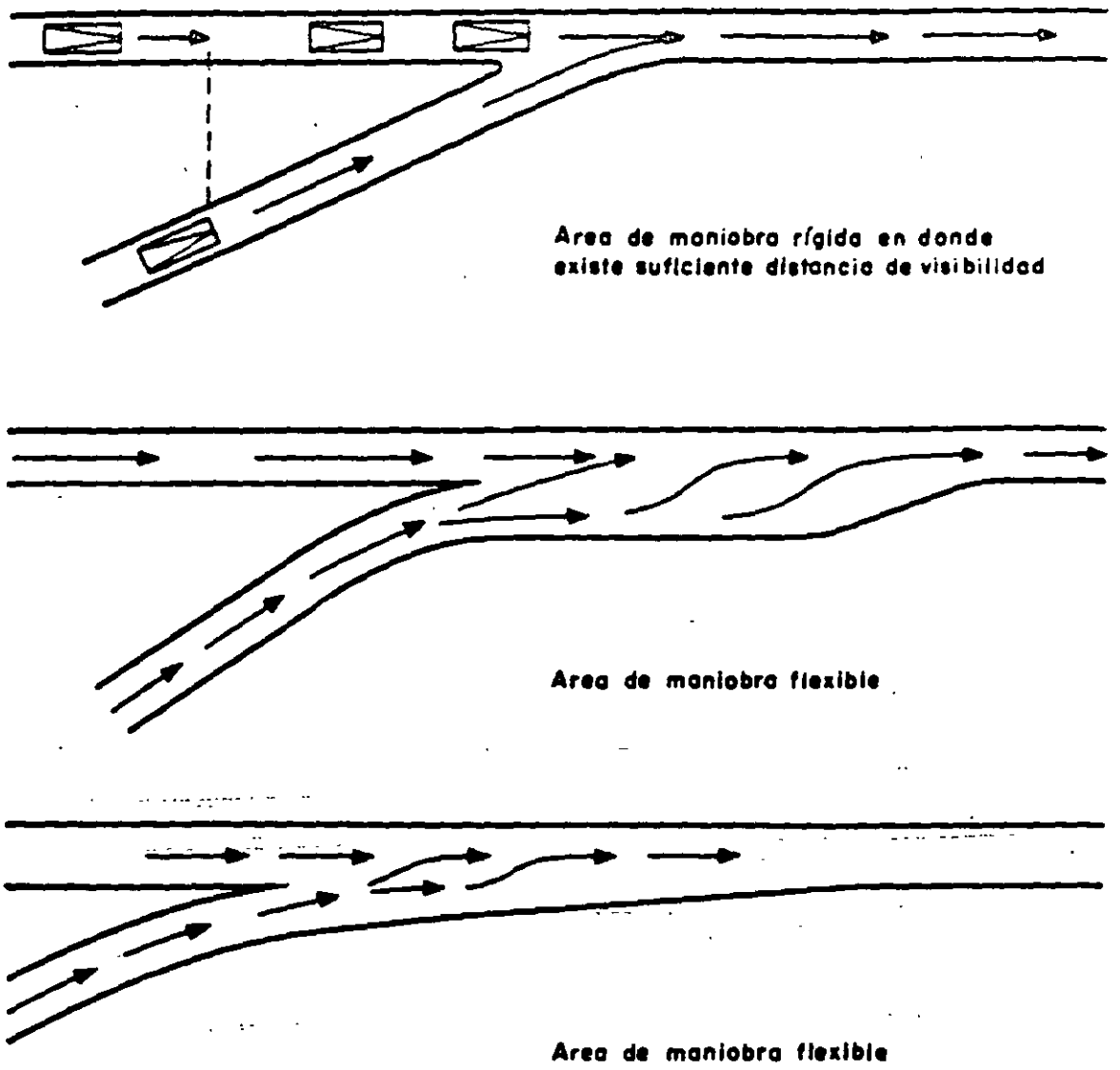


FIGURA 11.9. PROCEDIMIENTOS PARA PROPORCIONAR EL TIEMPO DE MANIOBRA

ciente longitud, la separación correspondiente a dos vehículos consecutivos de un flujo de tránsito, puede ser utilizada para entrecruzamiento de más de un vehículo de otra corriente de tránsito.

Los factores a considerar en el proyecto de una zona de entrecruzamiento son la velocidad de proyecto, el volumen de servicio, los volúmenes de los movimientos de entrecruzamiento y los de los movimientos que no producen entrecruzamientos, como son las corrientes de tránsito exteriores.

El procedimiento de cálculo para una zona de entrecruzamiento se explica en el Capítulo VI relativo a Capacidad. En la Figura 11.11 se muestran algunos tipos de zonas de entrecruzamiento que se presentan en la práctica.

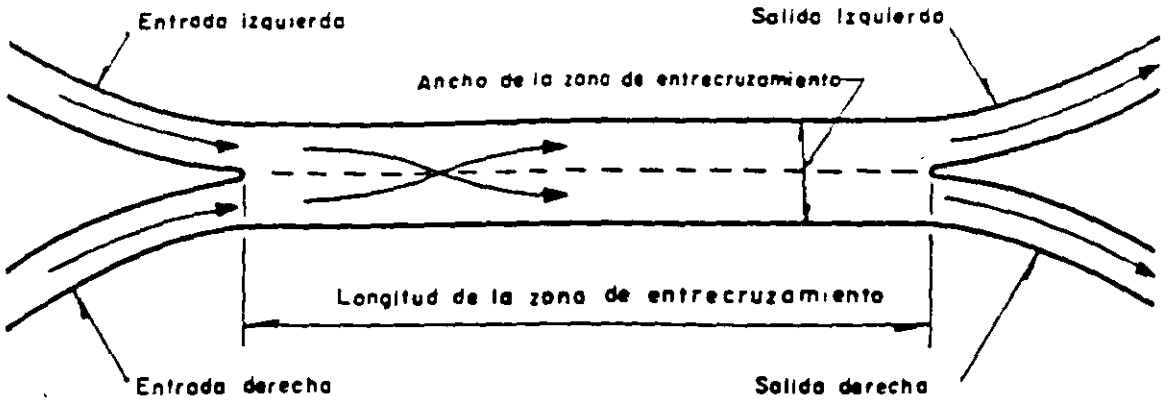


FIGURA 11.10. ZONA DE ENTRECRUZAMIENTO

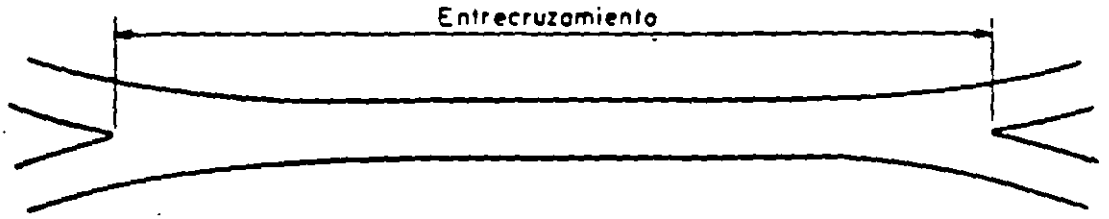
11.3.3 Areas de maniobra compuestas

Un área de maniobra es compuesta, cuando funciona de tal manera que acomoda corrientes paralelas de tránsitos en varios carriles de circulación. En la Figura 11.12 se muestran algunas áreas de maniobra de convergencia y divergencia simples y compuestas. Las áreas de maniobra compuestas ya sean de convergencia o de divergencia originan conflictos adicionales de cruce que, a su vez, causan confusión en los conductores. Los volúmenes de tránsito que pueden acomodarse en áreas de maniobra compuestas de convergencia y divergencia, son un poco mayores que aquellos correspondientes a las áreas de maniobra simples, pero ofrecen mayor peligro y retrasos.

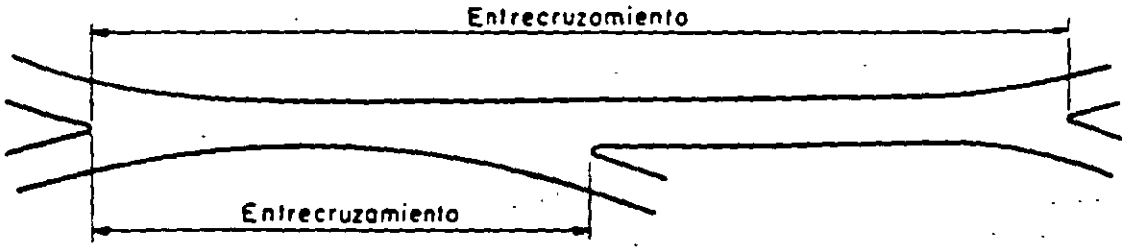
En la Figura 11.13 se muestra una zona de entrecruzamiento compuesto; puede verse que se producen los mismos conflictos que en el caso de áreas compuestas de divergencia y convergencia.

Es evidente que las áreas de maniobra de convergencia, divergencia y entrecruzamiento, son simples en su carácter y en el proyecto deberán evitarse las compuestas, cuando se supone que este tipo de maniobras debe desarrollarse bajo condiciones de velocidad relativa baja. Cuando las áreas de maniobras se proyectan para operar con velocidades relativas altas pueden convertirse, dentro de los limites de seguridad, en áreas compuestas, con un incremento en su capacidad, particularmente cuando se emplean dispositivos de control adecuado. La operación a velocidades relativas altas es insegura y siempre requiere algún control de tránsito adecuado, que disminuya los conflictos al alternar entre los flujos el uso del área de colisión.

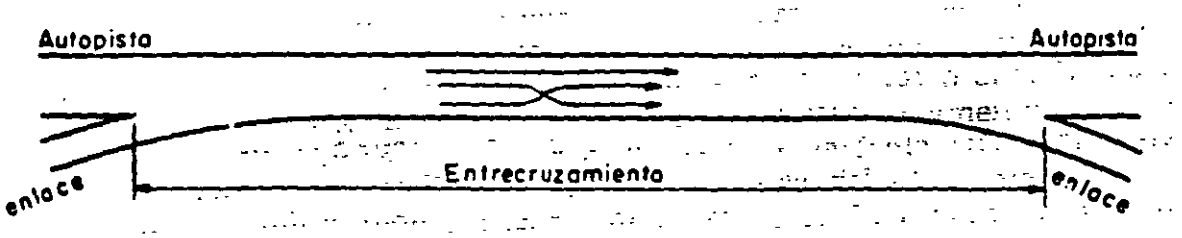
En la Figura 11.14 se ilustran áreas de maniobra de cruce simples y compuestas, a nivel; un control de tiempo adecuado en el semáforo ofrece la misma eficacia por carril de circulación para ambos tipos de intersecciones.



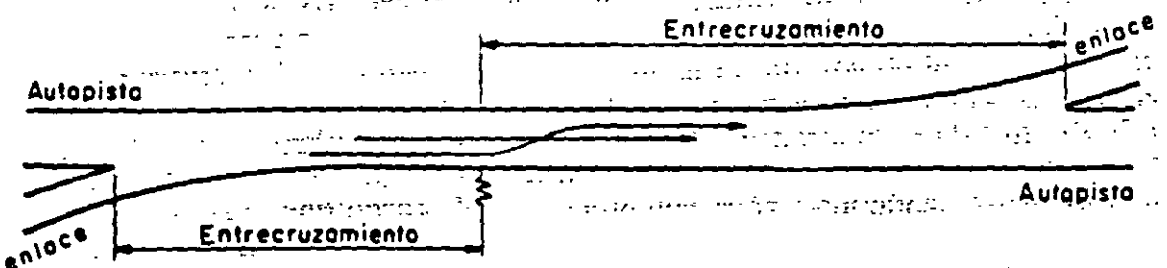
(a) ENTRECRUZAMIENTO SIMPLE



(b) ENTRECRUZAMIENTO MULTIPLE



(c) ENTRECRUZAMIENTO EN UN SOLO LADO



(d) ENTRECRUZAMIENTO EN DOS LADOS

FIGURA 11.11. TIPOS DE ZONAS DE ENTRECRUZAMIENTO

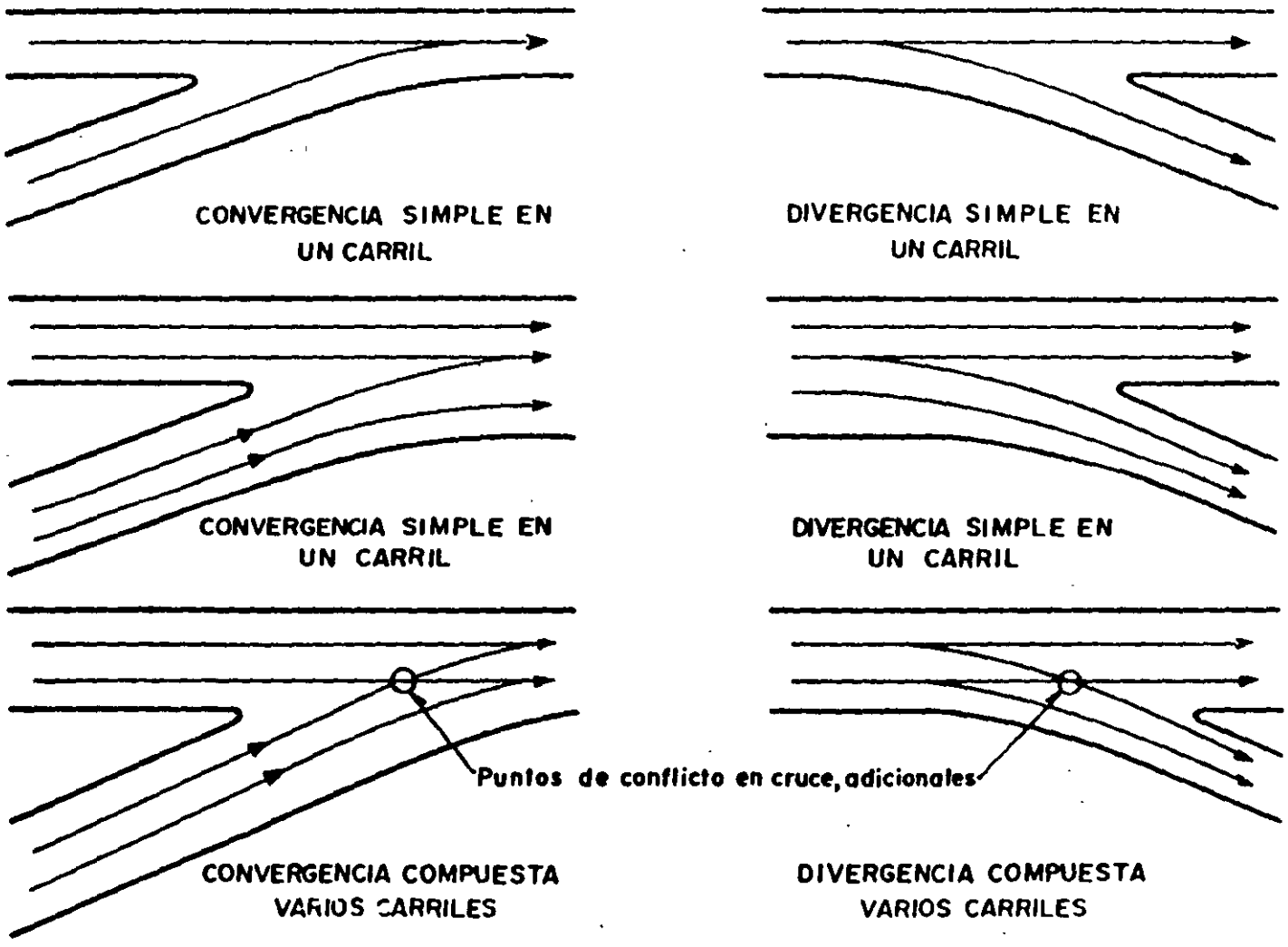


FIGURA 11.12. AREAS DE MANIOBRAS SIMPLES Y COMPUESTAS DE CONVERGENCIA Y DIVERGENCIA

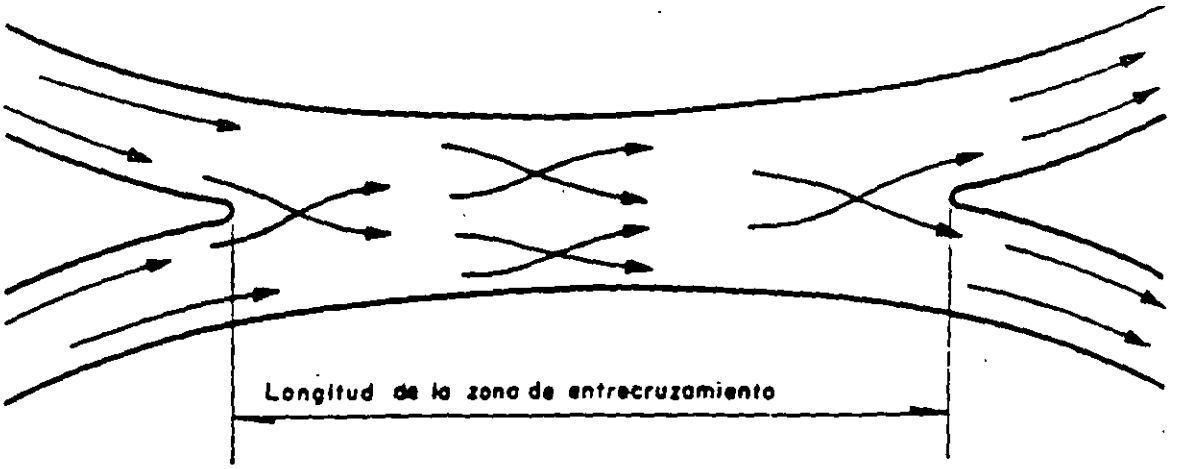


FIGURA 11.13. ZONA DE ENTRECRUZAMIENTO COMPUESTO

11.3.4 Separación de las áreas de maniobras

Si se busca una buena operación es fundamental que los conductores afronten un solo conflicto de tránsito cada vez. Los retrasos y los peligros en una intersección se ven incrementados cuando las áreas de maniobra están muy próximas una de otra. Debe haber suficiente separación entre dos áreas de maniobra sucesivas, para que los conductores puedan ajustar su velocidad y trayectoria a las condiciones de cada conflicto.

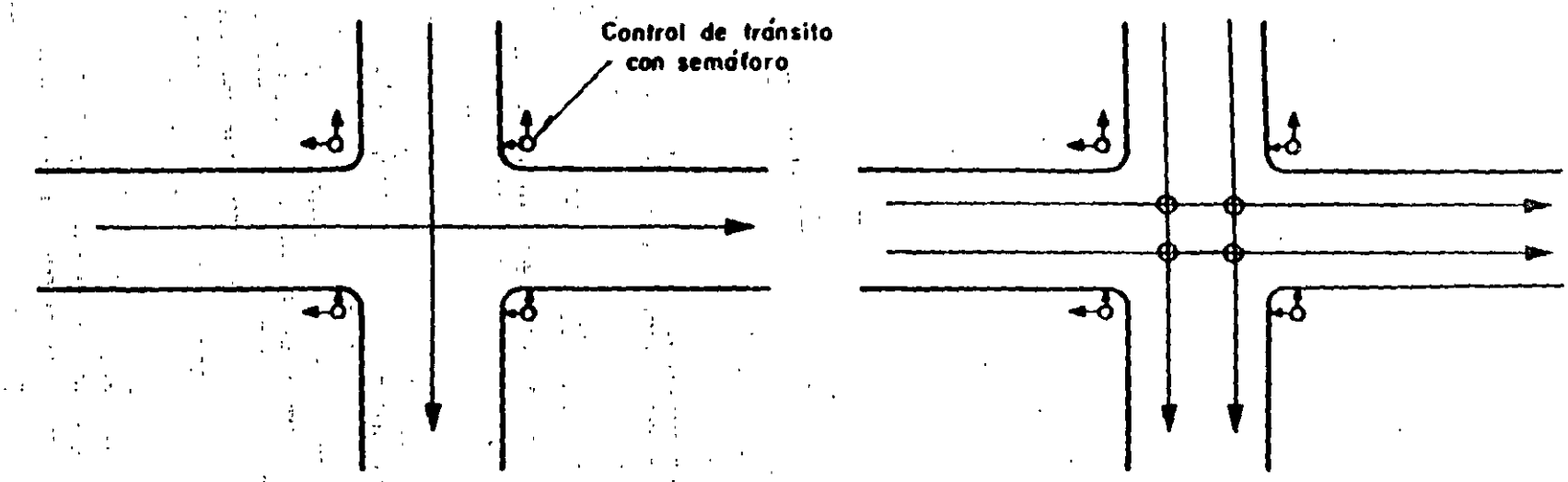
Las áreas de maniobra están separadas en espacio y en tiempo, como se analiza a continuación:

A) Separación en espacio. Las áreas de maniobra pueden distribuirse en cuanto a espacio, separando los movimientos en la intersección. En la Figura 11.15 se muestran ejemplos de separación para cruces, vueltas derechas y vueltas izquierdas. La separación de los movimientos se logra mediante el uso de isletas, fajas separadoras, carriles auxiliares y similares.

Generalmente, con la distribución de las áreas de maniobra en cuanto a espacio, se logra una reducción en los tiempos de recorrido y en los accidentes, en la intersección.

B) Separación en tiempo. La separación de áreas de maniobra de una intersección en cuanto a tiempo en términos de proyecto, se logra al proporcionar zonas de refugio donde los conductores o peatones pueden esperar entre maniobras sucesivas. En la Figura 11.16 se muestran algunos ejemplos de zonas de refugio, o protección.

La separación en tiempo o distancia entre áreas de maniobra sucesivas varía ampliamente de acuerdo con las condiciones de cada lugar. El tiempo de reacción del conductor varía según la complejidad de la situación y la naturaleza de la respuesta necesaria. El tiempo requerido para cambiar de velocidad y de trayectoria depende de requisitos y valores



AREA DE MANIOBRA SIMPLE
DE CRUCE A NIVEL

AREA DE MANIOBRA COMPUESTA
DE CRUCE A NIVEL

FIGURA 11.14. AREAS DE MANIOBRA DE CRUCE SIMPLES Y COMPUESTAS

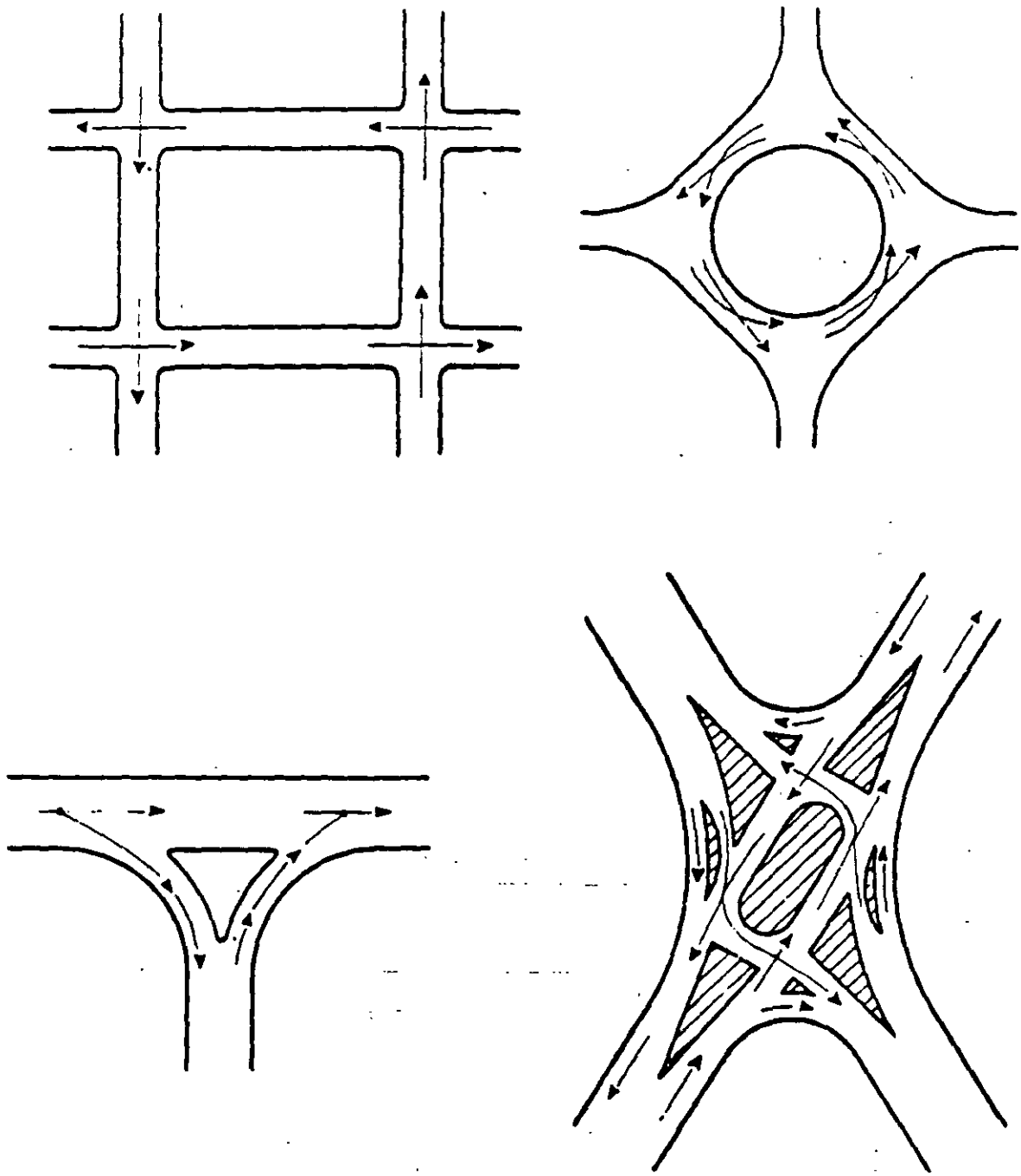


FIGURA 11.15. EJEMPLOS DE SEPARACION DE AREAS DE MANIOBRA

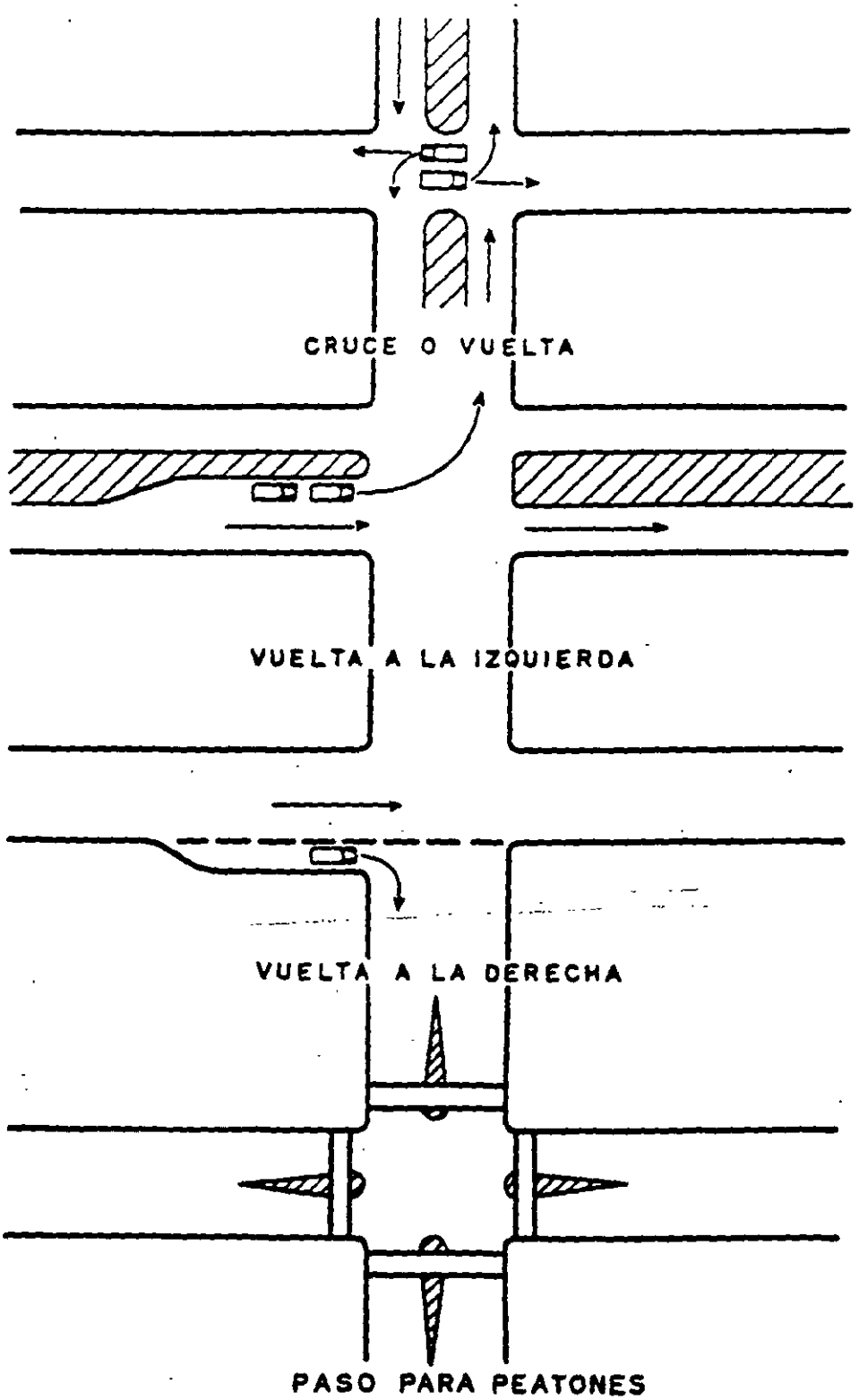


FIGURA 11.16. EJEMPLOS DE ZONAS DE PROTECCION

establecidos. La separación en distancia para evitar colas que pasen de un área de maniobra a la siguiente, dependerá de la cantidad de retraso en que se incurre, del volumen de tránsito, del tipo de vehículos y de otros factores similares.

Cada situación que se presente deberá ser analizada en términos de la separación en tiempo y distancia para unas condiciones específicas del tránsito.

11.3.5 Geometría de los cruces y vueltas

Los cruces de las corrientes de vehículos (ver Figura 11.17), pueden obtenerse a través de:

a) Un cruce directo a nivel.
b) Un entrecruzamiento.
c) Una separación de niveles.

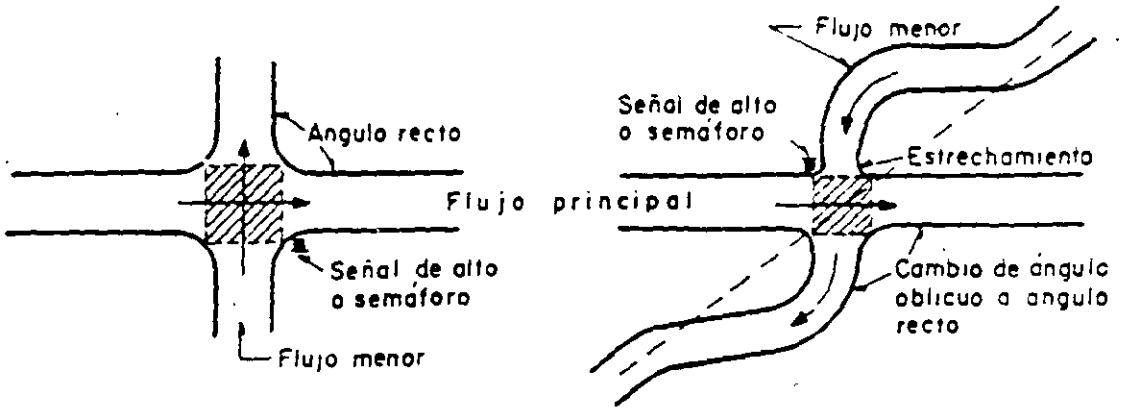
Las alternativas en el proyecto de intersección se presentan cuando uno de estos tipos de maniobra de cruce puede ser substituido por otro. Una alternativa más en el proyecto de intersecciones se tiene por las diversas formas en las que los movimientos de vuelta pueden realizarse. En la Figura 11.18 se muestra la geometría de movimientos de vueltas, izquierdas y derechas; estos tipos de movimientos se clasifican como directo, semidirecto e indirecto, en términos de las trayectorias seguidas por los conductores.

La vuelta directa a la derecha o a la izquierda, consiste de una maniobra simple de divergencia y de convergencia sin conflicto de cruce, lo que proporciona la distancia de recorrido más corta y más fácil para los conductores, debido a que se sigue la trayectoria de viaje deseada. Las vueltas semidirectas e indirectas, requieren de distancias de recorrido mayores, pueden emplearse bien cuando las condiciones propias del lugar no permiten el uso de vueltas directas, o bien, cuando se desee disponer los conflictos de cruce de tal manera que puedan controlarse de una manera más económica.

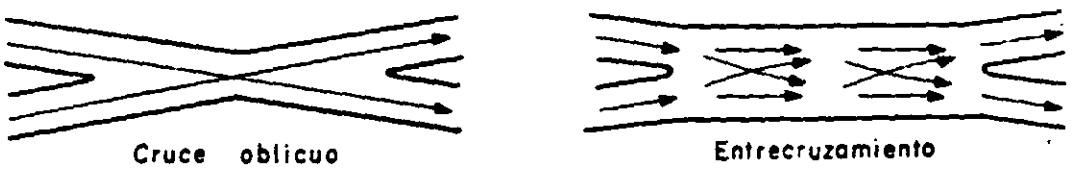
11.3.6 Disposición de las áreas de maniobra

Los conflictos de cruce ocasionados por los movimientos directos o de vuelta, son los aspectos críticos en el proyecto de intersecciones. La selección y disposición de las áreas de maniobra de cruce para acomodar las corrientes más fuertes, determinan la geometría de una intersección en particular y la disposición de las áreas de maniobra para otros movimientos, se adaptan a este proyecto.

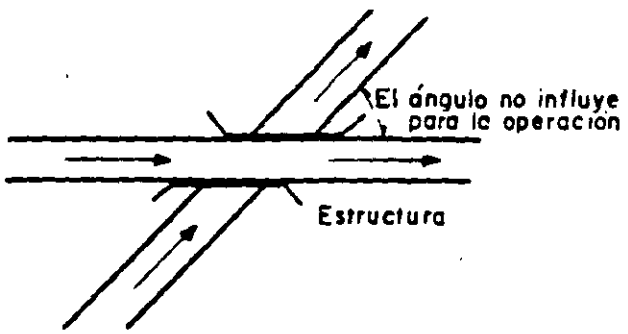
Los movimientos de vuelta derecha, presentan el menor problema en la integración de los movimientos en una intersección, ya que no se cruza ninguna otra corriente, se utilizan en todas las intersecciones en que no lo impiden las limitaciones del lugar. En cambio los movimientos directos de vuelta izquierda, pueden causar una alta incidencia de accidentes y congestionamientos, su influencia en la operación de una intersección, puede disminuirse empleando vueltas izquierdas semidirectas o indirectas.



DISEÑO DE CRUCES DIRECTOS A NIVEL PARA ALTAS VELOCIDADES RELATIVAS



DISEÑO DE CRUCES A NIVEL PARA BAJAS VELOCIDADES RELATIVAS



DISEÑO DE CRUCE A DESNIVEL

FIGURA 11.17. AREAS DE MANIOBRA SIMPLES PARA CRUCES A NIVEL Y A DESNIVEL

FIGURA 11.18. GEOMETRIA DE MOVIMIENTOS DE VUELTAS A LA DERECHA Y A LA IZQUIERDA

La Figura 11.19 muestra la disposición de las áreas de maniobra más comunes en el proyecto de intersecciones, clasificadas de acuerdo con los movimientos de cruce y de vuelta. Las áreas de maniobra de cruce mostradas pueden ser con separación de niveles.

11.4 ELEMENTOS PARA EL PROYECTO DE UNA INTERSECCION

Principalmente se hablará aquí de las características generales de alineamiento, de la distancia de visibilidad y de la sección transversal de la calzada, desde el punto de vista en que estos elementos afectan el proyecto de una intersección.

Los elementos que aquí se mencionan, se aplican para las intersecciones tanto a nivel como a desnivel; otros elementos y detalles de proyecto que son aplicables únicamente a un determinado tipo de intersecciones, se tratarán en las partes correspondientes a cada tipo en particular.

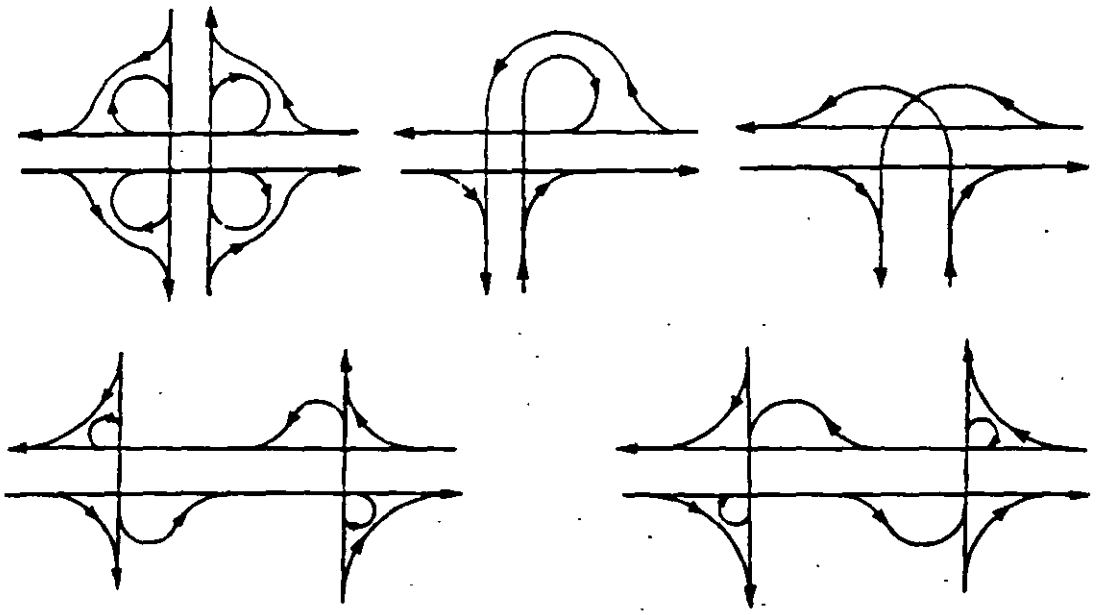
11.4.1 Curvas en intersecciones

Donde sea necesario proyectar curvas en espacios reducidos, debe usarse como base del diseño la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto. Esta trayectoria estará comprendida entre las huellas dejadas por las llantas delantera externa y trasera interna de un vehículo circulando a una velocidad de 15 km/h. Las curvas de la orilla interna de la calzada que se adaptan a la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto, se les considera como de diseño mínimo.

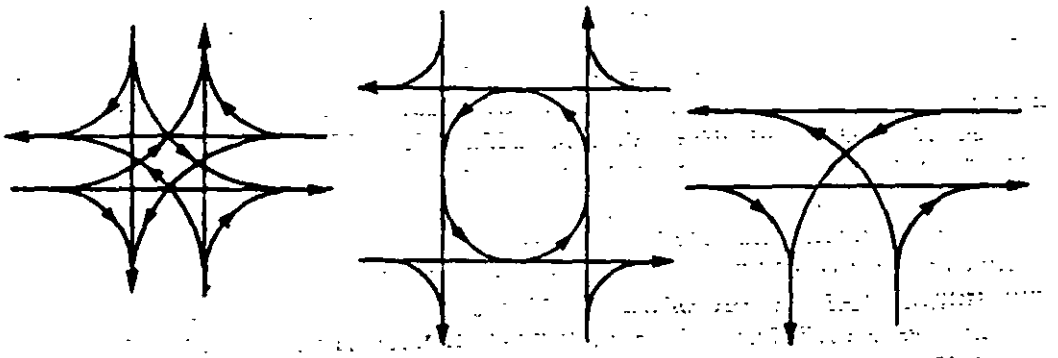
A) Diseño mínimo para vueltas forzadas. Para la determinación de los radios de la orilla interna de la calzada; en las curvas, que permiten alojar la trayectoria mínima del vehículo de proyecto, se supone que éste vehículo transita adecuadamente dentro de su carril, al entrar y al salir de la curva, esto es, a 0.60 m de la orilla interna de la calzada. Las trayectorias mínimas de los vehículos y las orillas internas de la calzada que están de acuerdo con esta suposición, se muestran en las Figuras 11.20, 11.21 y 11.22. Existen algunas diferencias entre las trayectorias internas de los vehículos que dan vuelta a la izquierda y las de los que dan vuelta a la derecha, pero no son tan importantes que afecten el proyecto. Aun cuando no se indica, los proyectos mostrados en las figuras mencionadas, se aplican también para vueltas a la izquierda.

1. Automóviles. En la Figura 11.20 se muestran los radios mínimos para la orilla interior de la calzada en una vuelta derecha a 90°, necesarios para acomodar al vehículo de proyecto DE-335. La Figura 11.20-A muestra un radio a la orilla interna de la calzada de 7.50 m, en la línea continua, otro de 9.25 m, en la línea discontinua. El radio de 7.50 m, corresponde a la curva más pronunciada que permite alojar la trayectoria de la rueda interna pasando a 0.25 m, aproximadamente de la orilla de la calzada en el punto donde termina la curva. La curva de radio 9.25 m, proporciona un espacio libre de 0.35 m al final de la curva y de aproximadamente 1.70 m en la parte central de la misma.

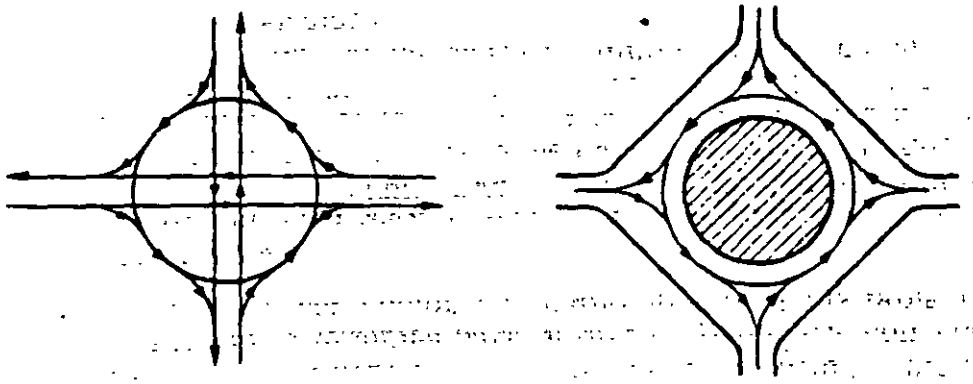
El croquis mostrado en la Figura 11.20-B representa una curva compuesta, con radios de 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m. El ancho de calzada que resulta con este diseño es un poco mayor que el correspondiente a la curva



A- CRUCE DIRECTO, VUELTA IZQUIERDA INDIRECTA O SEMIDIRECTA Y VUELTA DERECHA DIRECTA



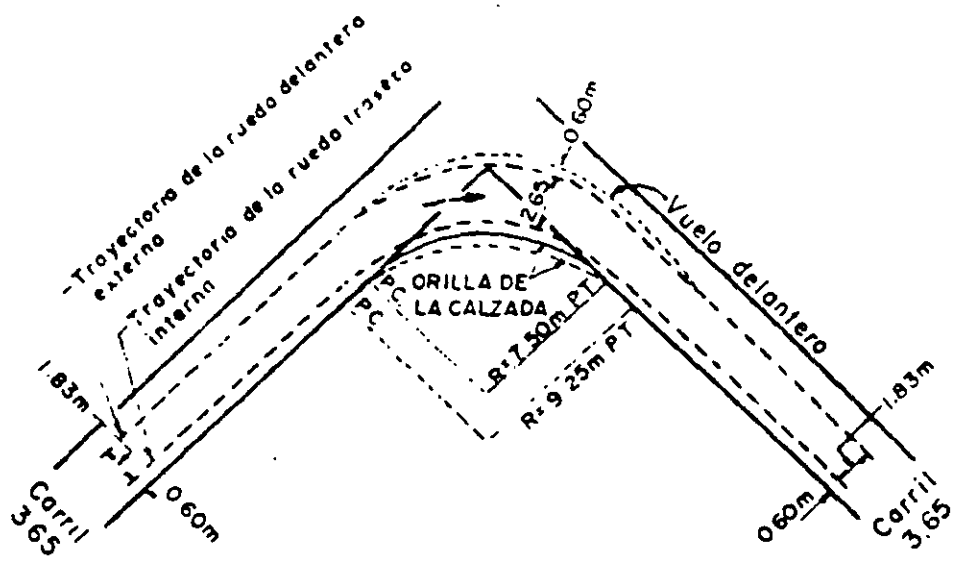
B - CRUCE DIRECTO, VUELTA IZQUIERDA DIRECTA Y VUELTA DERECHA DIRECTA



C- CRUCE DIRECTO. VUELTA IZQUIERDA CON ENTRECRUZAMIENTO Y VUELTA DERECHA DIRECTA.

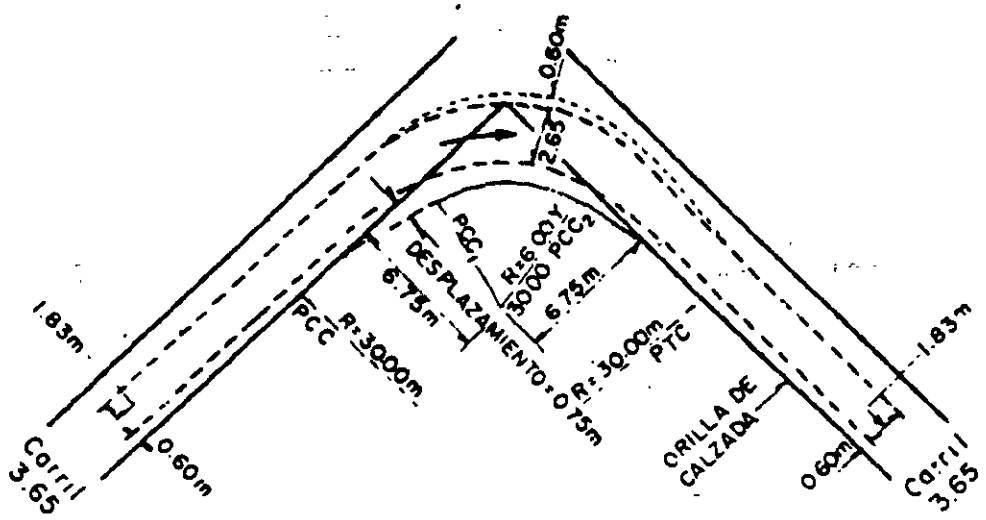
D- ENTRECRUZAMIENTO, VUELTA DERECHA DIRECTA

FIGURA 11.19. DISPOSICION GENERAL DE LAS AREAS DE MANIOBRA EN EL PROYECTO DE INTERSECCIONES



CURVA CIRCULAR SIMPLE MINIMA CON RADIOS DE 7.50 ó 9.25 m

—A—



CURVA COMPUESTA DE RADIOS 30.00 - 6.00 Y 30.00 m ; CON DESPLAZAMIENTO DE 0.75 m

—B—

FIGURA 11.20. DISEÑO MINIMO PARA EL VEHICULO DE PROYECTO DE-335 EN UNA DEFLEXION DE 90°

circular simple de 9.25 m, pero se ajusta más a la trayectoria del vehículo de proyecto.

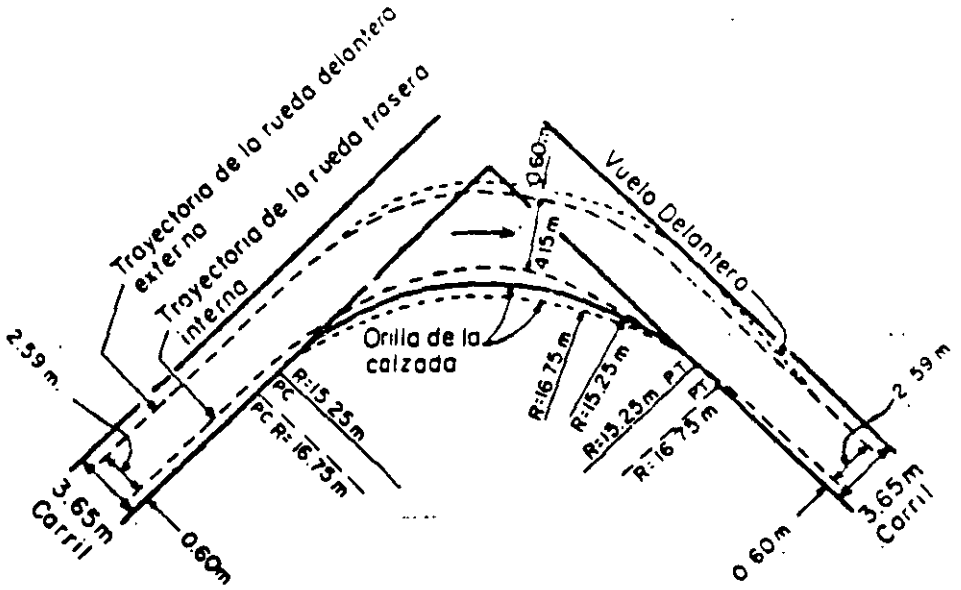
2. Camiones unitarios y autobuses. En la Figura 11.21 se indican los radios mínimos para la orilla interior de la calzada correspondiente a una vuelta derecha a 90°, necesarios para acomodar el vehículo de proyecto DE-610. La parte superior de la figura muestra, con línea continua, el proyecto correspondiente a un radio de 15.25 m a la orilla interna de la calzada, este radio es el mínimo que permite acomodar el vehículo sin invadir los carriles adyacentes. Sin embargo, en el punto donde termina la curva, la trayectoria interior de las ruedas se acerca mucho a la orilla de la calzada. Una curva circular simple de 16.75 m de radio, mostrada con línea de puntos en la figura, permite un espacio ligeramente mayor en el extremo de la curva.

La parte inferior de la figura representa una curva compuesta de radios de 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m, con un desplazamiento de 0.60 m. Desde el punto de vista de la operación de los vehículos, la curva compuesta es más ventajosa que la curva simple, debido a que se ajusta mejor a la trayectoria de la rueda trasera interna y requiere un poco menos de superficie de calzada.

En ambos casos, el vuelo delantero del vehículo de proyecto quedará dentro de un carril de 3.65 m. En cambio con carriles de 3.35 o 3.05 m, el vehículo invade al carril adyacente; para evitar esto, tendría que usarse un radio más grande que el mínimo indicado en la figura para la orilla de la calzada.

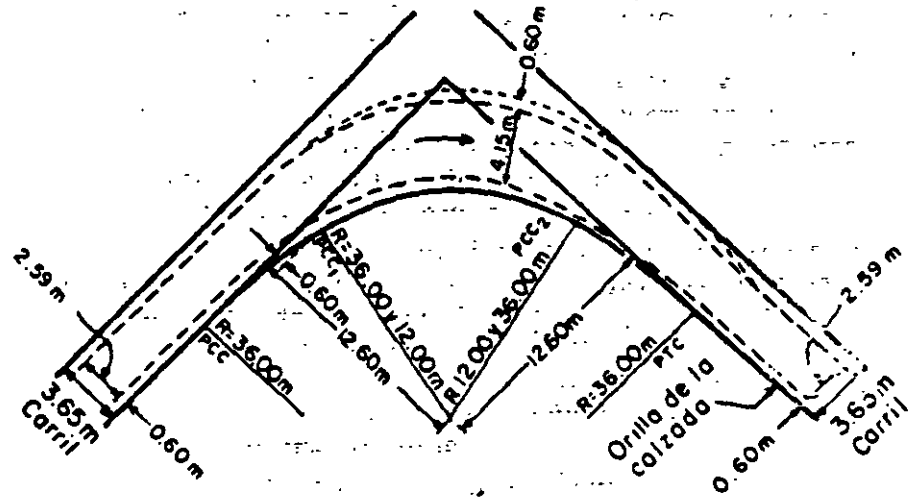
3. Semirremolques. Para este tipo de vehículos no es recomendable adaptar una curva circular simple a las trayectorias mínimas. Sin embargo, donde los carriles de tránsito son de 3.65 m de ancho, tales vehículos pueden girar sin invadir los carriles adyacentes, cuando el radio de la curva en la orilla interior de la calzada es de, aproximadamente, 23.00 m para el vehículo DE-1220 y de 29.00 m para el vehículo DE-1525. Tales vueltas se harían con radios de giro, de la rueda delantera externa, mayores que el mínimo indicado para estos vehículos. Para adaptar la orilla de la calzada a la trayectoria mínima de los semirremolques, es conveniente emplear curvas asimétricas compuestas de tres centros. Para el vehículo de proyecto DE-1220, estas curvas tienen radios de 36.00 m, 12.00 m y 60.00 m con desplazamientos de 0.60 m y 1.80 m, tal como se indica con línea continua en la Figura 11.22-A. La línea de puntos de la misma figura muestra un proyecto simétrico, cuando el vehículo gira sobre su trayectoria mínima. Consiste en curvas compuestas que tienen 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m de radios con desplazamientos de 1.50 m; con este proyecto se facilitan las maniobras de los vehículos más pequeños, especialmente los automóviles.

Para adaptar la trayectoria del vehículo de proyecto DE-1525, se estima apropiada una curva compuesta asimétrica con los mismos radios recomendados para el semirremolque más pequeño, 36.00 m, 12.00 m y 60.00 m, pero con desplazamientos de 0.60 y 3.00 m, tal como se indica, con línea continua, en la Figura 11.22-B. La línea de puntos de la Figura 11.22-B, se adapta al giro más forzado de este vehículo y está formada por la curva compuesta de radios de 54.00 m, 18.00 m y 54.00 m, con desplazamiento de 1.80.



CURVA CIRCULAR SIMPLE MINIMA CON RADIOS DE 15.25 ó 16.75 m

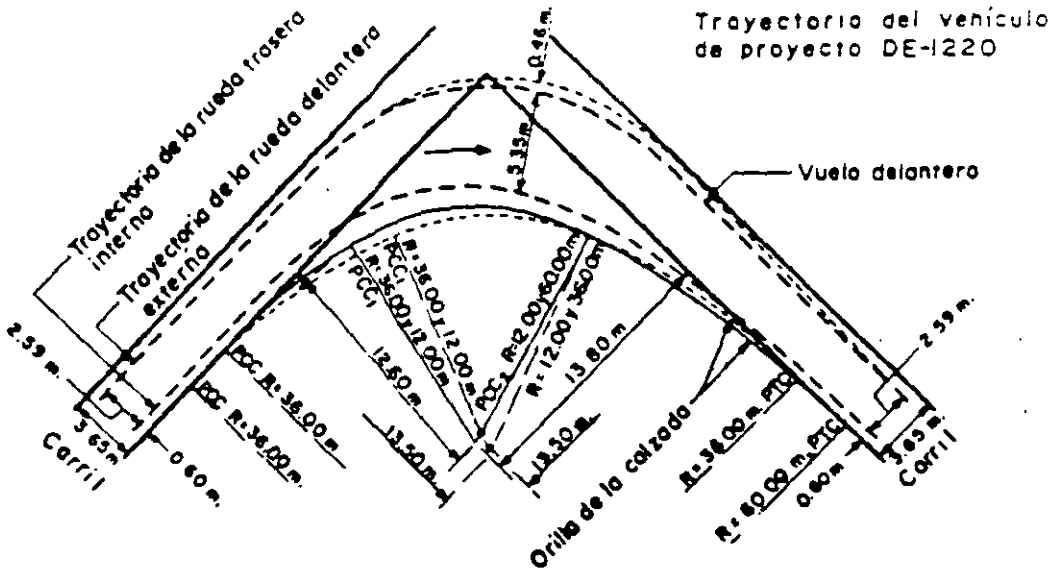
-A-



CURVA COMPUESTA DE RADIOS 36.00 - 12.00 y 36.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 0.60m

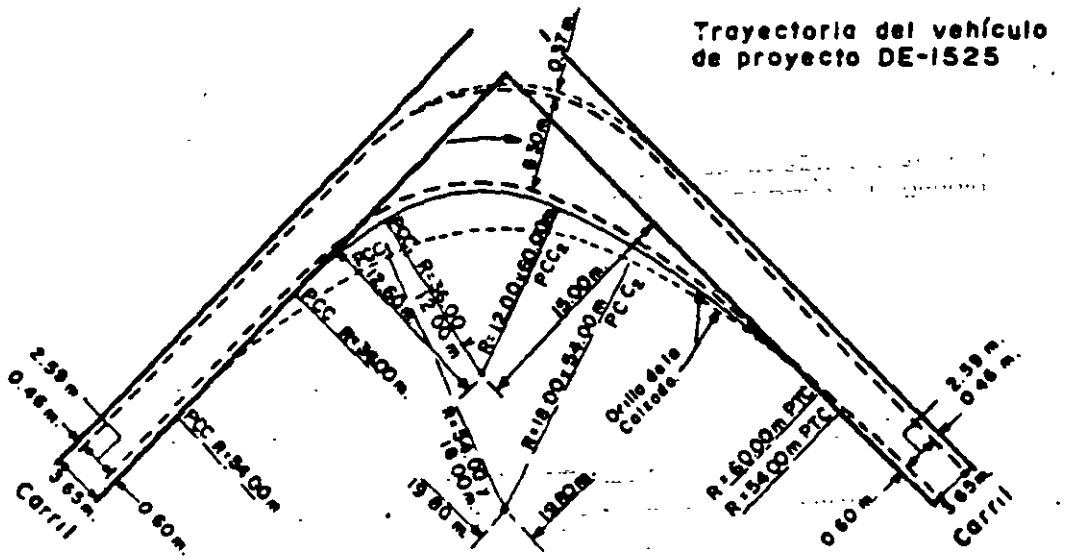
-B-

FIGURA 11.21. DISEÑO MINIMO PARA EL VEHICULO DE PROYECTO DE-610 EN UNA DEFLEXION DE 90°



CURVAS COMPUESTAS DE RADIOS 36.00 - 12.00 Y 60.00
CON DESPLAZAMIENTOS DE 0.60 m Y 1.80 m Y DE RADIOS
36.00 - 12.00 Y 36.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 1.50 m

— A —



CURVAS COMPUESTAS DE RADIOS 36.00 - 12.00 Y 60.00
CON DESPLAZAMIENTOS DE 0.60 m Y 3.00 m Y DE RADIOS
54.00 - 18.00 Y 54.00 CON DESPLAZAMIENTO DE 1.80 m

— B —

FIGURA 11.22. DISEÑO MINIMO PARA LOS VEHICULOS DE PROYECTO DE-1220 Y DE-1525 EN UNA DEFLEXION DE 90°

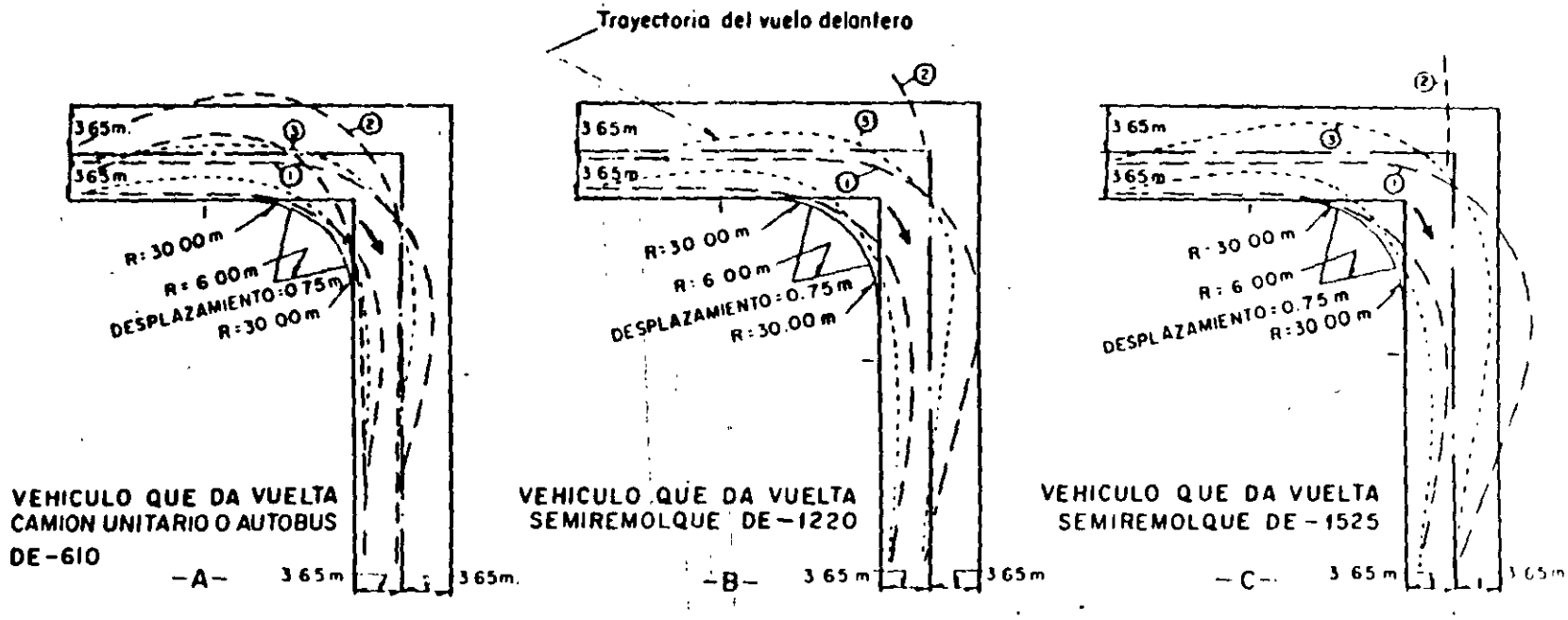
B) Elección del diseño mínimo para condiciones específicas. Las curvas de las Figuras 11.20 a la 11.22, son las que se ajustan a las trayectorias mínimas de los diferentes vehículos de proyecto; pueden emplearse combinaciones de curvas con radios distintos de los mostrados, si con ello se obtienen resultados satisfactorios. En los casos en que sea conveniente o deseable conservar los diseños mínimos, será necesario que el proyectista sepa cuál de los indicados en estas figuras deba emplearse. La elección del diseño depende del tipo y tamaño de los vehículos que van a dar vuelta y de la amplitud con que deben hacerlo. Esto, a su vez, puede depender de otros factores tales como tipo y naturaleza de los caminos que se intersectan, volúmenes de tránsito, número y frecuencia de vehículos pesados, así como del efecto de estos vehículos sobre todo el tránsito. Por ejemplo, si un alto porcentaje de los vehículos que dan vuelta son automóviles, no es práctico proyectar la curva para vehículos pesados, teniendo en cuenta que uno de estos vehículos ocasionalmente puede dar vuelta invadiendo el carril adyacente sin trastornar mucho al tránsito. Es necesario que el proyectista analice las trayectorias probables y las invasiones del carril que se producirían si transitaran vehículos más grandes que aquellos para los que se hizo el diseño.

En la Figura 11.23 se muestran las trayectorias de los vehículos de proyecto DE-610, DE-1220 y DE-1525 cuando dan vuelta a la derecha alrededor de la orilla interna de una calzada diseñada para un vehículo DE-335, con una curva compuesta de radios 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m y un desplazamiento de 0.75 m. La trayectoria (1) corresponde a la de un vehículo que al llegar a la curva inicia la vuelta desde su carril, para completarla invadiendo el carril adyacente en el camino transversal. La trayectoria (2) es la de un vehículo que al llegar a la curva invade el carril adyacente y entra al camino transversal dentro de su propio carril. La trayectoria (3) es la de un vehículo que invade el carril adyacente en ambos caminos.

La Figura 11.23-A muestra las trayectorias del vehículo de proyecto DE-610. Estas trayectorias demuestran claramente que el vehículo puede girar a 90° siguiendo la orilla interna de la calzada diseñada para el vehículo DE-335, cuando cada uno de los caminos que se intersectan es de dos o más carriles de 3.65 m, pero al hacerlo puede impedir la circulación en el carril adyacente. La trayectoria que elija el conductor y la magnitud de las invasiones del carril adyacente, estarán determinadas por la importancia relativa de los caminos y por la naturaleza del tránsito.

En las Figuras 11.23-B y 11.23-C, se indican las trayectorias de los semiremolques de proyecto DE-1220 y DE-1525, respectivamente. Estas trayectorias muestran que también los semirremolques pueden girar a 90° alrededor de la orilla interna de la calzada diseñada para el vehículo DE-335 cuando cada uno de los caminos que se intersectan es de dos o más carriles, pero en estos casos el conductor no tiene completa libertad para elegir el tipo de trayectoria y las invasiones a los carriles adyacentes son mayores que las del vehículo DE-610.

Cuando la orilla interna de la calzada se diseña adaptándose a la trayectoria del vehículo DE-610, es decir, con una curva compuesta de radios 36.00 m, 12.00 m y 36.00 m y desplazamientos de 0.60 m, puede acomodarse un vehículo de proyecto DE-1220 con sólo ligeras invasiones, cuando los carriles son de 3.65 m de ancho tal como se indica en la Figura 11.24-A. Las invasiones en los carriles adyacentes son de 0.60 m y de 0.45 m para las trayectorias (1) y (3), respectivamente. Un vehículo DE-1525 que



① —— —— Trayectoria cuando un vehículo que se aproxima inicia la vuelta dentro de su propio carril e invade el carril adyacente del camino tranversal

② — — — Trayectoria cuando un vehículo que se aproxima invade el carril adyacente y entra al camino transversal, dentro de su propio carril.

③ ·-·-·-·-· Trayectoria cuando un vehículo invade el carril adyacente en ambos caminos. La invasión es aproximadamente igual en cada camino.

FIGURA 11.23. DISEÑO MINIMO PARA EL VEHICULO DE PROYECTO DE-335 Y TRAYECTORIA NECESARIA PARA VEHICULOS MAYORES

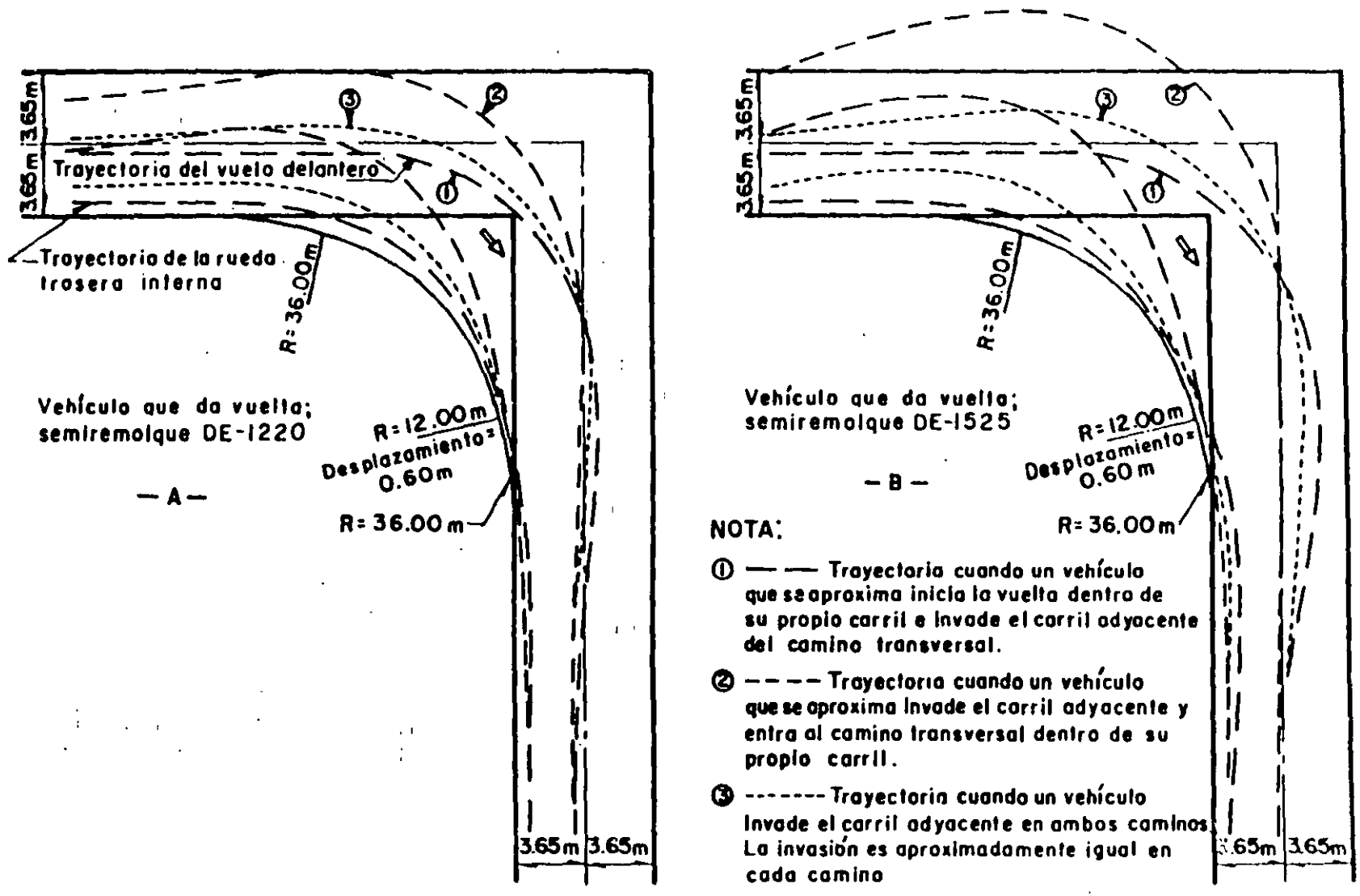


FIGURA 11.24. DISEÑO MINIMO PARA EL VEHICULO DE PROYECTO DE-610 Y TRAYECTORIA NECESARIA PARA VEHICULOS MAYORES

gira alrededor de la misma orilla interna de la calzada, invade los carriles adyacentes 2.15 m y 1.20 m en las trayectorias (1) y (3), respectivamente, como se muestra en la Figura 11.24-B. Del análisis de estas trayectorias, junto con otros datos pertinentes, el proyectista puede elegir el tipo de diseño mínimo apropiado. Los diseños mínimos pueden adoptarse en los casos en que las velocidades de los vehículos sean bajas, el valor de la propiedad alto, y los volúmenes de tránsito bajos. La selección del vehículo adecuado para el diseño mínimo, Figuras 11.20 a la 11.22, dependerá del criterio del proyectista después de que haya analizado todas las situaciones y evaluado el efecto de la operación de los vehículos más grandes.

Como resumen, a continuación se indican los casos en que pueden aplicarse los diseños mínimos:

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria DE-335 mostrados en la Figura 11.20, se aplican en las intersecciones de los caminos, en donde el mayor porcentaje de vehículos lo constituyen los automóviles; en intersecciones de caminos secundarios con caminos principales cuando el tránsito que da vuelta es reducido; y en intersecciones de dos caminos secundarios que tienen poco tránsito. Sin embargo, en la mayor parte de las veces es preferible emplear, si las condiciones lo permiten, los diseños correspondientes al vehículo DE-610, mostrados en la Figura 11.21.

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria DE-610 de la Figura 11.21, se aplican en todos los caminos rurales que estén en condiciones distintas a las descritas en el párrafo anterior. Las vueltas más importantes en caminos principales, especialmente en aquellos por los que circula un porcentaje alto de vehículos pesados, deben proyectarse de preferencia con radios más grandes y con carriles de cambio de velocidad.

Los diseños mínimos correspondientes a la trayectoria de los semirremolques de proyecto, Figura 11.22, se aplican cuando es muy frecuente el tránsito de este tipo de vehículos. Por lo general se preferirán las curvas simétricas compuestas, sobre todo cuando los vehículos más pequeños constituyen un porcentaje apreciable del tránsito total que da vuelta. Como estos diseños requieren de grandes superficies de calzada, por regla general es conveniente canalizarlos, para lo cual se requieren radios un poco más grandes.

Los diseños mínimos para vueltas, algunas veces se hacen necesarios en entronques canalizados, o donde se requiere un control con semáforos; o bien, en entronques secundarios en los que pocos vehículos dan vuelta. Las especificaciones mínimas también pueden usarse para caminos de alta velocidad con altos volúmenes de tránsito, en aquellos lugares en donde está limitado el derecho de vía; en estos casos deben proyectarse, además, carriles de cambio de velocidad.

Las guarniciones a lo largo de las orillas de la calzada en intersecciones con curvas pronunciadas, restringen la operación de los vehículos que dan vuelta. Por esta razón, cuando se colocan guarniciones es conveniente considerar una ampliación adicional y proyectar curvas más suaves que las mínimas.

C) Vueltas en ángulo oblicuo. Los radios mínimos para vueltas en intersecciones con ángulos distintos de 90° se establecieron en la misma forma que para la vuelta en ángulo recto, esto es, dibujando las trayectorias de los vehículos de proyecto en las vueltas más agudas y ajustando curvas simples o compuestas a las trayectorias de las ruedas traseras internas.

La tabla 11-B contiene los radios y desplazamientos que se recomiendan para diferentes deflexiones y para cada tipo de vehículos de proyecto. En ella se aprecia que para deflexiones menores de 90°, los radios que se requieren para seguir las trayectorias mínimas de los vehículos, son mayores que los recomendados para vueltas en ángulo recto. Para deflexiones de más de 90°, los radios requeridos son menores y se necesitan mayores desplazamientos del arco central de la curva.

Los valores que se recomiendan en la tabla 11-B son los requeridos para las vueltas más pronunciadas de los diferentes vehículos de proyecto. También pueden usarse otras combinaciones de curvas compuestas con resultados satisfactorios. Cuando se diseña una intersección con dimensiones mínimas, el proyectista puede elegir uno cualquiera de los grupos de valores mostrados en la tabla, la elección dependerá del tipo y tamaño de los vehículos que van a dar vuelta y de la amplitud o facilidad con que se quiere que lo haga. En intersecciones a 90° con carriles proyectados para el tránsito de automóviles, los camiones pueden dar vuelta invadiendo los carriles adyacentes. Para ángulos de giros menores de 90°, los camiones también pueden dar vuelta en carriles proyectados para automóviles, invadiendo menos los carriles adyacentes que en las vueltas a 90°. Para deflexiones de más de 90°, deberá modificarse el diseño mínimo para el vehículo DE-335 en tal forma que se asegure que todos los camiones que van a dar vuelta permanezcan dentro de los carriles del camino. Para deflexiones de 120° o más, pueden usarse las mismas dimensiones de las curvas compuestas que se requieren para el vehículo DE-335, es decir, 30.00 m, 6.00 m y 30.00 m; pero en este caso, el desplazamiento de la curva central debe aumentarse de 0.75 m, hasta 3.00 m como máximo para las vueltas a 180°. Cuando se dispone de espacio suficiente es preferible, por regla general, un proyecto basado en el vehículo DE-610 aun para caminos secundarios. Con el proyecto del DE-610, los vehículos DE-1220 y DE-1525, invadirán ligeramente los carriles adyacentes.

Con los radios recomendados para deflexiones mayores de 90°, pueden resultar intersecciones innecesariamente grandes, ya que habrá partes de su superficie que no se usen sino ocasionalmente, lo que puede provocar confusión entre los conductores y peligros a los peatones. Estos inconvenientes pueden atenuarse bastante, empleando curvas compuestas asimétricas o bien radios grandes con isletas canalizadoras, como se verá más adelante. En caminos principales que se cruzan con ángulos distintos de 90°, deben proyectarse, si es factible, enlaces para el tránsito que da vuelta a la derecha en los cuadrantes donde los vehículos giran 120° o más.

D) Diseños mínimos para enlaces. Cuando un entronque se proyecta para que circulen semirremolques, o para que den vuelta automóviles a una velocidad de 25 km/h o mayor, la calzada puede llegar a ser excesivamente ancha para un control adecuado del tránsito. Para evitar esto, deben proyectarse isletas canalizadoras de tal manera que formen un camino separado, es decir, un enlace que conecte dos ramas del entronque.

Lo que gobierna principalmente el proyecto de los enlaces en curvas, es el grado máximo que define el diseño mínimo de la orilla interna de la calzada y el ancho de la misma. Con radios mayores que los mínimos, se obtienen superficies que permiten colocar isletas para guiar al tránsito que sigue de frente y al que da vuelta; también sirven para colocar señales y como zonas de seguridad para peatones. La orilla interna de la calzada en las curvas de los enlaces, debe proyectarse de tal manera que permita

VEHICULO DE PROYECTO	DEFLEXION	RADIO DE LA CURVA SIMPLE	CURVAS COMPUESTAS SIMETRICAS		CURVAS COMPUESTAS ASIMETRICAS	
			R A D I O	DESPLAZAMIENTO	R A D I O	DESPLAZAMIENTO
	grados	metros	m e t r o s	metros	m e t r o s	metros
DE - 335	30	18.25	——	——	——	——
DE - 610		30 25	——	——	——	——
DE - 1220		45.75	——	——	——	——
DE - 1525		60 25	——	——	——	——
DE - 335	45	15.25	——	——	——	——
DE - 610		23.00	——	——	——	——
DE - 1220		36.75	——	——	——	——
DE - 1525		52.00	61 00 - 30 00 - 60 00	0.90	——	——
DE - 335	60	12.25	——	——	——	——
DE - 610		18.25	——	——	——	——
DE - 1220		28.00	——	——	——	——
DE - 1525		——	61.00 - 23.00 - 61.00	1.70	61.00 - 23.00 - 84.00	0.60 - 1.85
DE - 335	75	11.00	30 00 - 7.50 - 30.00	0.60	——	——
DE - 610		16 75	36.00 - 13.50 - 36 00	0.60	——	——
DE - 1220		26.00	36.00 - 13.50 - 36.00	1.55	36.00 - 13.50 - 60.00	0.60 - 2.00
DE - 1525		——	45 00 - 15.00 - 45.00	1.85	45.00 - 15.00 - 67.50	0.60 - 3.05
DE - 335	90	9 25	30.00 - 6.00 - 30.00	0.75	——	——
DE - 610		15.25	36.00 - 12.00 - 36.00	0.60	——	——
DE - 1220		——	36.00 - 12 00 - 36.00	1.50	36.00 - 12.00 - 60.00	0.60 - 1.80
DE - 1525		——	54.00 - 18.00 - 54.00	1.80	36.00 - 12.00 - 60.00	0.60 - 3.00
DE - 335	105	——	30.00 - 6.00 - 30.00	0.75	——	——
DE - 610		——	30.00 - 10.50 - 30.00	0.90	——	——
DE - 1220		——	30.00 - 10.50 - 30.00	1.55	30.00 - 10.50 - 60.00	0.60 - 2.45
DE - 1525		——	56.00 - 14.00 - 56.00	2.45	45.00 - 12.00 - 63.00	0.60 - 3.05
DE - 335	120	——	30.00 - 6.00 - 30.00	0.60	——	——
DE - 610		——	30.00 - 9.00 - 30.00	0.90	——	——
DE - 1220		——	36.00 - 9.00 - 36 00	1.85	30.00 - 9.00 - 54.00	0 60 - 2.75
DE - 1525		——	54.00 - 12.00 - 54 00	2.60	46.00 - 10.75 - 67.50	0 60 - 3.65
DE - 335	135	——	30.00 - 6.00 - 30.00	0.45	——	——
DE - 610		——	30.00 - 9.00 - 30.00	1.20	——	——
DE - 1220		——	36.00 - 9.00 - 36.00	2.00	30.00 - 7.50 - 54.00	0.60 - 2.75
DE - 1525		——	48 00 - 10.50 - 48.00	2.75	39 00 - 9.00 - 55.50	0.90 - 4.25
DE - 335	150	——	23 00 - 5.50 - 23.00	0.60	——	——
DE - 610		——	30.00 - 9.00 - 30 00	1.20	——	——
DE - 1220		——	36 00 - 9 00 - 36.00	1.85	27.00 - 7.50 - 48.00	0.90 - 3.35
DE - 1525		——	48.00 - 10.50 - 48 00	2.15	36.00 - 9.00 - 54.00	0.90 - 4.25
DE - 335	180 VUELTA EN U	——	15.00 - 4 50 - 15.00	0.15	——	——
DE - 610		——	30 00 - 9 00 - 30.00	0.45	——	——
DE - 1220		——	30.00 - 6 00 - 30 00	2.90	25.50 - 6.00 - 45.00	1.85 - 3.95
DE - 1525		——	38.50 - 7 50 - 38.50	2.90	30.00 - 7.50 - 54.00	1.85 - 3.95

TABLA 11-8. RADIOS PARA EL DISEÑO MINIMO DE INTERSECCIONES

alojar, por lo menos, la isleta mínima, además del ancho de calzada necesario. La calzada debe tener el ancho suficiente para que las trayectorias de los vehículos de proyecto pasen aproximadamente a 0.50 m de la orilla en ambos lados del enlace. Por regla general, el ancho de la calzada no debe ser menor de 4.25 m en la parte central de la curva.

La Figura 11.25 muestra el diseño mínimo de enlaces en curva para vueltas a la derecha a 90°, que cumplen con los requisitos mencionados en el párrafo anterior. Un diseño basado en la isleta mínima y en el ancho mínimo de calzada de 4.25 m, Figura 11.25-A, requiere un arco circular con radio de 18.25 m en la orilla interna de la calzada o una curva compuesta de radios 45.00 m, 15.00 m y 45.00 m con desplazamiento de 1.00 m. Este diseño permite no solamente que los automóviles den vuelta a una velocidad de 25 km/h, sino también que la trayectoria de la rueda externa del vehículo DE-610 tenga un radio de giro de aproximadamente 20.00 m y pase a 0.30 m de la orilla de la isleta y de la orilla interna de la calzada, como se muestra en la figura.

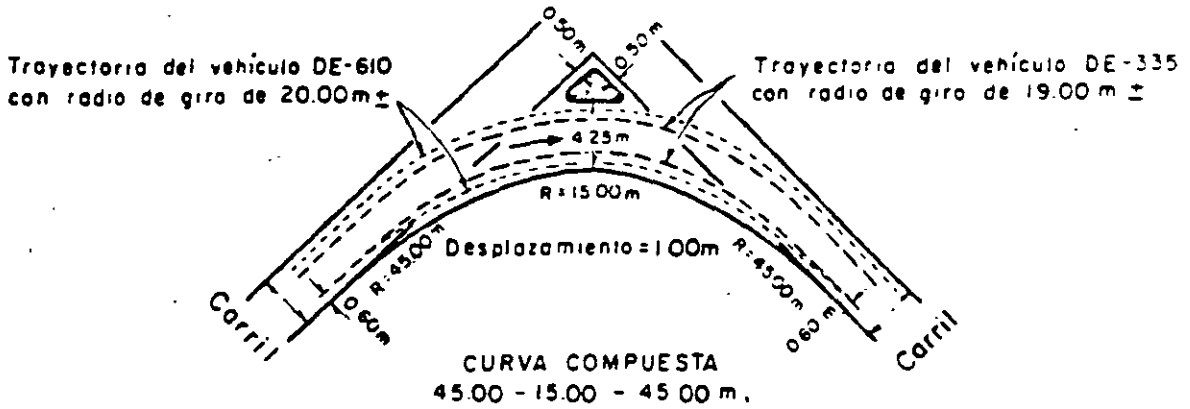
Aumentando el ancho de la calzada a 5.50 m en la parte central de la curva y usando la misma curva compuesta, pero con un desplazamiento de 1.50 m se obtiene un mejor proyecto, tal como se indica en la Figura 11.25-B. Este diseño permite al vehículo DE-610 utilizar un radio de giro de 21.00 m con espacios libres amplios y hace posible que el vehículo DE-1525 gire invadiendo ligeramente los carriles adyacentes.

Cuando el número de semirremolques que van a dar vuelta es apreciable, especialmente las unidades más grandes, debe emplearse el proyecto mostrado en la Figura 11.25-C. Este, que consiste de una curva central de 20.00 m de radio, desplazamiento de 1.75 m y curvas extremas de 60.00 m de radio, fue preparado para que el vehículo DE-1525 pueda circular por una calzada de 6.10 m, beneficiando además la operación de los vehículos más pequeños.

En todos los casos las isletas deben colocarse a 0.50 m aproximadamente de la prolongación de la orilla interna de la calzada en tangente, como se muestra en la figura. Cuando las isletas tienen las dimensiones mínimas, es conveniente proveerlas de guarniciones. En carreteras, las guarniciones deben ser achaflanadas para hacerlas menos peligrosas al tránsito que sigue de frente y para permitir mayor libertad en la operación de vehículos grandes.

Para cada uno de los diseños mínimos mostrados en la Figura 11.25 se recomienda una curva compuesta, simétrica; sin embargo, también pueden usarse curvas compuestas asimétricas, especialmente en los proyectos elaborados para que den vuelta vehículos pesados. Aunque en la figura se indica en cada caso una curva simple equivalente de radio dado, su empleo en los dos últimos diseños pueden ocasionar que el vehículo de proyecto invada la isleta.

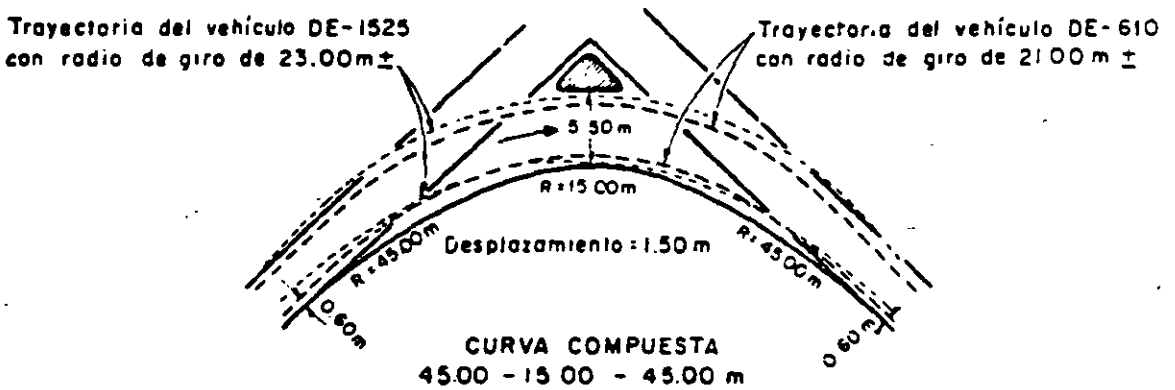
E) Enlaces con vueltas en ángulo oblicuo. En la tabla 11-C se muestran las dimensiones mínimas para el diseño de enlaces con vueltas en ángulos de 75° a 150°, dimensiones determinadas en forma semejante a las de las vueltas en ángulo recto. Para cada uno de los tipos de proyecto descritos en la parte inferior de la tabla, se indican los radios y desplazamientos de la curva de la orilla interna de la calzada, su ancho y el área aproximada de la isleta. Para un entronque particular, el proyectista debe escoger entre los tres tipos de proyecto de acuerdo con el tamaño de los vehículos, el volumen previsto del tránsito y las restricciones físicas del lugar. Las



CURVA COMPUESTA
45.00 - 15.00 - 45.00 m.

RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 18.25m

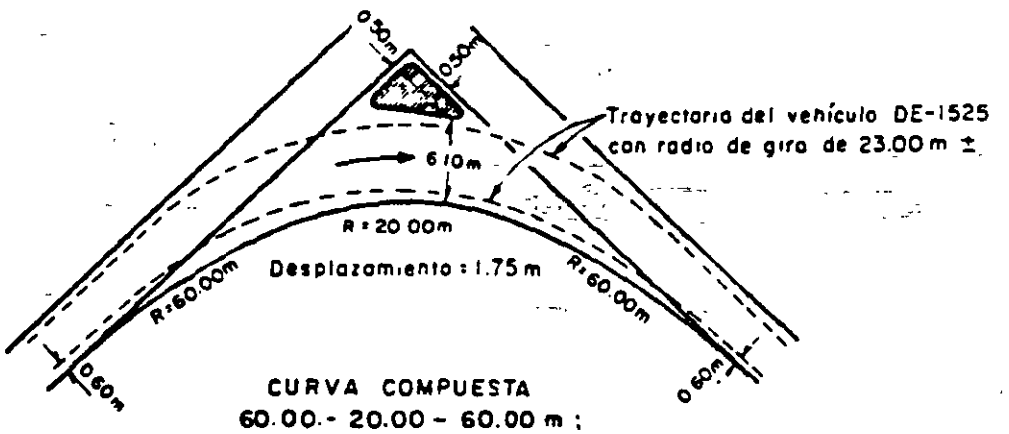
—A—



CURVA COMPUESTA
45.00 - 15.00 - 45.00 m

RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 21.25m

—B—



CURVA COMPUESTA
60.00 - 20.00 - 60.00 m ;

RADIO DE LA CURVA CIRCULAR SIMPLE EQUIVALENTE = 30.50 m

—C—

FIGURA 11.25. DISEÑO MINIMO DE ENLACES EN CURVA PARA VUELTAS A LA DERECHA A 90°

DEFLEXION	* TIPO DE PROYECTO	CURVAS COMPUESTAS		ANCHO DE LA CALZADA	TAMAÑO APROXIMADO DE LA ISLETA
		RADIOS	DESPLAZAMIENTO		
Grados		(metros)	(metros)	(metros)	(metros cuadrados)
75	A	46.00 - 23.00 - 46.00	1.05	4.25	5.50
	B	46.00 - 23.00 - 46.00	1.50	5.50	4.60
	C	45.00 - 27.50 - 45.00	1.05	6.10	4.60
90 +	A	45.00 - 15.00 - 45.00	1.00	4.25	4.60
	B	45.00 - 15.00 - 45.00	1.50	5.50	7.40
	C	54.00 - 19.50 - 54.00	1.75	6.10	11.60
105	A	36.00 - 12.00 - 36.00	0.60	4.55	6.50
	B	30.00 - 10.50 - 30.00	1.50	6.70	4.60
	C	56.00 - 14.00 - 56.00	2.45	9.15	5.60
120	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	11.10
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.50	7.30	8.40
	C	54.00 - 12.00 - 54.00	2.60	10.35	20.40
135	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	42.70
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.50	7.90	34.40
	C	48.00 - 10.50 - 48.00	2.75	10.65	60.00
150	A	30.00 - 9.00 - 30.00	0.75	4.90	130.00
	B	30.00 - 9.00 - 30.00	1.85	9.15	110.00
	C	48.00 10.50 48.00	2.15	11.60	160.00

\+ Se ilustra en la figura

* A.- Principalmente vehículos ligeros; permitiendo ocasionalmente diseños para el vehículo DE-610 con espacios restringidos para dar vuelta.

B.- Provisto adecuadamente para el vehículo DE-610; ocasionalmente permite al DE-1525 girar invadiendo ligeramente los carriles de tránsito adyacentes.

C.- Provisto exclusivamente para el vehículo DE-1525

NOTA: Pueden usarse curvas compuestas, asimétricas y transiciones rectas con una curva circular simple, sin alterar significativamente el ancho de la calzada o el tamaño de la isleta.

TABLA 11-C. RADIOS PARA EL DISEÑO MINIMO DE ENLACES

vueltas con ángulos pequeños requieren radios relativamente grandes y no están considerados en este grupo. En estos casos se necesita elaborar un proyecto especial que se ajuste a las condiciones del sitio y del tránsito. Para deflexiones entre 75° y 120°, las dimensiones mínimas están limitadas por las de la isleta. Para deflexiones de 120° o mayores, las dimensiones mínimas generalmente están limitadas por las trayectorias más pronunciadas de los vehículos seleccionados y por las curvas de la orilla interna de la calzada que se ajustan a estas trayectorias, siendo las dimensiones resultantes de la isleta, mayores que la mínima.

11.4.2 Aberturas en la faja separadora central

En los caminos con faja separadora central, se proporcionan aberturas para permitir a los vehículos que transitan por el camino efectuar vueltas izquierdas, o el cruce a los vehículos que transitan por caminos transversales.

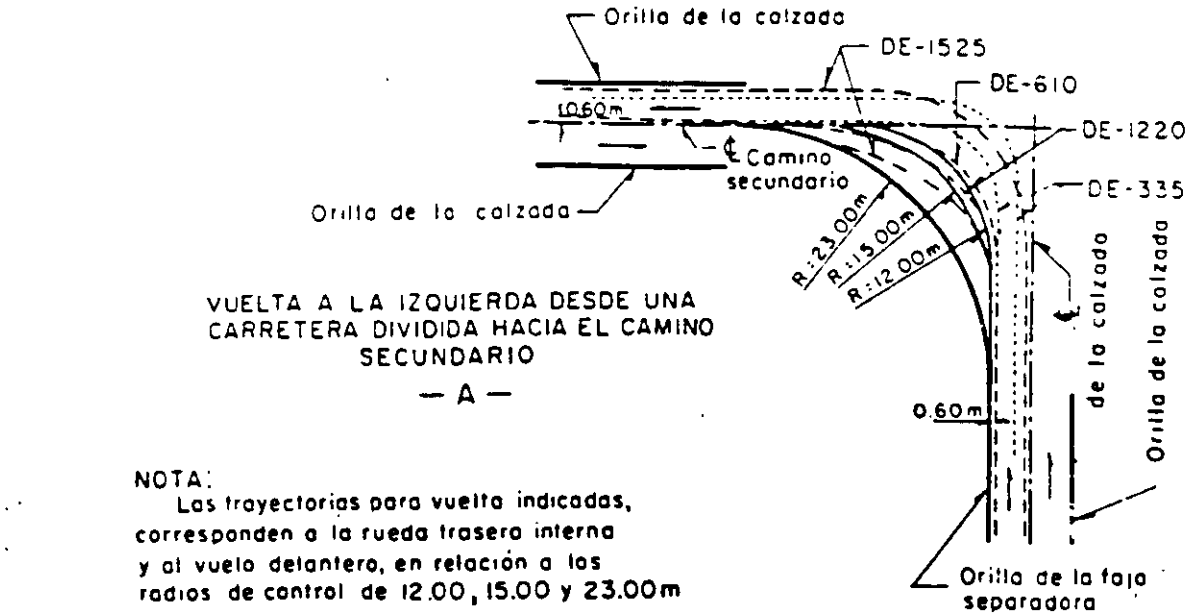
Cuando el tránsito en un camino alcanza altas velocidades y gran volumen, se justifica un proyecto en el que la abertura tenga la forma y dimensiones adecuadas, para que los movimientos de vuelta se efectúen con poca o ninguna interferencia para el tránsito que sigue de frente.

El proyecto de las aberturas, de los anchos y remates de la faja separadora central debe hacerse con base en el tipo de los vehículos que dan vuelta, eligiéndose un vehículo de proyecto para establecer el patrón de los movimientos de vuelta y de cruce, comprobando si vehículos mayores pueden también efectuar la maniobra con ciertas restricciones.

A) Dimensiones para los diseños mínimos de vuelta izquierda. En el proyecto de las vueltas izquierdas se ha optado por la utilización de curvas circulares simples, tangentes a los ejes de los caminos que se intersectan o a la orilla de la faja separadora central en caso de que ésta exista; los radios que definen estas curvas para cada vehículo de proyecto se llaman radios de control y consideran que la trayectoria de la rueda trasera interna del vehículo dando vuelta se encuentra al principio y al final de la curva, a 0.60 m de los ejes centrales u orillas de la faja separadora en su caso.

En la Figura 11.26 se muestran las trayectorias mínimas de vuelta a la izquierda con deflexión de 90°, recorridas por los vehículos de proyecto y los radios de control para cada uno de estos vehículos. La Figura 11.26-A muestra las trayectorias de los vehículos que dan vuelta a la izquierda desde una carretera dividida hacia un camino secundario y la Figura 11.26-B las de los vehículos que dan vuelta a la izquierda desde un camino secundario para entrar en una carretera dividida.

Las trayectorias a las que mejor se ajustan los vehículos que dan vuelta, son las definidas por curvas de transición. Para vueltas pronunciadas el proyecto de la orilla que mejor se adapta a estas trayectorias, es el de una curva compuesta como las que se han indicado para las vueltas a la derecha. Estas mismas curvas se aplican para vueltas a la izquierda y deberán usarse donde exista un límite físico de la calzada, como en el caso de entronques canalizados o a desnivel. Para los entronques a nivel en las carreteras divididas, no es indispensable la precisión de las curvas compuestas y se ha comprobado la conveniencia de usar curvas simples para delinear al remate de la faja separadora en las vueltas izquierdas. Obviamente, mientras mayor sea el radio de curva, más fácilmente efectuará la maniobra el vehículo de proyecto, pero se requerirá una longitud mayor



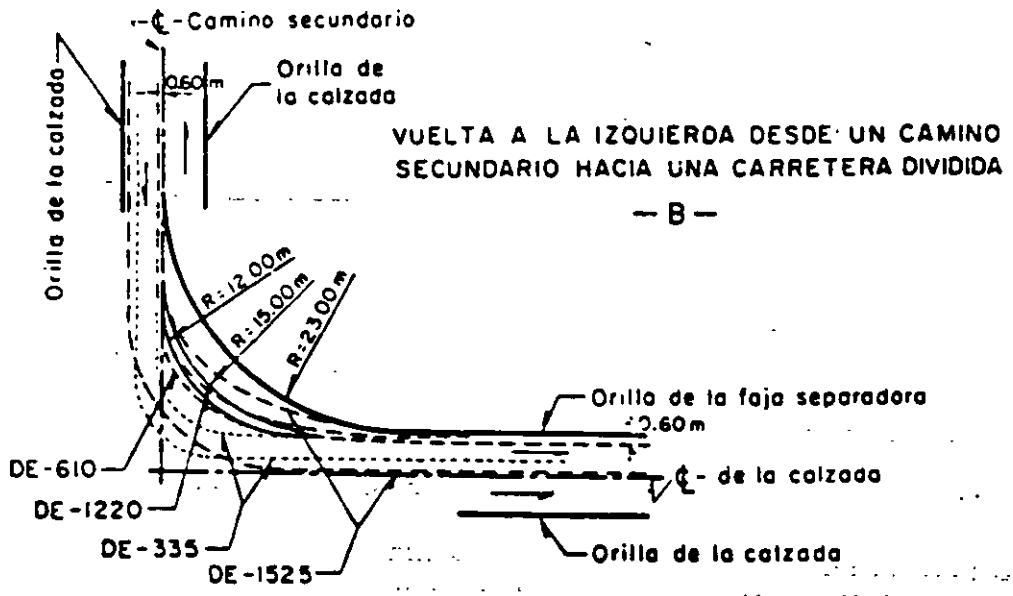


FIGURA 11.26. RADIOS DE CONTROL EN INTERSECCIONES CON VUELTAS A LA IZQUIERDA A 90°

de la abertura de la faja separadora central y mayor área de calzada que para el radio mínimo; esta amplitud puede dar por resultado maniobras erráticas de los vehículos pequeños.

Considerando los radios para vueltas mínimas a la derecha y la necesidad de que circule más de un tipo de vehículos en los entronques comunes, pueden usarse los siguientes radios de control, para un diseño mínimo eficiente.

R = 12.00 m conveniente para vehículos DE-335 y ocasionalmente para DE-610

R = 15.00 m adecuado para vehículos DE-610 y ocasionalmente para DE-1220

R = 23.00 m para vehículos DE-1220 y ocasionalmente para DE-1525.

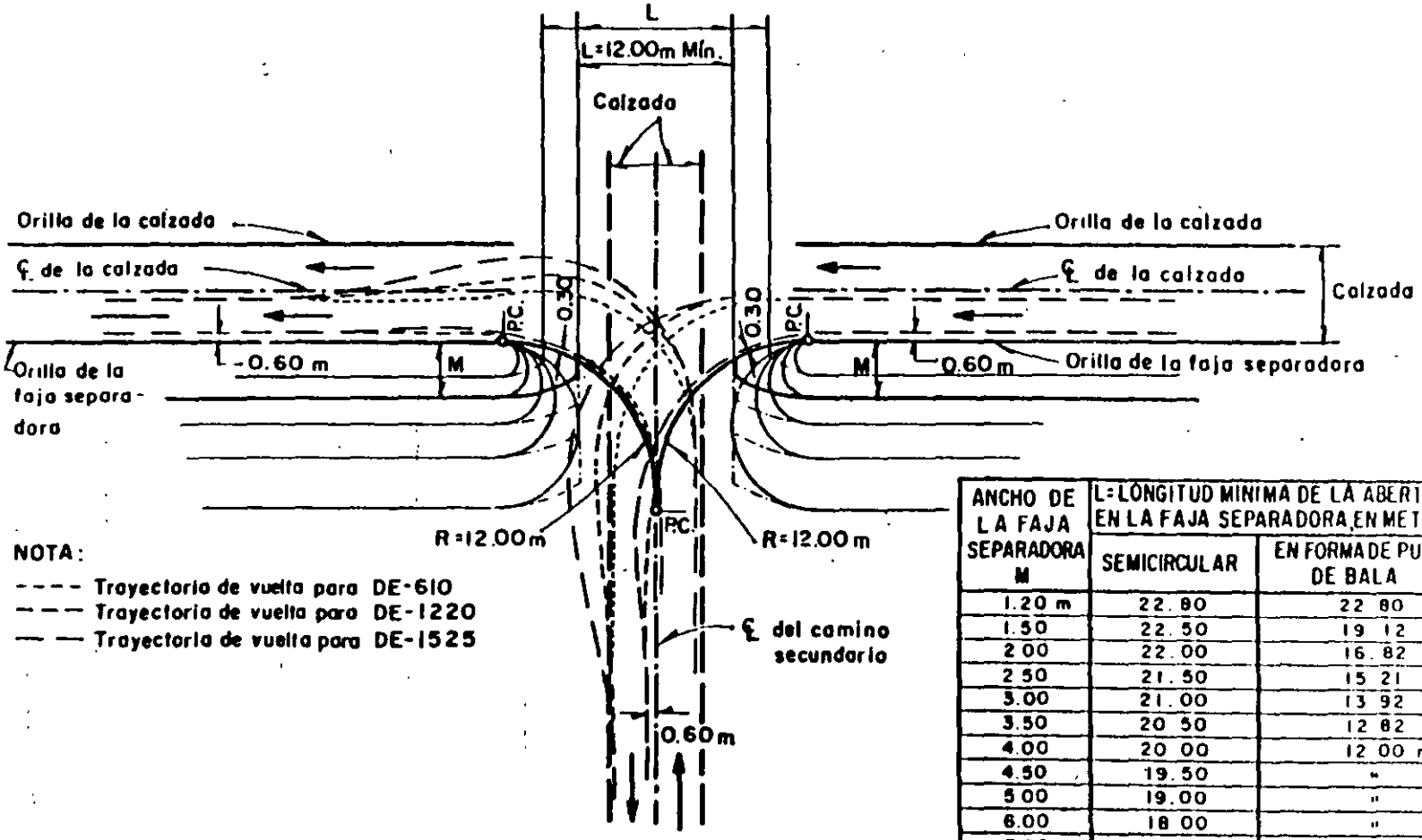
En las Figuras 11.27 a 11.29, se verifican los radios de control, con el empleo de vehículos mayores que efectúan movimientos ocasionales, distintos de aquellos para los que fue diseñada la vuelta izquierda. Para cada radio se proporciona una tabla de la que se obtiene, a partir del ancho de la faja separadora central, la longitud mínima de la abertura.

B) Forma del remate de la faja separadora central. El semicírculo como forma del remate de la faja separadora central en las aberturas, es conveniente sólo para fajas angostas, para anchos superiores a 2.50 m se han encontrado desventajas al empleo de esta forma, cambiándose entonces por un remate en forma de punta de bala, redondeado o truncado tal como se muestra en las Figuras 11.27 a 11.29, para los radios de control de 12.00 m, 15.00 m y 23.00 m. El diseño con forma de punta de bala está considerado por dos arcos circulares trazados con el radio de control y un arco de radio de aproximadamente 0.60 m para redondear la punta, siendo este valor únicamente para diseños con dimensiones mínimas.

El proyecto en forma de punta de bala se ajusta a la trayectoria de la rueda interna trasera y requiere en comparación con el remate semicircular, una menor área de calzada para la intersección y una menor longitud de la abertura. Con estas variaciones operacionales, el conductor que voltea hacia la izquierda, cuenta con una buena guía para su maniobra, puesto que tiene la mayor parte de su proyecto canalizado.

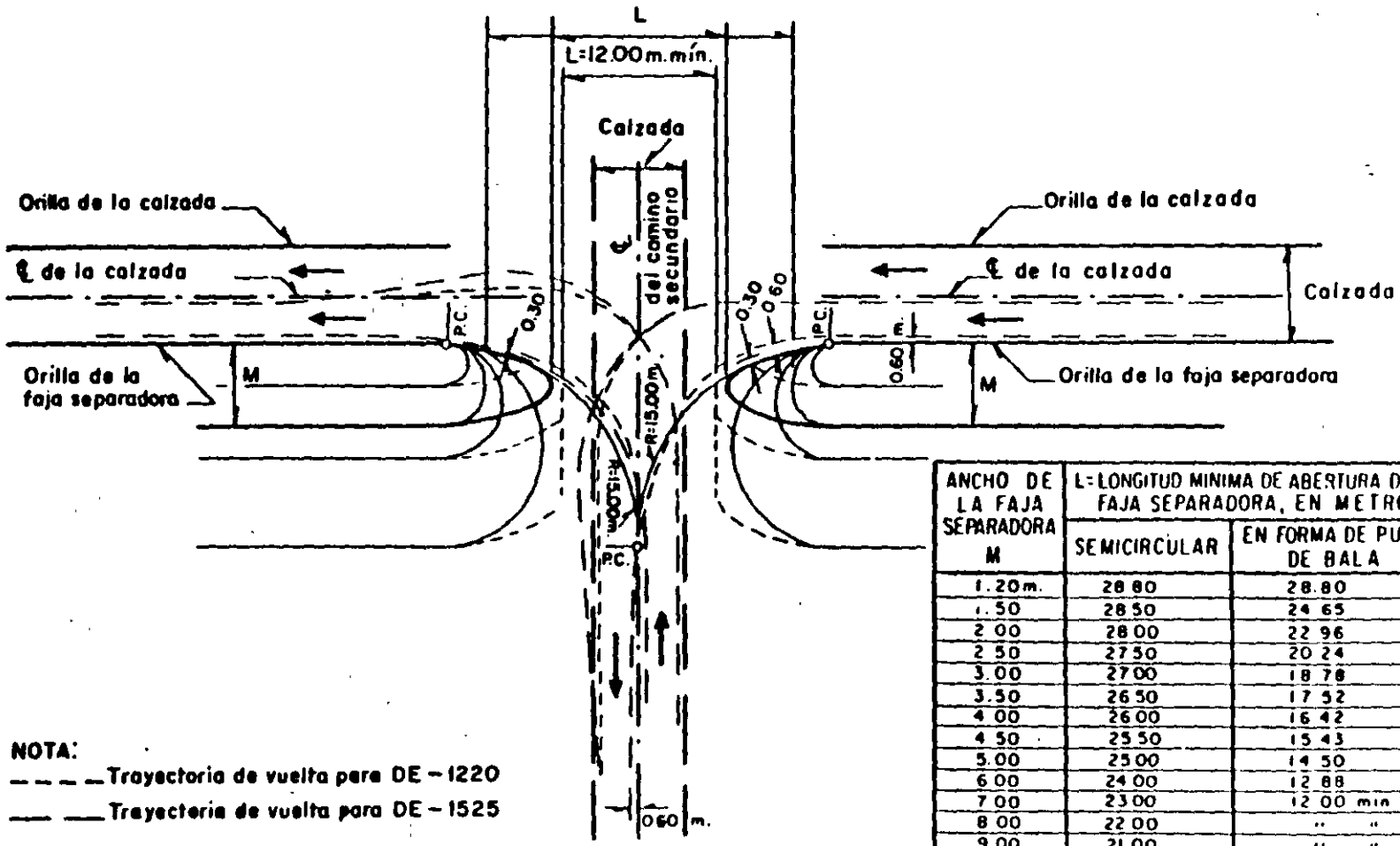
En fajas separadoras centrales con ancho de 1.20 m prácticamente no existe diferencia operacional para las formas de los remates. Cuando el ancho es de 2.50 m o más, la forma de punta de bala es preferible a la semicircular. En anchos mayores, la forma de punta de bala requiere una longitud menor de la abertura que la semicircular, hasta llegar a una anchura de 4.00 m en la que para el radio de control de 12.00 m empieza a prevalecer la longitud mínima de la abertura. A partir de este ancho, el remate adopta la forma de punta de bala truncada, con el extremo plano paralelo al camino secundario, independientemente del ancho de la faja en cuestión. Esta forma será siempre superior a la semicircular porque canaliza mejor el tránsito.

Las formas de punta de bala se proyectan con el fin de encauzar a los vehículos que voltean, desde o hacia el eje del camino secundario; en tanto que los remates semicirculares, ocasionan que los vehículos que realizar el movimiento izquierdo de salida, puedan invadir el carril de sentido contrario del camino secundario.



ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA M	L=LONGITUD MINIMA DE LA ABERTURA EN LA FAJA SEPARADORA, EN METROS	
	SEMICIRCULAR	EN FORMA DE PUNTA DE BALA
1.20 m	22.80	22 80
1.50	22.50	19 12
2.00	22.00	16.82
2.50	21.50	15 21
3.00	21.00	13 92
3.50	20 50	12 82
4.00	20 00	12 00 min
4.50	19.50	" "
5 00	19.00	" "
6.00	18 00	" "
7.00	17.00	" "
8.00	16.00	" "
9 00	15 00	" "
10.00	14 00	" "
11 00	13 00	" "
12 00	12 00	" "
>12 00	12 00	" "

FIGURA 11.27. DISEÑO DE LA ABERTURA MINIMA EN LA FAJA SEPARADORA PARA VEHICULO DE PROYECTO DE-335 CON RADIO DE CONTROL DE 12.00 M



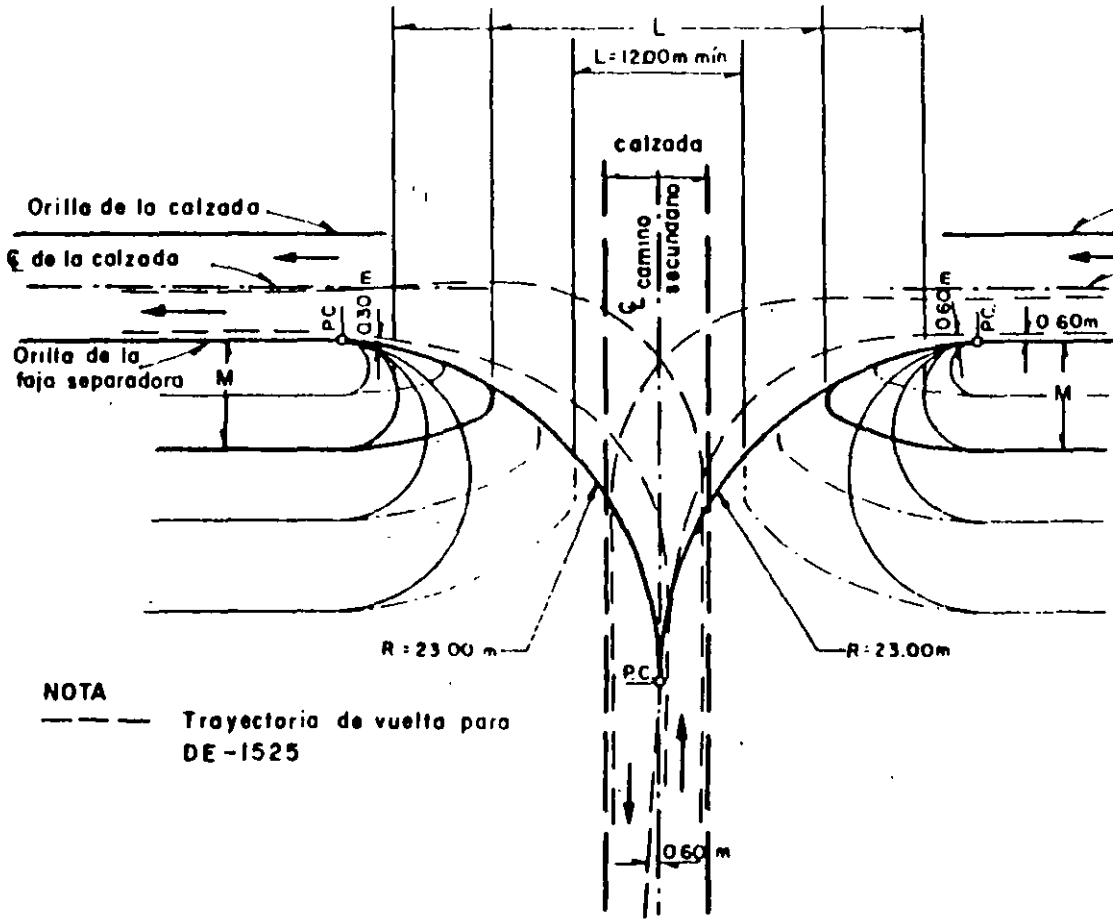
NOTA:

— — — — Trayectoria de vuelta para DE – 1220

——— ——— Trayectoria de vuelta para DE – 1525

ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA M	L= LONGITUD MINIMA DE ABERTURA DE LA FAJA SEPARADORA, EN METROS	
	SEMICIRCULAR	EN FORMA DE PUNTA DE BALA
1.20m.	28 80	28.80
1.50	28 50	24 65
2 00	28 00	22 96
2 50	27 50	20 24
3.00	27 00	18 78
3.50	26 50	17 52
4 00	26 00	16 42
4 50	25 50	15 43
5.00	25 00	14 50
6 00	24 00	12 88
7 00	23 00	12 00 min
8 00	22 00	" "
9 00	21 00	" "
10 00	20 00	" "
11 00	19 00	" "
12 00	18 00	" "
13 00	17 00	" "
14 00	16 00	" "
15 00	15 00	" "
16 00	14 00	" "
17.00	13 00	" "
18 00	12 00 min.	" "

FIGURA 11.28. DISEÑO DE LA ABERTURA MINIMA EN LA FAJA SEPARADORA PARA VEHICULO DE PROYECTO DE-610 CON RADIO DE CONTROL DE 15.00 M



ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA M	L: LONGITUD MINIMA DE ABERTURA DE LA FAJA SEPARADORA, EN METROS	
	SEMICIRCULAR	EN FORMA DE PUNTA DE BALA
1.20 m	44.80 m	44.80
1.50 m	44.50	39.62
2.00 m	44.00	36.37
2.50 m	43.50	34.09
3.00 m	43.00	32.24
3.50 m	42.50	30.63
4.00 m	42.00	29.21
4.50 m	41.50	27.92
5.00 m	41.00	26.75
6.00 m	40.00	24.62
7.00 m	39.00	22.75
8.00 m	38.00	21.07
9.00 m	37.00	19.54
10.00 m	36.00	18.13
11.00 m	35.00	16.84
12.00 m	34.00	15.63
13.00 m	33.00	14.50
14.00 m	32.00	13.45
15.00 m	31.00	12.38
16.00 m	30.00	12.00 mín
17.00 m	29.00	" "
18.00 m	28.00	" "
19.00 m	27.00	" "
20.00 m	26.00	" "
25.00 m	21.00	" "
30.00 m	16.00	" "
34.00 m	12.00 mín	" "
35.00 m	12.00 mín	" "

FIGURA 11.29. DISEÑO DE LA ABERTURA MINIMA EN LA FAJA SEPARADORA PARA VEHICULO DE PROYECTO DE-1220 CON RADIO DE CONTROL DE 23.00 M

C) Longitud mínima de la abertura. En las intersecciones de tres o cuatro ramas en una carretera dividida, la longitud de la abertura en la faja separadora central debe cuando menos ser igual a la mayor de las siguientes dimensiones: anchura de la corona del camino secundario a la anchura de la calzada de dicho camino más 2.50 m o 12.00 m. Cuando el camino secundario tenga también faja separadora, la longitud de la abertura en el camino principal será como mínimo, igual a la anchura de la corona del camino secundario y en ningún caso menor que la suma de las anchuras de las calzadas más la anchura de la faja, más 2.50 m, todo referido al camino secundario.

La longitud mínima de 12.00 m no se aplica a las aberturas para vueltas en "U", las que se analizarán posteriormente.

D) Diseño basado en el radio de control para los vehículos de proyecto. La Figura 11.27 muestra el diseño de abertura mínima, basado en el radio de control de 12.00 m para vuelta izquierda con deflexión de 90°. El arco definido por el radio de control es tangente tanto a la orilla superior de la faja separadora central, como al eje del camino secundario. La longitud de la abertura varía según el ancho de la faja separadora, como se muestra en la tabla de la figura.

El radio de 12.00 m permite a los vehículos DE-335 realizar vueltas algo mayores que la mínima, cuya verdadera trayectoria no se muestra, pero puede verse en la Figura 11.26. En la Figura 11.27 se indican las trayectorias de los vehículos DE-610, DE-1220 y DE-1525 al realizar la vuelta izquierda, tanto de salida como de entrada a la carretera dividida, mostrando que aun estos grandes vehículos pueden dar vuelta en una intersección proyectada para automóviles. Sólo se muestran las trayectorias de la rueda trasera interna y la del vuelo delantero. Se hallan representadas partiendo en posición paralela a la orilla de la faja separadora central o al eje del camino secundario al inicio de la vuelta, indicando una curva amplia seguida de otra inversa, al término de la vuelta. Los conductores de vehículos grandes que realicen vueltas izquierdas cerradas, podrán girar a la derecha antes de dar vuelta a la izquierda. Se ilustra la trayectoria del movimiento paralelo al inicio de la vuelta, porque representa la máxima invasión.

1. Diseño para vehículos DE-335. En el diseño que se ilustra en la Figura 11.27, la trayectoria del vehículo DE-1220 al dar vuelta desde el camino dividido, se sale aproximadamente 0.90 m de la orilla de la calzada del camino secundario de dos carriles de 3.65 m cada uno. La trayectoria del vehículo DE-1525 se desplaza cerca de 3.40 m. Esta invasión puede afectar a la vuelta derecha, localizada diagonalmente opuesta a la iniciación del movimiento de vuelta izquierda. En caminos secundarios anchos, estos desplazamientos tienen lugar dentro de la abertura de la faja separadora y la invasión no se extiende más allá del área correspondiente a la vuelta derecha.

En los caminos secundarios de dos carriles, los desplazamientos invaden el remate de la faja separadora cuando ésta es ancha y tiene la longitud de la abertura mínima. La mayoría de los conductores pueden pasar a través de estas aberturas, sin salirse del área pavimentada, comenzando la vuelta un metro o más hacia la derecha sobre la carretera dividida. Este procedimiento, aunque se lleva a cabo con gran frecuencia, es peligroso y debe evitarse siempre que sea posible, usando dimensiones mayores.

Para las vueltas hacia la carretera dividida, las trayectorias muestran diversas invasiones al carril exterior. El vehículo DE-610 invade 0.30 m, el DE-1220 invade 1.50 m y el DE-1525 cerca de 3.10 m del carril exterior de la carretera dividida.

Esto puede aminorarse si el conductor desvía su vehículo hacia la derecha, antes de iniciar la vuelta izquierda cuando dispone del espacio suficiente para ello. Este espacio depende del ancho de la faja, de la longitud de la abertura y de las posibles isletas para canalizar las vueltas a la derecha.

2. Diseño para vehículos DE-610. En la Figura 11.28 se muestra el diseño de abertura mínima para una vuelta izquierda con deflexión de 90°, basado en el radio de control de 15.00 m. El principio fundamental de su desarrollo, o sean los remates de la faja separadora y las trayectorias, son semejantes a los de la figura anterior.

Como se indica en la Figura 11.26, un radio de 15.00 m resulta adecuado para los vehículos DE-610. En la Figura 11.28 se muestran las trayectorias seguidas por los vehículos DE-1220, DE-1525, al efectuar la vuelta izquierda tanto de salida como de entrada, a la carretera dividida, mostrando la forma en que estos vehículos dan la vuelta en un diseño para vehículos DE-610. El vehículo DE-1220 cuando gira directamente a la izquierda hacia la carretera dividida, suele invadir el carril adyacente cerca de 0.90 m, pero esto puede reducirse o evitarse girando hacia la derecha sobre el camino secundario, al iniciar la vuelta. El DE-1525 se desplaza aproximadamente 1.20 m fuera del camino secundario de dos carriles de 3.65 m cada uno al dar vuelta desde la carretera dividida, desplazamiento que puede igualmente reducirse efectuando un amplio giro al principio de la vuelta. Al girar hacia la carretera dividida, invadirá aproximadamente 2.00 m del carril adyacente, lo que también podrá reducirse, pero no eliminarse, realizando un amplio giro al inicio de la vuelta, para ello será necesario que la longitud de la abertura sea mayor de 12.00 m.

3. Diseño para vehículos DE-1220 y DE-1525. La Figura 11.29 muestra el diseño para la abertura mínima en la faja separadora central, para curva izquierda con deflexión de 90° basado en el radio de control de 23.00 m que según se indica en la Figura 12.26, es el apropiado para los vehículos DE-1220. La trayectoria mínima del vehículo DE-1525 que aparece en la Figura 11.29, muestra cómo se comporta este vehículo al dar la vuelta.

En la vuelta a la izquierda, desde el camino secundario los vehículos DE-1525 invadirán el carril adyacente de la carretera dividida, aproximadamente en 0.60 m, pudiéndose evitar esta invasión girando a la derecha al iniciar la vuelta.

4. Efecto del esviajamiento. En un cruce esviajado, es necesario usar el radio de control para localizar el punto de tangencia con la orilla de la faja separadora, punto (1) de la Figura 11.30, cuyo arco equivale a la trayectoria mínima para vehículos dando vuelta con deflexión distinta de 90°.

Existen varias alternativas de proyecto para el remate de la faja separadora cuya elección depende del ángulo de esviajamiento, del ancho de la faja y del radio de control.

Los remates semicirculares de la faja separadora central, marcados con A en la figura, conducen a aberturas muy amplias y a escasa canalización.

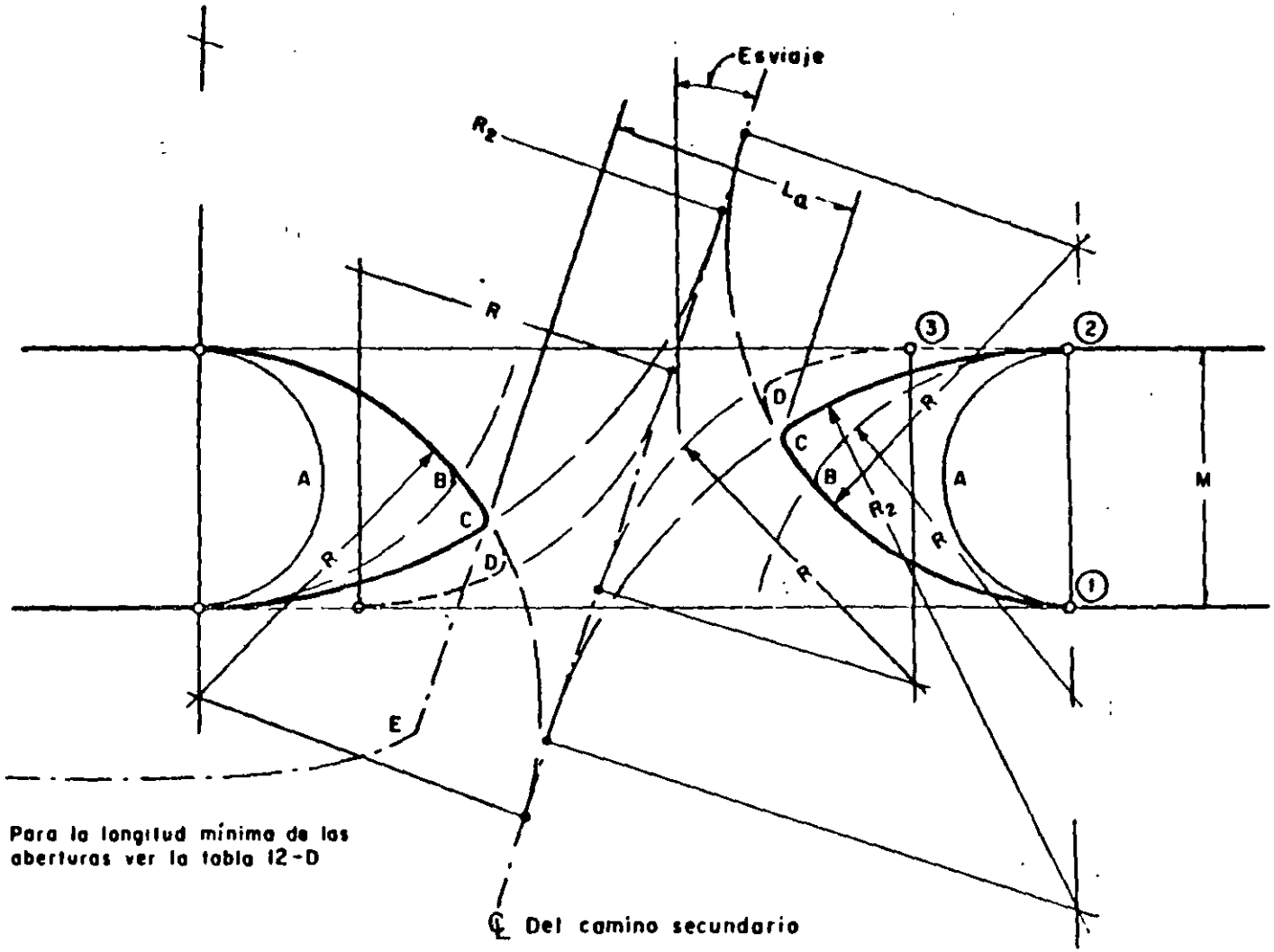


FIGURA 11.30. EFECTOS DEL ESVIAJE EN EL DISEÑO MINIMO DE ABERTURAS EN FAJAS SEPARADORAS CENTRALES

El proyecto simétrico del remate en forma de punta de bala B, cuyos lados circulares se hallan determinados por los radios de control, tangentes en los puntos (1) y (2), tiene asimismo menos canalización para los vehículos que dan vuelta con deflexión menor de 90°, partiendo de la carretera dividida.

El remate asimétrico en forma de punta de bala C, con radios R y R_2, proporciona un control más efectivo, en menor área de calzada que los anteriores. Tanto la orilla de la faja separadora, punto (2), como el eje del camino secundario, son tangentes a la curva descrita por el radio R_2, el cual es mayor que el R. En este diseño el remate se halla desplazado del eje de la faja, pero está correctamente ubicado respecto de ambas trayectorias de vuelta izquierda.

Puede también diseñarse un extremo asimétrico en punta de bala D, usando el radio de control R para ambas vueltas, con los puntos de tangencia sobre las orillas de la faja separadora, punto (1) y (3). Debido a su forma asimétrica este remate no se considera aconsejable. Además la longitud de abertura que proporciona es generalmente insuficiente.

Tratándose de fajas separadoras anchas con fuerte esviajamiento, en los diseños B, C y D, deberá proyectarse el remate en forma de punta de bala truncada, paralelamente al camino secundario, con el fin de lograr la longitud de abertura conveniente L_a, tal como se muestra en la parte inferior izquierda *C-E*, de la Figura 11.30.

La tabla 11-D muestra los valores de la longitud de la abertura en la faja separadora central, medida perpendicularmente al camino transversal para los diseños del remate en forma semicircular, punta de bala simétrica y asimétrica, los valores del radio R_2 para el diseño C, cuando el radio de control R es igual a 15.00 m, para determinados ángulos de esviajamiento y diferentes anchuras de faja separadora.

En la Figura 11.31 se muestran las fórmulas para calcular la longitud de la abertura para cualquier ángulo de esviaje.

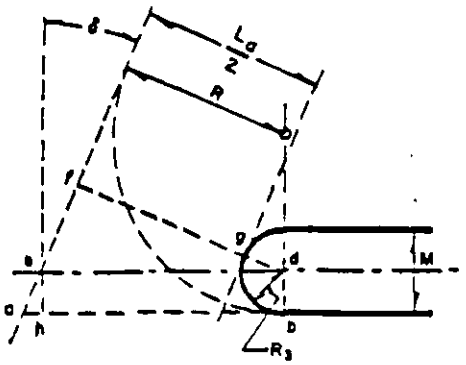
En general, es preferible el remate asimétrico en forma de punta de bala C. Donde el remate B no resulte notablemente diferente, debe preferirse por los aspectos prácticos de simetría que presenta.

E) Diseños mayores que el mínimo para vuelta a la izquierda. Cuando en una intersección el volumen de tránsito y la velocidad son altos, teniendo además movimientos de vuelta izquierda importantes, deben evitarse las interferencias, diseñando aberturas en la faja separadora de dimensiones tales, que permitan a los vehículos dar vuelta sin invadir los carriles adyacentes y con el espacio necesario para lograr la protección del vehículo mientras da la vuelta, o se detiene. Para este caso puede utilizarse el patrón general para el diseño mínimo, aumentando sus dimensiones. Dependiendo del ancho de la faja separadora central, del ancho del camino secundario y del tamaño del vehículo de proyecto que deba utilizarse, se pueden considerar una variedad de dimensiones en las aberturas; aquí se presenta el caso más general:

Remate en forma de punta de bala. En los diseños mayores que el mínimo, la modificación más importante es el aumento en el radio de control. Cuando se diseña para semirremolques que realizan una vuelta de 90° a baja velocidad, se puede evitar la invasión que se tiene para radios de 23.00 m empleando un radio de 26.00 m para vehículos DE-1220 y de 29.00 m para los DE-1525. Los diseños con radios iguales o mayores

ANGULO DE ESVIAJE, EN GRADOS	ANCHO DE LA FAJA SEPARADORA CENTRAL, EN METROS	LONGITUD DE LA ABERTURA DE LA FAJA SEPARADORA CENTRAL, MEDIDA PERPENDICULARMENTE AL CAMINO TRANSVERSAL, EN METROS			R_2 PARA EL DISEÑO C, EN METROS
		SEMICIRCULAR A	REMATE EN FORMA DE PUNTA DE BALA		
			SIMETRICA B	ASIMETRICA C	
0°	1.20	28.80	28.80	28.80	15.00
	2.50	27.50	20 24	20 24	15.00
	5.00	25.00	14.50	14.50	15.00
	10.00	20.00	12 min	12 min	15.00
	15.00	15.00	12 min	12 min	15.00
	20.00	10.00	12 min	12 min	15.00
10°	1.20	33.80	33.80	33.80	21.05
	2.50	32.27	25.15	22.25	20.78
	5.00	29.34	19.06	17.86	20.25
	10.00	23.47	12 min	12 min	19.20
	15.00	17.60	12 min	12 min	18.15
	20.00	11.74	12 min	12 min	17.10
20°	1.20	38.65	38.65	38.65	29.97
	2.50	36.91	30.17	28.59	29.29
	5.00	33.55	23.91	21.53	28.00
	10.00	26.84	16.17	12.75	25.00
	15.00	20.13	12 min	12 min	22.80
	20.00	13.42	12 min	12 min	20.20
30°	1.20	43.16	43.16	43.16	43 80
	2 50	41.18	35.14	33.21	42.50
	5.00	37.35	28.92	25.46	40.00
	10.00	29.70	20.85	15.64	35.00
	15.00	22.05	15.01	12 min	30.00
	20.00	14.40	12 min	12 min	25.00
40°	1.20	47.31	47.31	47.31	66.82
	2.50	45 18	39.92	36.93	64.48
	5.00	41.07	33.91	29.59	59.99
	10.00	32.86	25.78	18.89	50.99
	15.00	24.64	19 61	12 min	41.99
	20.00	16.43	14.54	12 min	32.99

TABLA 11-D. EFECTO DEL ESVIAJAMIENTO EN EL DISEÑO MINIMO PARA ABERTURAS EN LA FAJA SEPARADORA, CUANDO EL RADIO DE CONTROL ES IGUAL A 15.00 M



A.- Remate en forma semicircular

$$\frac{L_a}{2} = \overline{fg} = \overline{df} - \overline{dg} = \overline{df} - \frac{M}{2}$$

$$\overline{df} = \overline{de}\cos\delta;\ \overline{dc} = \overline{ab} - \overline{ah};\ \overline{ab} = R\ tg\left(\frac{90°+\delta}{2}\right)$$

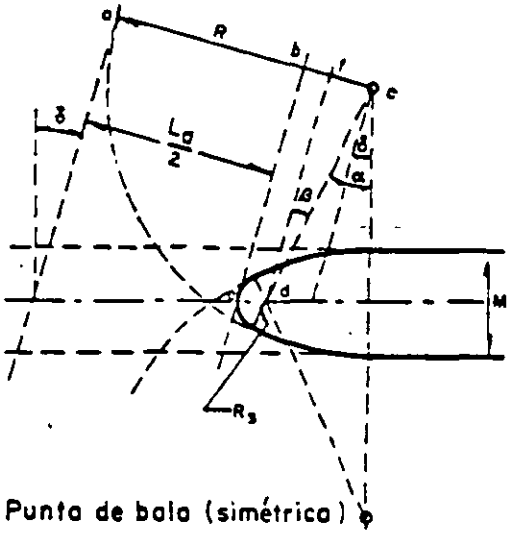
$$\overline{ah} = \overline{eh}\ tg\ \delta;\ \overline{de} = R\ tg\left(\frac{90°+\delta}{2}\right) - \overline{eh}\ tg\ \delta$$

$$\overline{df} = R\cos\delta\ tg\left(\frac{90°+\delta}{2}\right) - \overline{eh}\ \text{sen}\ \delta$$

$$\therefore \boxed{L_a = 2R\cos\delta\ tg\left(\frac{90°+\delta}{2}\right) - M\ (1+\text{sen}\ \delta)}$$

Si $\delta = 0°$

$$\therefore \boxed{L_a = 2R - M}$$



B.- Punta de bala (simétrica)

$$\frac{L_a}{2} = R - \overline{bc}$$

$$\overline{bc} = \overline{bf} + \overline{fc}$$

$$\overline{bf} = R_3 = 0.60\,m$$

$$\alpha = \text{áng cos}\ \frac{R - \frac{M}{2}}{R - R_3}$$

$$\beta = \alpha - \delta$$

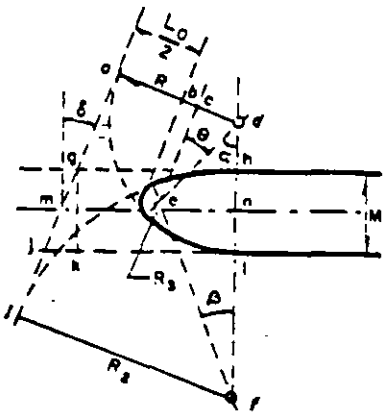
$$\therefore \overline{fc} = (R - R_3)\ \text{sen}\ \beta$$

$$\therefore L_a = 2R - 1.20 - 2(R - R_3)\ \text{sen}\ \beta$$

$$\therefore \boxed{L_a = 2(R - 0.60)\ [1 \pm \text{sen}\ \beta]}$$

$+$ Sen β ; Si $\delta \geq \alpha$

$-$ Sen β ; Si $\delta \leq \alpha$



C.- Punta de bala (asimétrica)

$$\overline{gh} = \overline{gl} = \overline{jl} - \overline{jk}$$

$$\overline{jl} = R\ tg\left(\frac{90°+\delta}{2}\right)$$

$$\overline{jk} = M\ tg\ \delta$$

$$\therefore \overline{gh} = R\ tg\left(\frac{90°+\delta}{2}\right) - M\ tg\ \delta$$

También $\overline{gh} = R_2\ tg\left(\frac{90°-\delta}{2}\right)$

$$\therefore \boxed{R_2 = \frac{R\ tg\left(\frac{90°+\delta}{2}\right) - M\ tg\ \delta}{tg\left(\frac{90°-\delta}{2}\right)}}$$

$$\boxed{L_a = 2(R - R_3)(1 \pm \text{sen}\ \theta)}$$

$-$ Sen θ ; Si $\theta = \alpha - \delta$

$+$ Sen θ ; Si $\theta = \alpha + \delta$

Si $R = 15$ metros

$$\boxed{R_2 = \frac{15\ tg\left(\frac{90°+\delta}{2}\right) - M\ tg\ \delta}{tg\left(\frac{90°-\delta}{2}\right)}}$$

$$\theta = \text{áng cos}\ \frac{(R-R_3)^2 + (R_2+R-M)^2 - (R_2-R_3)^2}{2(R-R_3)(R_2+R-M)} \pm \delta;\ \begin{matrix} +\ \text{Si}\ \delta \geq \alpha \\ -\ \text{Si}\ \delta \leq \alpha \end{matrix}$$

FIGURA 11.31. EFECTO DEL ESVIAJE EN EL DISEÑO MINIMO

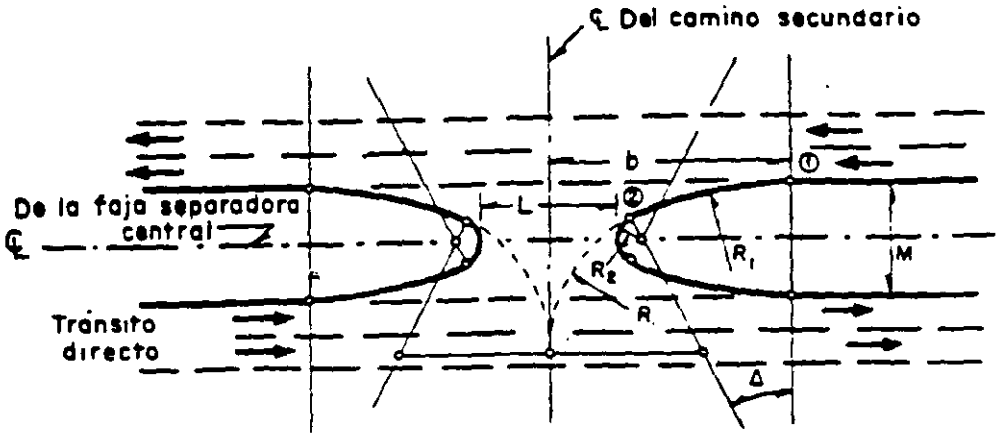
que éstos permitirán la maniobra de la vuelta a velocidades superiores a las permitidas con radios de control mínimos. Para radios de control mayores, las ventajas del remate en forma de punta de bala sobre el semicircular se acentúan ya que, el control sobre el vehículo y la apariencia del remate mejoran, además de que el área pavimentada es menor.

En la Figura 11.32 se muestra un diseño para la abertura de la faja separadora central con remates en forma de punta de bala y radios de control mayores que al mínimo. R es el radio para la parte más cerrada de la curva; R_1, define la curva de la orilla del remate y R_2 es el radio de la punta del remate. Para una longitud suficiente de R_1, se garantiza una velocidad de vuelta aceptable para los vehículos que van dejando la carretera principal y el área, dentro de la orilla interior del carril de tránsito directo, entre los puntos (1) y (2) puede aprovecharse para efectuar los cambios de velocidad necesarios, así como para protección de los vehículos que dan vuelta. El radio R_1 puede variar entre 25.00 y 125.00 m. Los valores tabulados muestran que 25.00 m, 50.00 m y 75.00 m son los radios mínimos establecidos para velocidades de vuelta de 30, 40 y 50 km/h, respectivamente. El radio R_2 puede variar considerablemente, pero para una mejor proporción y apariencia, se recomienda que sea igual a un quinto de la anchura de la faja separadora central. El radio R es tangente al eje del camino secundario, o a la orilla de la faja separadora cuando éste la tenga. Los radios R y R_1, forman una curva de dos centros que se adapta a la trayectoria de la vuelta izquierda. R no debe ser menor que el radio de control mínimo para el vehículo de proyecto, o éstos no podrán voltear de o hacia el carril que desean, aun a baja velocidad.

La longitud de la abertura de la faja separadora central se rige por los radios. Para fajas con anchos mayores de 9.00 m, sobre carreteras que cruzan un camino secundario de cuatro o más carriles, el radio de control R, generalmente necesitará ser mayor de 15.00 m, o la abertura resultará demasiado estrecha. En tal caso, el proyectista puede seleccionar la longitud de la abertura, entre 15 y 18 m y usar dicha dimensión para localizar el centro correspondiente a R_2. Entonces R es una dimensión comprobatoria de la efectividad del proyecto. Los valores tabulados en la Figura 11.32 muestran las longitudes resultantes para la abertura, de acuerdo con las anchuras de la faja separadora central. La dimensión b se incluye como un control general del diseño y para establecer una comparación con otros que excedan al mínimo.

El diseño de la abertura de la faja separadora central de la Figura 11.32, no proporciona una área de protección dentro de los límites del ancho de la faja. Los diseños en los que R_1 sea igual o mayor a 30.00 m proporcionan un espacio para que por lo menos un automóvil se detenga en el área que quede libre, protegido de las demás corrientes de tránsito. En fajas separadoras centrales con anchos mayores de 9.00 m, dichos radios proporcionan suficiente espacio aun para vehículos más grandes.

F) Diseños para movimientos de cruce. La anchura de la faja separadora central, más que por las intersecciones, es determinada por las condiciones generales a lo largo de la carretera dividida. La abertura de una faja separadora de ancho conocido, se selecciona dándole la forma específica y la longitud necesaria para coordinar el uso que los distintos tipos de vehículos hacen de la intersección, con la importancia relativa de los movimientos de cruce y de vuelta.



$$\Delta = \text{Ang cos} \frac{R_1 - \frac{M}{2}}{R_1 - R_2}$$

$$b = R + (R_1 - R)\ \text{Sen}\ \Delta$$

$$L = 2\ (R - R_2)(1 - \text{Sen}\ \Delta)$$

$$R_2 = \frac{M}{5}$$

R = 15 metros

L mín. = 12 metros

M mín. = 3 metros

M ANCHURA DE LA FAJA SEPARADORA	DIMENSIONES EN METROS					
	R_1 = 25		R_1 = 50		R_1 = 75	
	L	b	L	b	L	b
5	18.26	18 48	21.12	23.60	22 39	27 01
6	17 07	18 82	20.17	24 42	21 54	28.17
7	15.93	19.14	19.29	25.18	20 75	29.23
8	14 98	19 41	18.47	25.88	20 00	30.23
9	14 04	19.68	17.69	26.55	19.29	31.15
10	13.18	19.94	17.06	27 18	18.62	32.02
11	12.33	20.18	16.25	27.78	17 98	32.86
12	12.00	20 41	15.58	28.36	17 36	33.66
13			14.95	28.90	16.77	34.42
14			14.34	29.43	16 20	35.16
15			13.76	29.93	15.65	35.88
16			13.19	30.44	15 12	36.56
17			12.64	30.92	14 60	37 23
18			12 13	31.39	14 10	37.89
19			12 00	31.84	13.62	38 52
20					13 15	39.13
21					12 69	39.74
22					12.25	40.33
23					12.00	40.91

Remate en forma de punta de bala

FIGURA 11.32. DISEÑOS MAYORES QUE EL MINIMO PARA ABERTURAS EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

En algunos casos, la anchura de la faja separadora central, así como la de sus aberturas, deben estar determinadas por el tránsito que cruza. Estos casos son los de las intersecciones sin dispositivos de control, en donde existen volúmenes de tránsito importantes en la carretera dividida, que hacen casi imposible el cruzamiento seguro en una sola operación. Cuando el tránsito que cruza es importante, debe proporcionarse una anchura suficiente de la faja separadora para permitir cuando menos, que un vehículo se detenga en el área de la abertura, protegido del tránsito directo. La longitud del vehículo de proyecto que se use para representar al tránsito que cruza, constituye la dimensión de control. El ancho de la faja separadora debe ser igual o cuando sea factible, mayor que esta longitud.

Si se considera que el vehículo DE-610 se ha seleccionado para determinar la anchura de la faja separadora y un vehículo DE-1220 permanece dentro del área de protección, tendrá que invadir uno o ambos carriles de alta velocidad de la carretera dividida. El peligro que representa el detenerse en este sitio, se reduce cuando el conductor que va a cruzar la carretera dividida, dispone de suficiente distancia de visibilidad, que le permita realizar el cruce en una sola operación.

G) Diseños para vueltas en U. En algunas carreteras divididas con faja separadora central se requieren aberturas en ésta para acomodar los vehículos que sólo dan vuelta en U, adicionalmente a las aberturas proyectadas para movimientos de cruce y de vuelta izquierda. Los lugares en donde pueden ubicarse las aberturas para vueltas en U, son las siguientes:

Después de intersecciones a nivel o de algunas intersecciones a desnivel, a fin de permitir a los conductores regresar a ella por haber equivocado la ruta al no estar familiarizados con la intersección.

Poco después de una intersección con el fin de facilitar los movimientos de vuelta poco frecuentes, cuando el área principal de la intersección, se reserva para los movimientos de vuelta importantes.

Poco antes de una intersección, en la que el tránsito directo y otros movimientos se verían afectados por las vueltas en "U", sobre todo cuando la faja separadora central de la carretera tenga pocas aberturas y obligue a efectuar recorridos más largos para llegar a las áreas adyacentes.

En intersecciones donde al tránsito del camino secundario no le está permitido cruzar directamente la carretera dividida y para realizarlo requiere voltear a la derecha incorporándose al tránsito del camino principal; entrecruzarse, efectuar el retorno, volver a entrecruzarse y dar vuelta a la derecha para completar su maniobra de cruce. En carreteras de altas velocidades o fuertes volúmenes de tránsito, las dificultades que se presentan y las grandes longitudes requeridas para entrecruzarse sin riesgo, hacen que este tipo de diseño resulte inconveniente, a menos que los volúmenes del camino secundario sean escasos y la faja separadora central tenga un ancho adecuado.

Donde las aberturas espaciadas regularmente faciliten las operaciones de conservación, vigilancia y servicio de reparación de vehículos. Para estos fines pueden ser necesarias tanto en carreteras de accesos controlados como en las divididas que atraviesan áreas no desarrolladas.

En carreteras divididas, donde las aberturas de la faja separadora central estén destinadas a servir a las propiedades adyacentes.

En la mayoría de los casos es suficiente un espaciamiento entre 400 y 800 m, el cual no es necesario mantenerlo uniforme, debido a las variaciones del terreno y a los requerimientos de las propiedades colindantes.

1. Diseño mínimo. Las aberturas de la faja separadora central para vueltas en U, deben permitir que éstas se realicen en una sola maniobra. Los diseños mínimos se rigen directamente por las trayectorias mínimas de cada uno de los vehículos de proyecto que dan vuelta en U. De preferencia, todo vehículo debe estar en posibilidad de iniciar y terminar la vuelta en U sobre los carriles interiores adyacentes a la faja separadora central sin invadir los exteriores, pero el ancho de la faja que esto requiere lo hace impracticable en muchas carreteras y deben considerarse vueltas en U que empiecen o terminen en los carriles exteriores de la carretera dividida. En casos extremos, puede ser necesario considerar vueltas en U que se inicien o terminen en los acotamientos, para que puedan realizarlas ocasionalmente camiones y semirremolques.

En la Figura 11.33 se muestran las vueltas en U y los anchos de la faja separadora central necesarios para acomodarlas. Se ha supuesto que los carriles para el tránsito principal miden 3.65 m de ancho y que la rueda interna trasera del vehículo de proyecto se halla a 0.60 m de la orilla interior del carril indicado en los extremos de la vuelta. Cuando la vuelta se hace hacia o desde el acotamiento, se supone que la rueda interna trasera del vehículo de proyecto se encuentra al principio y al final de la vuelta, sobre la orilla exterior de la calzada del tránsito principal de 7.30 m de ancho.

La anchura de la faja separadora central necesaria para el vehículo DE-1525 es 3.00 m mayor que el requerido por el DE-1220. La anchura indispensable para los vehículos DE-610 es aproximadamente la semisuma de los anteriores.

Al realizar una vuelta en U, el conductor puede detenerse o no sobre la abertura de la faja separadora central, pero cuando lo haga, su vehículo deberá quedar preferentemente fuera de los carriles del tránsito principal. La comparación de las longitudes de los vehículos de proyecto, indicados en la parte superior de la Figura 11.33 con los anchos de las fajas separadoras dados para acomodar las vueltas en U, muestra cuáles proporcionarán protección en el área de la abertura. Un ancho de 18.00 m de la faja separadora central proporciona protección para casi todos los vehículos.

Las curvas compuestas que forman el remate con forma de punta de bala y que se ajustan a todas las aberturas para vuelta en U y a todo tipo de vehículos, son los siguientes:

Anchura de la faja separadora central; en m	Radios de las curvas compuestas, en m
9.00 o menos	15.00 – 0.2 – 15.00
9.00 a 18.00	23.00 – 0.2 – 23.00
18.00 a 24.00	36.00 – 0.2 – 36.00

Para fajas separadoras centrales de ciertos anchos, el remate en forma de punta de bala tiene considerables ventajas sobre el diseño semicircular, por lo que se refiere a facilitar la trayectoria de los vehículos que realizan la vuelta en U. Para camiones, cuando el ancho de la faja es menor de 12.00 m y para automóviles, cuando es menor de 5.00 m, carece de importancia qué tipo de diseño se aplica, ya que la vuelta en U debe iniciarse a cierta distancia de la orilla de la faja. Cuando las fajas son más anchas,

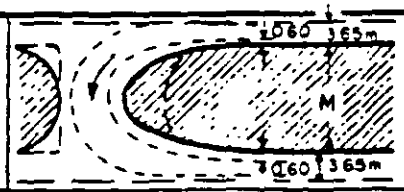
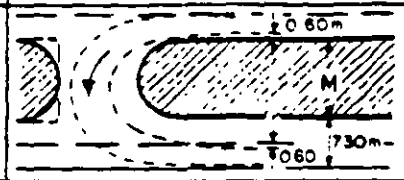
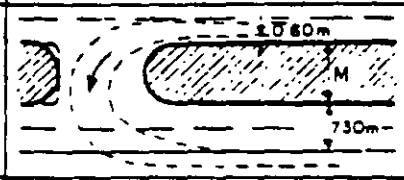
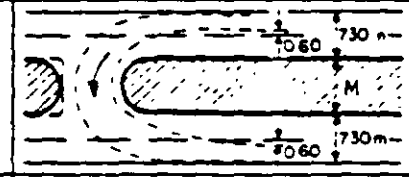
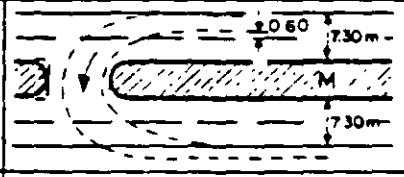
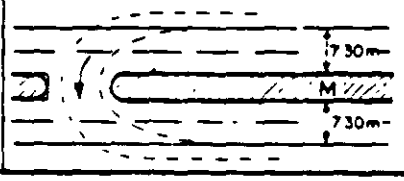
TIPO DE MANIOBRA		M -Anchura mínima de la faja separadora central, en metros. Para vehículo de proyecto			
		DE-335	DE-610	DE-1220	DE-1525
		Longitud del vehículo de proyecto. 5.80 m	9.15 m	15.25 m	16.80 m
De carril interior a carril interior		10.00	20.00	18.00	21.00
De carril interior a carril exterior		6.00	16.00	15.00	18.00
De carril interior al acotamiento		3.00	13.00	12.00	15.00
De carril exterior a carril exterior		2.50	12.00	11.00	14.00
De carril exterior al acotamiento		0	9.00	8.00	11.00
De acotamiento a acotamiento		0	6.00	5.00	8.00

FIGURA 11.33. DISEÑOS MINIMOS PARA VUELTAS EN "U"

los conductores pueden iniciar la vuelta desde el carril adyacente a la faja, además cuentan con la ayuda del ahusamiento en su remate y son inducidos a seguir la orilla en vez de invadir el carril del tránsito directo. Ya que las vueltas en U se proyectan principalmente para dar servicio a automóviles, el remate en forma de punta de bala deberá aplicarse a todas las aberturas para vueltas en U con fajas separadoras centrales de un ancho mayor a 5.00 m.

La longitud mínima necesaria de una abertura para dar servicio a los diversos tipos de vehículos, es aproximadamente de 9.00 m excepto para automóviles, que requieren únicamente 6.00 m. En la mayoría de los casos

deberá preferirse el remate en forma de punta de bala sobre el semicirculo, porque en las fajas separadoras anchas el diseño semicircular ocasiona una mayor longitud de abertura.

Los proyectos que han dado mejor resultado para la orilla exterior, en las vueltas en U de un solo sentido, se hallan indicados por las líneas discontinuas que aparecen a la izquierda de la Figura 11.33.

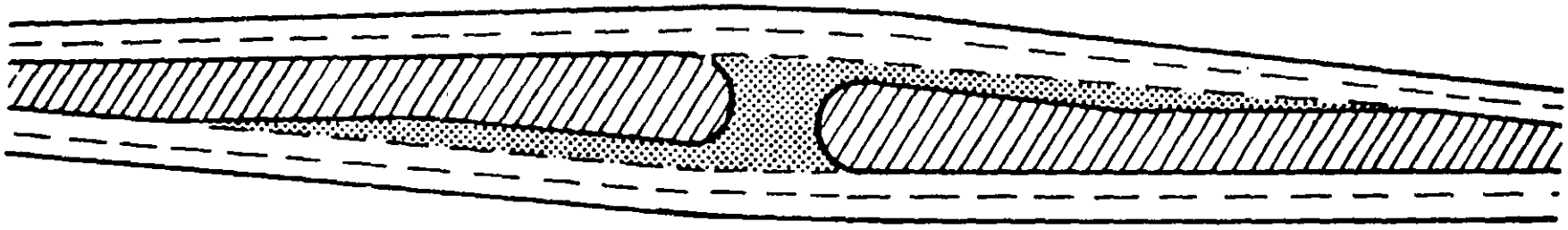
El servicio que proporcionan las aberturas para retornos realizados de acuerdo con el diseño mínimo, pueden sintetizarse como sigue:

Anchura de la faja separadora central (m)	Tipo de maniobras realizables en carreteras divididas de 4 carriles	Vehículo protegido mientras está parado en la abertura
18.00	Casi todos los vehículos pueden realizar la vuelta en U, iniciándola y terminándola sobre los carriles interiores.	Todos los de proyecto
12.00	Todo automóvil puede voltear en U, desde y hacia los carriles interiores. Algunos camiones inician y terminan la vuelta sobre los carriles exteriores; otros más largos lo hacen con cierta invasión del acotamiento.	DE–335 a DE–610
10.00	Permite la vuelta en U a los automóviles desde y hacia los carriles interiores; los camiones invaden el acotamiento.	DE–335 a DE–610
6.00	Permite a los automóviles la vuelta en U del carril interior al exterior; los camiones grandes no pueden hacerlo en una sola operación.	DE–335 y DE–450

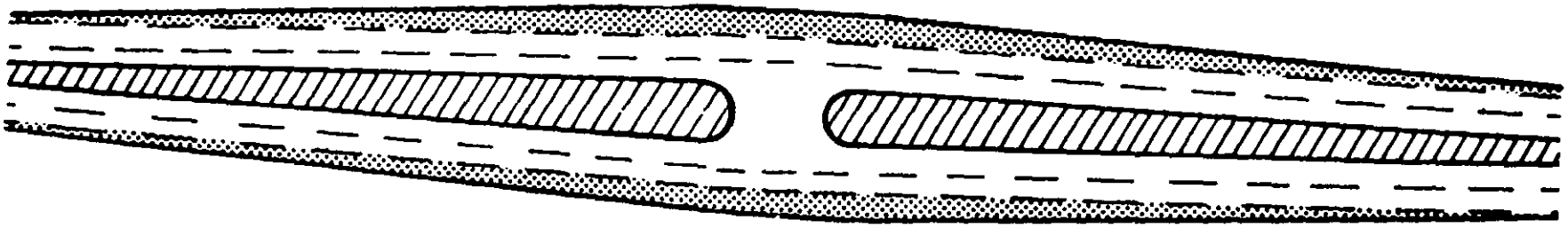
2. Diseños especiales para vueltas en U. Cuando en las carreteras divididas con grandes volúmenes de tránsito y altas velocidades, sea necesario proporcionar vueltas en U, los riesgos y la interferencia con el tránsito principal pueden reducirse al mínimo, mediante diseños especiales que permitan a los vehículos iniciar y terminar dichas vueltas en mejores condiciones.

En muchas carreteras divididas, el ancho de la faja separadora central es insuficiente para establecer aberturas convenientes, destinadas a retornos. En estos casos se procede a efectuar un ensanchamiento gradual de la faja hasta obtener la dimensión necesaria para la vuelta en U del vehículo de proyecto seleccionado.

La Figura 11.34 muestra dos diseños especiales para vuelta en U. En el croquis A se aprecia un carril para cambio de velocidad y protección en la faja separadora central, el cual sería utilizado en aquellos casos en que el conductor desea dar la vuelta en U. En el croquis B muestra el caso en que se incluyen carriles auxiliares en las orillas exteriores de las calzadas, que permiten refugiarse a los vehículos cuyos conductores desean dar la vuelta en U, permitiendo que los rebasen otros vehículos mientras esperan el momento oportuno para efectuar la maniobra. La anchura de la faja debe proporcionar la protección necesaria al vehículo de proyecto, independientemente de la forma en que se inicie la maniobra.



- A -



- B -

FIGURA 11.34. DISEÑOS ESPECIALES DE VUELTAS EN "U"

11.4.3 Carriles en la faja separadora central

La finalidad del carril en la faja separadora central, es permitir la desceleración y almacenamiento de los vehículos que voltean a la izquierda al salir de un camino dividido, o bien, funciona como un carril de aceleración para los vehículos que hacen una vuelta izquierda para entrar a dicho camino. El caso más común de carriles de salida en la faja separadora central se muestra en la Figura 11.35-A. Estos carriles de desceleración pueden ser parte de una intersección controlada con semáforos, en donde cada uno sirve como carril de almacenamiento y de desceleración, o también pueden usarse en aquellas intersecciones en donde el único control son las señales de alto para el tránsito del camino secundario.

En la Figura 11.35-B se muestra un diseño con carriles de aceleración. Su empleo es poco frecuente, pues sólo se usa en aquellos casos en que exista un gran volumen de tránsito que por medio de la vuelta izquierda se incorpore al camino dividido.

En la Figura 11.35-C se muestra una intersección con ambos tipos de carriles sobre la faja separadora central. Este arreglo hace menos expuestos los remates, pero tiene la desventaja de permitir al tránsito principal rebases peligrosos.

A) Transición del carril en la faja separadora central. Los carriles sobre la faja separadora se usan tanto para proteger a los vehículos que dan vuelta a la izquierda en aquellos lugares en donde los volúmenes y la velocidad del tránsito principal son altos, como en donde las velocidades son bajas y los cruces de los caminos secundarios son frecuentes.

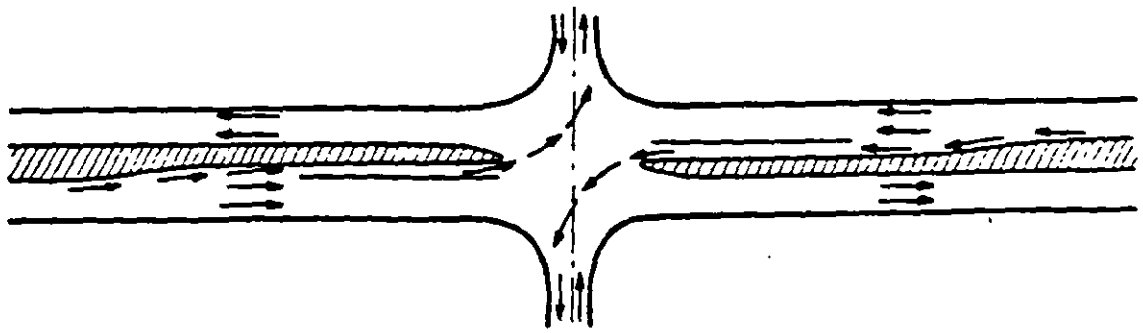
Como se muestra en la Figura 11.36, la transición deberá tener una longitud suficiente para permitir que los vehículos queden protegidos dentro del carril de la faja separadora central y evitar interferencias con el tránsito directo que usa el resto de la calzada.

La Figura 11.36-A muestra el caso de transiciones formadas por curvas inversas simétricas, en las que se considera que una longitud de 23 m o más, es la apropiada. Para bajas velocidades la transición (2) funcionará tal y como se desea y probablemente lo hará también la transición (1); en cambio para altas velocidades funcionará mejor la transición (3) que la (2) pero requiere mayor longitud.

Una transición mejor que la anterior se logra con curvas inversas asimétricas, tal como se muestra en la Figura 11.36-B en las que el radio de la primera curva es el doble que el de la segunda. Para este caso, se considera que una longitud apropiada de la transición es de 28.50 m y su operación será semejante al caso anterior.

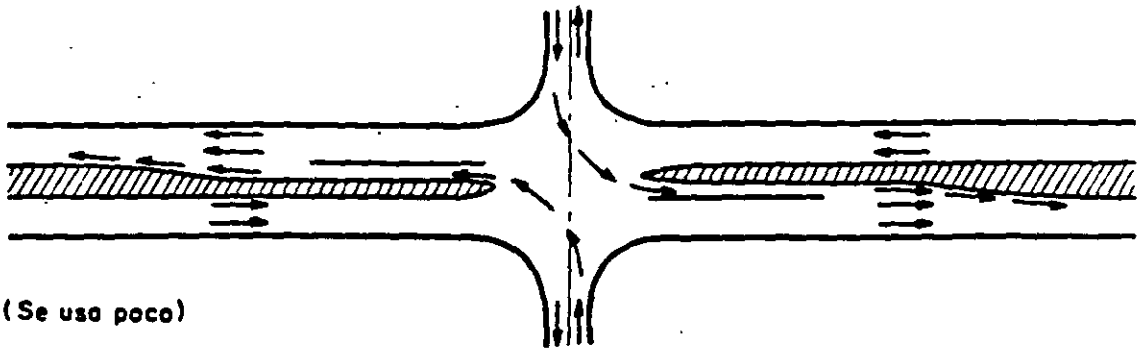
El uso de un tramo en tangente entre las curvas, Figura 11.36-C, proporciona una transición más deseable que la de las curvas inversas unidas directamente. El tramo en tangente deberá tener aproximadamente un tercio de la longitud total.

B) Anchura y longitud del carril adicional. Los carriles sobre la faja separadora central, Figuras 11.37 y 11.38, deberán tener cuando menos 3.05 m y preferentemente 3.65 m de ancho. Generalmente en el lado izquierdo del carril adicional existe una guarnición en cuyo caso, no es necesario proporcionar un ancho adicional para permitir a los conductores separarse de la guarnición, debido a la baja velocidad y a que los conductores van alerta cuando viajan en un carril auxiliar. Una anchura de



CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTA DE SALIDA

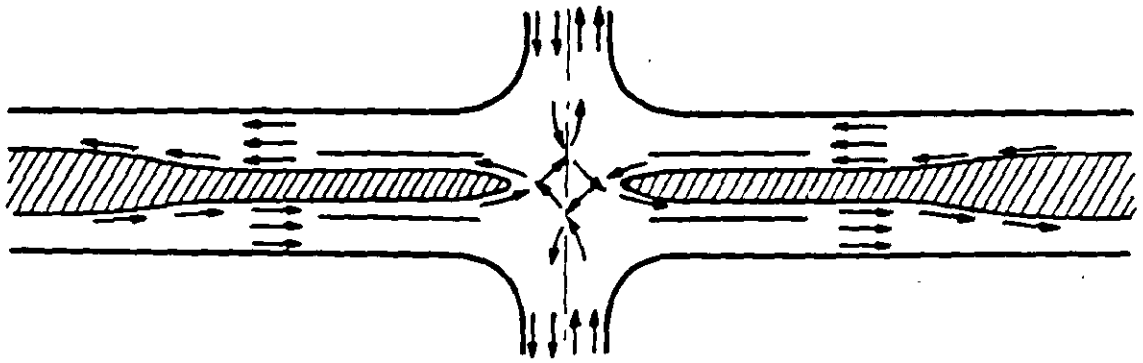
— A —



(Se usa poco)

CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTA DE ENTRADA

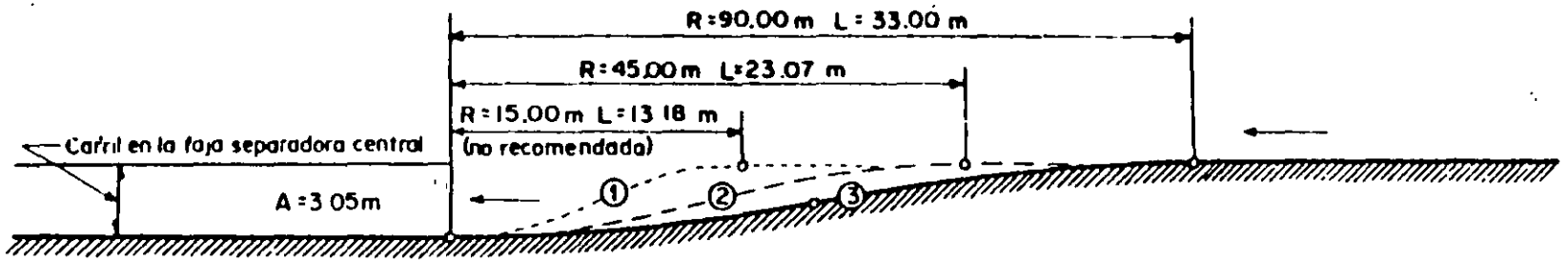
— B —



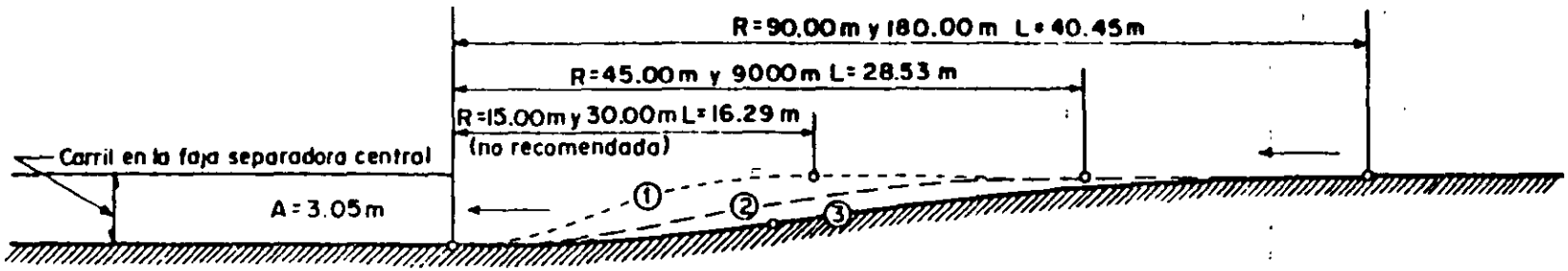
CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL PARA VUELTAS DE ENTRADA Y SALIDA

— C —

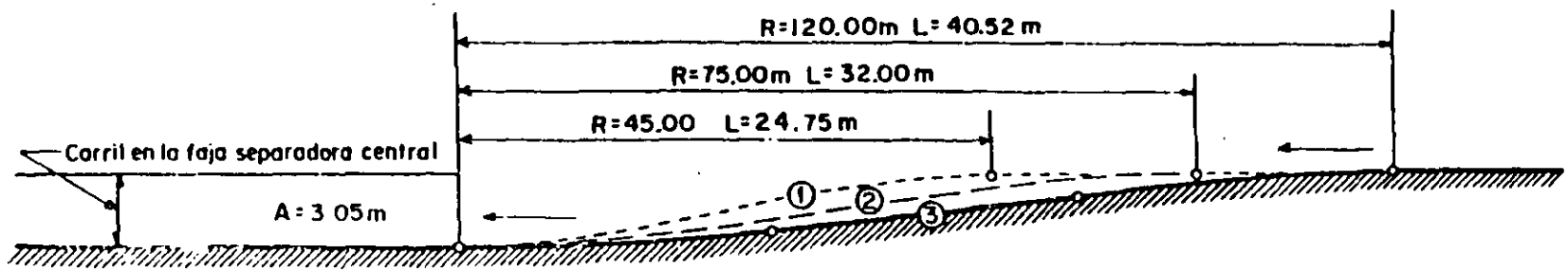
FIGURA 11.35. CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL



CURVA INVERSA SIMETRICA
- A -



CURVA INVERSA ASIMETRICA
- B -



NOTA: Longitudes para proyecto véase Tabla 12 - J

TRANSICION CON TANGENTE INTERMEDIA
- C -

FIGURA 11.36. TRANSICION DEL CARRIL EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

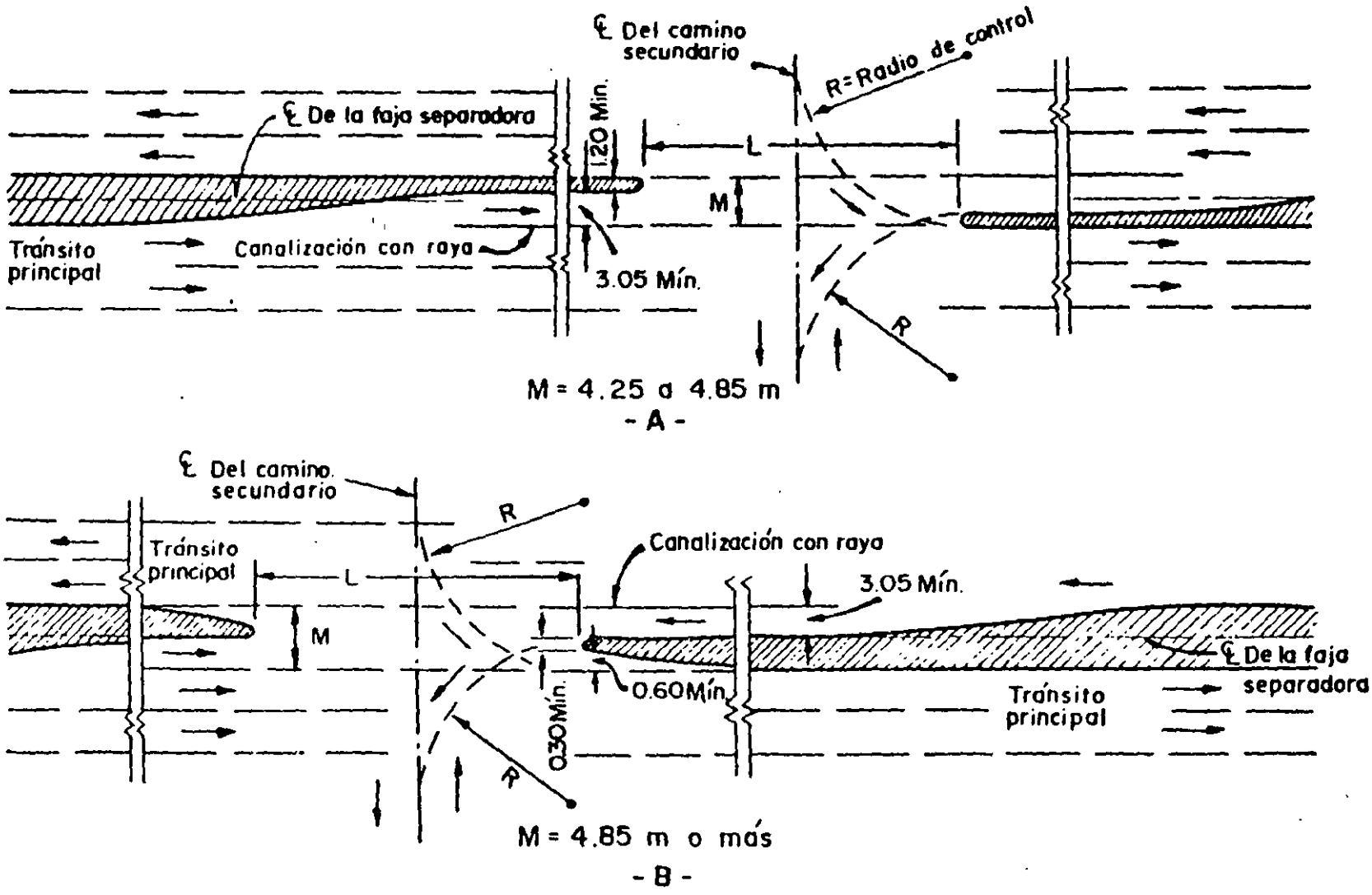


FIGURA 11.37. DISEÑOS MINIMOS DE CARRIL EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL

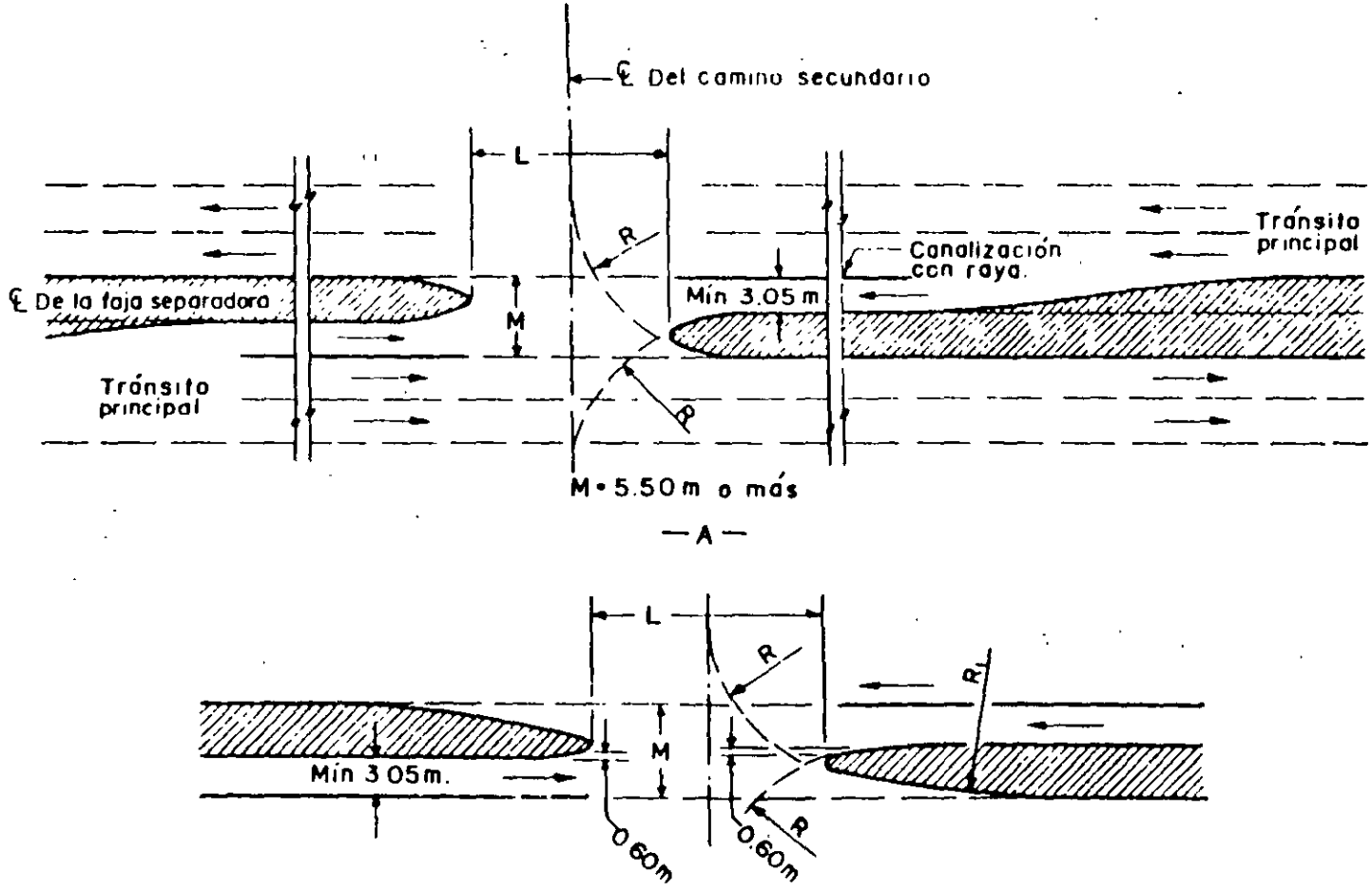


FIGURA 11.38. DISEÑOS DE CARRIL EN LA FAJA SEPARADORA CENTRAL CON REMATE EN FORMA DE PUNTA [illegible]

3.65 m es deseable, cuando en la faja central se tiene una guarnición del tipo vertical.

En casos especiales de intersecciones canalizadas controladas con semáforos, se pueden proyectar sobre la faja separadora central dos carriles. En este caso el ancho adicional deberá oscilar entre 7.50 y 8.25 m, como se muestra en la tabla 11-H para el caso III, con alineamiento en tangente y en su caso una ampliación para guarnición vertical entre 0.30 y 0.60 m.

Los carriles sobre la faja separadora central, para movimientos de salida importantes, deberán proyectarse como un carril de cambio de velocidad; también sirven para almacenar vehiculos que esperan completar su maniobra de vuelta, por lo que su longitud deberá ser suficiente para almacenar el número de vehiculos que se espera arriben durante cualquier intervalo de tiempo, en el cual no pueda realizarse la vuelta izquierda. De preferencia, la longitud de almacenamiento deberá ser una adición a la longitud de cambio de velocidad, pero en ocasiones puede existir un traslape razonable.

Como una guia para el cálculo de la longitud de almacenamiento requerida, puede tomarse un minuto como intervalo de tiempo en que la vuelta izquierda no pueda realizarse. Si se supone que N es el número de vehiculos que dan vuelta izquierda en la hora máxima, entonces, el promedio de vehiculos que llegan por minuto será $N/60$ y puede considerarse un máximo del doble o sea $N/30$. Ahora bien, si se considera una longitud de 7.50 m para cada vehiculo que llega a esperar una vuelta izquierda, se tendrá que la longitud de almacenamiento será:

Vehiculos dando vuelta, por hora (N)	30	60	100	200	300
Longitud de almacenamiento requerida, en m	7.50	15.00	25.00	50.00	75.00

En el diseño mínimo de un carril sobre la faja separadora central, para baja velocidad y frecuentes cruces, pueden usarse las longitudes de transición que se muestran en la Figura 11.36, adicionándoles las distancias de almacenamiento, anteriormente citadas. La longitud de estos diseños mínimos no corresponde a la que proporciona un carril para cambio de velocidad, por lo que se consideran como una forma de diseño del remate de la faja separadora, para proteger la vuelta izquierda de los vehiculos.

C) Remates para una faja separadora central reducida. El tratamiento que se le dé a los remates en una abertura de la faja separadora central, cuyo ancho se ha reducido para introducir un carril adicional para vueltas, como se muestra en las Figuras 11.37 y 11.38, depende en gran parte del ancho disponible en la faja ya reducida.

En la mayoria de los casos, la faja separadora central reducida se protege con guarniciones para delinear la orilla del carril y sirve para separar los movimientos opuestos, para proporcionar espacio necesario para señales, indicadores, postes de iluminación y como refugio de peatones. La faja reducida debe tener cuando menos un ancho de 1.20 y preferentemente 1.80 m, con el remate en forma semicircular.

En las fajas separadoras centrales con una anchura de 4.85 m o más, el extremo debe desplazarse hacia afuera del carril del tránsito principal de 0.60 a 1.80 m, con un ahusamiento gradual, para hacerlo menos vulnerable a los golpes, tal y como se indica en la Figura 11.37-B.

Cuando la faja tiene 5.50 m o más de ancho, Figura 11.38-A, el remate puede tener la forma de punta de bala con las ventajas que se han citado anteriormente. De preferencia, el desplazamiento del extremo debe ser mayor para los carriles del tránsito directo que el correspondiente al carril auxiliar, Figura 11.38-B.

D) Separación entre el carril adicional y el de tránsito directo. Debe definirse una separación entre el carril auxiliar en la faja separadora central y el lado izquierdo del carril del tránsito directo con el fin de dividir los movimientos. La forma más simple consiste en pintar una raya continua entre estos carriles, como se muestra en las Figuras 11.37 y 11.38. Puede lograrse una división más efectiva colocando una línea de botones de tránsito. La raya o los botones deberá empezar donde se tiene el ancho total del carril adicional y terminar en el extremo del remate de la faja separadora.

E) Proyectos especiales de vueltas izquierdas. Para los caminos de volúmenes y velocidades altas, es recomendable prohibir las vueltas izquierdas directas desde los carriles del camino principal, particularmente cuando la faja separadora central es angosta. Cuando los vehículos reducen su velocidad sobre el camino principal, se ha observado una alta incidencia de accidentes, ya que el tránsito principal alcanza a los vehículos parados o que han reducido su velocidad para efectuar la vuelta izquierda. En la Figura 11.39 se muestra un diseño que permite las vueltas izquierdas a través de un enlace separado que conecta el camino principal con el secundario que lo cruza. El diseño de este tipo tiene la ventaja de evitar las vueltas izquierdas directas desde el camino principal, permitiendo a los vehículos salir sobre el lado derecho. Los vehículos que van a dar la vuelta izquierda, están en posibilidad de cruzar los carriles del camino principal, con un poco de recorrido extra. A través del uso de este tipo de diseño se ha apreciado una reducción de accidentes en caminos de altos volúmenes de tránsito con cruces a nivel, sobre todo cuando se tienen dispositivos de control del tránsito.

11.4.4 Relaciones velocidad-curvatura

Tal como se indicó en el inciso 11.4.1, los vehículos que dan vuelta en las intersecciones proyectadas con dimensiones mínimas, tienen que circular a bajas velocidades, tal vez menores de 15 km/h. Lo deseable sería proyectar para que los vehículos circulasen a velocidades más altas, pero en la mayoría de los casos de intersecciones a nivel, por seguridad y economía es necesario proyectar para velocidades bajas. Las velocidades para las cuales deben proyectarse las curvas de una intersección, dependen en gran parte, de las velocidades de los vehículos en los caminos que se intersectan, del tipo de la intersección, de los volúmenes del tránsito directo y del que da vuelta. Generalmente, una velocidad deseable en las curvas de la intersección, es la velocidad de marcha que llevan los vehículos en los caminos que se intersectan. Los enlaces proyectados con esta velocidad presentan pocos obstáculos a la fluidez del tránsito y pueden justificarse en algunas intersecciones para vueltas en que no existen conflictos con peatones o con vehículos de otra corriente de tránsito.

Las curvas en las intersecciones no deben ser consideradas de la misma categoría que las de un camino abierto, pues los conductores en una inter-

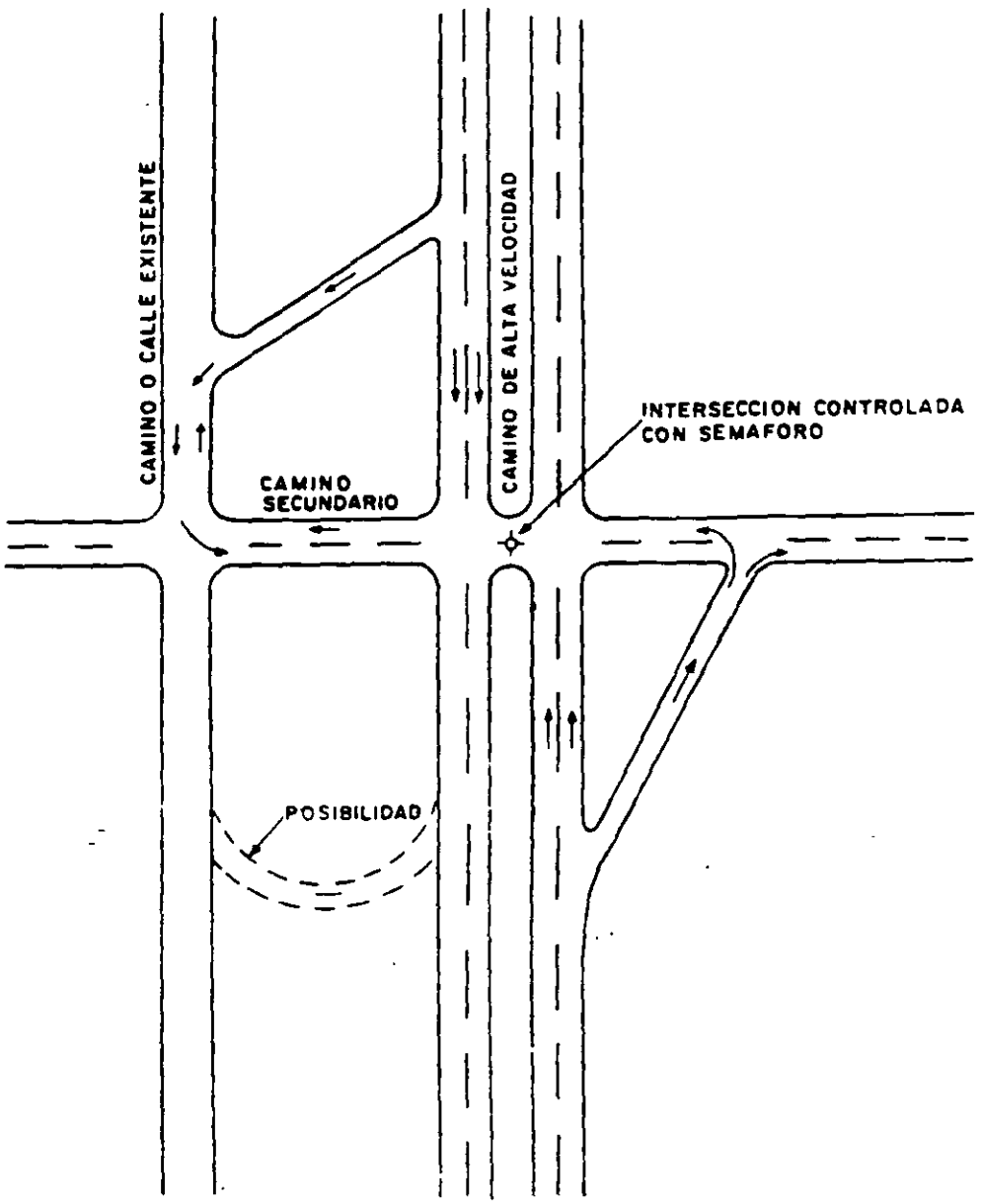


FIGURA 11.39. DISEÑO ESPECIAL DE VUELTA IZQUIERDA PARA EL TRANSITO QUE DEJA UNA CARRETERA CON FAJA SEPARADORA ANGOSTA

sección, aceptan mayores coeficientes de fricción lateral que los que tendrían en camino abierto, por darse cuenta de las condiciones críticas del lugar.

A) Radios mínimos para curvas en intersecciones. En la Figura 11.40 están indicados los resultados de los estudios efectuados acerca de las relaciones velocidad-curvatura. Para el análisis de estos datos, se supone que el 95 percentil de la velocidad del tránsito, representa aproximadamente la velocidad de proyecto, la cual corresponde generalmente a la velocidad adoptada por el grupo de conductores que viaja más rápido. En la figura se indican los coeficientes de la fricción lateral tomando en cuenta la sobreelevación, obtenidos en treinta y cuatro curvas distintas. Como resultado de estos estudios se obtuvo una curva representativa de los muestreos realizados que indica la relación entre la velocidad de proyecto y los coeficientes de fricción lateral. Esta curva tiene la particularidad de que a velocidades de 70 km/h se hizo coincidir con los valores empleados en camino abierto y están mostrados con linea interrumpida en la parte superior izquierda de la figura. Si se considera el valor antes citado como límite

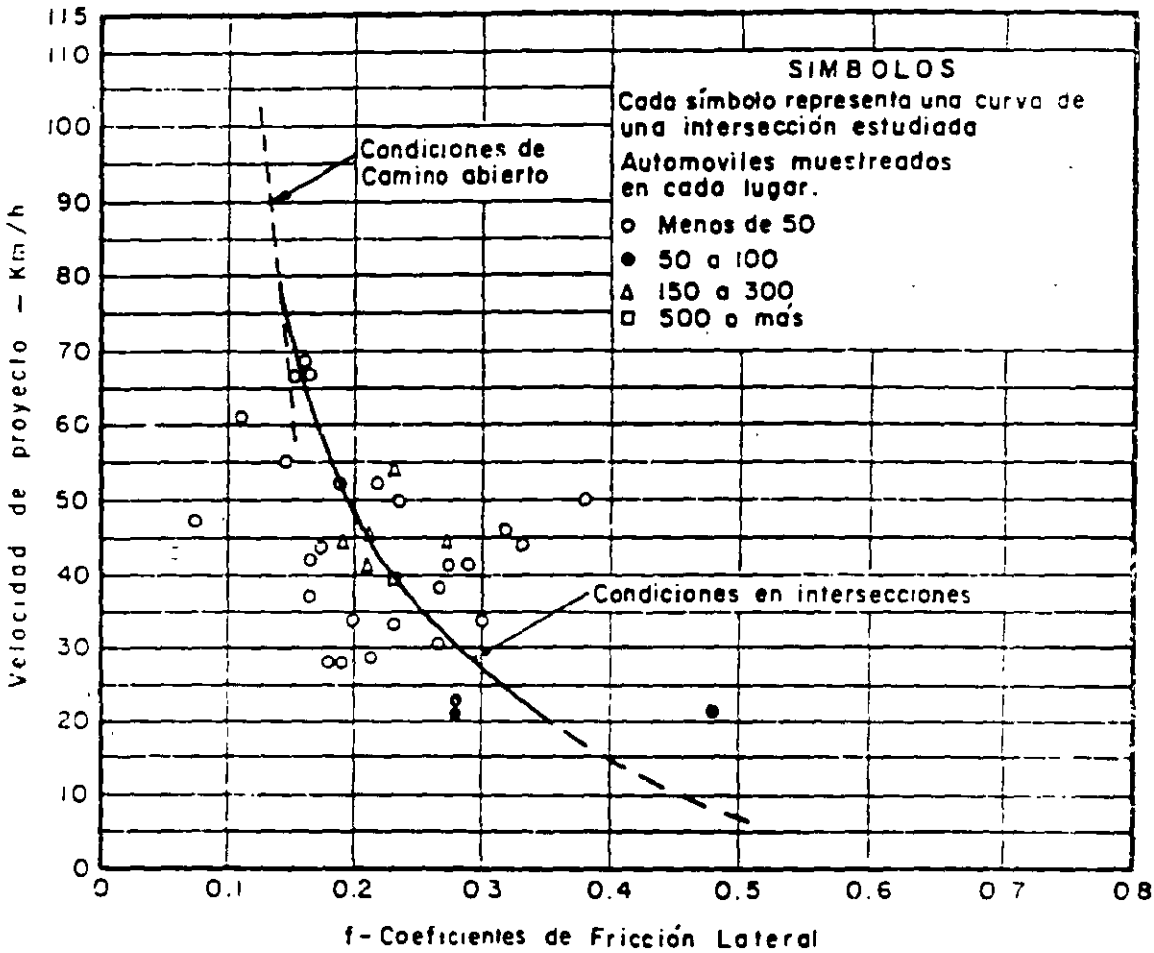


FIGURA 11.40. RELACION ENTRE VELOCIDAD DE PROYECTO Y COEFICIENTE DE FRICCION LATERAL EN INTERSECCIONES

para altas velocidades y el coeficiente de 0.5 como límite para bajas velocidades, se habrá determinado la curva que relaciona la velocidad de proyecto con los coeficientes de fricción lateral en las intersecciones.

Con esta relación establecida y suponiendo la sobreelevación que puede tener la curva, se calcula el radio mínimo para varias velocidades de proyecto. Obviamente a diferentes sobreelevaciones corresponden radios diferentes, para una velocidad de proyecto y coeficientes de fricción lateral dados. Para el proyecto de una curva en una intersección es deseable establecer un radio mínimo para cada velocidad de proyecto. Esta se logra suponiendo igualmente una sobreelevación mínima en cada caso. Si se proporciona una sobreelevación mayor que la mínima, los conductores podrán manejar en las curvas más rápido o bien más confortablemente, debido a la fricción lateral menor.

La sobreelevación mínima que se toma para propósitos del cálculo, varía desde cero para una velocidad de 25 km/h, hasta 0.08 para una velocidad de 60 km/h. Empleando estos valores y los coeficientes de fricción lateral de la Figura 11.40, se calculan los radios mínimos para curvas en intersecciones, operando los vehículos a la velocidad de proyecto. Estos valores se muestran en la tabla 11-E.

Los radios mínimos recomendados en la tabla 11-E, deben usarse para el diseño de la orilla interna de la calzada y no para el centro de la trayectoria del vehículo o el eje de la vía.

Los radios mínimos de la tabla 11-E, están representados por la línea continua más gruesa a la izquierda de la Figura 11.41. La línea continua más delgada en la parte superior derecha, muestra la relación entre la velocidad de proyecto y el radio mínimo en camino abierto, empleando los valores de sobreelevación mostrados en la parte superior izquierda. La unión de las líneas gruesa y delgada, indica que en las curvas de intersecciones se alcanzan las condiciones de camino abierto, cuando la curvatura es tan suave que permite velocidades entre 60 y 80 km/h.

Además de la velocidad de proyecto, se usa la velocidad de marcha en la consideración de ciertos elementos del proyecto de la intersección. Los puntos indicados con cruces en la Figura 11.41, son velocidades observadas en las mismas curvas de las intersecciones citadas anteriormente. La línea interrumpida con guiones largos, obtenida de esos estudios, representa la velocidad de marcha en las curvas de las intersecciones. Esta curva cruza la línea interrumpida de guiones cortos, la cual indica la velocidad de marcha para camino abierto.

11.4.5 Curvas de transición

Los vehículos que dan vuelta en las intersecciones lo hacen siguiendo trayectorias de transición en la misma forma que lo hacen en las curvas de camino abierto. Si no se proyectan las curvas adecuadamente, los conductores pueden desviarse de su trayectoria e invadir el carril adyacente o el acotamiento. Las curvas de transición que mejor se ajustan a las trayectorias naturales son las curvas espirales, las cuales se proyectan entre una tangente y un arco circular, o bien entre dos arcos circulares de radios distintos. También pueden utilizarse curvas circulares compuestas ajus-

Velocidad de proyecto km/h	25	30	40	50	60	70
Coeficiente de fricción lateral (μ)	0.32	0.27	0.23	0.20	0.17	0.15
Sobreelevación (s)	0.00	0.02	0.04	0.06	0.08	0.10
Total $s+\mu$	0.32	0.29	0.27	0.26	0.25	0.25
Radio mínimo calculado (R), metros	15.33	24.36	46.52	75.48	113.40	153.86
Valores para proyecto						
Radio mínimo, metros	15	24	47	75	113	154
Grado máximo de curvatura	—	48	24	15	10	8

NOTA: Para velocidades de proyecto de 70 km/h o mayores, úsense valores para condiciones de camino abierto.

Fórmula empleada:

$$s+\mu = 0.00785\,\frac{V^2}{R}$$

TABLA 11-E. RADIOS MINIMOS PARA CURVAS EN INTERSECCIONES

tadas a las trayectorias de transición. Los tramos en transición se aprovechan para hacer el cambio de la sección transversal normal a la sección transversal sobreelevada.

A) Longitud de la espiral de transición. La longitud de la espiral en intersecciones se determina de la misma manera que en las curvas de camino abierto. En las intersecciones, la longitud de las espirales puede ser menor debido a que los conductores aceptan cambios más rápidos en la dirección del viaje. Es decir, que la aceleración centrípeta C, en curvas de intersecciones, puede ser mayor que en las curvas de camino abierto en las cuales se aceptan valores que varían entre 0.30 y 0.90 m/seg³. En curvas de intersecciones, se supone que C varía desde 0.75 m seg³ para 80 km/h hasta 1.24 m/seg³ para 30 km/h. Aplicando estos valores en la fórmula de Shortt, se obtuvieron las longitudes de espirales para curvas en intersecciones que se indican en la tabla 11-F. Los valores que se mues-

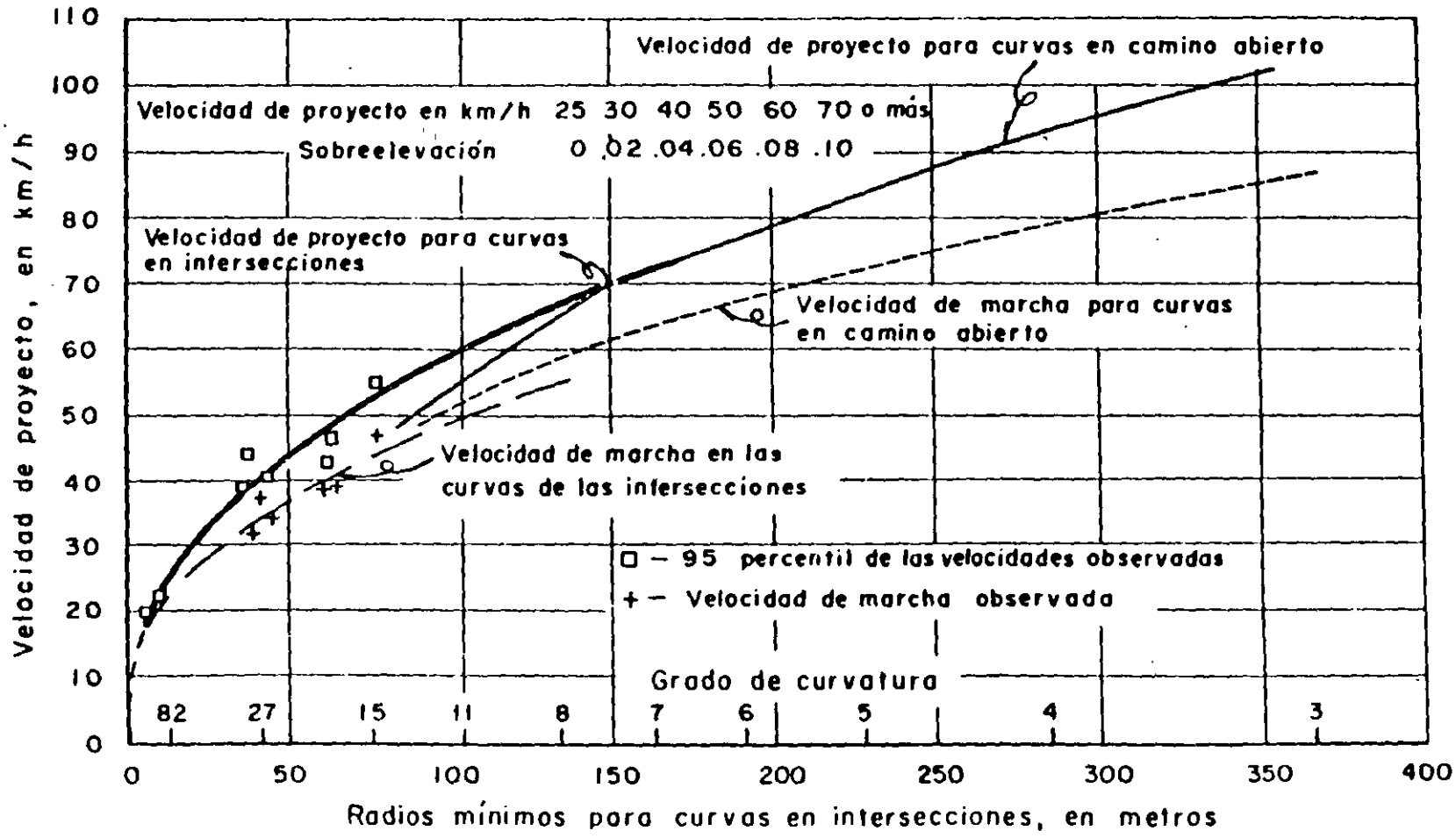


FIGURA 11.41. RADIOS MINIMOS PARA CURVAS EN INTERSECCIONES

tran, son para los radios mínimos correspondientes a la velocidad de proyecto.

Velocidades de proyecto en la curva, en km/h	25	30	40	50	60	70
Radio mínimo, en m	15.0	24.0	47.0	76.0	113.0	154.0
C supuesto, en m/seg³	1.30	1.25	1.15	1.05	0.95	0.85
Longitud de espiral calculada, en m	17.2	19.3	25.4	33.6	43.1	56.2
Longitud mínima de espiral recomendable, en m	17	19	25	34	43	56
Desplazamiento de la curva circular respecto a la tangente, en m	0.81	0.64	0.57	0.62	0.68	0.85

NOTA. Las longitudes de las espirales se determinan de la misma manera que para camino abierto.

TABLA 11-F. LONGITUDES MINIMAS DE ESPIRALES PARA CURVAS DE INTERSECCIONES

Las espirales pueden usarse ventajosamente entre dos arcos circulares de radios muy distintos. En este caso la longitud de la espiral puede obtenerse de la tabla 11-F usando el radio equivalente a la diferencia de los grados de curvatura de los arcos. Por ejemplo: dos curvas que van a unirse por medio de una espiral, tienen curvaturas de 5 y 14 grados o radios de 229.18 y 81.85 m, respectivamente. La diferencia de grados de curvaturas es de 9, la cual corresponde a un radio de 127.32 m.* Este radio es un valor intermedio entre 113.00 m y 154.00 m de la tabla 11-F, para el cual resulta, interpolando, una longitud de espiral mínima de 48 m, aproximadamente.

$$* R = \frac{180° \times 20\text{m}}{\pi G} = \frac{1\,145.92}{G} = 127.32\text{m}$$

B) Curvas circulares compuestas. Las curvas circulares compuestas son apropiadas para dar la forma que se desea a las curvas en los enlaces de las intersecciones. El uso de curvas compuestas en camino abierto, se ha limitado a que la relación de los radios más grandes a los más cortos sea como máximo de 1.5. En las intersecciones, donde los conductores aceptan cambios más rápidos de dirección y velocidad, esta relación puede llegar a ser 2. Una relación máxima deseable es de 1.75. Cuando la relación sea mayor de 2, deberá intercalarse entre las dos curvas una espiral de longitud adecuada o un arco circular de radio intermedio. En los diseños mínimos, en los cuales se ha considerado que la curva de la orilla interna de la calzada se ajusta a la trayectoria mínima de los vehículos de proyecto, esta recomendación no es válida, puesto que se aceptan para estos casos relaciones más grandes, como se muestra en las Figuras 11.20 a 11.22 y 11.25.

Las curvas compuestas no deben ser muy cortas para no hacer peligrosa su función de permitir la operación de cambio de una tangente o curva suave a una curva forzada.

En una serie de curvas, cuyos radios van disminuyendo, cada curva debe tener la suficiente longitud para permitir al conductor descelerar gradualmente. En las intersecciones se considera razonable una desceleración de 5 km/h por segundo, aunque la deseable es de 3 km/h por segundo. Sobre esta base, en la tabla 11-G se indican las longitudes mínimas usando las velocidades de marcha, como se muestra en la Figura 11.41. Las longitudes mínimas están basadas en desceleraciones de 5 km/h por segundo, y las deseables en 3 km/h por segundo. Para este último valor se requiere emplear muy poco los frenos del vehículo, ya que el frenar con el motor equivale a reducciones de 1.6 y 2.2 km/h por segundo, aproximadamente.

Radio, m	30	45	60	75	90	120	150 o más
	Longitud del arco circular:						
Mínima, m	12	15	18	24	30	36	42
Deseable, m	18	21	27	36	42	54	60

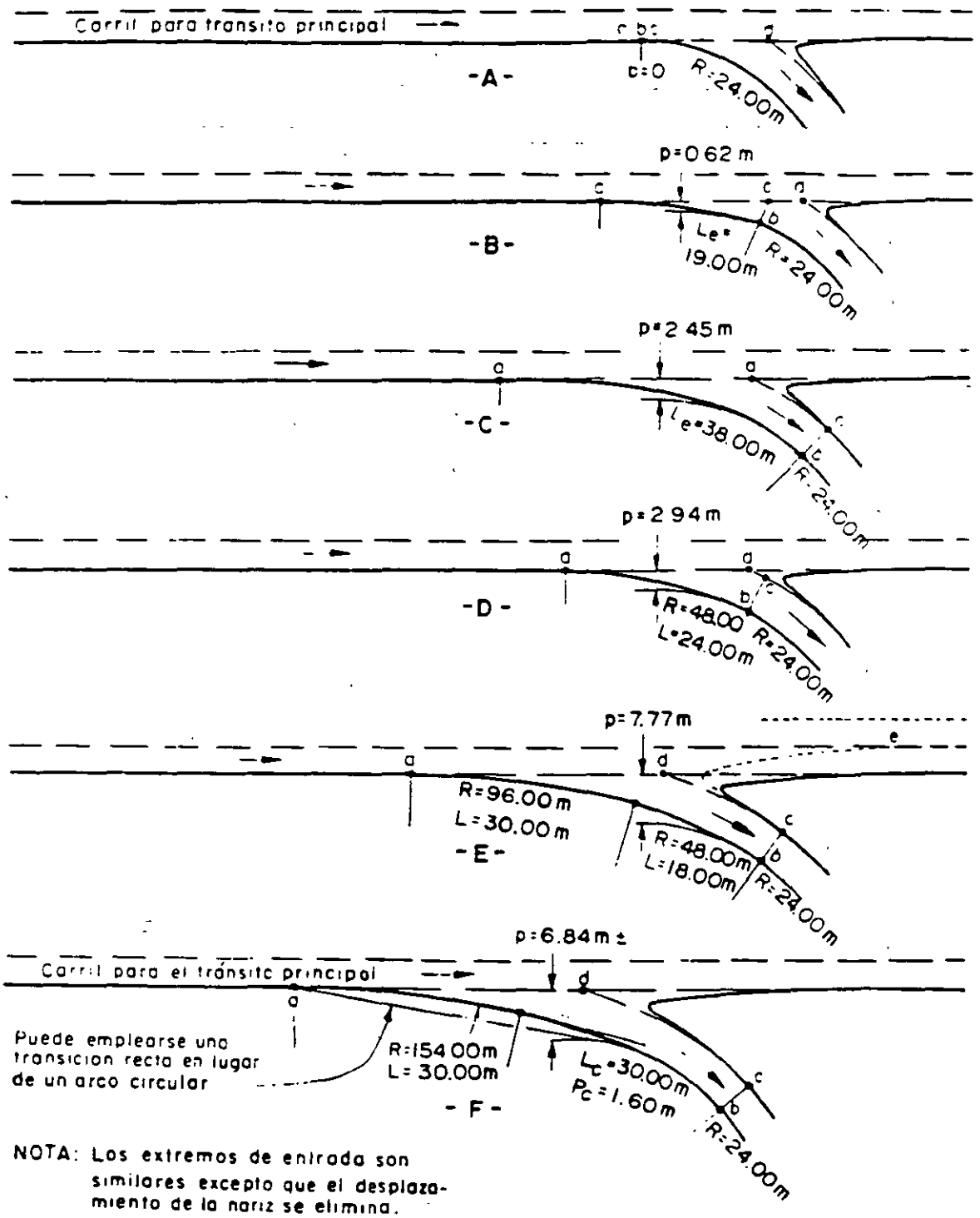
TABLA 11-G. LONGITUD DE ARCOS CIRCULARES DE UNA CURVA COMPUESTA CUANDO ESTA SEGUIDA DE UNA CUPVA DE RADIO IGUAL A LA MITAD, O PRECEDIDA DE UNA CURVA DE RADIO IGUAL AL DOBLE

Los valores indicados en la tabla 11-G, se obtuvieron considerando que la trayectoria del viaje es en la dirección de la curva más pronunciada, también son aplicables para la condición de aceleración, cuando la dirección del viaje es de la curva forzada a la más suave.

C) Transiciones en los extremos de los enlaces. Una parte importante en el diseño de las intersecciones, es proporcionar un alineamiento adecuado de la orilla de la calzada, en donde los extremos del enlace se separan de o se juntan con las ramas de la intersección.

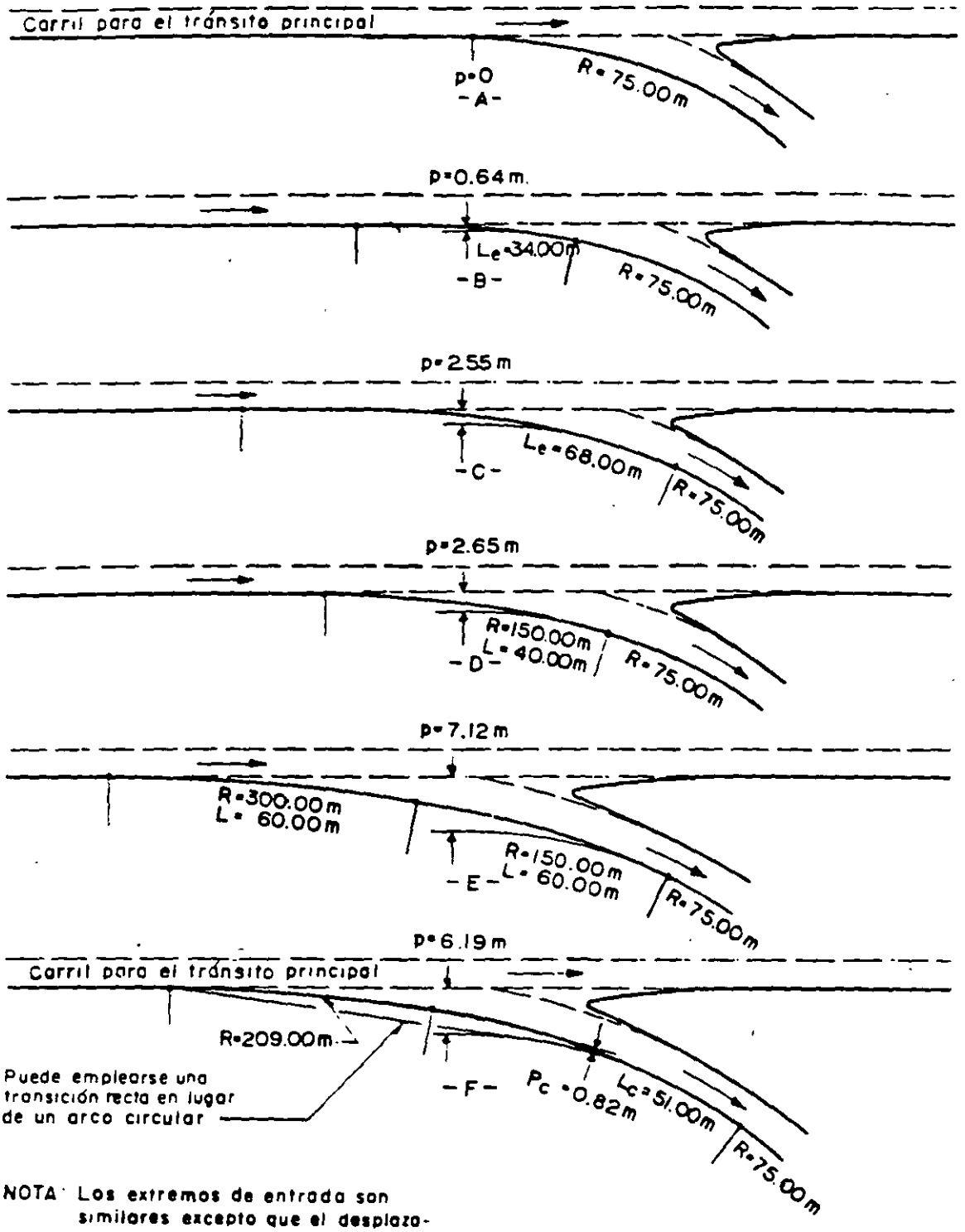
La facilidad y la suavidad de la operación resulta cuando la orilla de la calzada se proyecta con curvas de transición de la forma y longitud necesaria para evitar una desceleración brusca de los vehículos antes de entrar al enlace y para permitir el desarrollo de la sobreelevación antes de la curvatura máxima y para que los vehículos puedan seguir su trayectoria natural.

En las Figuras 11.42 y 11.43 se ilustran varias soluciones mediante curvas de transición aplicables al extremo de un enlace proyectado para velocidades de 30 y 50 km/h, respectivamente y que sale de un camino. Conforme se aumenta el desplazamiento (p) de la tangente de la orilla de la calzada del camino a la curva de radio mínimo, se proporcionan progresivamente salidas más suaves y adecuadas. La trayectoria correspondiente a la curva circular simple de la Figura 11.42-A mejora notablemente, uniendo el extremo de la curva con la orilla de la calzada del camino por medio de



NOTA: Los extremos de entrada son similares excepto que el desplazamiento de la nariz se elimina.

FIGURA 11.42. TRANSICIONES EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES. DISEÑOS PARA 30 KM/H



NOTA: Los extremos de entrada son similares excepto que el desplazamiento de la nariz se elimina.

FIGURA 11.43. TRANSICIONES EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES. DISEÑOS PARA 50 KM/H

una curva espiral de longitud mínima, como se muestra en la Figura 11.42-B Sin embargo, esta pequeña espiral no proporciona la longitud necesaria para desarrollar gradualmente la sobreelevación que requiere la curva circular, debido a que la cuña del pavimento adicional, $a - b - c$, es demasiado pequeña. Duplicando la longitud mínima de la espiral, Figura 11.42-C, el desplazamiento (p) aumenta a cerca de 2.50 m, lo cual permite una mejor trayectoria y mayor área $a - b - c - d$ para desarrollar la sobreelevación. Se pueden obtener resultados análogos aunque no siempre tan satisfactorios, con un arco circular de radio doble del mínimo, Figura 11.42-D.

Todavía se puede obtener un mejor alineamiento empleando una curva compuesta, Figura 11.42-E. En este caso, la curva de 24.00 m de radio es precedida de curvas de 48.00 y 96.00 m de radio, cuyas longitudes son aproximadamente las mínimas indicadas en la tabla 11-G. Este tipo de salida requiere un espacio mayor, debido a que el desplazamiento (p) es mayor de 7.00 m. Este diseño es superior a los ejemplos anteriores porque proporciona un cambio más gradual en la salida, con un espacio para la desceleración del tránsito y una mayor superficie para desarrollar la transición de la sobreelevación. En la Figura 11.42-F se muestra un tipo similar de salida, mediante una curva circular relativamente suave y una espiral entre esta curva y la de radio mínimo. El radio seleccionado para la curva inicial corresponde a una velocidad de proyecto de 70 km/h, o sea 40 km/h más que la velocidad de la curva mínima de 24.00 m de radio del enlace. Donde principia la espiral, se deberá tener un ancho aproximadamente igual al ancho de un carril.

Las Figuras 11.42-E y 11.42-F muestran el tipo de alineamiento que el proyectista deberá seguir en los lugares donde los movimientos de vuelta derecha deben canalizarse, especialmente cuando el tránsito sea intenso o se necesite acomodar vehículos largos. Cuando no sea factible aplicar estos diseños, deberán usarse alineamientos semejantes a los mostrados en la Figura 11.42-C. El diseño con un solo arco circular, como el de la Figura 11.42-A, por regla general debe evitarse. La misma explicación general se aplica a la Figura 11.43, en donde el enlace está proyectado por una velocidad de 50 km/h.

En las Figuras 11.42 y 11.43, se ilustra el extremo de un enlace que se separa de una carretera, pero pueden aplicarse diseños semejantes para el extremo que se une al camino, excepto en lo que se refiere a la nariz, la cual para los extremos de entrada no sufre desplazamientos en las orillas de la calzada.

En los diseños de las Figuras 11.42 y 11.43, se supone que una parte o todos los cambios necesarios de velocidad tienen lugar en el carril de tránsito principal. Los croquis mostrados también son aplicables cuando se añade un carril auxiliar paralelo o de cambio de velocidad. Si el carril exterior es de desceleración, la transición en la nariz será como lo muestra la línea punteada en la Figura 11.42-E, haciéndose la unión con la orilla de la calzada del carril de tránsito principal en el punto e.

Una solución alterna en el diseño de los extremos sería utilizar una línea recta en lugar de un arco circular, para unir la orilla del carril del tránsito principal con la curva desplazada de radio mínimo, como se ilustra en la Figura 11.42-F. Esta disposición requiere mayor superficie de pavimento, pero proporciona un cambio de dirección y una desceleración gradual al salir de los carriles del tránsito principal.

11.4.6 Ancho de la calzada en los enlaces

Los anchos de la calzada en los enlaces dependen de una serie de factores, entre los cuales están incluidos como principales: el volumen del tránsito y su composición, las características geométricas de los vehículos de proyecto, los grados de curvatura, el tipo de operación que se tendrá en los enlaces y algunas consideraciones con respecto a la distancia entre el vehículo y las orillas de la calzada.

Para fines de proyecto se consideran los siguientes tipos de operación:

I Operación en un solo sentido, con un solo carril y sin previsión para rebase.

II Operación en un solo sentido, con un solo carril y con previsión de rebase a vehículos estacionados.

III Operación en uno o en dos sentidos de circulación y con dos carriles.

Las condiciones anteriores se ilustran en la Figura 11.44.

El caso I puede aplicarse para enlaces relativamente cortos, siempre que los volúmenes de tránsito sean moderados o bajos.

El proyecto para el caso II permite rebasar a los vehículos estacionados, el espacio aun cuando es restringido permite la circulación, que ha de realizarse a velocidades bajas; se recomienda para volúmenes que no excedan la capacidad de un solo carril.

Los anchos del caso III se emplean cuando la operación es en dos sentidos, o cuando el volumen de tránsito es tan intenso que requiere de dos carriles para un solo sentido.

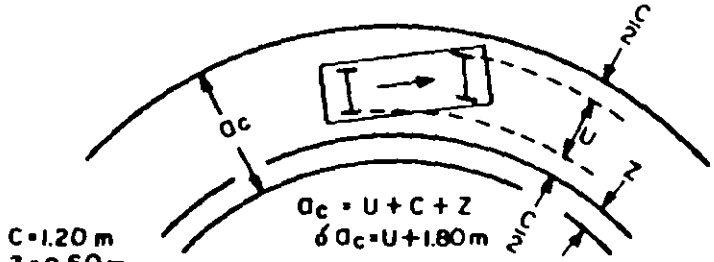
En el cálculo de la anchura de la calzada en curva a_c intervienen los siguientes elementos:

EV = Entrevía (m).
U = Distancia entre las trayectorias extremas de las ruedas del vehículo dentro de la curva (m).
R_G = Radio de giro de la rueda delantera externa (m).
DE = Distancia entre ejes del vehículo (m).
F_A = Proyección del vuelo delantero (m).
R = Radio de la orilla interna de la calzada (m).
F_B = Proyección del vuelo trasero (m).
V = Velocidad de proyecto (km/h).
C = Distancia libre entre vehículos (m).
Z = Ancho adicional por dificultades de maniobra (m).

A continuación se define brevemente cada uno de estos elementos dando en su caso una expresión para obtenerlos.

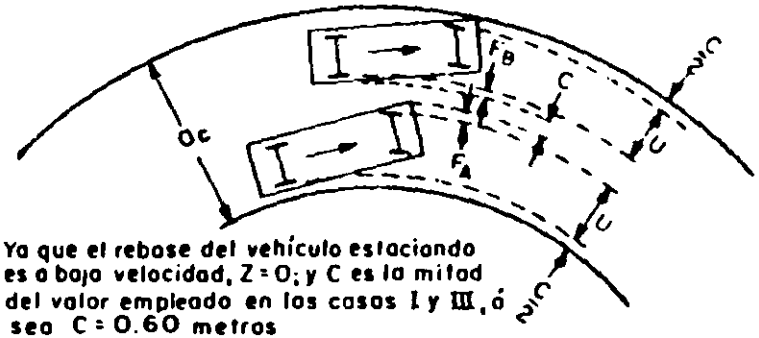
Entrevía EV es la distancia entre las caras externas de las ruedas traseras. Su valor depende del vehículo de proyecto seleccionado.

El ancho de la rodada en curva U se mide entre la trayectoria de la rueda delantera exterior y la de la rueda trasera interior, entre caras externas de las llantas; su valor depende del vehículo de proyecto seleccionado. Su determinación numérica está basada en la expresión siguiente:



— CASO I —

OPERACION EN UN SOLO SENTIDO, CON UN SOLO CARRIL Y SIN PREVISION PARA REBASE



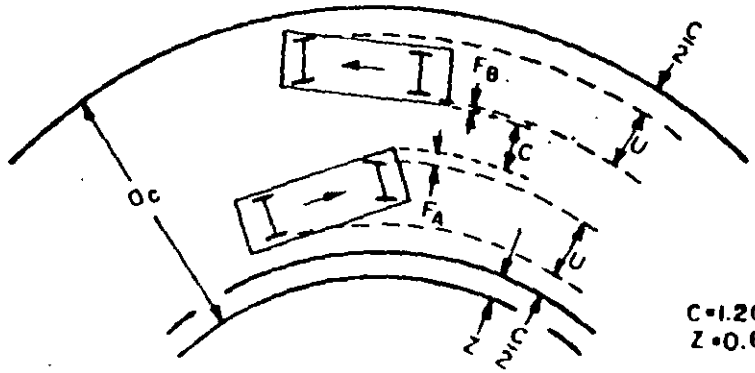
Ya que el rebase del vehículo estaciando es a bajo velocidad, Z = 0; y C es la mitad del valor empleado en los casos I y III, ó sea C = 0.60 metros

$$a_c = 2(U+C) + F_A + F_B \text{ ó}$$

$$a_c = 2U + F_A + F_B + 1.20m.$$

— CASO II —

OPERACION EN UN SOLO SENTIDO, CON UN SOLO CARRIL Y CON PREVISION DE REBASE A VEHICULOS ESTACIONADOS



$$a_c = 2(U+C) + F_A + F_B + Z \text{ ó}$$

$$a_c = 2U + F_A + F_B + 3.00m$$

— CASO III —

OPERACION EN UNO O EN DOS SENTIDOS DE CIRCULACION Y CON DOS CARRILES

U = Distancia entre las trayectorias extremas de las ruedas del vehículo dentro de la curva, (m)

F_A = Proyección del vuelo delantero, (m)

F_B = Proyección del vuelo trasero, (m)

C = Distancia libre entre vehículos, (m)

Z = Ancho adicional por dificultad de maniobra, (m)

NOTA: En las fórmulas para los casos II y III si el vehículo rebasado es de diferente tipo, 2U se convertirá en $U_1 + U_2$

FIGURA 11.44. ANCHO DE LA CALZADA EN LOS ENLACES

$$U = EV + R_G - \sqrt{R_G^2 - DE^2}$$

La ecuación anterior se aplica únicamente a los vehículos formados por una sola unidad; los valores correspondientes para los semirremolques se obtienen de modelos a escala. Los valores para los diferentes tipos de vehículos y para diferentes radios de giro se muestran en las curvas de la Figura 11.45.

Los valores para el radio de giro mínimo y la distancia entre ejes se obtienen para los diferentes vehículos de proyecto de la tabla 5-E mostrada en el Capítulo V referente a Elementos Básicos para el Proyecto.

La proyección del vuelo delantero F_A es la distancia radial entre la cara externa de la rueda delantera exterior y la trayectoria del borde delantero exterior de la carrocería. Sus valores para los diferentes vehículos de proyecto y diferentes radios de giro de la rueda delantera externa, se muestran en las curvas de la Figura 11.46.

La proyección del vuelo trasero F_B es la distancia radial entre la cara externa de la rueda trasera interna y el borde trasero interior de la carrocería En los automóviles la carrocería es 0.30 m más ancha que la distancia entre caras externas de las ruedas traseras, por lo que F_B es igual a 0.15 m. En cambio, en los camiones el ancho de la carrocería es el mismo que la entrevía, de donde $F_B = 0$. Estos valores aparecen en la esquina superior derecha de la Figura 11.46.

El ancho adicional por dificultad de maniobra (Z) proporciona una tolerancia para las distintas formas de manejar de los conductores. Se mide radialmente y se aplica en la orilla interior de la calzada conservándose uniforme en toda la curva. Su valor se obtiene a partir de la siguiente expresión empírica:

$$Z = \sqrt{\frac{0.10\,V}{R}}$$

en donde:
Z y R, en metros y
V, en km/h

Para los valores de V y R empleados usualmente en intersecciones, Z es un valor casi constante de 0.60 m.

La velocidad V y el radio R están ligados entre sí y sus valores de proyecto se trataron en el inciso 11.4.4.

La distancia libre entre vehículos C es la separación entre las carrocerías de los vehículos que se encuentran o rebasan. Su valor para proyecto es igual o mayor de 1.20 m.

Los anchos de calzada para cada uno de los casos de operación se denominan a_c. En la Figura 11.44 se muestran las fórmulas para obtener a_c y los valores de los factores que intervienen, para cada caso de operación. Para el caso I no se consideran las salientes de la carrocería ni la separación entre vehículos, puesto que no hay rebases ni encuentros. La maniobra de rebase en el caso II es una maniobra ocasional que sucede únicamente cuando algún vehículo debe detenerse por una situación de emergencia; es por ello que se elimina el valor de Z y el valor de C empleado, es la mitad que el utilizado para los casos I y III, o sea 0.60 m. En el proyecto correspondiente al caso III se emplean los valores normales, Z = 0.60 m, C = 1.20 m y F_A, F_B y U los correspondientes al vehículo o vehículos de proyecto.

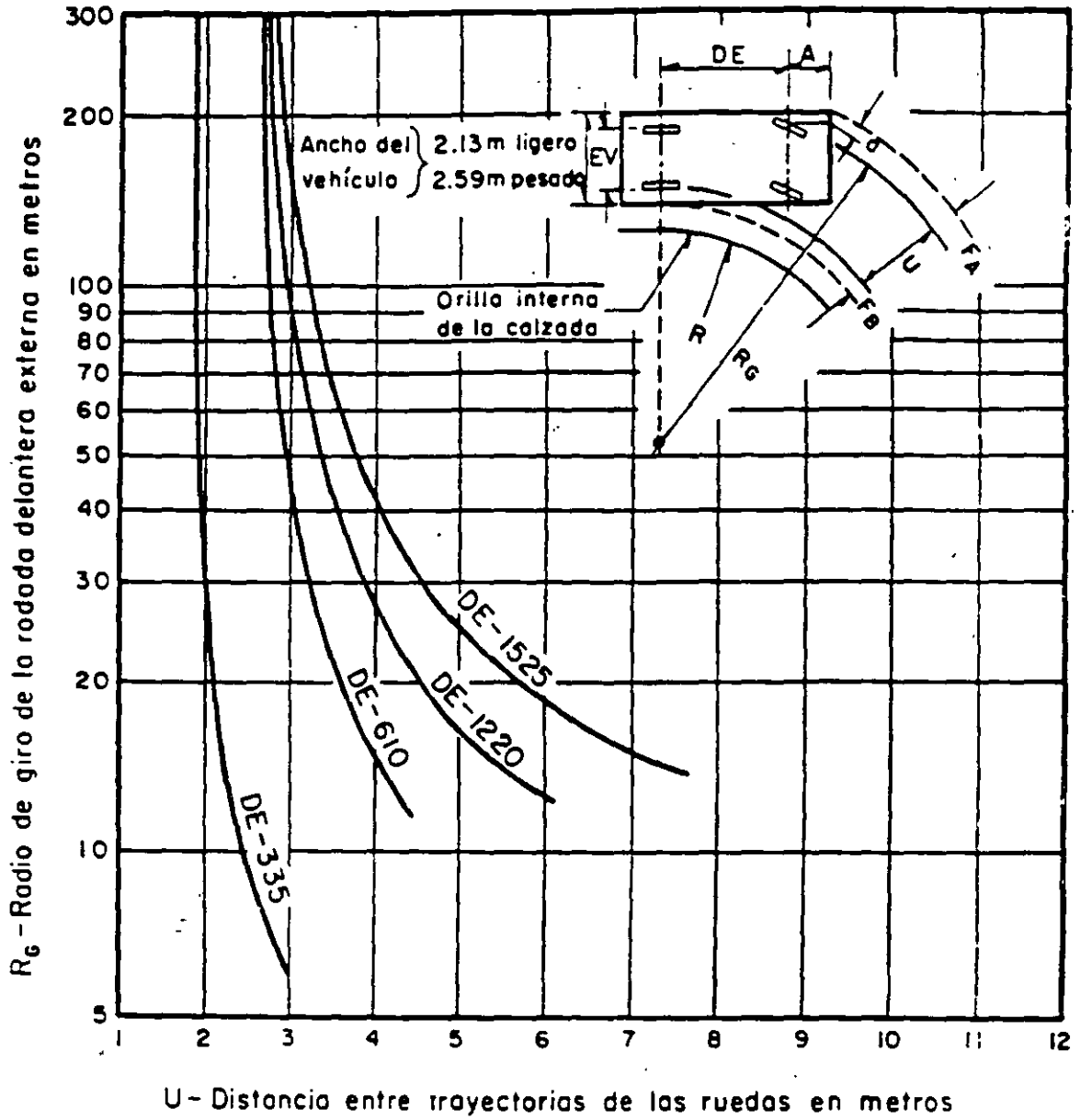


FIGURA 11.45. DISTANCIA ENTRE LAS TRAYECTORIAS EXTERNAS DE LAS RUEDAS DEL VEHICULO DENTRO DE LA CURVA

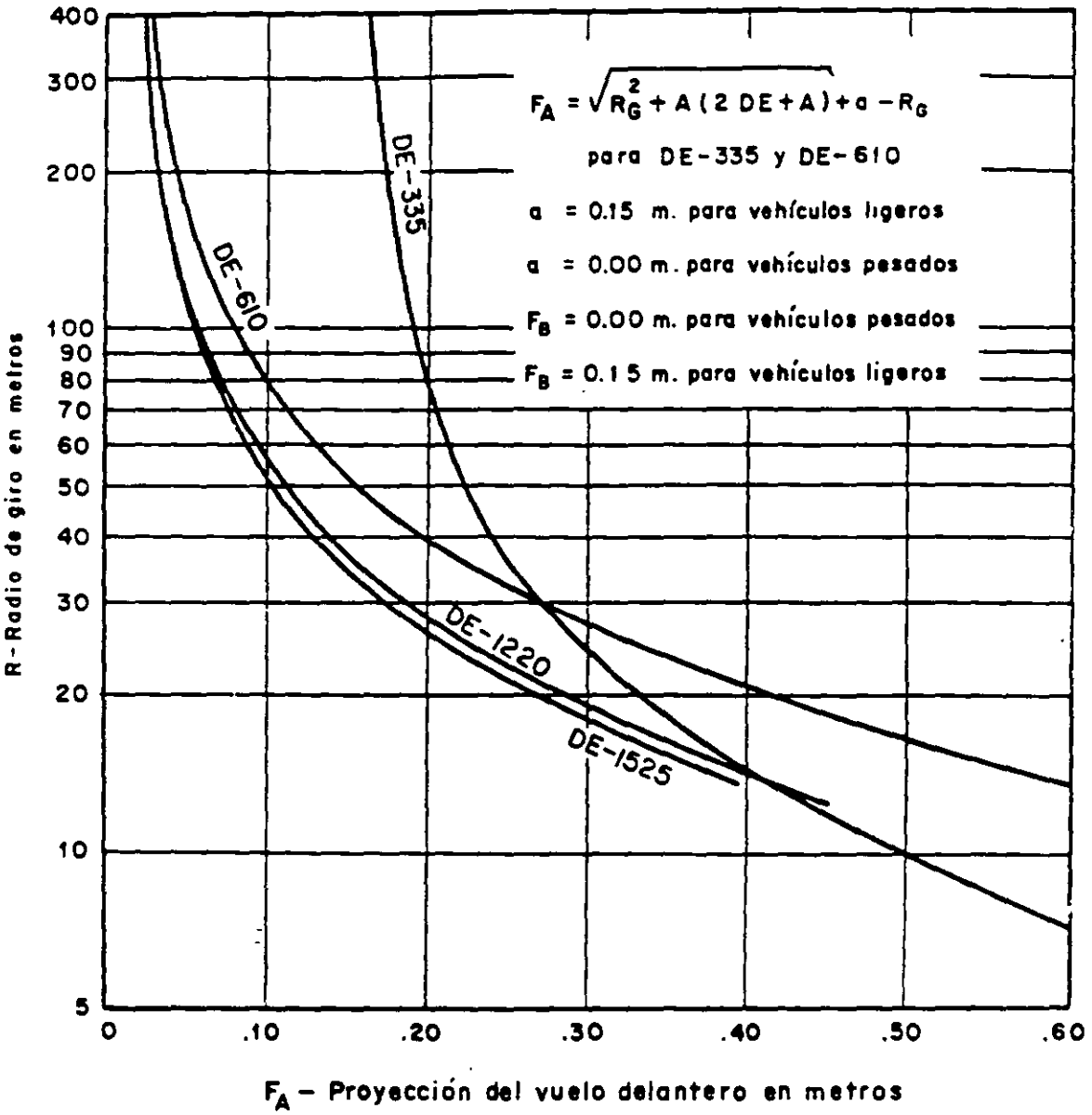


FIGURA 11.46. PROYECCION DEL VUELO DELANTERO DEL VEHICULO

Independientemente del tipo de operación para el cual se ha decidido proyectar, de acuerdo con las condiciones esperadas, es necesario conocer el tipo de vehículos que operarán en el enlace antes de determinar el ancho de la calzada. Para fines de proyecto se analizan tres condiciones de tránsito, las cuales se describen a continuación:

Condición de Tránsito A: predominantemente vehículos de proyecto DE-335, pero con algunos camiones DE-610.

Condición de Tránsito B: un número suficiente de vehículos DE-610 como para gobernar el proyecto, pero con algunos semirremolques.

Condición de Tránsito C: suficientes vehículos DE-1220, o DE-1525 para gobernar el proyecto.

Las condiciones de Tránsito A, B y C, están descritas en términos muy generales debido a que usualmente no se dispone de los datos de tránsito de cada tipo de vehículos, que permitan definir con precisión estas condiciones de tránsito en relación con el ancho de la calzada.

Para fines de proyecto se supone un tipo o tipos de vehículos por cada caso de operación en combinación con las diferentes condiciones de tránsito. Los tipos seleccionados se presentan en la siguiente tabla:

CASO DE OPERACION	CONDICIONES DE TRANSITO		
	A	B	C
Caso I.....	DE — 335	DE — 610	DE — 1220
Caso II.....	DE-335 — DE-335	DE-335 — DE-610	DE-610 — DE-610
Caso III.....	DE-335 — DE-610	DE-610 — DE-610	DE-1220 — DE-1525

La combinación de vehículos, por ejemplo DE-335 - DE-610 para el caso II y condición de tránsito B, significa que un vehículo DE-335 puede rebasar a un vehículo DE-610, o viceversa.

El hecho de proyectar para un cierto vehículo, no necesariamente imposibilita el paso de un vehículo de mayores dimensiones, aunque reduce su velocidad de operación y su libertad de maniobra, requiriéndose una mayor habilidad del conductor. En la siguiente tabla se muestran los vehículos más grandes que pueden circular por los enlaces, de acuerdo con los vehículos de proyecto empleados para cada combinación de caso de operación y condición de tránsito mostradas en la tabla anterior:

CASO DE OPERACION	CONDICIONES DE TRANSITO		
	A	B	C
Caso I.....	DE — 1220	DE — 1220	DE — 1525
Caso II.....	DE-335 — DE-610	DE- 335 — DE-1220	DE- 610 — DE-1525
Caso III.....	DE-610 — DE-1220	DE-1220 — DE-1220	DE-1525 — DE-1525

En la tabla 11-H se dan los valores de proyecto para las anchuras de calzada necesarias para cada caso de operación-condición de tránsito. En la parte inferior de la tabla, se incluye una serie de recomendaciones para modificar el ancho de la calzada de acuerdo con el tratamiento lateral que se dé a los enlaces.

La anchura de la calzada se modifica dependiendo de que exista acotamiento así como libertad para circular sobre él. En ocasiones puede llegar a reducirse o aumentarse, tal como se indica en la parte inferior de la tabla 11-H.

R Radios de la orilla interna de la calzada, metros	ANCHO DE CALZADA EN METROS								
	CASO I Operación en un sólo sentido, con un sólo carril y sin previsión para el rebase.			CASO II Operación en un sólo sentido, con un sólo carril y con previsión para el rebase a vehículos estacionados.			CASO III Operación en uno o dos sentidos de circulación, y con dos carriles.		
	CONDICION DE TRANSITO								
	A	B	C	A	B	C	A	B	C
15.00	5.50	5.50	7.00	7.00	7.50	8.75	9.50	10.75	12.75
23.00	5.00	5.25	5.75	6.50	7.00	8.25	8.75	10.00	11.25
31.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	7.50	8.50	9.50	10.75
46.00	4.25	5.00	5.25	5.75	6.50	7.25	8.25	9.25	10.00
61.00	4.00	5.00	5.00	5.75	6.50	7.00	8.25	8.75	9.50
91.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	9.25
122.00	4.00	4.50	5.00	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	8.75
152.00	3.75	4.50	4.50	5.50	6.00	6.75	8.00	8.50	8.75
Tangente	3.75	4.50	4.50	5.25	5.75	6.50	7.50	8.25	8.25

Modificaciones al ancho de acuerdo con el tratamiento de las orillas de la calzada.			
Guarnición achaflanada	NINGUNA	NINGUNA	NINGUNA
Guarnición vertical Un lado	Aumentar 0.30 m	NINGUNA	Aumentar 0.30m
Dos lados	Aumentar 0.60m	Aumentar 0.30m	Aumentar 0.60m
Acotamiento, en uno o en ambos lados.	NINGUNA	Restar el ancho del acotamiento; Ancho mínimo de la calzada el del Caso I	Cuando el acotamiento sea de 1.20m o mayor, reducir 0.60 m

TABLA 11-H. ANCHO DE CALZADA EN LOS ENLACES

En algunas intersecciones canalizadas, los enlaces son tan cortos, que su orilla izquierda la constituye la orilla de la isleta direccional, los anchos adicionales, necesarios para el enlace, se tratan en lo referente a isletas.

En las intersecciones de caminos rurales el acotamiento del lado derecho del enlace, generalmente es igual al del camino de acceso a la intersección, aunque en ocasiones puede tener un ancho menor debido a condiciones especiales de la intersección.

11.4.7 Carriles de cambio de velocidad

Se llaman carriles de cambio de velocidad, aquellos que se añaden a la sección normal de una calzada, con el objeto de proporcionar a los vehículos el espacio suficiente para que alcancen la velocidad necesaria y se incorporen a la corriente de tránsito de una vía, o puedan reducir la velocidad cuando desean separarse de la corriente al acercarse a una intersección.

De acuerdo con esta definición, los carriles de cambio de velocidad pueden ser carriles de aceleración y carriles de desceleración.

Los carriles de aceleración, permiten a los vehículos que entran a la vía principal de la intersección, adquirir la velocidad necesaria para incorporarse con seguridad a la corriente de tránsito de la misma, proporcionando la distancia suficiente para realizar dicha operación sin interrumpir la corriente de tránsito principal

Los carriles de desceleración permiten a los vehículos, que desean salir de una vía, disminuir su velocidad después de haber abandonado la corriente del tránsito principal.

No pueden establecerse con precisión los requisitos que justifican el uso de carriles de cambio de velocidad por la cantidad de factores que deben considerarse, entre los principales se citan los siguientes: velocidad, volumen de tránsito, capacidad, tipo de camino y de servicio que debe proporcionarse, disposición y frecuencia de las intersecciones e incidencia de accidentes; sin embargo, de acuerdo con experiencias y observaciones se ha llegado a las siguientes conclusiones con relación a su empleo:

Se requieren carriles de cambio de velocidad en caminos de alta velocidad y de alto volumen de tránsito, en donde es necesario modificar la velocidad de los vehículos que se incorporan o dejan la corriente de tránsito principal.

No todos los conductores usan los carriles de cambio de velocidad de la misma manera y algunos conductores los utilizan poco, pero en general estos carriles son utilizados lo suficiente para mejorar la seguridad y la operación del camino.

El grado de utilización de los carriles de cambio de velocidad varía directamente con el volumen de tránsito; cuando los volúmenes de tránsito son altos la mayoría de los conductores los emplean para ejecutar sus cambios.

Los carriles de desceleración en los accesos de intersecciones a nivel, que también funcionan como carriles de espera o almacenamiento para el tránsito que va a dar vuelta, son especialmente ventajosos y en general la experiencia con ellos ha sido favorable. Estos carriles reducen el peligro de accidentes y aumentan la capacidad de la intersección. Un buen ejemplo de esto son los carriles adyacentes a la faja separadora central, los cuales proporcionan un lugar para los vehículos que esperan una oportunidad para dar vuelta, dejando así el carril o los carriles directos sólo para el tránsito que sigue de frente.

Los carriles de cambio de velocidad pueden tomar diferentes formas, dependiendo del alineamiento del camino, la frecuencia de las intersecciones y las distancias requeridas para efectuar el cambio de velocidad.

Los carriles de desceleración deben proyectarse de tal manera que den al conductor una indicación clara del lugar en donde se separa de la corriente principal, lo que se logra tanto con superficie de pavimento de color contrastante, como con señalamiento e iluminación. En la Figura 11.47 se muestran algunos diseños típicos, de los cuales dos pertenecen a carriles de desceleración.

El croquis 11.47-A muestra un carril de desceleración, con una zona de transición que tiene por objeto eliminar la parte del carril que no se usa. Este tipo presenta desventaja para los conductores ya que los obliga a maniobrar siguiendo una curva inversa. La mayoría de los conductores, cuando tienen la libertad de escoger sus trayectorias, prefieren usar una trayectoria directa en lugar de una inversa; sin embargo, cuando el volumen de tránsito es grande, se presenta una tendencia en la mayoría de los conductores de utilizar los carriles con una trayectoria inversa.

El croquis 11.47-B muestra el carril de desceleración que se adapta a la trayectoria directa, preferida por los conductores. Su uso es particularmente ventajoso cuando existen movimientos de vuelta importantes.

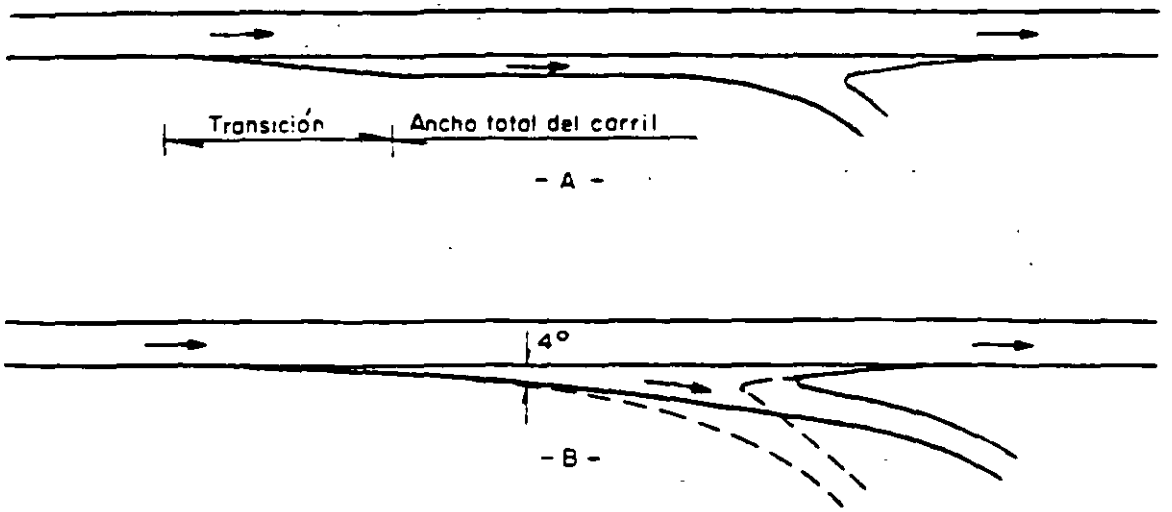
Cuando los carriles de desceleración se inician dentro de una sección en curva, tal como se muestra en la Figura 11.48, deben definirse sus límites, de tal manera que aseguren al conductor distinguir claramente entre el camino y el enlace; cuando la curva del camino es izquierda y el enlace sale a la derecha, se presenta un quiebre en la sección transversal en la orilla de la calzada del camino, debido a la sobreelevación contraria que debe proporcionársele al enlace, por lo que la longitud del carril de desceleración, deberá ser suficiente para permitir un cambio gradual en la sección transversal; cuando esta longitud sea considerable, o cuando la sobreelevación del camino sea mayor de 5%, la manera más apropiada para diseñar el carril es la que se indica en la Figura 11.48-B.

Cuando el camino tiene una curva derecha y la salida está ubicada sobre el lado derecho, el carril de desceleración deberá tomar la forma que se indica en la Figura 11.48-C. La sobreelevación del carril adicional es la misma que tiene la curva del camino y la nariz que separa los carriles, en este caso, como en todos los de carriles de desceleración, deberá quedar fuera de la orilla de la calzada del camino, de preferencia a una distancia igual al ancho del acotamiento; de esta manera, un vehículo que se salga de la calzada podrá volver a ella con mínimos daños.

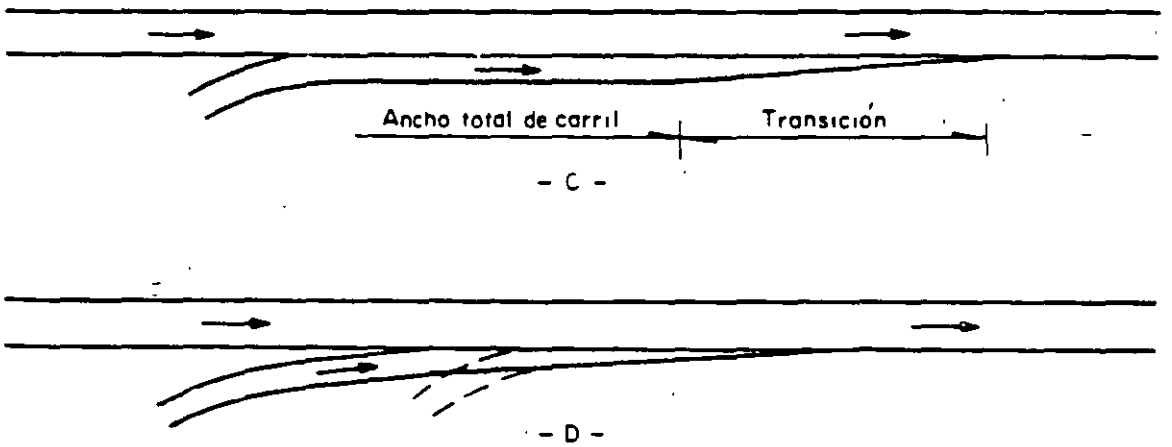
Las consideraciones para el proyecto de los carriles de aceleración son similares a las de los carriles de desceleración.

Los carriles de aceleración tienen una doble función; por un lado, permiten a los conductores aumentar su velocidad antes de entrar a los carriles principales y por el otro, proporcionan una distancia suficiente dando tiempo a que el conductor pueda incorporarse al flujo adyacente, seleccionando un espacio entre dos vehículos que le permiten ejecutar la maniobra.

A) Transición en los carriles de cambio de velocidad. Cuando en los carriles de cambio de velocidad se utilizan transiciones para realizar el cambio de carril en una manera cómoda y segura. La longitud y forma de la transición deberá ser tal que invite a los conductores a efectuar la maniobra de cambio de carril. Para poder determinar la longitud de

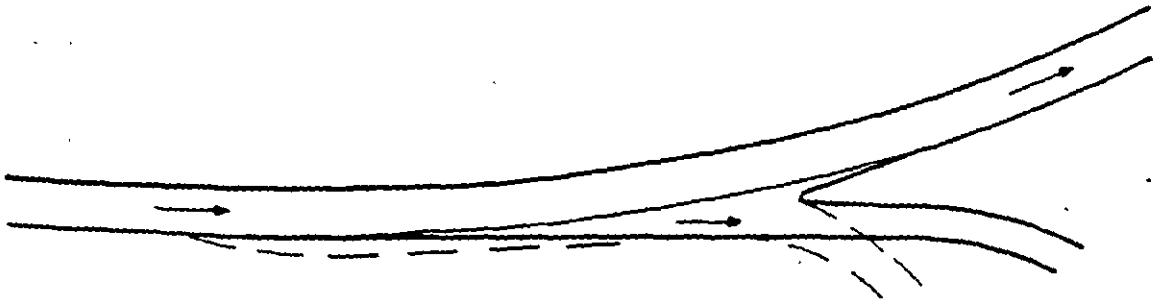


CARRILES DE DESCELERACION

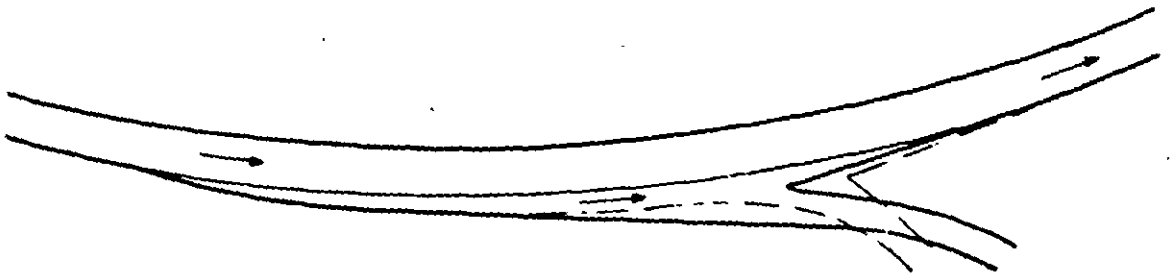


CARRILES DE ACELERACION

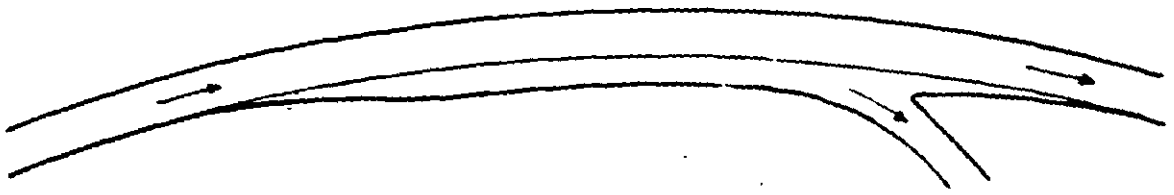
FIGURA 11.47. FORMAS DE CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD



— A —



— B —



— C —

FIGURA 11.48. CARRILES DE DESCELERACION EN CURVAS

la transición se han llevado a cabo algunos estudios sobre el tiempo requerido por un vehículo para abandonar el carril de tránsito principal e incorporarse al de cambio de velocidad. Se encontró que el vehículo que ejecuta la maniobra requiere de 2.7 a 4.1 segundos, dependiendo de las condiciones del tránsito. Por lo que se considera como normal un tiempo que varia entre 3 y 4 seg, recomendándose para proyecto 3.5 seg. Con base en lo anterior se obtuvieron diferentes valores de la longitud de la transición, dependiendo de la velocidad de marcha y de la de proyecto, esos valores se muestran en la tabla 11-I.

B) Anchura del carril de cambio de velocidad. Cuando el carril de cambio de velocidad queda paralelo al eje del camino, la anchura no deberá ser menor de 3.35 m y preferentemente deberá tener 3.65 m. Para el caso en que se utilicen carriles de desceleración direccionales, como el mostrado en la Figura 11.47-B, la anchura es variable dependiendo del enlace y de la forma y desplazamiento de la nariz. Se recomienda que la salida se inicie con una deflexión de 4°, para hacer notar el principio del carril de desceleración.

En los carriles de aceleración direccionales, como los que se muestran en la Figura 11.47-D, se procura que la transición sea uniforme con una relación de 50:1 para caminos de alta velocidad y de 20:1 hasta 50:1 para cualquier otro tipo de camino.

Deben construirse acotamientos aunque no tengan un ancho igual al que tienen en el camino. En el caso de que se coloquen guarniciones deben quedar alojadas en la orilla exterior del acotamiento y por ningún motivo deberán aceptarse a menos de 0.30 m de la orilla de la calzada.

C) Longitud de los carriles de cambio de velocidad. La longitud de los carriles de desceleración está basada en la combinación de tres factores:

La velocidad a la que los conductores entran al carril adicional.

La velocidad a la que los conductores salen después de recorrer el carril de desceleración.

La forma de descelerar o los factores de la desceleración.

Para fines de proyecto se supondrá que los conductores que van a entrar a los carriles de desceleración viajan a la velocidad de marcha. Deberá

VELOCIDAD DE PROYECTO EN LA CARRETERA, EN km/h	50	60	70	80	90	100	110
VELOCIDAD DE MARCHA, EN km/h	46	55	63	71	79	86	92
LONGITUD DE LA TRANSICION, CALCULADA EN METROS	44 8	53 5	61.3	69 1	76 9	83 7	89 5
LONGITUD DE LA TRANSICION, RECOMENDADA EN METROS	45	54	61	69	77	84	90

TABLA 11-I. LONGITUD DE LA TRANSICION EN LOS CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD

colocarse un señalamiento apropiado antes del carril de desceleración, para informar a los conductores de la existencia de éste.

Para determinar la forma de descelerar, se han realizado varios estudios, los cuales se desarrollan en dos etapas:

a) Se retira el pie del acelerador y el vehículo reduce la velocidad únicamente con el motor, sin emplear los frenos.

b) Se aplican los frenos.

Los estudios efectuados para conocer las características de la desceleración en la etapa *a)*, se han realizado con vehículos ligeros y de ellos se ha concluido que en un tiempo de tres segundos la mayor parte de los conductores capta la situación y pasa a la siguiente etapa. Para la etapa *b)* se ha encontrado que una desceleración que se puede llamar cómoda, para pasar de 110 km/h a un alto total, es del orden de 10 km/h por segundo o sea 2.75 m/seg² y para pasar de 50 km/h a un alto total, es del orden de 6.5 km/h por segundo o sea 1.8 m/seg², de donde se observa que a velocidades altas los conductores aplican los frenos con mayor severidad.

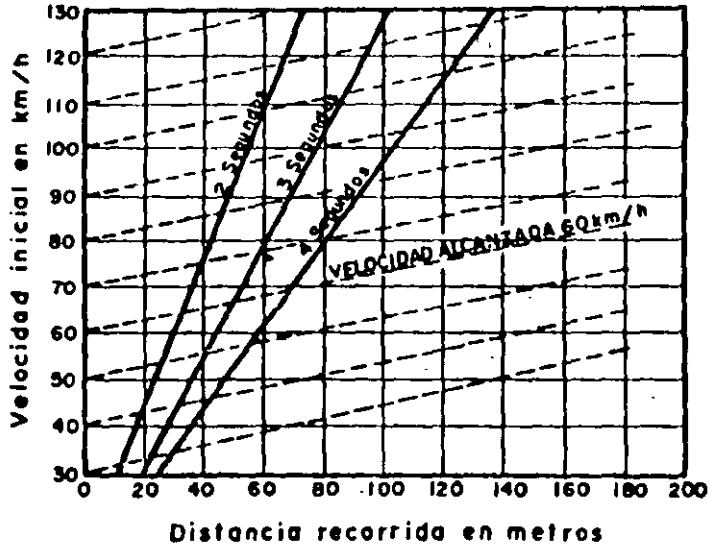
En la Figura 11.49 están mostradas en forma de gráficas, las conclusiones de los estudios para las dos etapas citadas anteriormente; en la gráfica A se puede obtener la distancia recorrida durante la desceleración sin aplicar los frenos y en la B la distancia recorrida durante el frenado.

Para ilustrar la manera de utilizar estas gráficas, supóngase que se quiere conocer la distancia que recorre un vehículo que lleve una velocidad de marcha de 85 km/h y quiere detenerse. En la gráfica A se entra con el valor de la velocidad de marcha, que en este caso es de 85 km/h y horizontalmente se busca el punto de intersección con la línea de tres segundos, que es el tiempo recorrido para utilizarse en el proyecto. Una vez encontrado este punto se regresa a la escala de las velocidades, paralelamente a la línea discontinua que indica las velocidades alcanzadas descelerando únicamente con el motor. De esta manera se obtiene una velocidad de 76 km/h y desde el punto de intersección de la línea de tres segundos con una vertical, se corta el eje de las distancias que para el ejemplo sería, aproximadamente, 65 m. A la gráfica B se entra con el valor de la velocidad alcanzada después de recorrer tres segundos sin aplicar el freno, o sea 76 km/h. Con una horizontal se intersecta la línea que representa la velocidad a la que se quiere llegar al final del carril, en este caso cero y desde este punto se llega verticalmente al eje de las abscisas, donde se tendrá que 98 m es la distancia recorrida mientras se aplican los frenos. La suma de las distancias bajo las dos condiciones da la respuesta al problema o sea: 65 + 98 = 163 m.

De acuerdo con lo anterior, se han tabulado las longitudes resultantes para los carriles de desceleración que se muestran en la tabla 11-J, en donde se determina la longitud en función de la velocidad de proyecto de la carretera. Estos valores están basados en la operación de los vehículos ligeros, reconociendo que los vehículos pesados requieren mayores distancias para descelerar, pero no se justifican longitudes mayores debido a que la velocidad promedio de los vehículos pesados es generalmente menor que la de los ligeros.

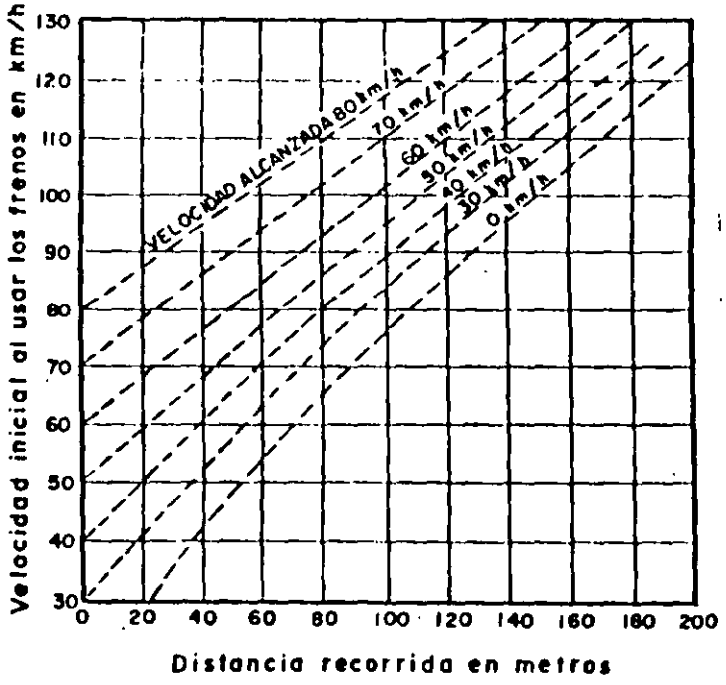
Para medir las longitudes de los carriles de desceleración hay que distinguir entre los dos tipos principales:

a) Cuando son direccionales o sea cuando la transición se efectúa en una forma gradual en toda la longitud del carril.



DISTANCIA RECORRIDA DURANTE
LA DESCELERACION CON MOTOR
SIN USAR FRENOS

A



DISTANCIA RECORRIDA DURANTE
EL FRENADO

B

FIGURA 11.49. DISTANCIAS RECORRIDAS DURANTE LA DESCELERACION PARA VEHICULOS LIGEROS, EN KM/H

b) Cuando lleva transición normal al principio del carril.

Para el tipo *a)* debe considerarse que el carril empieza en un punto donde su ancho sea entre 1.50 y 1.80 m y en autopistas o caminos especiales donde se sostengan altas velocidades puede considerar hasta el punto en donde el ensanchamiento llegue a ser el correspondiente a un carril normal; este incremento de la longitud permitirá un cambio de velocidad más liberal que el considerado. El otro extremo del carril será en aquel punto del enlace en donde sea necesario cambiar la velocidad, ya sea por una curva de grado superior o porque haya necesidad de detenerse.

Para el tipo *b)* o sea cuando el carril de desceleración es paralelo al eje del camino, la longitud total se mide donde empieza la transición normal hasta el punto donde empieza el enlace o sea donde se forma una nariz que separa las dos vías.

La longitud de un carril de aceleración se basa en la combinación de cuatro factores:

La velocidad a la cual los conductores entran al carril de aceleración.

La velocidad a la cual los conductores convergen con el tránsito principal.

La manera de acelerar o los factores de la aceleración.

Los volúmenes relativos del tránsito directo y del que se va a incorporar.

Para caminos de altos volúmenes de tránsito se debe proporcionar la longitud suficiente, para que el tránsito que se va a incorporar a la corriente principal, tenga el tiempo necesario para esperar que exista un espacio entre dos vehículos de la corriente principal, que le permita incorporarse.

La velocidad deseable de los conductores al pasar del carril de aceleración a los carriles del tránsito principal, debe aproximarse a la de éstos, por lo que el proyecto debe basarse en una velocidad de incorporación igual a la velocidad de marcha del camino. Al empezar el carril de aceleración se debe considerar la velocidad de marcha del enlace que precede al carril de aceleración; la diferencia entre la velocidad de marcha del enlace y la del camino es la que determina la longitud del carril de aceleración.

Los estudios sobre la manera que aceleran los vehículos,[57] han definido que para pasar de cero hasta 50 km/h, aceleran a razón de 4 km/h por segundo o sea 1.11 m/seg^2 y de 1.6 km/h por segundo o sea 0.44 m/seg^2, para pasar de cero hasta 110 km/h, de donde se observa que para alcanzar velocidades altas la aceleración es menor.

En la gráfica de la Figura 11.50 están representadas las conclusiones del trabajo realizado para estudiar la aceleración normal, en el que se supuso que la velocidad con que se incorporan los vehículos es aproximadamente 8 km/h menor que la velocidad de marcha del camino principal. Para ilustrar la manera de utilizar la gráfica, supóngase que un vehículo lleva una velocidad de marcha al empezar el carril de aceleración V'_a de 3.5 km/h y que desea alcanzar una velocidad V_a de 55 km/h, que es inferior en 8 km/h a la velocidad de marcha del camino. El punto donde se cruzan las líneas correspondientes a estos valores define una longitud de 100 m para el carril de aceleración. En la tabla 11-J están los valores que se deben utilizar para el proyecto.

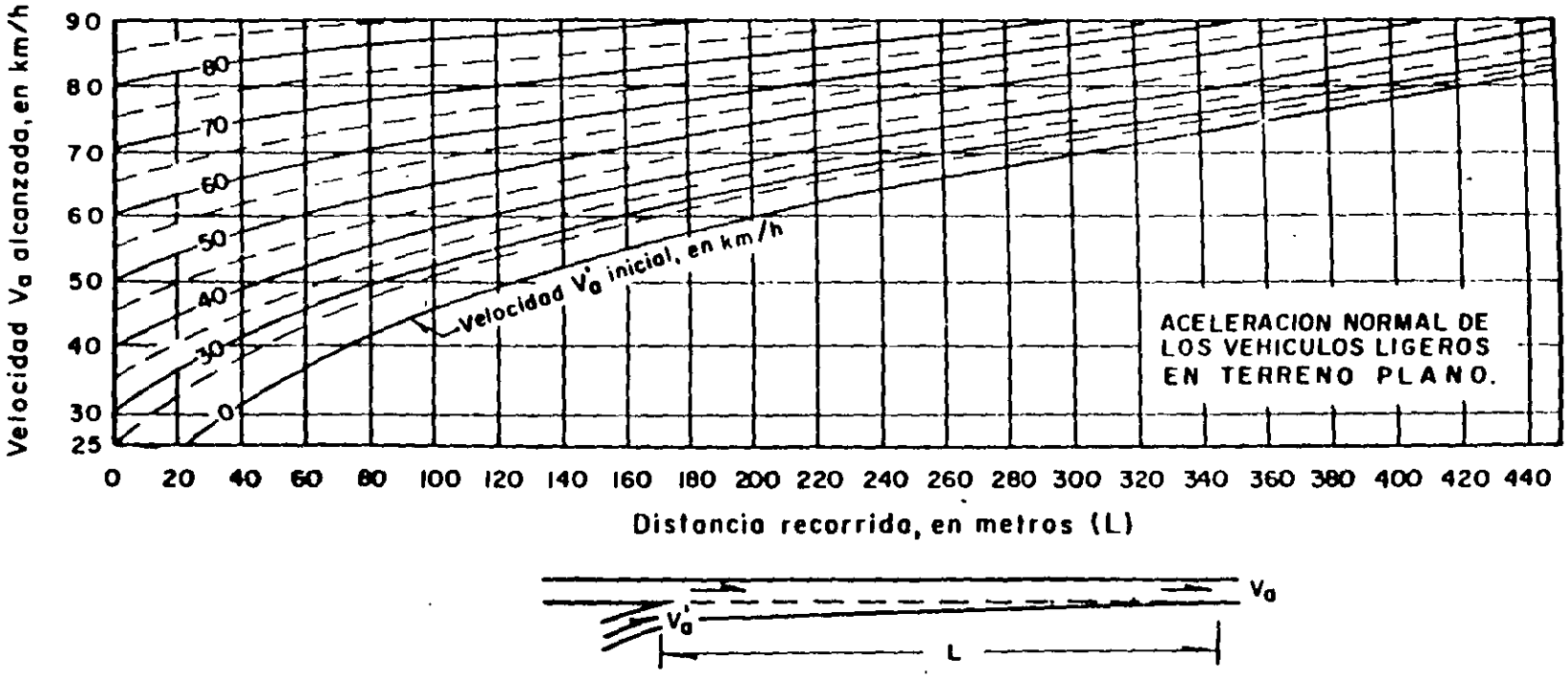
[57] Bureau of Public Roads 1937.

Velocidad de proyecto en el enlace, km/h	Condición de parada	25	30	40	50	60	70	80
Radio mínimo de curva, metros		15	24	45	75	113	154	209

Velocidad de proyecto de la carretera, km/h	Longitud de la transición, en metros.	Longitud total del carril de DESCELERACION, incluyendo la transición, en metros.							
50	45	64	45	—	—	—	—	—	—
60	54	100	85	80	70	—	—	—	—
70	61	110	105	100	90	75	—	—	—
80	69	130	125	120	110	95	85	—	—
90	77	150	145	140	130	115	105	80	—
100	84	170	160	160	145	135	125	100	—
110	90	185	175	175	160	150	140	120	100

Velocidad de proyecto de la carretera, km/h	Longitud de la transición, en metros.	Longitud total del carril de ACELERACION, incluyendo la transición, en metros.							
50	45	170	45	—	—	—	—	—	—
60	54	110	85	75	—	—	—	—	—
70	61	160	135	125	100	—	—	—	—
80	69	230	125	190	170	125	—	—	—
90	77	315	300	285	255	205	160	—	—
100	84	405	395	380	350	295	240	160	—
110	90	470	465	455	425	375	325	260	180

TABLA 11-J. LONGITUD DE LOS CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD



CARRETERA			L - LONGITUD DEL CARRIL DE ACELERACION, EN METROS							
			VELOCIDAD DE PROYECTO DEL ENLACE, EN km/h							
VELOCIDAD DE PROYECTO, EN km/h	VELOCIDAD DE MARCHA, EN km/h	VELOCIDAD ALCANZADA, EN km/h	CONDICION DE ALTO	25	30	40	50	60	70	80
			Y VELOCIDAD INICIAL (V'_a), EN km/h							
			0	23	27	35	44	51	63	71
50	46	38	64	44	34	10	—	—	—	—
60	55	47	108	65	74	52	12	—	—	—
70	63	55	158	136	126	100	58	—	—	—
80	71	63	230	204	192	168	124	78	—	—
90	79	71	314	300	284	254	204	158	74	—
100	86	78	404	394	382	350	296	240	162	82
110	92	84	470	464	456	426	375	326	258	178

FIGURA 11.50. LONGITUDES PARA CARRILES DE ACELERACION

Las longitudes de los carriles de aceleración se basan en la operación de los vehículos ligeros; los pesados que generalmente requieren distancias mayores para acelerar, al incorporarse a la corriente principal del tránsito causan problemas aceptados en general por el público. Cuando se tiene un número considerable de vehículos pesados haciendo uso de la entrada a un camino de alta velocidad, debe incrementarse la longitud del carril de aceleración.

Las longitudes de los carriles de aceleración se miden de una manera similar a los de desceleración, tomando en cuenta que en este caso únicamente existen dos tipos, el direccional y el paralelo al eje del camino con la transición al final del carril.

D) Factores que afectan la longitud de los carriles de cambio de velocidad. La longitud de los carriles para cambio de velocidad se ha basado en las siguientes condiciones:

Están aproximadamente al nivel, con pendientes de 2% o menos.

La sobreelevación del enlace puede desarrollarse apropiadamente.

Los volúmenes de tránsito no son lo suficientemente grandes para causar una interferencia con el tránsito principal.

Cuando no existan estas condiciones, es necesario hacer ajustes en las longitudes de los carriles para cambio de velocidad.

1. Pendiente. Las distancias de desceleración son mayores en pendientes descendentes y más cortas en pendientes ascendentes, mientras que las distancias de aceleración son mayores en pendientes ascendentes y más cortas en pendientes descendentes; a la fecha no se cuenta con datos sobre el comportamiento de los conductores cuando desceleran y acelerań en pendientes, pero pueden ser estimados aplicando los principios de mecánica, reconociendo que los conductores cuando aceleran en pendientes ascendentes, aplican el pedal del acelerador con mayor intensidad que a nivel. Las longitudes de los carriles de aceleración y desceleración en pendientes, comparadas con las correspondientes a nivel, se muestran en forma de resumen en la tabla 11-K. Los valores obtenidos de esta tabla multiplicados por la longitud dada en la tabla 11-J, proporcionan la longitud total del carril en pendiente.

Como ejemplo, si se desea saber la longitud de los carriles de cambio de velocidad en un camino con altos volúmenes de tránsito y una velocidad de proyecto de 110 km/h, en que el enlace tiene una pendiente descendente de 5% y va en una curva cuya velocidad de proyecto es de 50 km/h, se procederá de acuerdo con lo siguiente:

La longitud del carril de desceleración será $150 \times 1.35 = 202.50$ m y la longitud del carril de aceleración sería $375 \times 0.5 = 187.50$ m.

Considerando ahora una pendiente ascendente de 5% y las demás condiciones iguales al caso anterior, la longitud del carril de desceleración sería $150 \times 0.8 = 120$ m, mientras que la longitud del carril de aceleración sería de $375 \times 2.2 = 825$ m. Esta longitud permitirá a los vehículos entrar aproximadamente a 84 km/h, o sea 8 km/h por debajo de la velocidad de marcha en el camino.

2. Sobreelevación. La longitud y forma de los carriles para cambios de velocidad puede asimismo ser afectada por el desarrollo de la sobreelevación, como se discutirá posteriormente.

3. Volumen. Las longitudes dadas en la tabla 11-J para los carriles de aceleración, son generalmente adecuadas para condiciones de alto volumen,

CARRILES DE DESCELERACION		
VELOCIDAD DE PROYECTO DE LA CARRETERA, EN km/h	RELACION DE LA LONGITUD EN PENDIENTE A LA LONGITUD A NIVEL PARA:	
TODAS	EN PENDIENTE ASCENDENTE DEL 3 AL 4 % 0.9	EN PENDIENTE DESCENDENTE DEL 3 AL 4 % 1.2
TODAS	EN PENDIENTE ASCENDENTE DEL 5 AL 6 % 0.8	EN PENDIENTE DESCENDENTE DEL 5 AL 6 % 1.35

CARRILES DE ACELERACION								
VELOCIDAD DE PROYECTO DE LA CARRETERA, EN km/h	RELACION DE LA LONGITUD EN PENDIENTE A LA LONGITUD A NIVEL PARA VELOCIDAD DE PROYECTO EN EL ENLACE, EN km/h							PARA TODAS LAS VELOCIDADES
	25	30	40	50	60	70	80	
	EN PENDIENTE ASCENDENTE DEL 3 AL 4 %							EN PENDIENTE DESCENDENTE DEL 3 AL 4 %
50	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	0.70
60	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.40	0.70
70	1.30	1.30	1.30	1.30	1.30	1.40	1.40	0.70
80	1.30	1.30	1.30	1.40	1.40	1.40	1.50	0.70
90	1.30	1.30	1.40	1.40	1.50	1.50	1.60	0.60
100	1.40	1.40	1.50	1.50	1.50	1.60	1.60	0.60
110	1.40	1.50	1.50	1.60	1.60	1.70	1.80	0.60
	EN PENDIENTE ASCENDENTE DEL 5 AL 6 %							EN PENDIENTE DESCENDENTE DEL 5 AL 6 %
50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.60	0.60
60	1.50	1.50	1.50	1.50	1.50	1.60	1.70	0.60
70	1.50	1.50	1.50	1.60	1.70	1.80	1.90	0.60
80	1.50	1.50	1.60	1.70	1.90	2.00	2.10	0.60
90	1.50	1.60	1.70	1.90	2.00	2.20	2.40	0.50
100	1.70	1.70	1.90	2.00	2.20	2.40	2.60	0.50
110	1.90	1.90	2.00	2.20	2.40	2.60	2.90	0.50

NOTA: Los valores de esta tabla multiplicados por la longitud obtenida de la tabla 12.J da la longitud del carril de cambio de velocidad en pendiente.

TABLA 11-K. RELACION DE LA LONGITUD EN PENDIENTE A LA LONGITUD A NIVEL PARA CARRILES DE CAMBIO DE VELOCIDAD

en donde puede ser difícil para un conductor durante las horas de máxima demanda, encontrar un espaciamiento entre vehículos en la corriente de tránsito. Una situación peligrosa se puede presentar cuando el conductor que va a incorporarse, alcanza el extremo del carril de aceleración y es forzado a moverse hacia adentro del tránsito principal, independientemente de la densidad de éste. Este peligro puede reducirse, evitando el uso de una guarnición en el extremo del carril de aceleración, dándole un tratamiento superficial al acotamiento después del extremo del carril, de tal manera que puede ser usado por los conductores que se vean obligados a continuar.

Para facilitar el flujo del tránsito en las intersecciones de considerable ayuda un señalamiento adecuado. Las señales anticipadas a una salida que indiquen al tránsito que va a dar vuelta, mantener su derecha y al tránsito directo que mantenga su izquierda a través de la intersección, disminuyen los conflictos y permiten al tránsito una mayor velocidad de operación. Las señales colocadas antes de una entrada indicando una próxima convergencia, encauzan al tránsito directo alejado del carril adyacente al adicional, haciendo posible que se incorpore sin dificultad al camino un mayor volumen de tránsito.

11.4.8 Sobreelevación para las curvas en entronques

La mayoría de los movimientos de vuelta en los entronques se realiza en presencia de otros vehículos, pues el tránsito en los enlaces se separa de o se une a un flujo directo; esto implica, que los conductores viajan más despacio en un entronque que en una curva de camino abierto del mismo radio; sin embargo, al proyectar se deberá considerar la velocidad que tendrán los vehículos en los periodos de bajo volumen de tránsito para lograr una operación segura, lo que hace indispensable proporcionar la sobreelevación necesaria para esta velocidad, en las curvas de los enlaces, particularmente cuando son pronunciadas y en pendiente.

A) Sobreelevaciones. En las curvas de los entronques, las sobreelevaciones máximas se determinan haciendo uso de los mismos factores generales que se aplican al camino abierto. Para enlaces con circulación en un solo sentido, el rango de la sobreelevación máxima es del 6% al 10%; este valor se puede incrementar hasta 12% cuando las condiciones del clima son favorables y tendrá que disminuir a un 8% como máximo, cuando prevalezcan situaciones de nevadas o heladas.

En la tabla 11-E donde se relaciona la velocidad de proyecto con el radio mínimo de curvatura, se muestran también las sobreelevaciones correspondientes; se nota que éstas son más bajas que las máximas, debido a la dificultad práctica de obtener la sobreelevación máxima sin la longitud de transición deseable ya que, generalmente, los enlaces tienen radios pequeños y longitudes reducidas.

Cuando para una velocidad de proyecto dada, se utilize un radio de curvatura mayor que el mínimo, la sobreelevación deberá ser menor a la máxima, para obtener un proyecto equilibrado.

La tabla 11-L muestra las sobreelevaciones en enlaces para las diferentes velocidades de proyecto, valores que fueron obtenidos de una manera muy similar a los del camino abierto, se indica un rango de sobreelevación para cada combinación de velocidad de proyecto y radio de curvatura, debido a la extensa variación de velocidades probables sobre el enlace, que

dependen del volumen de tránsito. En la tabla se consideró una sobreelevación máxima del 12% y deberán preferirse los valores situados en la mitad superior o tercio superior del rango indicado. Una sobreelevación del 2% se considera mínima para efectos de drenaje.

RADIO (m)	GRADO DE CURVATURA	RANGO DE LA SOBREELEVACION PARA CURVAS EN ENLACES CON VELOCIDAD DE PROYECTO DE					
		25	30	40	50	60	70
15	76.4	0.02-0.12	——	——	——	——	——
25	45.8	0.02-0.07	0.02-0.12	——	——	——	——
45	25.5	0.02-0.05	0.02-0.08	0.04-0.12	——	——	——
70	16.4	0.02-0.04	0.02-0.06	0.03-0.08	0.06-0.12	——	——
95	12.1	0.02-0.03	0.02-0.04	0.03-0.06	0.05-0.09	0.08-0.12	——
130	8.8	0.02-0.03	0.02-0.03	0.03-0.05	0.04-0.07	0.06-0.09	0.09-0.10
180	6.4	0.02	0.02-0.03	0.02-0.04	0.03-0.05	0.05-0.07	0.07-0.09
300	3.8	0.02	0.02-0.03	0.02-0.03	0.03-0.04	0.04-0.05	0.05-0.06
450	2.5	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03	0.03-0.04	0.04-0.05
600	1.9	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03	0.03-0.04
900	1.3	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02	0.02-0.03

NOTA: Deberán preferirse los valores situados en la mitad superior o el tercio superior del rango indicado.

TABLA 11-L. SOBREELEVACIONES PARA CURVAS EN ENLACES

B) Desarrollo de la sobreelevación. La forma de efectuar el cambio de la pendiente transversal se basa, principalmente, en la comodidad y la apariencia. La diferencia entre el perfil longitudinal del hombro de un camino abierto y el de su eje central, no debe ser mayor de 0.5% para velocidad de proyecto de 80 km/h y de 0.67% para 50 km/h, esto corresponde a un cambio en la sobreelevación del 2.7% y del 3.9%, respectivamente, por cada 20 m de longitud; para enlaces puede emplearse hasta un 5.3% por cada estación de 20 m, para una velocidad de proyecto de 25 km/h o 30 km/h.

En la tabla 11-M se muestran estos valores y los equivalentes a una longitud de cinco metros para diferentes velocidades; el cambio en la sobreelevación puede aumentar o disminuir hasta en un 25% de los valores tabulados, siendo aplicables los valores más bajos para las coronas anchas y los más altos para las angostas.

Velocidad de proyecto km/h	25	30	40	50	60 o más
	Variación de la sobreelevación				
Por estación de 20.00 m	0.053	0.053	0.046	0.039	0.032
Por 5.00 m de longitud	0.013	0.013	0.011	0.010	0.008

TABLA 11-M. CAMBIO DE LA SOBREELEVACION EN ENLACES

C) Desarrollo de la sobreelevación en los extremos de los enlaces. En los enlaces debe fijarse un límite práctico para la diferencia entre la sobreelevación del camino directo y la del enlace, para evitar que se formen lomos que puedan hacer perder el control de los vehículos.

1. Procedimiento general. Para el proyecto de una salida, los carriles para el tránsito directo pueden considerarse fijos en perfil y sobreelevación y a medida que el enlace se separa, la sobreelevación en la parte que se amplía del camino directo, puede variar en forma gradual. Al punto donde se separan las coronas del enlace y del camino directo, se le llama nariz.

El método para desarrollar la sobreelevación en los extremos de los enlaces se muestra en la Figura 11.51. En el caso A se ilustra la variación de la sobreelevación cuando el enlace sale de un camino en tangente. Del punto *a* que es donde se inicia el enlace al punto *b* en que la anchura de la ampliación está comprendida entre 0.50 y 1.00 m, la sobreelevación normal del camino directo se extiende hasta el lado exterior de la calzada ampliada, por facilidad de construcción. Entre los puntos *b* y *c* la anchura es insuficiente para hacer que la sobreelevación de la ampliación sea mayor que la de la corona del camino directo. En el punto *d* donde ya se tiene el ancho total del enlace, puede tenerse una sobreelevación mayor que la del camino directo, la cual se incrementa más aún en el punto *e* adyacente a la nariz, operación que se facilita al inclinar la cuña del pavimento, formada por la orilla derecha del camino directo y la orilla izquierda del enlace. Después de la nariz, como en el punto *f*, la superficie puede inclinarse tan rápidamente como lo permitan las condiciones existentes hasta alcanzar la sobreelevación total deseada.

En el caso B de la figura, se muestra una condición similar para cuando el camino directo y el enlace están en una curva en la misma dirección; la sobreelevación deseada para el enlace de salida, la cual generalmente es mayor que la del camino directo, puede alcanzarse en una distancia relativamente corta; en el punto *b* la sobreelevación del camino directo se extiende sobre la ampliación de la calzada; en los puntos *c* y *d* se proporcionan sobreelevaciones mayores que la del camino directo, alcanzándose la sobreelevación total en los puntos *e* o *f*.

Una situación menos favorable ocurre cuando la separación se hace en curvas de dirección opuesta, como se ilustra en el caso C de la figura. La sobreelevación del camino directo se extiende a la ampliación de la calzada a la altura del punto *b*, en el punto *c* la sobreelevación disminuye sin llegar a la horizontal y en el *d* se efectúa el quiebre entre las sobreelevaciones, estando la superficie de la ampliación aproximadamente a nivel. En el punto *e* se incrementa la sobreelevación para el enlace, produciendo un doble rompimiento en la cuña frente a la nariz, a partir de ese punto debe desarrollarse la sobreelevación hasta llegar a la máxima en el punto *f*.

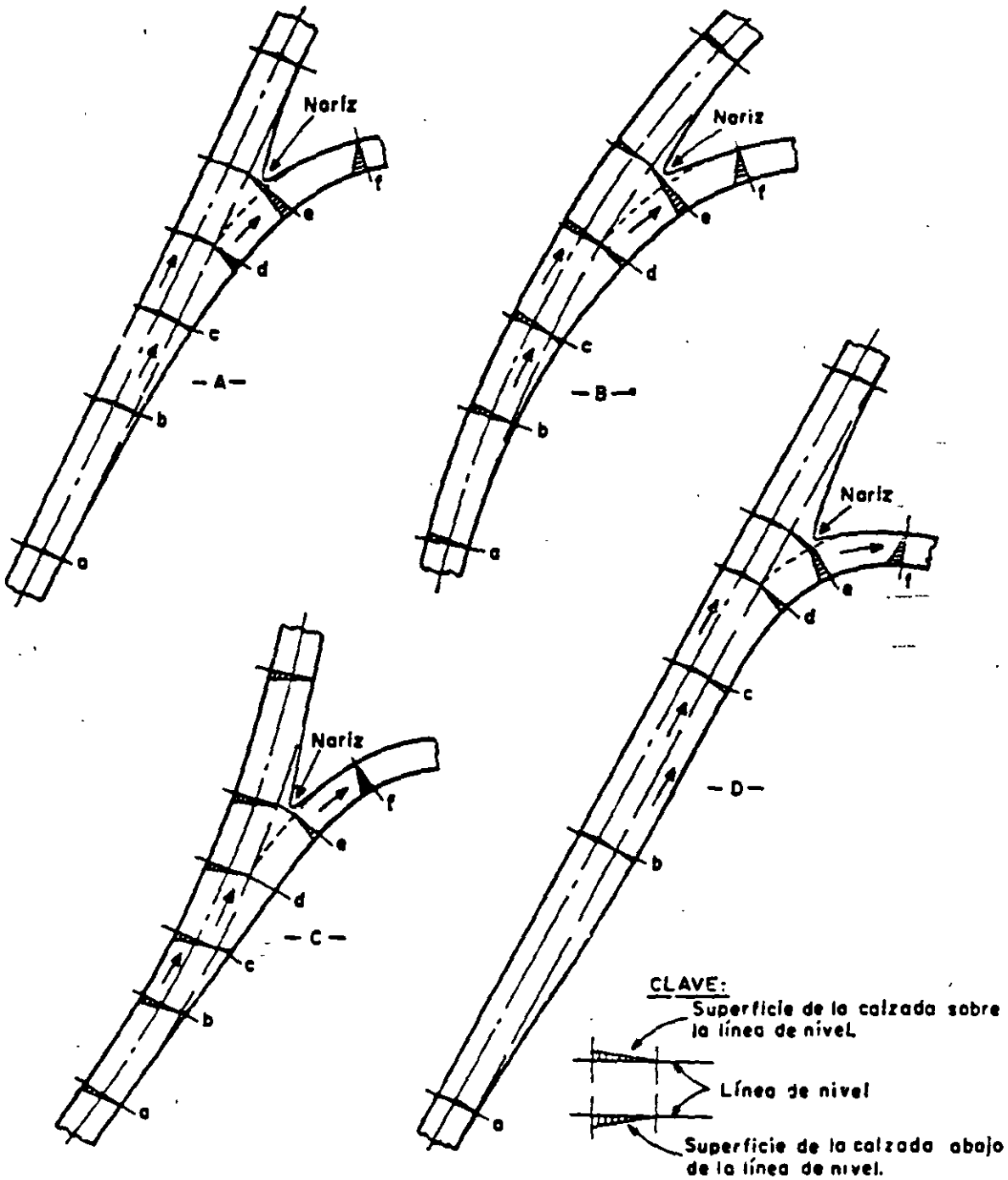


FIGURA 11.51. DESARROLLO DE LA SOBREELEVACION EN LOS EXTREMOS DE LOS ENLACES

En los proyectos donde se disponga de un carril paralelo para cambio de velocidad, como el caso D, parte del cambio de sobreelevación puede efectuarse sobre este carril, generalmente más de la mitad del valor de la sobreelevación total puede obtenerse en la cercanía del punto *d* y la inclinación total se alcanza no muy lejos de la nariz.

Los criterios señalados e ilustrados en la Figura 11.51 para los extremos de salida de los enlaces, pueden aplicarse también para los extremos de entrada, haciendo notar que los detalles de la nariz son diferentes ya que en la convergencia el extremo final se localiza en el punto *d*.

2. Control de paso sobre el lomo de la corona. Se llama lomo de la corona, a la línea formada por los cambios de sobreelevación en la calzada. Para controlar el paso por este lomo se obtiene la diferencia algebraica de los valores de la sobreelevación en ambos lados de él. Cuando las dos pendientes tienen el mismo signo, la diferencia algebraica es la suma de las dos pendientes y cuando tienen signo contrario es la diferencia de las pendientes de las sobreelevaciones. El valor deseable de esta diferencia algebraica oscila entre el 4% y el 5%, pero para velocidades bajas puede usarse un valor hasta del 8%. En la tabla 11-N se indican las diferencias algebraicas máximas entre las pendientes de la sobreelevación para diferentes velocidades de proyecto en los extremos de los enlaces.

Velocidad de proyecto en los extremos del enlace km/h	Diferencia algebraica máxima m por m
25 y 30	0.05 — 0.08
40 y 50	0.05 — 0.06
60 o más	0.04 — 0.05

TABLA 11-N. DIFERENCIA ALGEBRAICA MAXIMA ENTRE LAS PENDIENTES DE LA SOBREELEVACION

3. Control de la transición de la sobreelevación. Al efectuar el desarrollo de la sobreelevación para los extremos de los enlaces, se deberá tener en consideración las tablas 11-L, 11-M y 11-N. Como un ejemplo, considérese un extremo de salida como el mostrado en la Figura 11.51-A. Teniendo como dato un radio de 75 m para la curva divergente en la que la velocidad de proyecto será de 50 km/h, de la tabla 11-L se obtiene el rango de la sobreelevación máxima, del cual preferiblemente se usará un 9% o un 11% como máximo. El cambio de la sobreelevación a lo largo del enlace, según la tabla 11-M, no deberá ser mayor del 1% para cada 5 m de longitud. Si el bombeo del camino directo es del 2% y los puntos *b*, *c* y *d* se encuentran a intervalos de 15 m, la sobreelevación en el punto *b* será de 2%, en el *c* de 5% y en el *d* de 8%; al consultar la tabla 11-N se nota que para la velocidad de 50 km/h el valor máximo de la diferencia de sobreelevación es de 6%, que corresponde a la diferencia obtenida en el punto *d* (8% − 2% = 6%). Si la separación entre los puntos *d*, *e* y *f* es de 7.50 m se tendrá una sobreelevación en el punto *e* de 9.5% y de 11% en el punto *f*. La sobreelevación en la cuña frente a la nariz podrá tener un valor intermedio que satisfaga las normas de la tabla 11-N, por ejemplo, 4.5%. Para una segunda estimación, un mejor juicio de la sobreelevación podría resultar usando una sobreelevación máxima de 10%.

Este procedimiento de establecer las sobreelevaciones en ciertos puntos es un paso preliminar en el proyecto, ya que éstos sirven como puntos de control para dibujar los perfiles de los hombros del enlace, ajustándolos hasta obtener un alineamiento continuo, cómodo, seguro y de buena apariencia; el perfil final puede no producir precisamente las sobreelevaciones seleccionadas en todos los puntos de control, pero esto no es significativo, siempre y cuando el cambio de la sobreelevación sea progresivo y dentro de los límites establecidos.

11.4.9 Distancia de visibilidad

A) Distancia de visibilidad en los enlaces. La distancia de visibilidad de parada es el factor que debe usarse para controlar la visibilidad en los enlaces.. En los enlaces de doble sentido de circulación no debe usarse la distancia de visibilidad de rebase, pues esta maniobra no debe permitirse debido a la poca longitud de que generalmente constan.

Es indispensable que en cualquier intersección de caminos se proporcione la visibilidad necesaria para que los vehículos puedan hacer alto total, antes de alcanzar un obstáculo que aparezca inesperadamente en su trayectoria.

1. Distancia mínima de visibilidad de parada. En la tabla 11-O se muestran las longitudes mínimas de visiblidad de parada en los enlaces para diversas velocidades de proyecto, estos valores se obtuvieron por el mismo método empleado para camino abierto, usando un tiempo de reacción de 2.5 seg y coeficientes de fricción que varian de 0.420 a 0.325 para velocidades de 25 km/m a 70 km/h.

Velocidad de proyecto (km/h)	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia mínima de visibilidad de parada (m)	25	35	50	65	80	95	110	140	165	200

TABLA 11-O. DISTANCIA MINIMA DE VISIBILIDAD DE PARADA EN LOS ENLACES

2. Longitud mínima de las curvas verticales. La longitud mínima de las curvas verticales se basa, como en el caso de camino abierto, en la distancia necesaria para que el conductor, desde una altura del ojo de 1.14 m, vea un objeto de 0.15 m de altura. En la Figura 11.52 se relacionan la velocidad de proyecto, la diferencia algebraica de pendientes y la longitud mínima de la curva vertical en cresta, para proporcionar una distancia segura de visiblidad de parada. En la parte inferior izquierda de las líneas continuas de la figura, la longitud mínima en metros se estableció igual que en las condiciones para camino abierto, o sea 60% de la velocidad de proyecto en km/h. El factor K es constante para cada velocidad y la longitud mínima de la curva se encuentra multiplicando la diferencia de pendientes, en por ciento, por el valor de K. Para velocidades de proyecto menores de 60 km/h las curvas verticales en columpio, cuya longitud está regida por el criterio de los faros de los vehículos, teóricamente deberían ser de un 25 a un 60% más largas que las curvas en cresta.

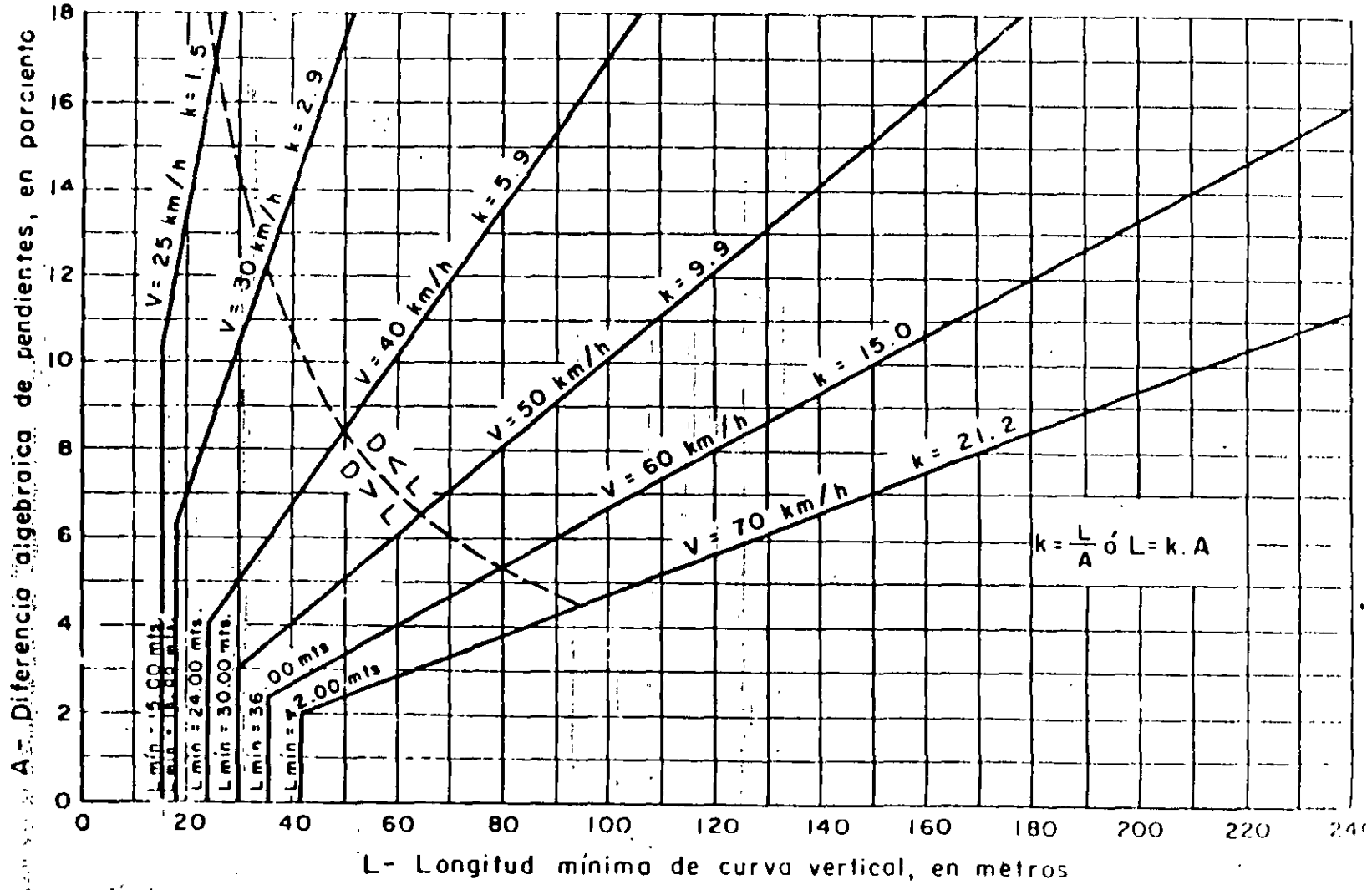


FIGURA 11.52. LONGITUD MINIMA DE CURVAS VERTICALES EN LOS ENLACES DE ACUERDO CON LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

Debido a que la velocidad de proyecto en la mayoría de los enlaces está gobernada por la curvatura horizontal, generalmente de radio reducido, los rayos de luz paralelos al eje longitudinal del vehículo, dejan de servir como control vertical y la longitud práctica de las curvas en columpio es la correspondiente a las curvas en cresta. Siempre que sea posible es conveniente usar longitudes mayores a las mínimas.

3. Distancia mínima lateral de visibilidad para curvas horizontales. El control de la distancia de visibilidad para las curvas horizontales es de igual o mayor importancia en los enlaces, que el control vertical, ya que la línea visual a través de la parte inferior de la curva, libre de obstrucciones, deberá ser tal que la distancia de visibilidad medida en la curva a lo largo de la trayectoria del vehículo, iguale o exceda la distancia mínima de velocidad de parada dada en la tabla 11-O. La obstrucción probable puede ser el remate de una estructura, una pared, la orilla de un corte, o la esquina de un edificio.

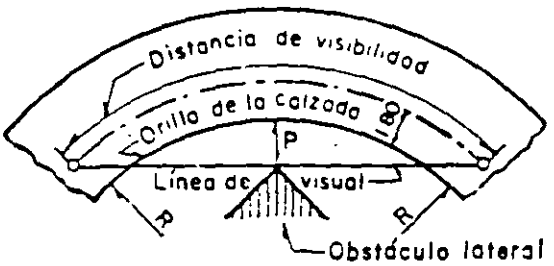
En la Figura 11.53 se muestra gráficamente, para varios radios de la orilla de la calzada, la distancia mínima lateral entre la orilla interior de la calzada y la obstrucción; se supone que el ojo del conductor y el objeto visto, se encuentran a 1.80 m de la orilla interior de la calzada y que la distancia mínima de visibilidad de parada se cumple a lo largo de la curva.

B) Distancia de visibilidad en las intersecciones. El conductor de un vehículo que se acerca a una intersección a nivel, debe tener una visual libre de obstrucciones, de toda la intersección y de un tramo del camino transversal, de longitud suficiente que le permita reaccionar y efectuar las maniobras necesarias para evitar colisiones. La distancia mínima de visibilidad, indispensable para la seguridad bajo ciertas condiciones físicas y determinado comportamiento del conductor, se halla relacionada directamente con la velocidad de los vehículos y con las distancias recorridas durante el tiempo de reacción del conductor y el correspondiente de frenado. Cuando el tránsito en la intersección está controlado por algún dispositivo, se puede restringir la visibilidad de la zona del cruce.

1. Triángulo mínimo de visibilidad. En las intersecciones debe existir una visibilidad continua a lo largo de los caminos que se cruzan, para permitir a los conductores que se aproximan simultáneamente, verse entre sí con la anticipación necesaria. En la Figura 11.54 se consideran tres casos generales, en los cuales se suponen las maniobras de los conductores sobre las ramas.

a) Intersecciones sin dispositivos de control.

Caso I. Cuando se permite a los vehículos ajustar su velocidad. En un cruce sin señales de "Ceda el paso" o de "Alto" o bien sin semáforo, el conductor de un vehículo que se aproxime, debe hallarse en aptitud de percibir cualquier peligro con el tiempo suficiente para modificar su velocidad en la medida necesaria, antes de llegar al camino transversal. Se ha fijado una distancia mínima entre la intersección y el punto desde el cual un conductor puede descubrir la presencia de otro vehículo que se aproxima al cruce por el camino transversal, que equivale a la distancia recorrida en tres segundos, correspondiendo dos al tiempo de reacción del conductor y un segundo adicional para proceder a frenar o acelerar, según se re-



$$P=\left[(R+1.80)\ \text{sen vers}\ \frac{28.65\,D}{R+1.80}\right]-1.80$$

$$\text{y}\quad D=\frac{R+180}{28.65}\ \text{sec}\ \frac{R-P}{R+1.80}$$

V = Velocidad de proyecto, km/h
D = Distancia de visibilidad de parada en metros, medida a 1.80 m de la orilla interna de la calzada

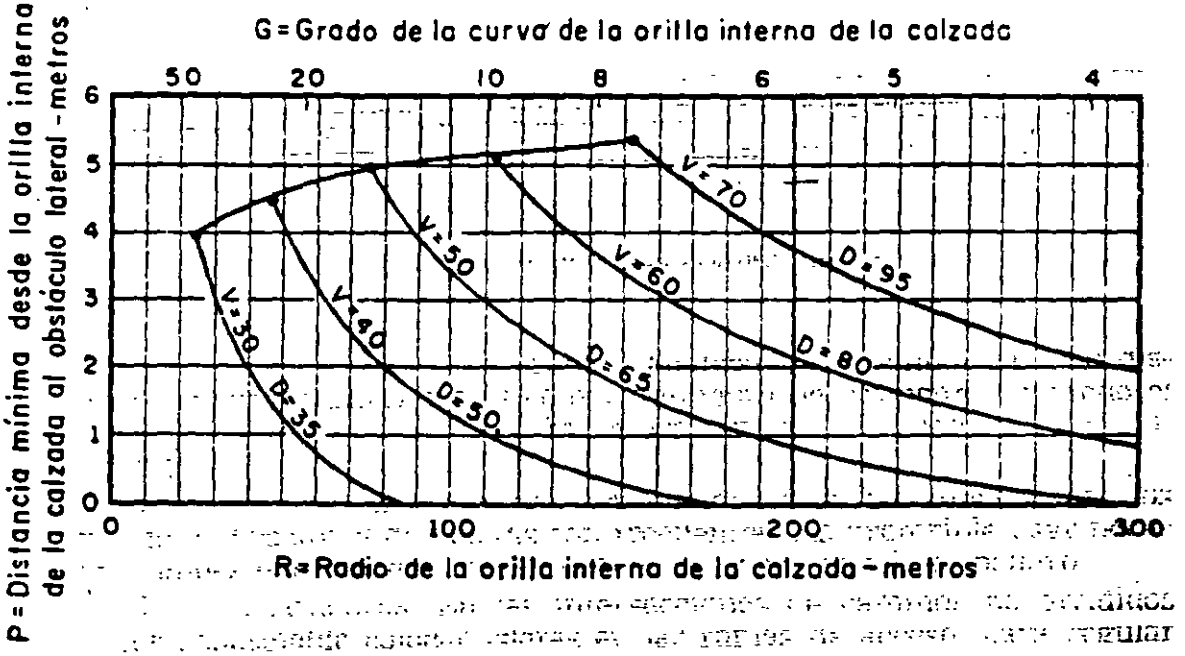
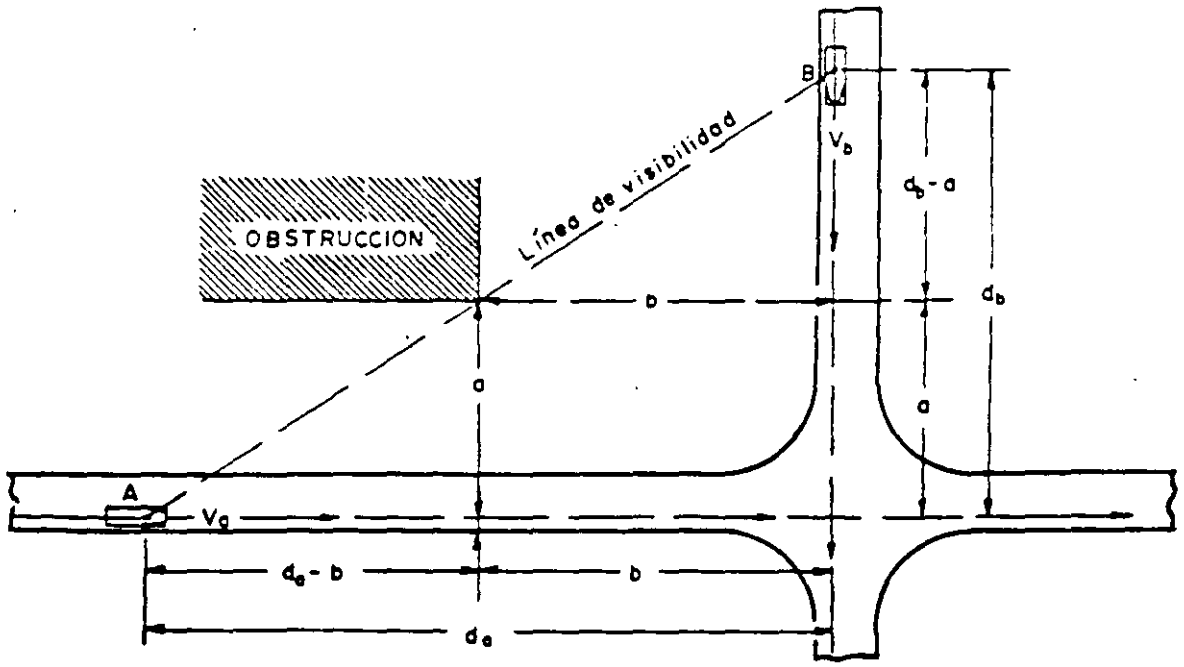
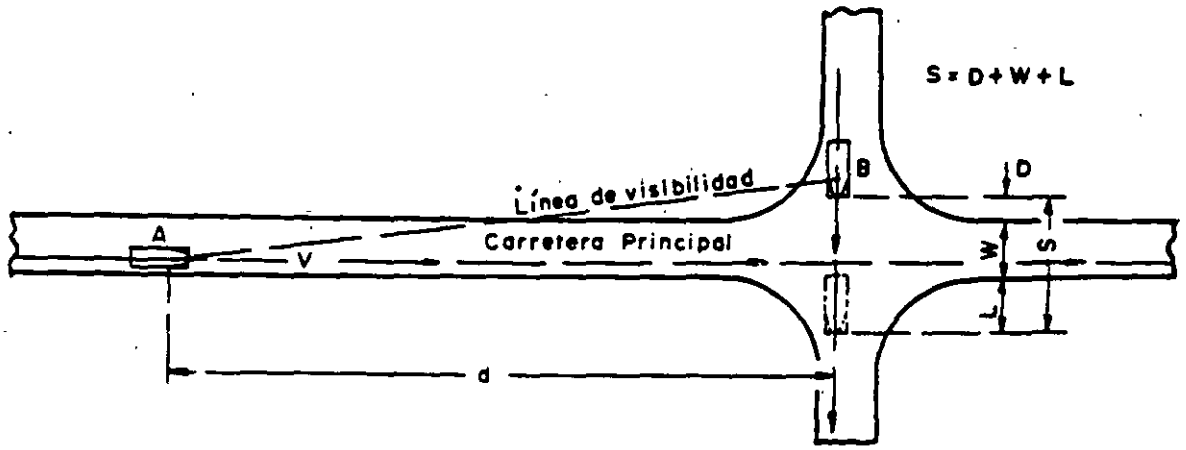


FIGURA 11.53. DISTANCIA MINIMA A OBSTACULOS LATERALES EN CURVAS HORIZONTALES DE LOS ENLACES PARA PROPORCIONAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA



SIN DISPOSITIVOS DE CONTROL EN LA INTERSECCION

CASOS I y II



CON SEÑAL DE ALTO EN EL CAMINO SECUNDARIO

CASO III

FIGURA 11.54. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN LAS INTERSECCIONES. TRIANGULO MINIMO DE VISIBILIDAD

quiera. Las distancias recorridas en estos tres segundos para diferentes velocidades son:

Velocidad (km/h)	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia (m)	21	25	33	42	50	58	67	75	83	92

Refiriéndose a la parte superior de la Figura 11.54 y considerando para el camino A una velocidad de 80 km/h y para el B de 50 km/h, se requerirá un triángulo de visibilidad cuyos catetos sobre los caminos sean tramos con longitudes mínimas de 67 m y 42 m, respectivamente; estas distancias, como mínimo, permitirán a los vehículos en cualquiera de los dos caminos ajustar su velocidad antes de llegar al sitio del cruce. Este procedimiento sólo es aconsejable en intersecciones de caminos con bajos volúmenes de tránsito, pues existe la posibilidad de que el conductor sobre uno de los caminos, se enfrente a una serie de vehículos, cuando el tiempo y la distancia sólo son suficientes para evitar uno de ellos.

Caso II. Cuando los vehículos hacen alto total. Se supone en este caso que el conductor de un vehículo en cualquiera de las dos vías, debe estar en posibilidad de distinguir el cruce con suficiente anticipación, para detener su vehículo antes de llegar a éste. La longitud necesaria para realizar esta maniobra es la correspondiente a la distancia mínima de visibilidad de parada para camino abierto:

Velocidad (km/h)	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Distancia (m)	25	40	55	75	90	115	135	155	175

El triángulo de visibilidad determinado por estas distancias es más seguro que el triángulo correspondiente al caso I.

Cuando un obstáculo que no pueda ser removido a un costo razonable, fije los vértices del triángulo de visibilidad en puntos tales que las distancias de éstos a la intersección son menores que las de parada, los conductores, al descubrir otros vehículos sobre el camino transversal, pueden detenerse totalmente, sólo si están circulando a la velocidad adecuada a la distancia de visibilidad disponible en el lugar; si a los vehículos que transitan sobre uno de los caminos les está permitido circular a la velocidad de proyecto, la velocidad crítica correspondiente sobre el otro camino habrá de evaluarse en términos de aquella velocidad y de las dimensiones conocidas del obstáculo en el triángulo. Como ejemplo, en la parte superior de la Figura 11.54 se muestra un caso en que se conoce la velocidad V_a y las distancias a y b entre el obstáculo y la trayectoria de los vehículos, la velocidad crítica V_b puede obtenerse en base a los datos conocidos, de la siguiente manera: Cuando el vehículo A está situado a una distancia d_a de la intersección que es la mínima de visibilidad de parada, el vehículo B está a una distancia d_b que depende de la línea de visibilidad que permite el obstáculo; por triángulos semejantes se tiene:

$$d_b = \frac{a d_a}{d_a - b}$$

y la velocidad V_b es aquella para la cual la distancia de parada es igual a d_b. Se deberá completar el proyecto con las señales necesarias para indicar

a los conductores del camino B la velocidad a la que deben circular al llegar al punto donde se inicia la distancia d_s.

b) Señal de alto en el camino secundario.

Caso III. Cuando los vehículos cruzan el camino principal después de hacer alto. En una intersección donde el tránsito del camino secundario se controla con señales de "Alto" es necesario, por razones de seguridad, que el conductor del vehículo parado disponga de visibilidad suficiente sobre la carretera principal para poder cruzarla antes de que lleguen a la intersección los vehículos que por ella circulan, aun cuando alcance a percibirlos en el preciso momento en que inicie su cruce. El tramo visible de la carretera principal para dicho conductor, debe ser mayor que el producto de su velocidad de proyecto por el tiempo necesario para acelerar y cruzar la carretera. La distancia de visibilidad necesaria a lo largo de la carretera principal se puede expresar así:

$$d = 0.278V\ (J + t_a)$$

donde:

d = Distancia mínima de visibilidad a lo largo de la carretera principal, desde la intersección, en metros.

V = Velocidad de proyecto de la carretera principal, en km/h.

J = Suma del tiempo de reacción y del tiempo requerido para aplicar la primera velocidad o para engranar una transmisión automática, en segundos.

t_a = Tiempo requerido para acelerar y recorrer la distancia S, cruzando la carretera principal, en segundos.

El término J representa el tiempo necesario para que el conductor de un vehículo vea en ambas direcciones de la carretera y deduzca si dispone del intervalo suficiente para cruzarla con seguridad y para que engrane su velocidad, previamente al arranque. La mayoría de los conductores suelen requerir, para esta maniobra, de sólo una fracción de segundo, pero para el proyecto debe considerarse el pequeño porcentaje de conductores de lenta percepción, estableciéndose como valor de J un lapso de 2 segundos.

El tiempo t_a necesario para recorrer una distancia determinada depende de la aceleración de cada vehículo, la que tratándose de automóviles, raramente iguala la aceleración máxima posible del mismo.

En la gráfica tiempo de aceleración-distancia de la Figura 11.55, la curva inferior es la correspondiente al vehículo DE-335. Para computar t_a, o sea el tiempo requerido para cruzar la carretera principal, se toma en cuenta que la mayoría de los conductores aceleran más de lo usual en el momento de cruzar un camino importante, aun cuando esta aceleración siempre es menor que la máxima que puede desarrollar el vehículo.

La aceleración del vehículo DE-610, es sustancialmente inferior a la del vehículo DE-335, sobre todo si lleva carga, ya que la potencia necesaria para el arranque da por resultado una baja aceleración inicial. De estudios realizados sobre la operación de estos transportes, se determinaron las relaciones tiempo-distancia para los vehículos DE-610 y DE-1525 que se muestran en la misma figura, de la que se puede obtener directamente el valor de t_a para condiciones a nivel y para una distancia determinada

FIGURA 11.55. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. CASO III. DATOS DE LA ACELERACION A PARTIR DE UN ALTO TOTAL

S en metros. Esta distancia, según la parte inferior de la Figura 11.54, es la suma de:

$$S = D + W + L$$

En donde:

D = Distancia entre el frente del vehículo parado y la orilla de la calzada de la carretera principal.

W = Ancho de la calzada de la carretera principal.

L = Longitud total del vehículo.

Se ha convenido que el valor de D sea igual a 3.00 m, debido a que algunos conductores no paran su vehículo lo más cerca posible de la orilla de la carretera por cruzar.

El valor W depende del número de carriles de la carretera principal. Se ha considerado para cada uno de ellos un ancho de 3.65 m.

El valor de L depende del tipo de vehículo. Para fines de proyecto se ha determinado para el DE-335 una longitud de 5.80 m; para el DE-610, 9.15 m; para el DE-1220, 15.25 m; y para el DE-1525, de 16.78 m.

La Figura 11.56 muestra la distancia mínima de visibilidad d, necesaria para cruzar con seguridad la intersección en ángulo recto de un camino con carriles de 3.65 m, partiendo el vehículo de la posición de reposo, para los diferentes tipos de vehículos y para caminos de 2, 4 o 6 carriles.

A fin de comprobar si la distancia de visibilidad a lo largo de la carretera es la conveniente, deberá medirse tal distancia considerando una altura del ojo del conductor de 1.14 m y observando el extremo superior de un objeto de 1.37 m de alto.

En carreteras con faja separadora central de ancho mayor o igual a la longitud de un vehículo, la maniobra de cruce puede realizarse en dos etapas, protegiéndose el vehículo en la faja al detenerse en la parte central del camino. Cuando la faja separadora central tenga un ancho menor al valor L, se deberá incluir en el valor de W el ancho de la faja, a fin de que el vehículo cruce las calzadas sin detenerse.

c) Efecto del esviajamiento. Cuando dos caminos se intersectan formando un ángulo menor de 90°, será necesario ajustar ciertos factores que determinan la distancia de visibilidad en el triángulo.

En la Figura 11.57 se muestra el triángulo de visibilidad para una intersección esviajada, en la cual la longitud AB es mayor y BC es menor de lo que serían para una intersección en ángulo recto. Como el análisis se basa en la relación de velocidad y distancia a lo largo de los caminos, la distancia AB carece de importancia, siempre y cuando el área dentro del triángulo se halle libre de obstrucciones a la visibilidad. En intersecciones esviajadas con obstrucciones que limitan las distancias de visibilidad, las distancias a y b convenientes para los cálculos, deben medirse paralelamente a los caminos, tal como se muestra en la figura.

En el caso del cuadrante en ángulo obtuso, el ángulo formado por la visual AB y la trayectoria de cualquiera de los vehículos, es pequeño y los conductores pueden ver todo el triángulo de visibilidad con sólo mirar ligeramente hacia los lados de su trayectoria. En el caso del cuadrante en ángulo agudo y tratándose de la visual BC, cada conductor se ve precisado a volver la cabeza para ver la totalidad del triángulo. Para intersecciones esviajadas deberá de usarse solamente el procedimiento asignado a los casos II y III. Para el caso III, deberá afectarse la distancia S por el

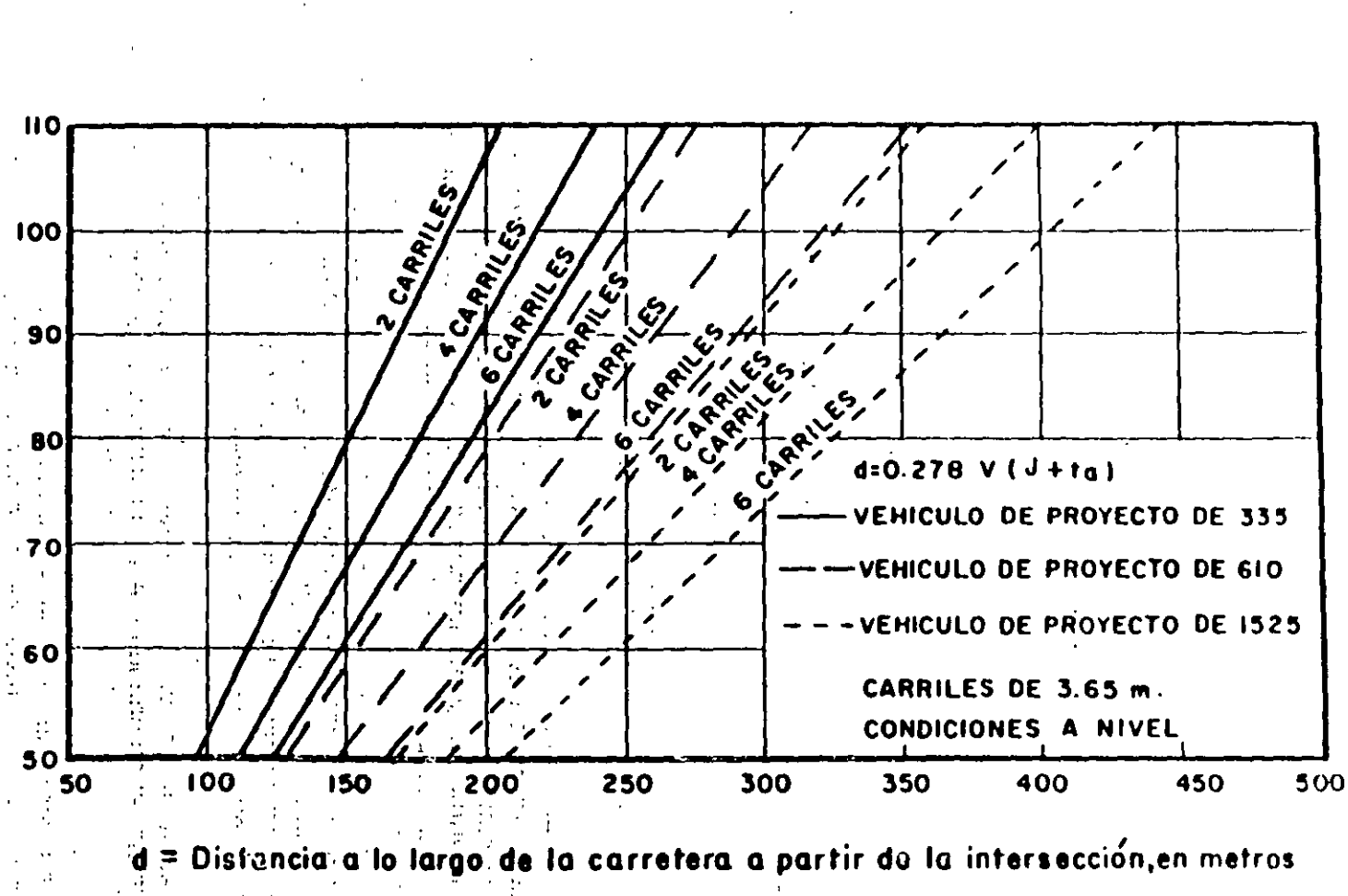


FIGURA 11.55. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. CASO III. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA A LO LARGO DE LA CARRETERA PRINCIPAL

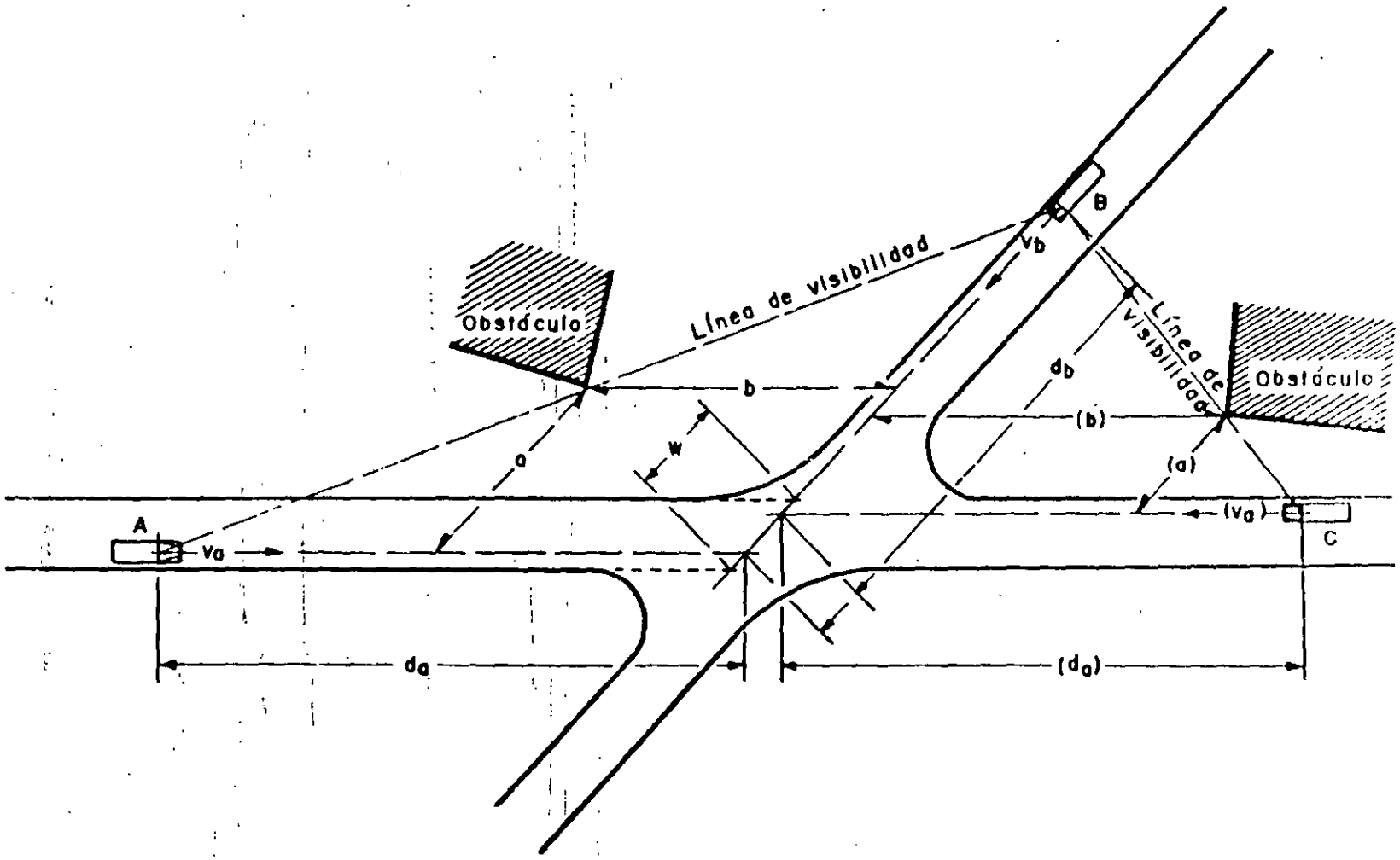


FIGURA 11.57. DISTANCIA DE VISIBILIDAD EN INTERSECCIONES. EFECTO DEL ESVIAJAMIENTO

esviajamiento, obtener el valor correspondiente de t_a directamente en la Figura 11.55 y calcular la distancia d por medio de la fórmula:

$$d = 0.278V(J + t_a)$$

d) Efecto de la pendiente. En el caso II, la evaluación de la distancia mínima de visibilidad está basada en la distancia de visibilidad de parada para vehículos que circulan sobre carreteras a nivel. Como una o más de las vías que se aproximan a la intersección pueden no ser a nivel, el vehículo que descienda por una pendiente necesita mayor distancia para pararse que aquel que transita a nivel y a su vez el que asciende requiere una distancia menor.

Las pendientes en las ramas de una intersección deberán limitarse al 3%, salvo que las distancias de visibilidad excedan considerablemente a las mínimas de parada a nivel, en cuyo caso la pendiente podrá ser hasta del 6%.

En el análisis del caso III, el tiempo requerido para cruzar la carretera principal se halla materialmente afectado por la pendiente de las ramas en la zona de cruce. Normalmente la pendiente a través de una intersección es tan pequeña que no merece ser considerada, pero cuando la curvatura de la carretera principal obliga a cierta sobreelevación, dicha pendiente puede ser significativa. En este caso la distancia de visibilidad deberá ser mayor.

Las relaciones aproximadas entre los tiempos de aceleración en pendiente con respecto a los tiempos de aceleración a nivel, tratándose de distancias de cruces semejantes, son como sigue:

FACTORES DE AJUSTE POR PENDIENTE

Para tiempo de aceleración

Vehículo de proyecto	Pendiente del camino transversal en %				
	−4	−2	0	+2	+4
DE-335	0.7	0.9	1.0	1.1	1.3
DE-610	0.8	0.9	1.0	1.1	1.3
DE-1525	0.8	0.9	1.0	1.2	1.7

Para determinar la distancia de visibilidad d sobre el camino transversal para la condición de pendiente, debe usarse el valor de t_a de la Figura 11.55 ajustado con los coeficientes de la relación anterior.

e) Efecto de una estructura cercana. En las intersecciones a desnivel que incluyen entronques a nivel, como es el caso del Diamante, existe una estructura en las inmediaciones que restringe la distancia de visibilidad en el entronque a nivel. La longitud del camino secundario visible desde el extremo de la rampa, debe ser mayor que el producto de la velocidad de

un vehículo que circula sobre aquél, multiplicada por el tiempo necesario para que otro vehículo, entrando en él desde la rampa y partiendo de su posición de reposo sobre ésta, inicie y complete una vuelta izquierda dentro del camino secundario. Sólo así puede un conductor que se halle detenido en el extremo de una rampa, después de mirar a ambos lados del cruce y hallarlo libre de vehículos próximos, estar seguro de que no se verá sorprendido por la aparición de ningún vehículo mientras realiza su vuelta. La única diferencia entre estas condiciones y las de un entronque común a nivel, como el del caso III, consiste en el tiempo y la distancia recorrida por los vehículos que realizan una vuelta hacia la izquierda en vez de cruzar la carretera.

Los vehículos que proviniendo de la rampa, se detienen y esperan a que se despejen los carriles del camino por cruzar, para incorporarse a él mediante vuelta a la izquierda, recorren en su giro 22.00 m, 27.00 m y 39.00 m, según sean vehículos DE-335, DE-610 o DE-1525, respectivamente. Estas distancias se basan en la suposición de que el vehículo se encuentra detenido a 3.00 m de la orilla de la calzada del camino por cruzar y de que al acelerar sigue la trayectoria mínima de vuelta, de acuerdo con el radio de control del vehículo de proyecto empleado, incorporándose a un ca-

Velocidad de proyecto en el camino secundario en la zona de intersección.	Distancia de visibilidad requerida para permitir que un vehículo de proyecto, partiendo de la rampa, efectúe una vuelta a la izquierda sobre el camino, en metros.		
	VEHICULO DE PROYECTO SUPUESTO EN LA TERMINAL DE LA RAMPA		
	DE-335	DE-610	DE-1525
30	65.00	90.00	105.00
40	85.00	115.00	140.00
50	110.00	145.00	175.00
60	130.00	175.00	210.00
70	150.00	205.00	240.00
80	170.00	235.00	275.00
90	195.00	265.00	310.00
100	215.00	295.00	345.00
110	235.00	325.00	380.00

TABLA 11-P. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA EN LOS EXTREMOS DE LAS RAMPAS CERCANAS A ESTRUCTURAS

mino de dos carriles con circulación en ambos sentidos. El tiempo de aceleración puede tomarse de la Figura 11.55, considerando un tiempo de 2 segundos para reacción. Las consiguientes distancias de visibilidad requeridas en función de las diversas velocidades de proyecto y de las tres clases de vehículos, aparecen en la tabla 11-P.

Deberá comprobarse el triángulo de visibilidad a que se refiere la Figura 11.58, a fin de confirmar la distancia de visibilidad indicada en la tabla 11-P. Esta comprobación se efectúa gráficamente tal como se muestra en la figura, a fin de corroborar si existe suficiente distancia de visibilidad más allá del estribo o del parapeto de la estructura. En ciertas ocasiones tendrán que considerarse curvas verticales mayores que las necesarias, para proporcionar la distancia de visibilidad de parada al entroncar el camino secundario. Cuando no sea posible proporcionar la distancia de visibilidad requerida, entonces la estructura tendrá que ampliarse a fin de proporcionar la distancia libre lateral, o bien proceder a instalar semáforos en el lugar.

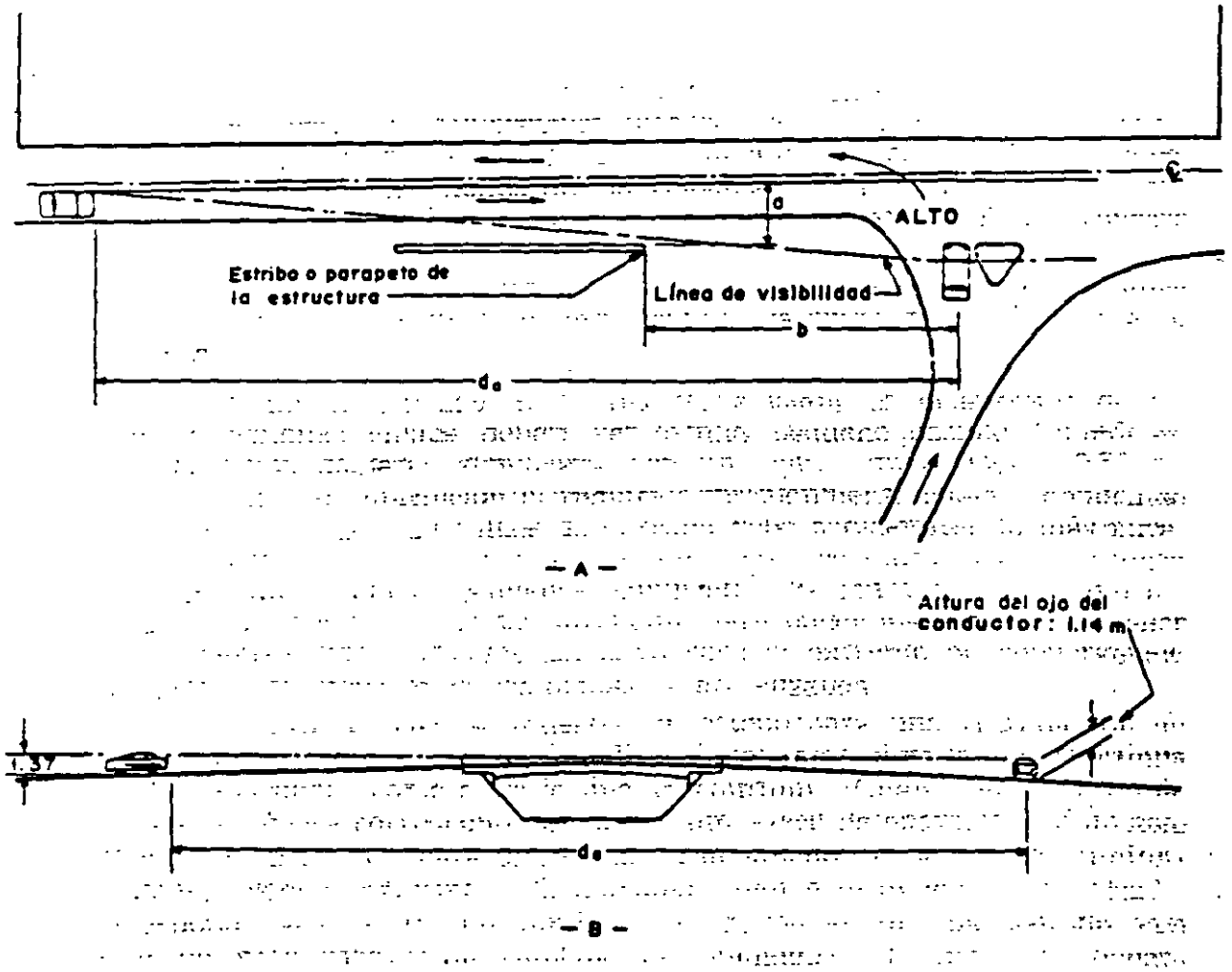


FIGURA 11.58. DISTANCIA DE VISIBILIDAD REQUERIDA EN LOS EXTREMOS DE RAMPAS CERCANAS A ESTRUCTURAS

11.4.10 Isletas

Las intersecciones a nivel que comprenden grandes áreas pavimentadas, propician el descontrol de los conductores de los vehículos, requieren cruces para peatones muy largos y tienen zonas pavimentadas que no se llegan a usar; aun en intersecciones sencillas, pueden existir áreas en las que algunos vehículos se desvíen de sus trayectorias naturales. El uso de isletas en estos casos, disminuye en número e intensidad los conflictos en la intersección.

Una isleta es un área definida entre carriles de tránsito, para controlar el movimiento de vehículos o para refugio de peatones. Dentro de una intersección, se considera como una isleta a la faja separadora central o lateral. Una isleta no tiene un único tipo físico; puede variar, desde un área delimitada o no por guarniciones verticales hasta un área pavimentada, marcada con pintura.

Una intersección a nivel, en la cual el tránsito sigue trayectorias definidas por isletas, se denomina "intersección canalizada".

Las isletas tienen una o más de las siguientes finalidades:

Separación de los conflictos.

Control del ángulo de los conflictos.

Reducción de las áreas pavimentadas.

Canalización del tránsito evitando movimientos erráticos en la intersección.

Disposición para favorecer los movimientos predominantes.

Protección para peatones.

Protección y almacenamiento de vehículos que vayan a voltear o cruzar.

Ubicación de dispositivos para el control del tránsito.

A) Tipos de isletas. Las isletas pueden agruparse en tres grandes grupos, en cuanto a su función:

1. Canalizadoras. Son las que tienen por objeto encauzar el tránsito en la dirección adecuada, principalmente para dar vuelta.

2. Separadoras. Son las que se encuentran situadas longitudinalmente a una vía de circulación y separan el tránsito que circula en el mismo sentido o en sentidos opuestos.

3. De refugio. Son áreas para el servicio y seguridad de los peatones.

1. Isletas canalizadoras. Los movimientos erráticos del tránsito, en áreas muy grandes, pueden evitarse al colocar en esas áreas isletas que dejan poco a la discreción de los conductores. Las isletas canalizadoras pueden ser de muchas formas y tamaños; entre las más comunes están la de forma triangular *(a)* y la semicircular *(d)*, según se ilustra en la Figura 11.59.

Las isletas canalizadoras deberán colocarse de tal manera que el curso apropiado del viaje parezca obvio, continuo y fácil de seguir y deberán permitir a las corrientes de tránsito, en la misma dirección, converger con ángulos pequeños y alinear los movimientos de cruce a cerca de 90° Los radios de las curvas que delimitan las isletas, deben corresponder o exceder al mínimo necesario para las velocidades de vuelta esperadas.

En aquellas intersecciones en donde hay confusión en el movimiento

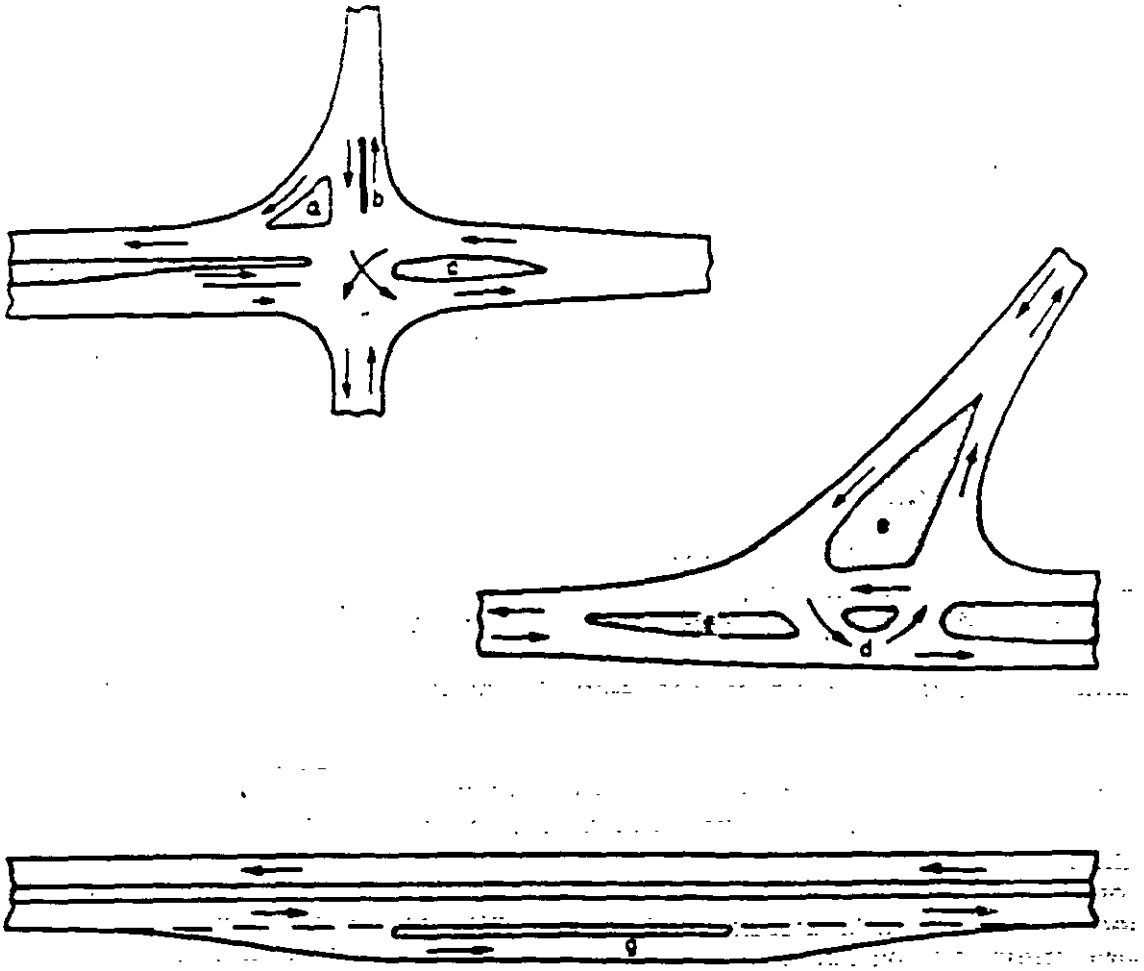


FIGURA 11.59. TIPOS Y FORMAS MAS COMUNES DE ISLETAS

de los vehículos, es aconsejable probar canalizaciones temporales con dispositivos móviles, observando el comportamiento del tránsito, variando el tamaño y forma de las isletas, antes de proyectarlas y construirlas definitivamente.

Las isletas son de gran utilidad especialmente en las zonas donde los movimientos directos y de vueltas son frecuentes. Es preferible usar pocas isletas grandes que muchas isletas pequeñas, para reducir el peligro.

2. Isletas separadoras. En las intersecciones de caminos no divididos puede ser aconsejable colocar isletas en las ramas de acceso, para regular el tránsito en la intersección. Este tipo de isletas son especialmente ventajosas para controlar el tránsito que da vuelta a la izquierda en las intersecciones esviajadas. En la Figura 11.59 se ilustra una variedad de isletas que separan el tránsito que circula en sentido contrario (*b*, *c*, *e* y *f*) y la isleta (*g*) que separa los carriles de tránsito en un mismo sentido, para dar acceso a algún servicio o tránsito lateral.

Cuando se amplía un camino para colocar una isleta separadora, Figura 11.60, deberá hacerse de tal manera que las trayectorias a seguir sean

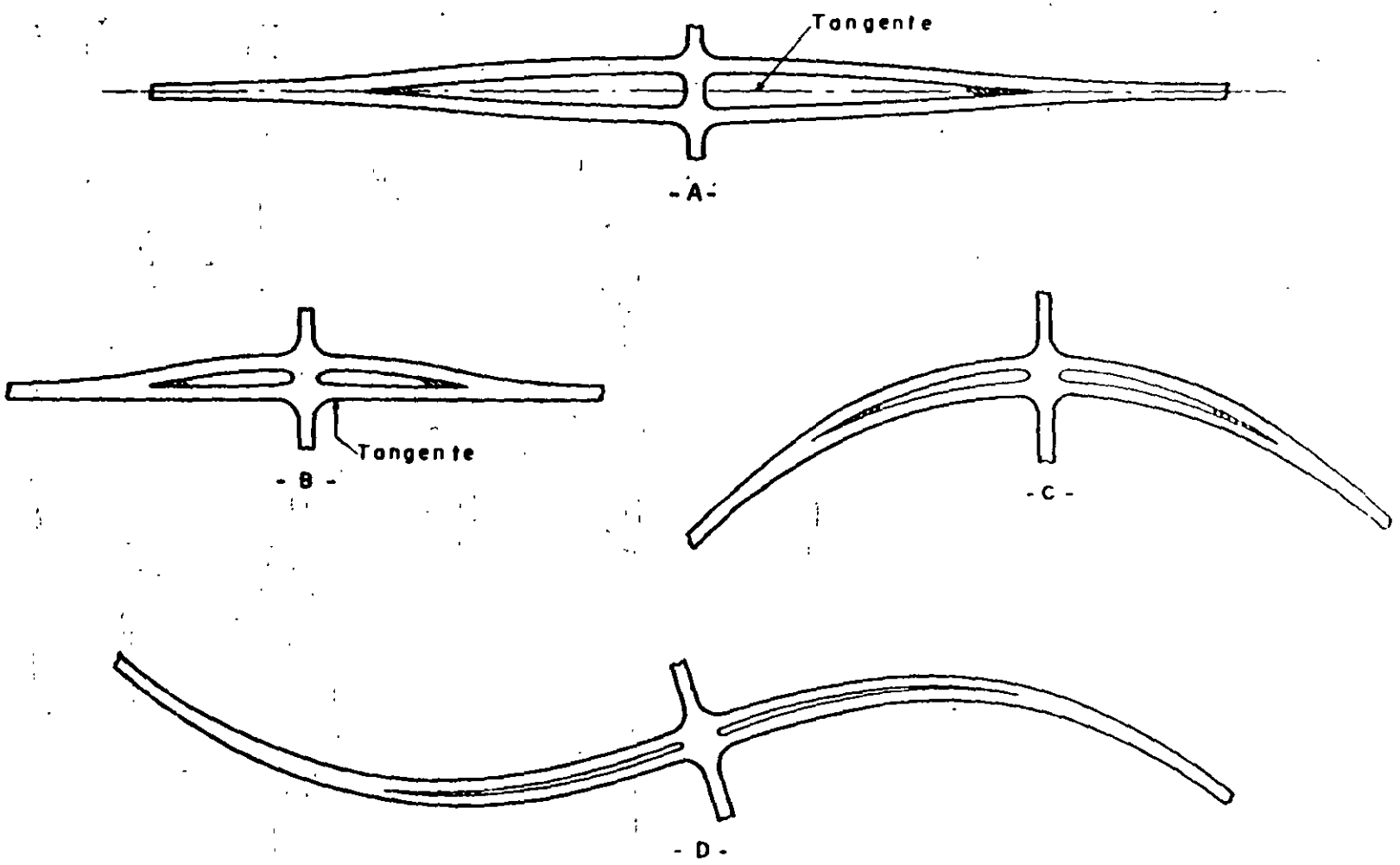


FIGURA 11.60. AMPLIACION DE LA CORONA DEL CAMINO PARA PROPORCIONAR ISLETAS SEPARADORAS

evidentes e inequívocas para el conductor; el alineamiento no debe requerir una maniobra considerable del volante. Frecuentemente el camino es una tangente y cuando se requiere una isleta separadora, es necesario usar curvas inversas. En zonas rurales, donde generalmente las velocidades son altas, el grado de curvatura de las inversas deberá ser de 0.5 grados o menos; en caminos de baja velocidad, se pueden aceptar valores no mayores de 1.5 grados. En algunas ocasiones se necesitará ampliar la corona del camino en ambos lados, más o menos simétricamente respecto a su eje, como se muestra en la Figura 11.60-A, o la ampliación puede darse hacia un solo lado dejando el otro en línea recta, como se muestra en la Figura 11.60-B. Cuando se requiere la ampliación en curva, se aprovechan las características geométricas para evitar las curvas inversas, como se muestra en los casos *C* y *D*.

3. Isletas de refugio. Son aquellas colocadas sobre o cerca de un paso de peatones, para ayudar y proteger a éstos cuando cruzan el camino. Las isletas *a, b, e* y *f* de la Figura 11.59 son ejemplos clásicos. Los conceptos generales para el proyecto de isletas, se aplican a las de refugio, excepto que para éstas son necesarias las guarniciones del tipo vertical.

B) Tamaños y características de las isletas. Las isletas deberán ser lo suficientemente grandes para llamar la atención del conductor. La isleta más pequeña deberá tener como mínimo, un área de 5 m² y preferentemente de 7 m². De la misma manera, las isletas triangulares no deberán tener lados menores de 2.50 m y de preferencia de 3.50 m, después de redondear las esquinas. Las isletas alargadas o separadoras, no deberán tener un ancho inferior a 1.20 m ni una longitud menor de 3.50 m. En casos muy especiales, cuando hay limitaciones de espacio, las isletas alargadas, como la *b* y la *g* de la Figura 11.59, pueden reducirse a un ancho mínimo absoluto de 0.60 m.

Cuando en intersecciones aisladas se diseñan isletas separadoras, éstas deberán tener como mínimo, una longitud de 30.00 m y deberán colocarse en lugares perfectamente visibles para el conductor, ya que de otra manera resultan peligrosas.

Las isletas se pueden construir con diferentes materiales, dependiendo de su tamaño, ubicación y función, y de la zona de que se trate, ya sea rural o urbana. Desde el punto de vista físico, las isletas pueden dividirse en tres grupos:

1. Isletas en relieve, limitadas por guarniciones.

2. Isletas delimitadas por marcas en el pavimento, botones u otros elementos colocados sobre el pavimento.

3. Isletas formadas en un área sin pavimento, delineadas por las orillas de las calzadas.

Las isletas del grupo 1 son las de uso más común en zonas urbanas, en cambio en zonas rurales su empleo es limitado.

Las isletas del grupo 2 son aplicables en zonas urbanas donde las velocidades son bajas y el espacio restringido; en cambio, en zonas rurales se utilizan en los caminos donde una guarnición representa un peligro.

Las isletas del grupo 3 son exclusivas de las zonas rurales y aplicables en aquellas intersecciones donde existe espacio suficiente para grandes radios de curvatura.

C) Diseño de isletas. Las isletas pequeñas se delimitan generalmente con guarniciones, en cambio las isletas mayores con pavimentos contrastantes en color o en textura, con cubiertas vegetales, postes, defensas, o cualquier combinación de éstas. En zonas rurales, las guarniciones de las isletas deberán ser del tipo achaflanado, excepto cuando el uso de una guarnición de tipo vertical sea necesario, como en estructuras o en cruces para peatones. En este caso es conveniente que la altura que sobresale de la superficie de rodamiento no sea mayor de 20 cm.

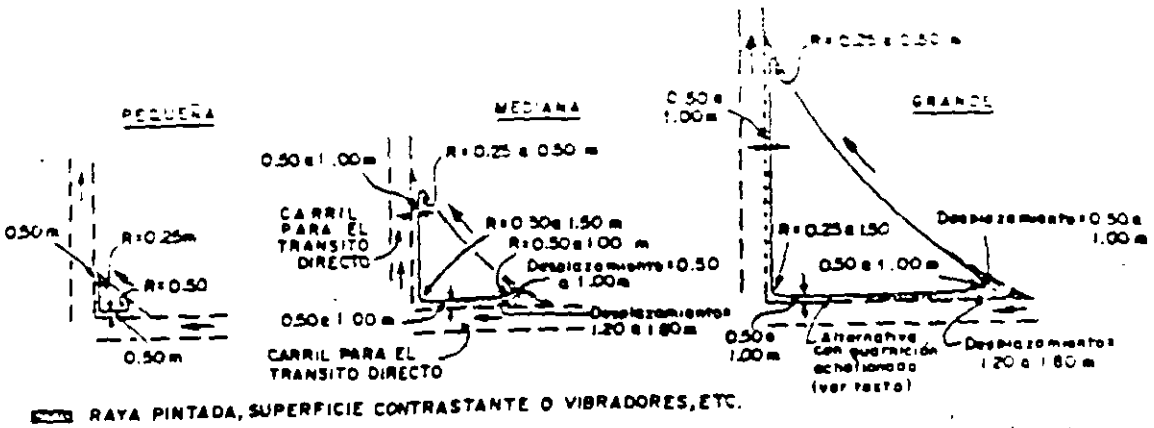
1. Isletas triangulares. Los contornos de las isletas están determinados por las orillas de las calzadas del tránsito directo y la de los enlaces, con su correspondiente espacio libre lateral a las orillas de la isleta. Los vértices de la isleta, deben ser redondeados o biselados para hacerlos más visibles y facilitar su construcción. El desplazamiento de la isleta, con respecto a los carriles para el tránsito directo, depende del tipo de tratamiento de la orilla y de otros factores, tales como el contraste de la isleta, la longitud de la transición o del pavimento auxiliar antes de la isleta y de la velocidad del tránsito. Dado que las guarniciones se presentan al conductor de una manera repentina deberán desplazarse de las orillas de los carriles, para reducir su vulnerabilidad.

Cuando la guarnición sea de tipo vertical, deberá estar desplazada tanto de los carriles del camino directo, como de los carriles de los enlaces. Cuando la guarnición sea de tipo achaflanado, solamente estará desplazada de los carriles del camino directo, puesto que en el enlace sólo requiere que la nariz de acceso se desplace de 0.50 m a 1.00 m. Cuando se prolonga el acotamiento a través de la intersección, la isleta se coloca fuera del acotamiento y en caso de que ésta tenga guarnición no habrá necesidad de desplazarla. Cuando el acotamiento sea menor de 0.50 m, la guarnición debe quedar a una distancia comprendida entre 0.50 m y 1.00 m de la orilla del carril del tránsito directo.

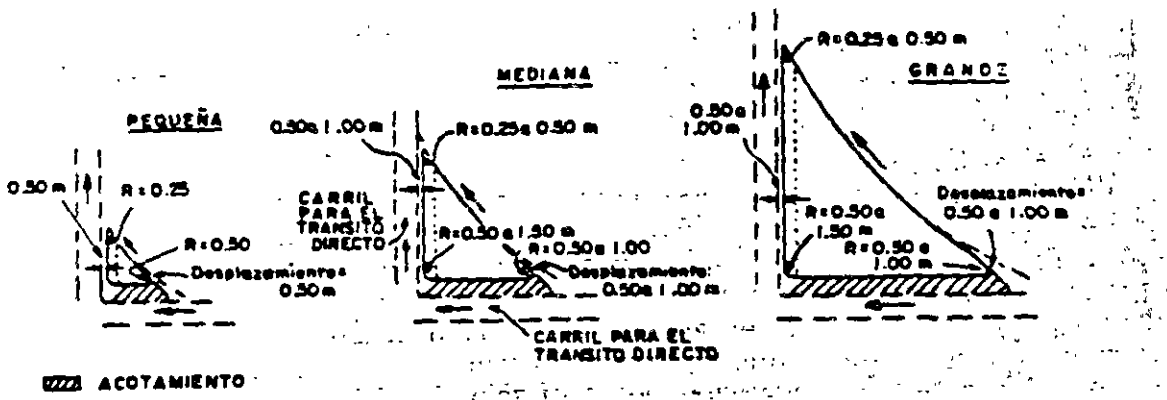
En la Figura 11.61 se ilustran los detalles del diseño para tres tamaños diferentes de isletas triangulares en los dos casos generales. En ella se aprecia que al vértice inferior derecho de cada isleta se le da el tratamiento semejante al de una nariz de acceso.

Se consideran como isletas pequeñas, aquéllas de tamaño mínimo o próximo a éste, de acuerdo a lo que se estableció anteriormente y como isletas grandes, aquellas cuyos lados sean mayores de 30.00 m.

Todas las isletas de la Figura 11.61 tienen el vértice de acceso redondeado con un radio de 0.50 m a 1.00 m, el vértice de salida redondeado con un radio mínimo de 0.25 m y el vértice del ángulo recto se redondea con un radio de 0.50 m a 1.50 m. Para el caso de la parte superior de la Figura 11.61, en el que la isleta está colocada en la orilla del carril del camino directo, la guarnición deberá quedar desplazada de 0.50 m a 1.00 m como mínimo, proporcionándose además, para las isletas medianas y grandes, un desplazamiento al vértice de acceso, de 1.20 m a 1.80 m. Cuando el camino directo esté limitado por una guarnición achaflanada, la guarnición de la isleta será similar en su tipo y no será necesario desplazarla de la orilla del carril del camino directo, proporcionando solamente el desplazamiento necesario para el vértice de acceso, lo cual obliga a que la longitud de la orilla de la isleta sea la necesaria para permitir una transición gradual de este desplazamiento.



ISLETAS CON GUARNICION – SIN ACOTAMIENTO



ISLETAS CON GUARNICION – CON ACOTAMIENTO

FIGURA 11.61. DISEÑO DE ISLETAS TRIANGULARES

Las guarniciones de tipo vertical en cualquier caso, deberán estar desplazadas de la orilla del carril del camino directo, para evitar la sensación de restricción que provocan a los conductores.

Cuando las isletas medianas o grandes no estén delimitadas por guarniciones, los desplazamientos indicados son deseables pero no esenciales.

El vértice de acceso de una isleta deberá ser visible para los conductores que se aproximen y deberá estar fuera de las trayectorias de los vehículos, de tal modo que los conductores no tengan que virar para alejarse de la isleta.

Cuando el acotamiento se prolonga a través de la intersección, la orilla de la isleta puede quedar sobre la orilla del acotamiento, como se muestra en la parte inferior de la Figura 11.61. En el caso en que se tenga velocidades altas y la isleta esté precedida por un carril auxiliar, puede ser

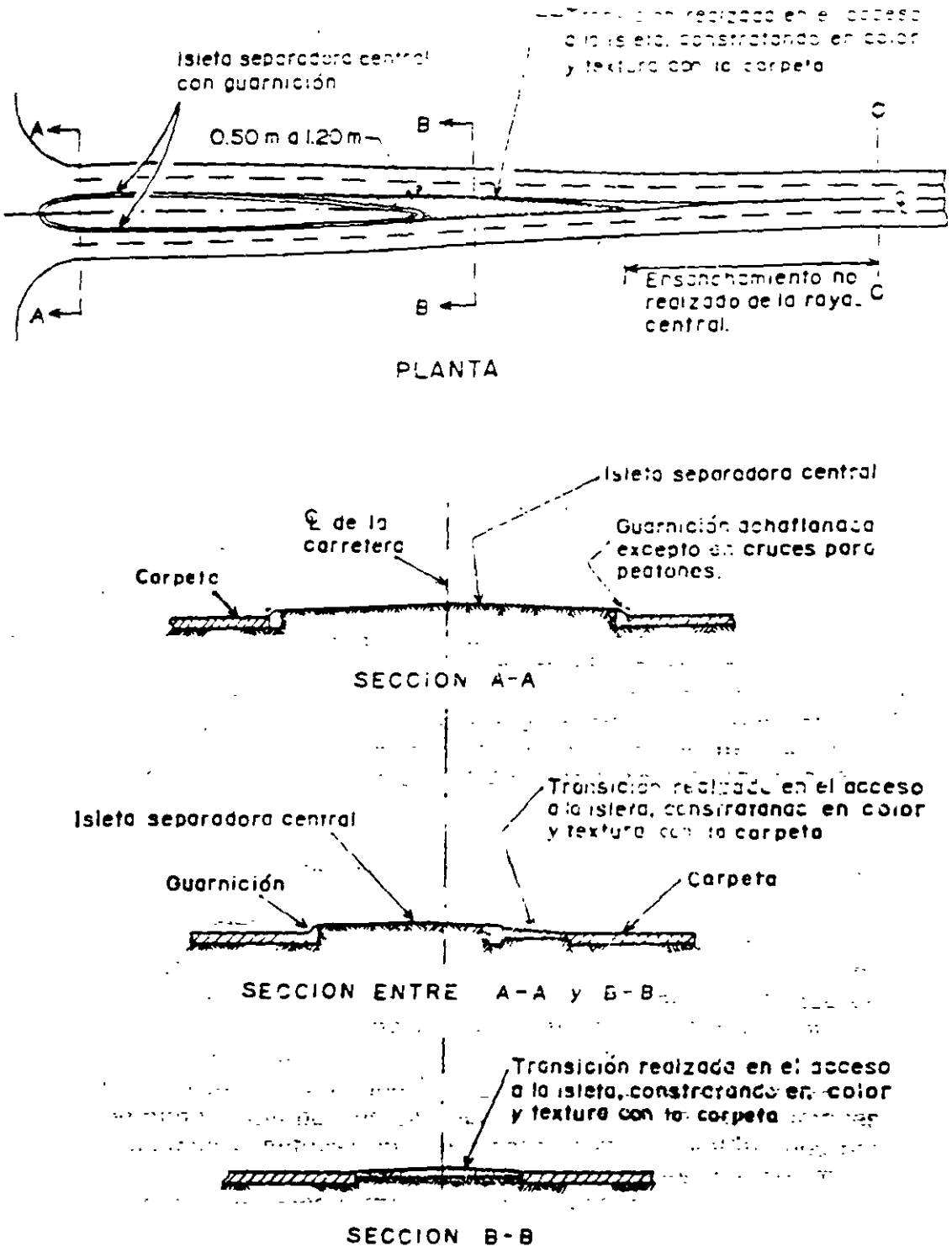


FIGURA 11.62. DISEÑO DE ISLETAS SEPARADORAS CENTRALES

deseable desplazar el vértice de acceso de las isletas prin[illegible]
a 1.20 m de la orilla del acotamiento.

Deberán colocarse dispositivos que prevengan a los [illegible] anticipación de la existencia de las isletas, tanto durante el día como en la noche. Las marcas en el pavimento, las rugosidades o los vibradores de concreto, pueden aplicarse ventajosamente en las áreas sombreadas de la Figura 11.61.

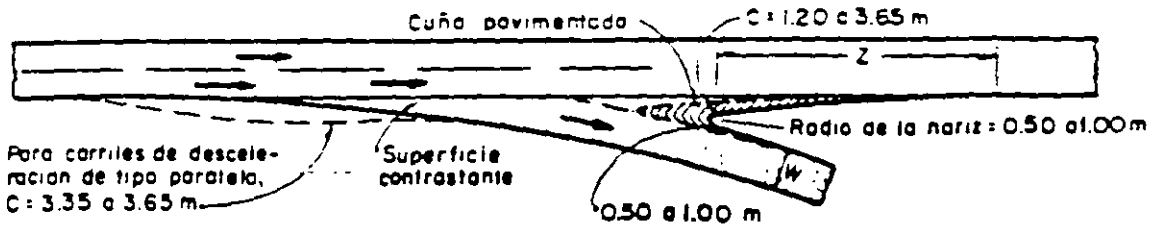
2. Isletas separadoras centrales. El vértice de acceso de una isleta separadora central deberá diseñarse cuidadosamente ya que se encuentra en línea directa con el tránsito que se aproxima. En las zonas rurales, el acceso deberá consistir de un ensanchamiento gradual de la raya central, proporcionado por una ampliación de la corona del camino, como se indica en la Figura 11.62. De preferencia, deberá cambiarse gradualmente a una marca realzada, de color y textura contrastante con los carriles de circulación. Esta sección deberá ser tan larga como sea posible.

La guarnición, en el vértice de acceso de la isleta, deberá estar desplazada cuando menos 0.50 m y preferentemente 1.20 m de la orilla interior del carril. El otro extremo de la isleta, en el cruce con el camino transversal se tratará como un remate de faja separadora central.

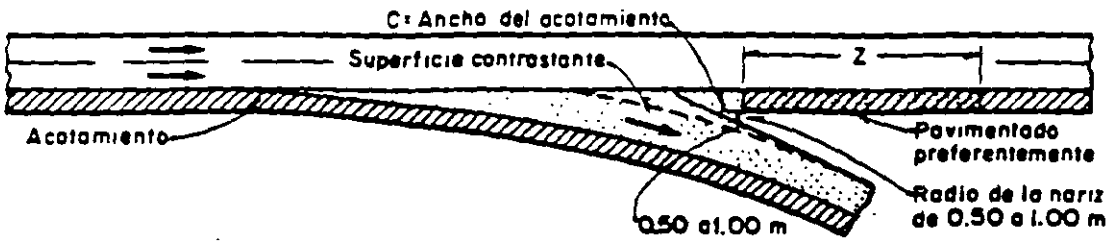
D) Diseño de los extremos de los enlaces. En donde una corriente de tránsito diverge en dos o en donde dos corrientes convergen en una y la velocidad de los vehículos es alta, se requiere un proyecto especial para asegurar una operación conveniente y sin peligro. Los principios generales de diseño para los extremos de las isletas, previamente discutidos, se pueden aplicar en éste caso, pero deberán considerarse algunos aspectos de operación y proyecto más elaborados, como se muestra en las Figuras 11.63 y 11.64.

1. Extremos de salida. La salida de un camino que incluya un carril para cambiar de velocidad, deberá tener la nariz desplazada con respecto a la orilla de la calzada del tránsito directo, para hacerla menos vulnerable. A partir de la nariz debe proporcionarse un ahusamiento gradual, formando una cuña pavimentada en el lado del carril de tránsito directo, para permitir a los conductores que hayan iniciado la maniobra de salida erróneamente, regresar a su carril. En el diseño del extremo para estas condiciones es preferible emplear una guarnición para proteger la nariz, aun cuando los carriles del tránsito directo no la tengan, con el objeto de mejorar el encauzamiento y la visibilidad. Cuando no se construya una guarnición en la nariz, el desplazamiento y los detalles del ahusamiento siguen siendo aplicables.

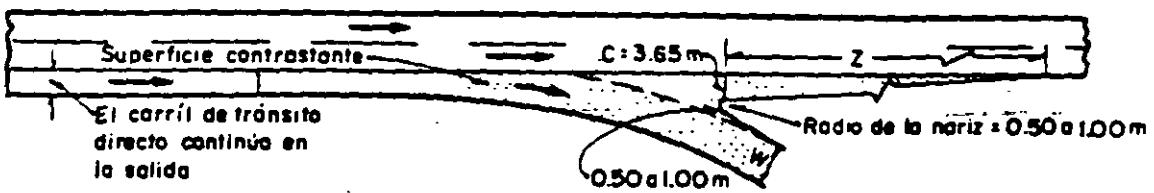
El desplazamiento "C" de la nariz, a partir de la orilla de la calzada del tránsito directo, en la Figura 11.63-A, depende de la longitud y forma de la cuña pavimentada. Para salidas direccionales, se usa un desplazamiento de 1.20 m a 3.65 m, como se indica con la línea llena. A medida que la salida sea más gradual será más larga la cuña pavimentada y más suave la curva de salida, siendo así mayor el desplazamiento de la nariz requerido para maniobras correctivas. El desplazamiento específico a escoger, dentro del rango de 1.20 m a 3.65 m, depende principalmente de un buen juicio, considerando las trayectorias de los vehículos sobre un plano a escala de la salida. En un área canalizada reducida, con radios adecuados únicamente para bajas velocidades, se pueden aplicar desplazamientos de



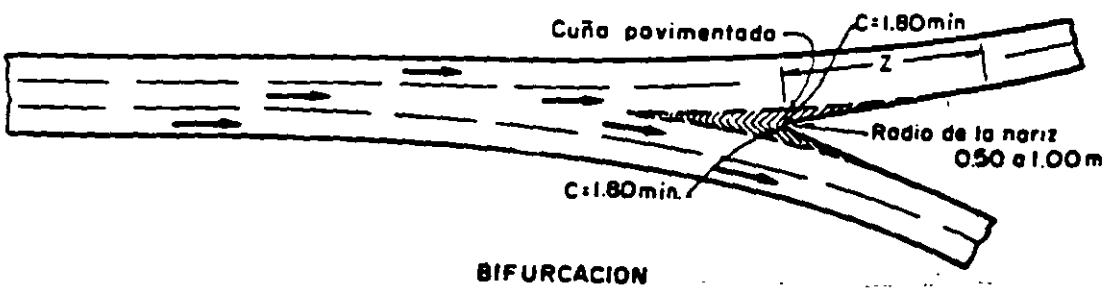
SIN ACOTAMIENTO
-A-



CON ACOTAMIENTO
-B-

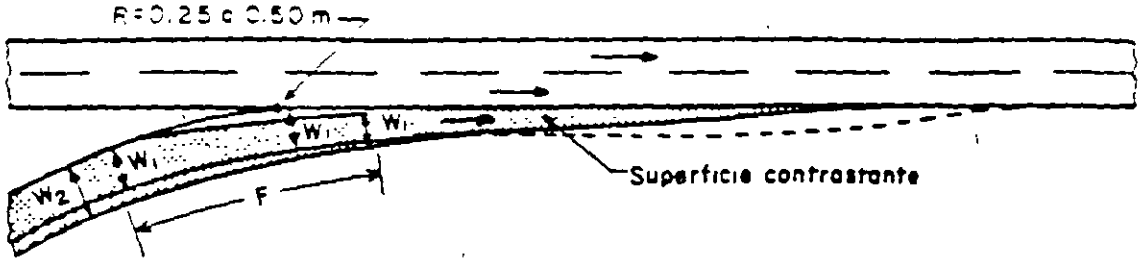


REDUCCION EN EL NUMERO DE CARRILES DE TRANSITO DIRECTO
-C-



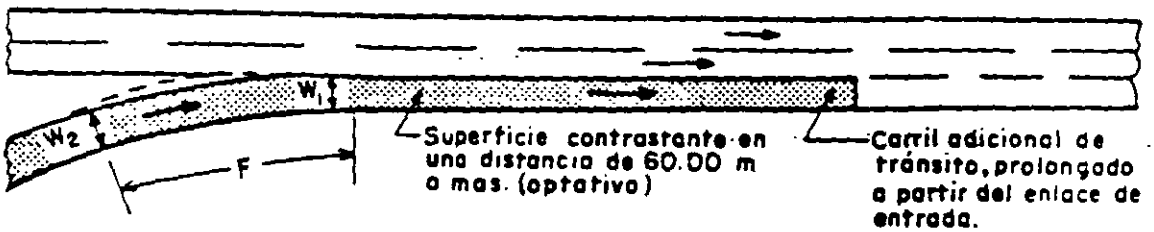
BIFURCACION
-D-

FIGURA 11.43. DISEÑOS PARA LOS EXTREMOS DE SALIDA



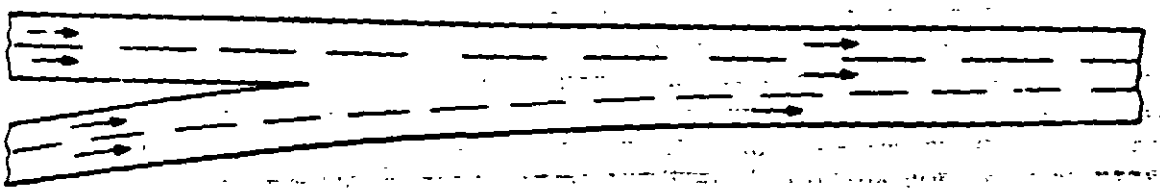
Con carril de aceleración

—A—



Aumento en el número de carriles de tránsito

—B—



Convergencia

—C—

FIGURA 11.64. DISEÑO PARA LOS EXTREMOS DE ENTRADA

la nariz de 0.60 m a 1.20 m, pero en el extremo de una rama [illegible] restringida, el desplazamiento deberá ser mayor. Para diseños [illegible] de desaceleración paralelo al eje del camino principal, como se muestra en la Figura 11.63-A con línea discontinua, el desplazamiento de la nariz en el lado del camino directo deberá ser del mismo ancho del carril de desaceleración, o sea de 3.35 m a 3.65 m.

Cuando la rama de acceso tiene un acotamiento cuyo ancho total se continúa más allá de la nariz, como se indica en la Figura 11.63-B, el mismo acotamiento proporciona el desplazamiento necesario del lado del camino directo para permitir las maniobras de corrección descritas anteriormente.

Para el lado del enlace, es suficiente un desplazamiento de 0.50 m a 1.00 m, en la mayoría de los diseños similares a los mostrados en las Figuras 11.63-A, B y C. A medida que la importancia del enlace aumenta, el desplazamiento de la nariz debe ser mayor, hasta alcanzar 1.80 m, como se indica en la Figura 11.63-D. Si un camino que tenga tres carriles en un mismo sentido de circulación, se bifurca continuando con dos carriles en cada rama, como se muestra en la Figura 11.63-D; en la nariz, debe haber un desplazamiento de por lo menos la mitad de un carril o sea de 1.80 m, a cada lado de la orilla de las calzadas. En el caso de áreas urbanas donde el derecho de vía está restringido, el desplazamiento mínimo que deberá emplearse será de 0.60 m y preferiblemente 1.20 m.

La longitud Z del ahusamiento de la nariz del lado del camino directo, deberá ser suficiente para permitir a un conductor, que se ha desviado equivocadamente a la derecha, librar la nariz y regresar al camino directo

Se considera que un conductor necesita un segundo por cada metro de desplazamiento lateral, para pasar de un carril a otro. Con los dispositivos preventivos colocados normalmente en la nariz y suponiendo que un conductor desconcertado reduce su velocidad, puede suponerse, para el caso de salida, que la mitad de la maniobra de corrección se efectúa antes de la nariz. Bajo esta base, la longitud mínima del ahusamiento de la nariz en metros, puede expresarse como:

$$Z = \frac{V \times 1 \times C}{2 \times 3.6}$$

o sea $Z = 0.139\ VC$, siendo V la velocidad de marcha en el camino directo en km/h y C el desplazamiento en metros. En la tabla 11-Q se muestran algunos valores para la longitud mínima del ahusamiento de la nariz por cada metro de desplazamiento de ésta y para varias velocidades de proyecto.

Cuando el número de carriles de tránsito directo se reduce pasando el extremo de salida, como se muestra en la Figura 11.63-C, el área de recuperación deberá ser mucho más larga que cuando el número de carriles permanece constante. El área de recuperación deberá proyectarse como un carril de aceleración según lo marcado en la tabla 11-J, en cuyo caso, es necesario suponer una cierta velocidad para el vehículo. Puede suponerse que la mayoría de los vehículos operan a la velocidad de marcha del camino directo, a menos que los carriles estén operando llenos. De la misma manera, el tránsito directo que hace uso del carril derecho, compartiéndolo con los vehículos que van a salir y que, por lo tanto, reducen su velocidad con cierta anticipación a la salida, se verán forzados a circular

VELOCIDAD DE PROYECTO DEL CAMINO DIRECTO km/h	VELOCIDAD DE MARCHA km/h	L = LONGITUD EN METROS DE LA TRANSICION POR METRO DE DESPLAZAMIENTO DE LA NARIZ
50	46	6
60	55	8
70	63	9
80	71	10
90	79	11
100	86	12
110	92	13

TABLA 11-Q. LONGITUD MINIMA DEL AHUSAMIENTO DE LA NARIZ

a velocidades menores que la de marcha en el camino. Por lo tanto, la longitud del área de recuperación, deberá ser suficiente para permitir a los vehículos lentos, incorporarse al tránsito en los carriles directos. Para su cálculo se recomienda que la velocidad al inicio del área de recuperación varie entre 30 y 50 km/h, alcanzando la velocidad de proyecto del camino directo.

Los lineamientos generales de las salidas a la derecha de la Figura 11.63-A, B y C, también se aplican cuando se trate de las salidas a la izquierda.

2. Extremos de entrada. El vértice de la isleta, en el extremo de entrada de cualquier enlace, deberá ser lo más pequeño posible. Cuando se use guarnición, deberá redondearse con un radio entre 0.25 y 0.50 m. Cuando no se use guarnición el remate correspondiente suele redondearse en forma más aguda. El enlace de entrada debe proyectarse lo más paralelamente que se pueda al camino directo, como se muestra en la Figura 11.64. En intersecciones pequeñas canalizadas, la longitud y el radio del enlace de entrada puede no ser suficiente para hacer los ajustes y obtener la condición de casi paralelos, en cuyo caso el extremo de convergencia es la simple intersección de las orillas de las calzadas.

En la Figura 11.64-A se muestra un diseño para una entrada con un carril de aceleración, ya sea de tipo direccional como el de la línea continua o del tipo paralelo, como el de la línea discontinua. Cuando el ancho de la calzada del enlace corresponda al caso I (un carril de operación en un solo sentido, sin previsión para el rebase), este ancho W_1 se emplea uniformemente hasta el extremo de la entrada. Cuando el ancho de la calzada corresponda al caso II (un carril de operación en un solo sentido, con previsión para rebasar un vehículo estacionado), el ancho W_2 deberá reducirse al ancho W_1 en el extremo de la entrada, para asegurar la incorporación con un solo carril y evitar que los vehículos que entran lo hagan con trayectorias divagantes en el camino directo.

La reducción del ancho de la calzada puede obtenerse ajustando simplemente el lado izquierdo o el derecho del extremo de entrada y deberá tener una longitud tal que permita al conductor ajustarse a ella. Para el cálculo de la longitud de la transición necesaria para reducir el ancho de la calzada, puede aplicarse la razón de un segundo por cada metro de reducción. De donde, la longitud mínima, puede expresarse como sigue:

$$F = \frac{V \times 1}{3.6}(W_2 - W_1) \quad \text{o sea:} \quad F = 0.278V\,(W_2 - W_1)$$

en donde F es la longitud mínima en metros requerida para la reducción del ancho de la calzada; V es la velocidad de marcha del enlace en km/h; y $(W_2 - W_1)$ es la reducción de la calzada en metros. En la tabla 11-R se muestran algunos valores de la longitud mínima requerida para la reducción del ancho de la calzada.

Cuando el volumen de tránsito que entra, supera la capacidad de un carril, o cuando la suma de este volumen más el del tránsito directo, rebasa la capacidad del camino directo, se deberá adicionar un carril en el camino directo y prolongarse a partir del enlace de entrada, como se muestra en la Figura 11.64-B. En estas condiciones, el ancho de la calzada del enlace, corresponderá a la de los casos II o III de la tabla 11-H.

Cuando dos caminos de dos carriles en un solo sentido convergen a una calzada común, el diseño toma la forma mostrada en la Figura 11.65-C. Para convergencias a altas velocidades, la entrada deberá hacerse con ángulos pequeños procurando que la transición sea uniforme con una relación de 50:1, para obtener una reducción gradual de cuatro a tres carriles.

11.4.11 Dispostivos para el control del tránsito

El proyecto de los dispositivos para el control del tránsito, especialmente el señalamiento y las marcas en el pavimento, debe hacerse conjun-

VELOCIDAD DE PROYECTO EN EL ENLACE km/h	VELOCIDAD DE MARCHA km/h	F = LONGITUD MINIMA REQUERIDA PARA UNA REDUCCION DEL ANCHO DE LA CALZADA (W_2-W_1) EN METROS DE:					
		1.20	1.85	2.45	3.05	3.35	3.65
25	24	8	12	16	20	22	24
30	28	9	14	19	24	26	28
40	37	12	19	25	31	34	38
50	46	15	24	31	39	43	47
60	55	18	28	37	47	51	56
70	63	21	32	43	52	59	64

TABLA 11-R. LONGITUD MINIMA REQUERIDA PARA LA REDUCCION DEL ANCHO DE LA CALZADA EN LOS EXTREMOS DE ENTRADA

tamente con el proyecto geométrico para obtener el equilibrio adecuado entre ambos. El proyecto geométrico no puede considerarse completo sino hasta que se han determinado las necesidades de dispositivos de control y pueden éstos instalarse de tal manera que aseguren una operación segura y eficiente.

El Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito [58] presenta normas para lograr uniformidad en el diseño y uso de tales dispositivos. Los proyectos de señalamiento, marcas en el pavimento y demás dispositivos necesarios para el control en las intersecciones, deberán realizarse de acuerdo con las normas establecidas en este Manual.

11.5 ENTRONQUES A NIVEL

Un entronque a nivel implica la realización de un proyecto que permita al conductor efectuar oportunamente las maniobras necesarias para la incorporación o cruce de las corrientes de tránsito.

Los tipos generales de entronques a nivel se ilustran en la Figura 11.65. Las formas que adoptan éstos son de tres ramas, de cuatro ramas, de ramas múltiples y de tipo glorieta. Una clasificación más amplia incluiría otras variedades como entronques simples, con carriles adicionales y canalizados.

Numerosos factores entran en la selección del tipo de entronque y en el tamaño del mismo. Los de mayor importancia son el volumen horario de proyecto de los caminos que se intersectan, su índole y composición y la velocidad de proyecto. Las características del tránsito y la velocidad de proyecto afectan muchos detalles del diseño, pero tratándose de seleccionar el tipo de entronque, revisten menos importancia que el volumen del tránsito. Los volúmenes de tránsito, actuales y futuros, son de suma importancia respecto a los movimientos directos y de vuelta.

A menudo las condiciones locales y el costo del derecho de vía influyen al seleccionar el tipo de entronque. Una distancia de visibilidad limitada, por ejemplo, puede hacer necesario el control del tránsito mediante señales o semáforos. El alineamiento y la pendiente de los caminos que constituyen la intersección y los ángulos de la misma, pueden llevar a la consideración de canalizar o emplear áreas auxiliares pavimentadas, independientemente de la densidad del tránsito.

Al diseñar los entronques debe considerarse cuidadosamente su apariencia a la vista del conductor. Una curva inversa suele tener apariencia agradable en el plano, pero en perspectiva, para el conductor podrá resultar confusa y forzada. A fin de evitar cambios bruscos en el alineamiento, debe proporcionarse una longitud de transición suficiente ya sea mediante espirales o curvas compuestas, así como la distancia entre curvas inversas, que permita tomar la curva cómodamente a la vez que da una grata impresión al conductor.

Debe también considerarse la combinación entre los alineamientos horizontal y vertical. Una curva horizontal cerrada a continuación de la cresta de una curva vertical, es absolutamente inconveniente en el área de un entronque.

[58] *Manual de Dispositivos para el Control del Tránsito en Calles y Carreteras.* Secretaría de Obras Públicas; México, 1970.

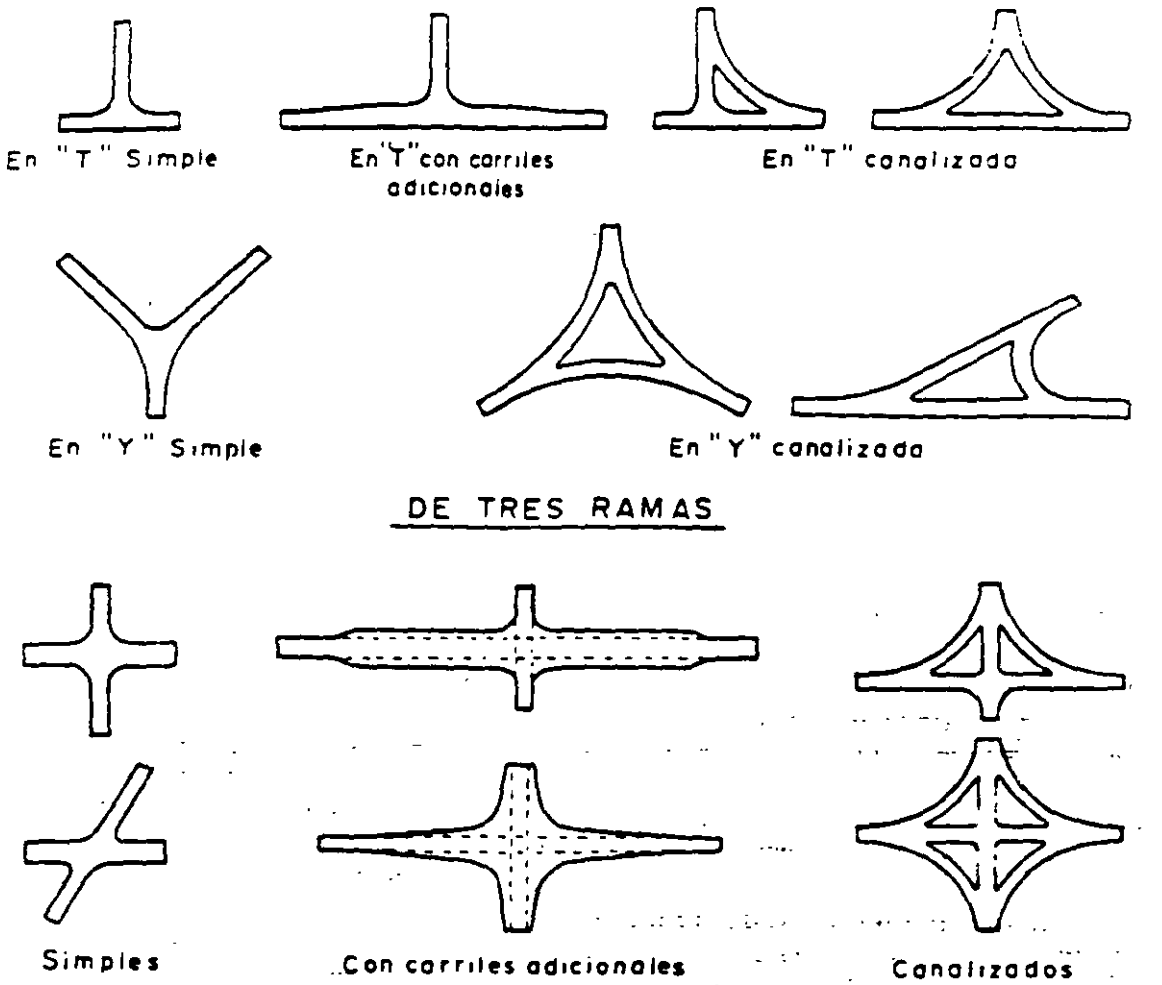


FIGURA 11.65. TIPOS GENERALES DE ENTRONQUES A NIVEL

11.5.1 Alineamientos de los entronques

Los entronques presentan áreas de conflicto y constituyen, por ende, peligros potenciales. El alineamiento y las condiciones del cruce deben, por tanto, permitir al conductor discernir con claridad sobre las maniobras necesarias para pasar por un entronque con plena seguridad, ocasionando la mínima interferencia. Para ello, el alineamiento horizontal deberá ser lo más recto y el vertical con las mínimas pendientes posibles. De la misma manera, la distancia de visibilidad deberá ser igual o mayor al mínimo asignado para condiciones específicas de entronques. De otra manera, resulta difícil para el conductor prever los actos de los otros conductores, o percibir los mensajes de los dispositivos de control y manejar al mismo tiempo su propio vehículo.

A) Modificaciones al alineamiento horizontal. En muchas ocasiones, las condiciones del lugar establecen limitaciones en el alineamiento definitivo y en la pendiente de los caminos que se intersectan. Pero a menudo es posible modificarlos para mejorar las condiciones de circulación y reducir los peligros, particularmente en carreteras.

Independientemente del tipo de entronque, es conveniente tanto desde el punto de vista de la seguridad como de la economía, que los caminos se crucen en un ángulo lo más próximo a 90°, pues en aquellos que se intersectan con esviajamiento se limita la visibilidad, especialmente a los vehículos pesados. Además, en los entronques esviajados, es mayor el tiempo en que existe riesgo para los vehículos que cruzan la corriente principal, lo que aumenta la potencialidad de accidentes. Por tanto, resulta altamente benéfica la práctica de modificar el alineamiento horizontal de una de las ramas, de modo que se intersecten en la forma que se muestra en las Figuras 11.66-A y B. Las curvas introducidas deben proporcionar seguridad en la conducción y permitir velocidades cercanas o iguales a las de los accesos de la carretera, pues de otra manera resultarían tan peligrosas como el cruce esviajado.

Otro sistema para modificar el alineamiento horizontal del camino secundario en un entronque esviajado, es realizarlo escalonadamente o en zig-zag, como se muestra en las Figuras 11.66-C y D. Para ello, basta con introducir una curva sencilla en cada rama del camino secundario. Los términos, camino principal y camino secundario, se usan para indicar la relativa importancia de las vías que forman la intersección y no el carácter específico de cada una.

Cuando la dirección del camino secundario corresponda a la indicada en la Figura 11.66-C, el resultado es inoperante, ya que el vehículo para volver a tomar aquél, tiene que realizar una vuelta a la izquierda sobre el camino principal. Por ende, esta disposición no debe emplearse, a menos que el tránsito del camino secundario sea muy escaso, o bien que el camino secundario tenga un carácter netamente local y su tránsito, en su mayoría, se incorpore al del camino principal en vez de proseguir de frente. Donde la dirección del camino secundario corresponda a la indicada en la Figura 11.66-D, la disposición es más operante porque para entrar en el camino principal el vehículo realiza una vuelta a la izquierda, la que se efectúa fácilmente esperando un espacio entre los vehículos que circulan por el camino principal y más adelante da vuelta hacia la derecha, para volver a tomar el camino secundario con muy poca interferencia al tránsito principal.

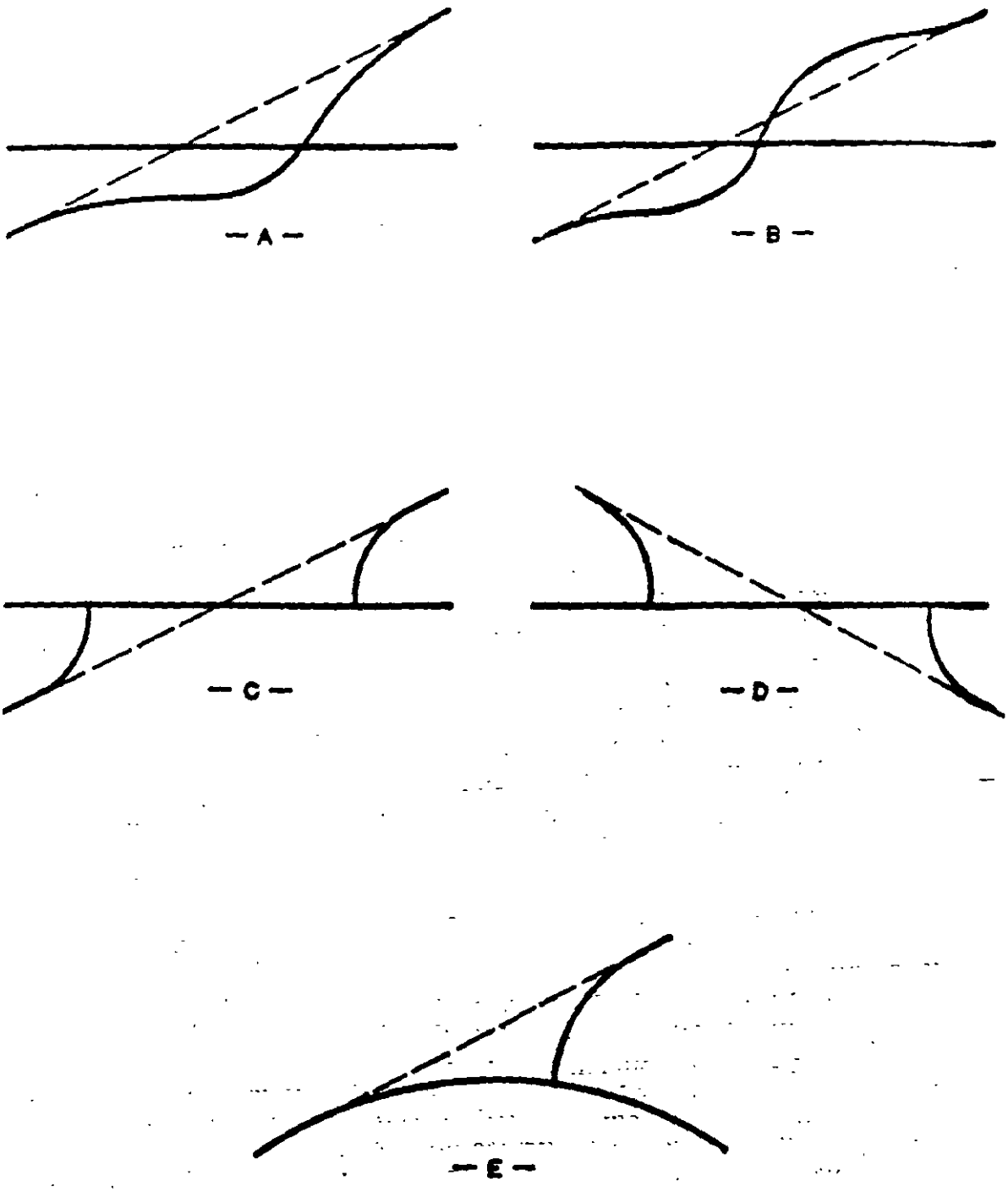


FIGURA-11.66. MODIFICACIONES AL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

Si bien es preferible efectuar un cruce en ángulo recto [illegible] cierto esviajamiento. Los ángulos de esviajamiento hasta de [illegible] sólo una pequeña disminución en la visibilidad que no amerita realineamiento.

Siempre que sea posible se evitarán los entronques sobre curvas cerradas, ya que la sobreelevación y la ampliación en las curvas complican el proyecto. Cuando el camino principal esté en una curva y el camino secundario constituya la prolongación de una tangente, será preferible realinear el camino secundario como se muestra en la Figura 11.66-E, a fin de conducir directamente el tránsito hacia el camino principal y mejorar la visibilidad en el punto de intersección. Esta práctica presenta la desventaja de una sobreelevación del pavimento, inconveniente para los vehículos que dan vuelta y debe ser aplicada solamente donde la curva presente una sobreelevación moderada.

B) Modificaciones al alineamiento vertical. En los entronques donde se instalen señales de ceda el paso o de alto, o semáforos, las pendientes deben ser lo menor posible en los tramos empleados para almacenar los vehículos que se detienen momentáneamente. La mayoría de los vehículos cuando se hallan sobre una pendiente, tienen los frenos aplicados para mantenerse inmóviles mientras el motor funciona, a menos que la pendiente sea inferior al 1%.

Tratándose de vehículos ligeros, las distancias calculadas para frenar y acelerar sobre pendientes del orden del 3% difieren muy poco de las correspondientes a nivel, cuando las pendientes sobrepasan este valor requieren ajustes en los diversos factores del proyecto para producir condiciones equivalentes a las que se presentan en las carreteras a nivel. La mayoría de los conductores son incapaces de calcular el incremento o disminución de las distancias necesarias para acelerar o frenar, de acuerdo con el grado de la pendiente. Sus deducciones y reacciones normales pueden conducirles a error en un momento crítico. Por tanto, las pendientes mayores del 3% deberán quedar eliminadas de los entronques; cuando las condiciones hagan tal abatimiento excesivamente costoso, la pendiente no deberá exceder del 6%, haciéndose los correspondientes ajustes en los factores del proyecto.

Las rasantes y secciones transversales de las ramas de un entronque deberán de ajustarse desde una distancia conveniente, a fin de proporcionar un acceso apropiado y el drenaje necesario. Normalmente, el camino principal debe conservar su rasante, a través del entronque y la del camino secundario ajustarse a ella. Las rasantes de los enlaces deben ajustarse a las pendientes transversales y longitudinales de los caminos.

Por regla general, los alineamientos horizontal y vertical de los caminos en o cerca de un entronque, se hallan sujetos a mayores restricciones que en el camino abierto. Su combinación en el sitio del entronque y en las proximidades de éste, debe permitir en todo momento al conductor una clara visibilidad de los carriles de tránsito y comprensión absoluta sobre cualquier dirección que pretenda tomar, libre de toda aparición repentina de peligros potenciales.

11.5.2 Diseños para disminuir o evitar maniobras erróneas

Un problema inherente a los entronques estriba en la posibilidad de que algunos conductores efectúen maniobras erróneas, a pesar del señala-

miento, al tratar de entrar o salir a cualquiera de los caminos, utilizando un enlace diseñado para circular en sentido contrario. Este problema de entrar equivocadamente ha sido causa de numerosos accidentes, los cuales se pueden disminuir si se atienden ciertos detalles en el diseño de los extremos de los enlaces.

En la Figura 11.67 se muestra el caso de un entronque a nivel constituido por el camino secundario y las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante.

Para evitar o disminuir las maniobras erróneas, es recomendable el uso de isletas canalizadoras que encaucen a los vehículos que circulan por la rampa hacia el camino secundario y desanimen a los que circulan por el camino secundario, que equivocadamente quieran entrar a la rampa. Para tal fin debe utilizarse el radio de control que defina un arco tangente a la orilla izquierda de la calzada de la rampa y el eje central del camino secundario. En la Figura 11.67-A se muestra que además de que las isletas constituyen medios para canalizar el tránsito por trayectorias correctas, pueden emplearse eficazmente para ubicar señales.

Cuando el camino secundario tiene faja separadora central, ésta se puede utilizar como un medio para evitar las maniobras erróneas según se muestra en la Figura 11.68-B, donde se aprecia que la faja separadora central hace que la vuelta a la izquierda hacia la rampa de salida, resulte muy forzada y que la esquina formada por la orilla izquierda de la rampa de salida y la del camino secundario, evita desde éste las vueltas erróneas hacia la derecha.

Las señales y las marcas adicionales sobre el pavimento son elementos importantes para evitar las vueltas en sentido contrario. En la Figura 11.67-A se presenta un ejemplo de señalamiento en el entronque a nivel. Se han usado otros dispositivos tales como marcas en el pavimento o semáforos de destello, hallándose en la actualidad varios métodos y dispositivos en vías de investigación. Con todo, aún no se ha encontrado una solución definitiva al problema de las entradas en sentido contrario en los extremos de las rampas.

11.5.3 Tipos de entronques a nivel

En cada caso particular, el tipo de un entronque a nivel se halla determinado tanto por la topografía y el uso de la tierra, como por las características del tránsito y el nivel de servicio deseado. Cualquier tipo de entronque puede variar ampliamente en dimensiones, forma y grado de canalización. A continuación se analizará cada tipo de entronque, con las variantes que puede presentar.

Primero se analizarán los entronques simples, para después pasar a los tipos más complejos, algunos de los cuales constituyen adaptaciones especiales. Los principales factores por considerar son: los volúmenes del tránsito, la velocidad y las características de los caminos en cuestión. Igualmente se exponen las condiciones en que habrá de realizarse cada tipo de entronque.

A) Entronques de tres ramas. Las formas básicas de entronques de tres ramas, aparecen ilustradas en las Figuras 11.69 a 11.73. Estos entronques pueden adoptar la forma de "T" o de "Y"; cualquiera que ésta sea, los principios generales de diseño son aplicables a ambos casos.

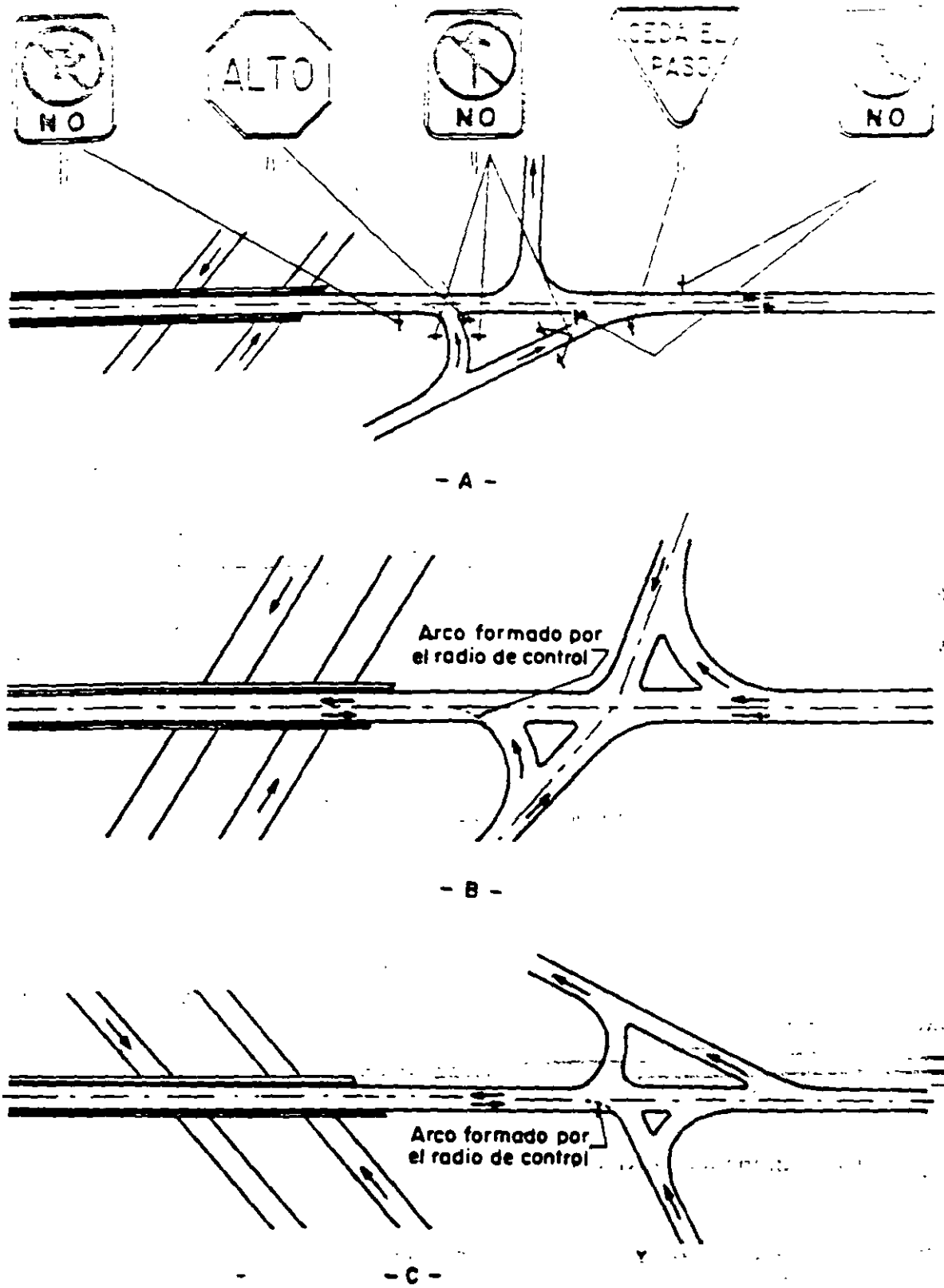
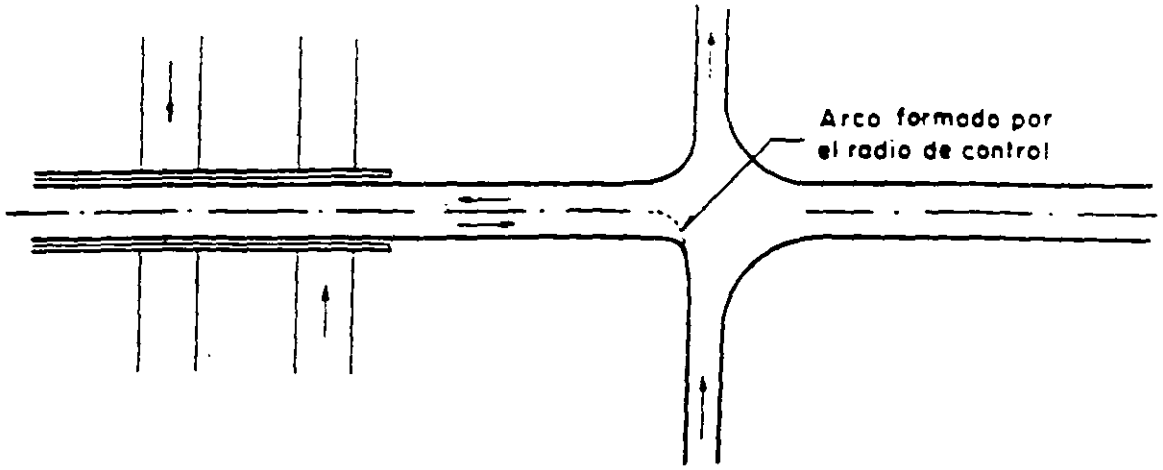
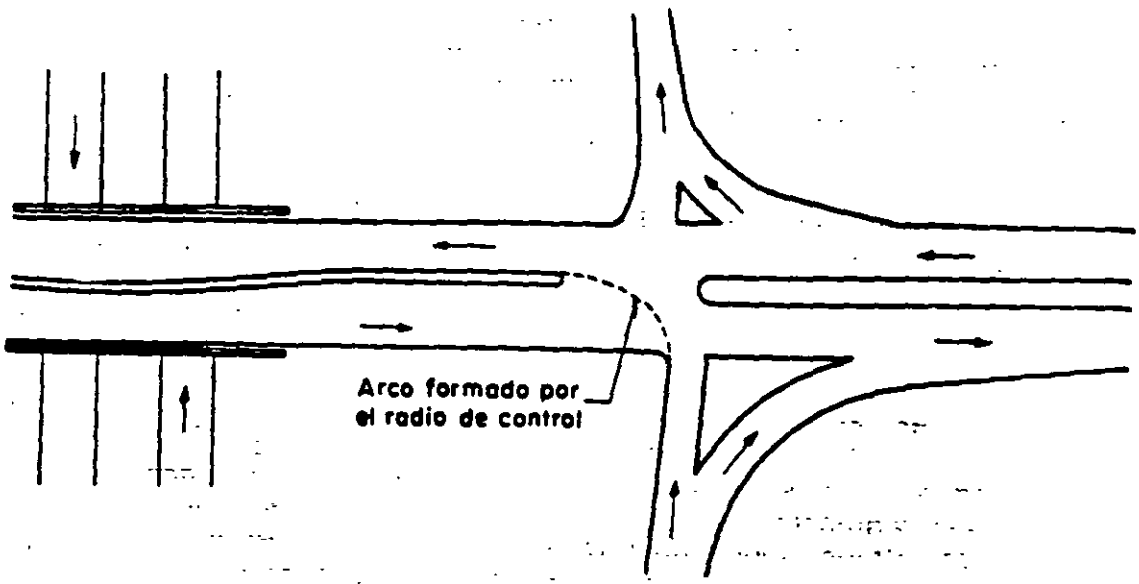


FIGURA 11.67. ENTRONQUE A NIVEL CONSTITUIDO POR EL CAMINO SECUNDARIO Y LAS RAMPAS DE UN ENTRONQUE A DESNIVEL TIPO DIAMANTE



CAMINO SECUNDARIO SIN FAJA SEPARADORA

-A-



CAMINO SECUNDARIO CON FAJA SEPARADORA

-B-

FIGURA 11.68. ENTRONQUE A NIVEL CONSTITUIDO POR EL CAMINO SECUNDARIO Y LAS RAMPAS DE UN ENTRONQUE A DESNIVEL TIPO DIAMANTE

1. Entronques simples y con carriles adicionales. En la Figura ... aparece ilustrado el tipo más común de entronque en T, en este ... ca conserva su ancho normal en ambos caminos exceptuando la zona destinada para vueltas. Este tipo de entronque se adapta a intersecciones entre caminos secundarios o locales y en términos generales, a intersecciones de caminos secundarios con carreteras de mayor importancia, siempre que el esviajamiento no sea muy pronunciado. En áreas rurales generalmente se emplea este tipo para el entronque entre carreteras de dos carriles con escasos volúmenes de tránsito. En áreas urbanas o suburbanas puede operar satisfactoriamente aun con altos volúmenes y en caminos de carriles múltiples.

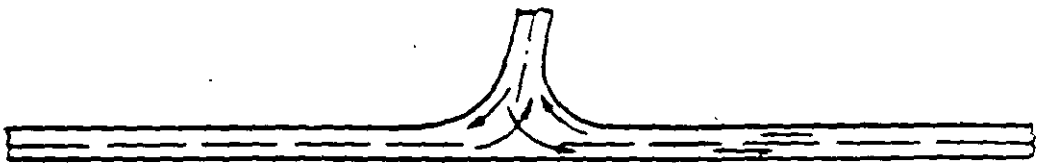
Donde las velocidades son altas y los movimientos de vuelta frecuentes, habrá de asignarse un carril adicional para facilitar las maniobras, en la forma que se ilustra en las Figuras 11.69-B, 11.69-C y 11.69-D. Este carril adicional reduce por una parte el peligro originado por los vehículos que dan vuelta y por otra incrementa la capacidad. Las vueltas a la izquierda procedentes de los carriles del camino principal son particularmente peligrosas porque los vehículos tienen que descelerar y quizá detenerse antes de completar la vuelta. Los entronques con carriles adicionales permiten a los conductores en la corriente de tránsito directo, rebasar fácilmente a los vehículos que desceleran. Las intersecciones ya existentes pueden adaptarse convenientemente, ampliándolas, para lograr el tipo que aparece en las Figuras 11.69-B y 11.69-C.

La Figura 11.69-B muestra un carril adicional, con acabado contrastante; del lado donde el camino secundario entronca con el principal, el cual actúa como un carril para cambio de velocidad destinado a ambas vueltas a la derecha.

La Figura 11.69-C presenta el caso de un carril adicional ubicado en el lado opuesto a donde entronca el camino secundario. La Figura 11.69-D ilustra el caso en que el carril adicional está en el centro del camino principal. Este diseño es más susceptible de aplicarse que el anterior, ya que el conductor que gira hacia la izquierda desde el camino principal prefiere efectuar un movimiento directo que lo encauza al carril central, lo que permite al tránsito que sigue de frente, circular a la derecha del vehículo que descelera, o se detiene; iguales ventajas ofrece respecto de los vehículos que voltean hacia la izquierda, procedentes del camino secundario.

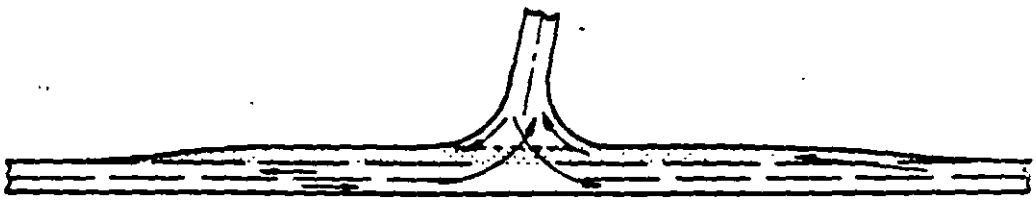
Otro diseño, que no se ilustra, consiste en la asignación de un carril adicional a cada lado del camino principal de dos carriles, convirtiéndolo, en las proximidades de la intersección, en un tramo de cuatro carriles; combinación que resulta apropiada para los casos en que la capacidad en el sitio de la intersección se ve reducida. Además, el camino secundario puede ampliarse en uno o en ambos lados, como se indica en la parte izquierda de la Figura 11.69-D, para facilitar la circulación y aumentar su capacidad.

2. Entronques canalizados. Donde se justifique una trayectoria de vuelta mayor que la mínima, habrán de asignarse enlaces para las vueltas derechas, con el fin de reducir el área pavimentada del entronque. Puede usarse un solo enlace en uno de los cuadrantes, cuando el volumen de tránsito que efectúa la maniobra de vuelta lo justifique, como se indica en la Figura 11.70-A, o en aquellos cuadrantes donde el ángulo de vuelta es muy agudo debido al esviajamiento de la intersección.



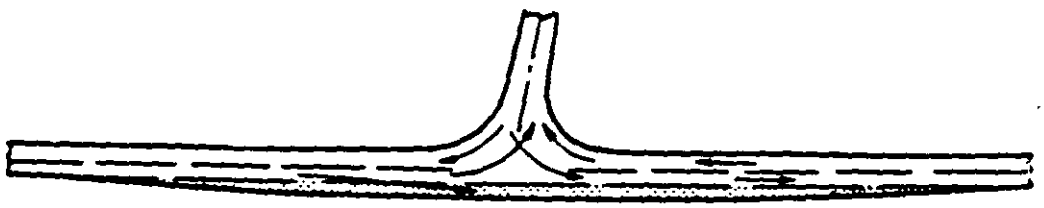
SIMPLE

- A -



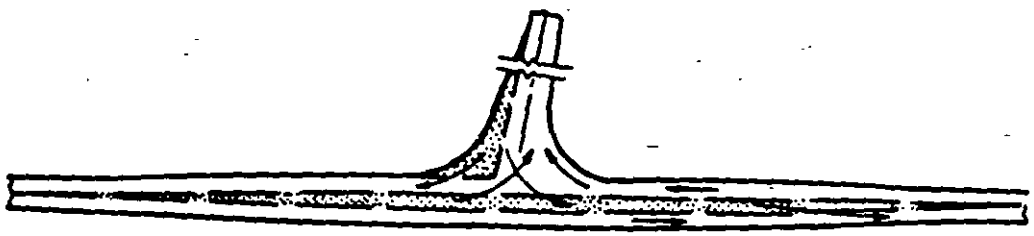
CARRIL ADICIONAL DEL LADO DONDE ENTRONCA EL CAMINO SECUNDARIO

- B -



CARRIL ADICIONAL DEL LADO OPUESTO A DONDE ENTRONCA EL CAMINO SECUNDARIO

- C -



CARRIL ADICIONAL EN EL CENTRO

- D -

FIGURA 11.69. ENTRONQUE EN "T", SIMPLE Y CON CARRIL ADICIONAL

La Figura 11.70-B corresponde a un entronque con [illegible] Este diseño no favorece las vueltas hacia la izquierda desde el camino principal, ya que el enlace para vueltas a la derecha, destinado al tránsito que se dirige al camino principal, debe ser lo más angosto posible para desanimar a los conductores que intenten entrar en él dando vuelta hacia la izquierda desde el camino principal.

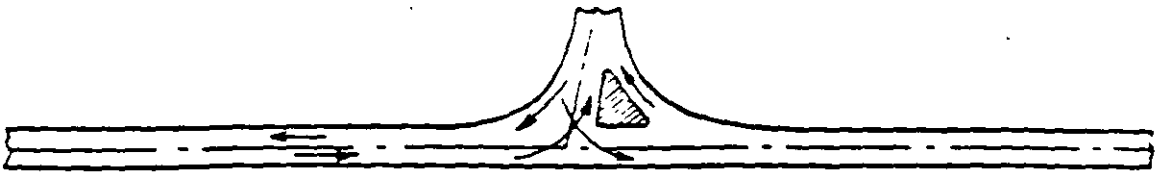
La Figura 11.70-C muestra un entronque canalizado por medio de una isleta separadora ubicada sobre el camino secundario; el sitio para la isleta se proporciona ampliando la corona de este camino y asignando a los movimientos de vuelta a la derecha radios superiores al mínimo. El extremo de la isleta generalmente se localiza de 2.50 a 3.60 m de la orilla de la calzada del camino principal, para dar lugar a las trayectorias de los vehículos que dan vuelta izquierda. Este diseño resulta operante en aquellas vías de dos carriles con altos volúmenes de tránsito, donde se carece de espacio para establecer enlaces y a la vez, se desea realizar un diseño sencillo. Tratándose de volúmenes de tránsito que fluctúan entre intermedios y altos, en relación a la capacidad de las vías, el camino principal deberá ampliarse con un carril adicional como se muestra en las Figuras 11.69-C y 11.69-D.

La Figura 11.70-D muestra un entronque con isleta separadora y enlaces para vueltas a la derecha, diseño que es adecuado para carreteras de importancia, con dos carriles, cuyos volúmenes sobre el camino principal fluctúen entre intermedios y altos y con un número considerable de vueltas. Todos los movimientos principales de la intersección se verifican sobre carriles separados.

3. Entronques canalizados con circulación en los enlaces en ambos sentidos. La Figura 11.71-A presenta un entronque con enlaces de circulación en ambos sentidos, formados por una isleta triangular grande, que permite a los vehículos que dan vuelta, tanto a la derecha como a la izquierda, circular a velocidades superiores a la mínima, con movimientos mejor dirigidos y menores distancias de recorrido que en los diseños anteriores. El inconveniente de este diseño consiste en que, al seguir los vehículos su trayectoria natural para dar vuelta hacia la izquierda, cruzan un carril cuyo tránsito circula en sentido contrario, casi de frente a ellos, tanto a la entrada como a la salida de los enlaces (puntos *a, b* y *c*). Por bajas que sean las velocidades, los cruces en ángulos tan abiertos son siempre peligrosos. Este diseño no es recomendable si no está controlado por un semáforo, excepto en los sitios donde los volúmenes de tránsito son bajos y el terreno plano.

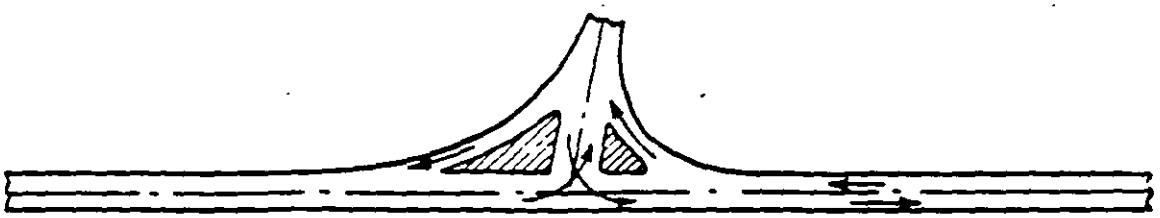
En la Figura 11.71-B se muestra un diseño similar al anterior en el que debido al ángulo de esviaje, los cruces en los puntos *e* y *f* son casi normales, lo que lo hace menos peligroso. En este diseño la isleta deberá ser tan grande como sea posible y deberá colocarse una señal de "Alto" en el punto *e*.

La Figura 11.71-C muestra un entronque en ángulo agudo en el que el enlace superior es de un solo sentido. Este diseño puede resultar inconveniente en carreteras de dos carriles, en donde el tránsito que da vuelta hacia la izquierda desde la vía principal, puede verse inducido a entrar erróneamente en el enlace; esto se evita con una faja separadora a lo largo de la zona del entronque. En intersecciones de menor importancia, conviene eliminar este enlace, simplificando el diseño como se indica con la línea punteada.



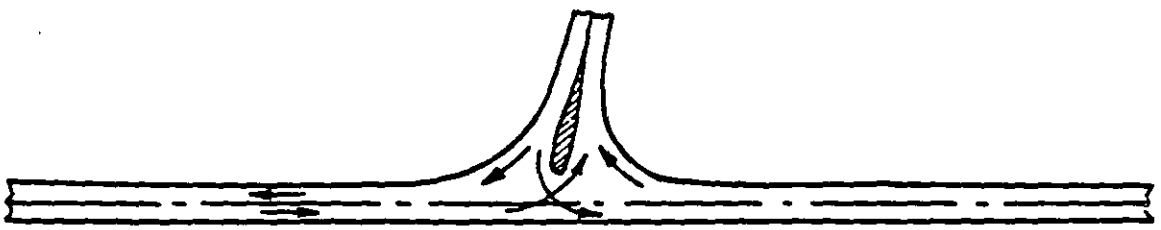
- A -

CON UN SOLO ENLACE



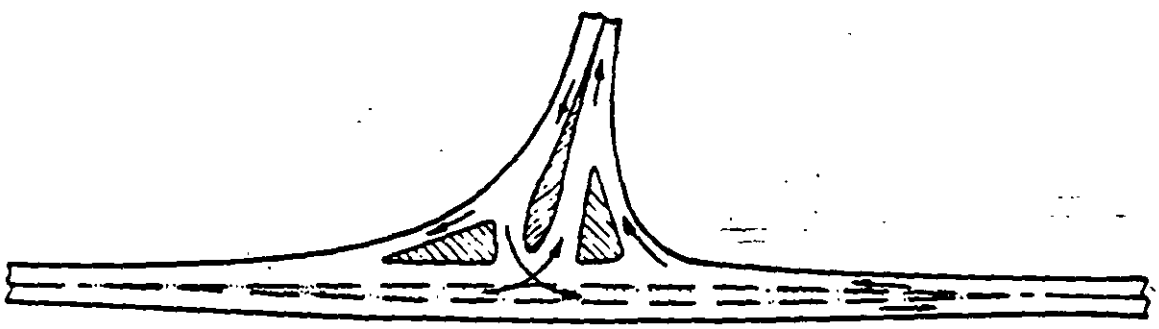
- B -

CON DOS ENLACES



- C -

CON ISLETA SEPARADORA



- D -

CON ISLETA SEPARADORA Y ENLACES

FIGURA 11.70. ENTRONQUES EN "T", CANALIZADOS

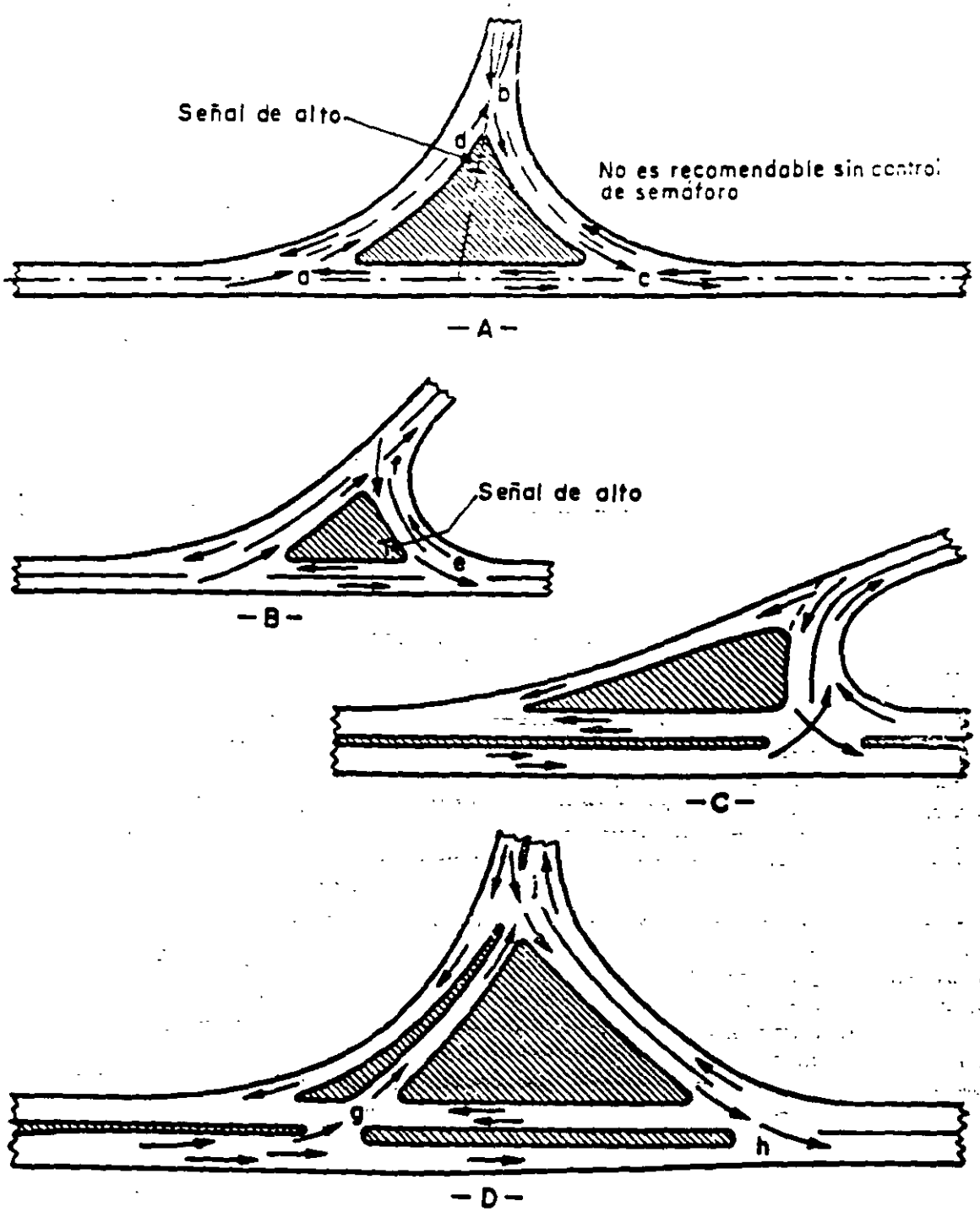


FIGURA 11.71. ENTRONQUES DE TRES RAMAS, CANALIZADAS, CON CIRCULACION EN LOS ENLACES EN AMBOS SENTIDOS

La Figura 11.71-D corresponde a un entronque formado por carreteras de carriles múltiples, con volúmenes considerables, tanto de frente como de vuelta. Para un mejor servicio habrán de asignarse calzadas separadas con circulación en ambos sentidos. Este diseño requiere un sistema coordinado de semáforos en los puntos *g* y *h* y probablemente *j*, la isleta triangular deberá ser de un tamaño suficientemente grande para que pueda almacenar los vehículos que esperan la luz verde del semáforo. Es necesario cuidar el equilibrio entre el volumen de tránsito y la capacidad determinada por el número y ancho de carriles, por el ciclo del semáforo y por las áreas de almacenamiento.

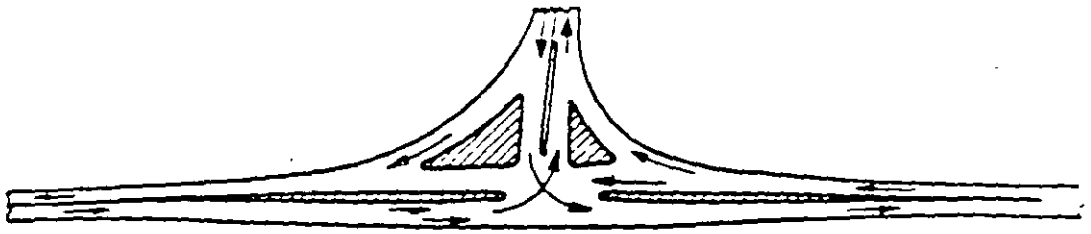
4) Entronques con alto grado de canalización. En carreteras con elevados volúmenes de tránsito y frecuentes movimientos de vuelta se requieren entronques con alto grado de canalización como los mostrados en las Figuras 11.72 y 11.73. La Figura 11.72-A corresponde a una intersección de caminos con dos carriles, donde los volúmenes de tránsito se aproximan a su capacidad. En el camino principal se ha ampliado la corona de dos a cuatro carriles incluyendo las isletas separadoras, estableciéndose así en ambas direcciones un carril exclusivo para el tránsito directo y otro para los movimientos de vuelta. Sobre el camino secundario todos estos movimientos se realizan en carriles separados. Los diseños de la Figura 11.72 son recomendables para los extremos de las rampas de un entronque a desnivel, especialmente en aquellos con forma de trébol parcial.

La Figura 11.72-B ilustra un entronque de carreteras divididas con faja separadora central cuya anchura es del orden de cinco o diez metros, dentro de los cuales se ha proporcionado un carril adicional para los movimientos de vuelta izquierda. También se proporcionan carriles de cambio de velocidad para las vueltas a la derecha. Cuando las vueltas hacia la izquierda, partiendo de la carretera principal, alcancen un volumen cuyo control requiere semáforo, pueden asignarse dos carriles dentro de la faja separadora central.

La Figura 11.72-C muestra un entronque cuya canalización adopta la forma de un bulbo. El camino principal cuenta con una faja separadora central de doce metros o más. Las velocidades son altas y los movimientos de vuelta izquierda no requieren, por su volumen, control mediante semáforo. Cuando sea necesario, podrán incluirse carriles adicionales a expensas de la faja separadora, indicados por la línea punteada. Esta solución es también apropiada para carreteras de dos carriles, siempre y cuando se incluya una faja separadora central en las ramas de la intersección, como se muestra en la parte derecha del croquis. Su principal inconveniente es que requiere una gran superficie.

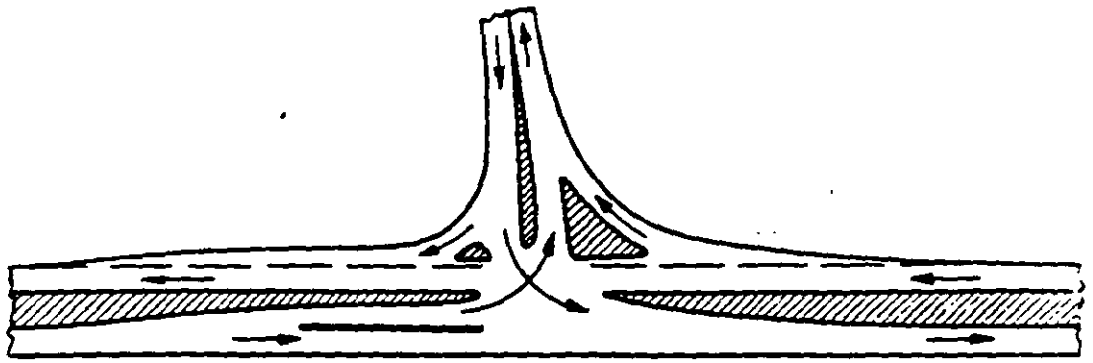
La Figura 11.73-A corresponde a un entronque en Y canalizado, adecuado para dos carreteras que convergen en ángulo agudo. Este diseño es realizable, ya sea con caminos divididos o en caminos de dos carriles en ambos sentidos. Como las vueltas hacia la izquierda son las de menor importancia se realizan en *U* a cierta distancia de la intersección principal (punto *a*). Las vueltas hacia la derecha se efectúan en el punto *b* y corresponden por lo común, a diseños superiores al mínimo. Los movimientos de vuelta marcados con *a* y *b* pueden realizarse mediante un ramal separado con circulación en ambos sentidos y alejado del punto principal de la intersección, como lo indica la letra *c*.

La Figura 11.73-B muestra una solución similar a la de forma de bulbo de la Figura 11.72-C. Los dos movimientos de vuelta izquierda están dise-



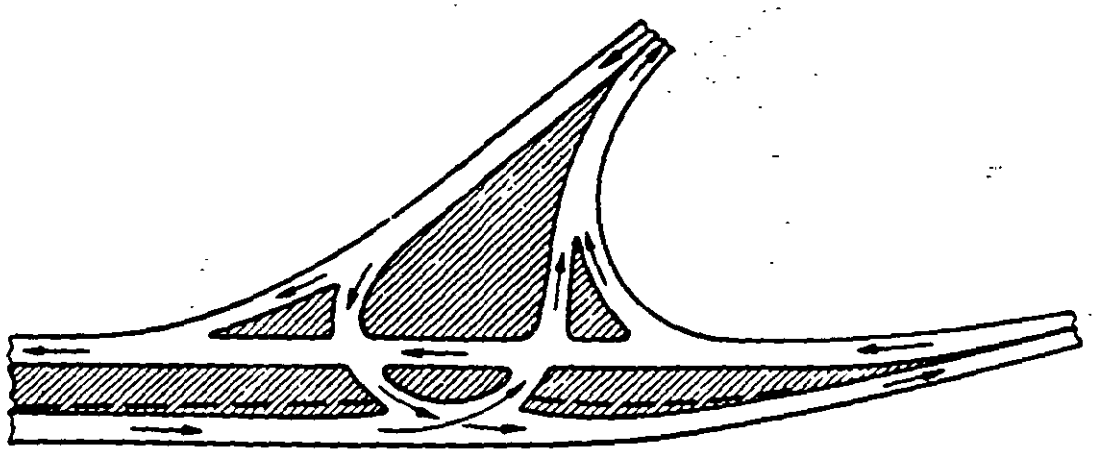
CON ISLETAS SEPARADORAS Y ENLACES

—A—



CON CARRILES EN LA FAJA SEPARADORA

—B—



EN FORMA DE BULBO

—C—

FIGURA 11.72. ENTRONQUES DE TRES RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

ñados en forma tal, que se crucen dentro de la faja separadora central, la cual debe tener una anchura de veintinueve metros o más para que exista un efecto positivo en la canalización. La vuelta hacia la izquierda desde el camino secundario, deberá estar controlada por una señal de "Alto" en los dos puntos de cruce. Cuando el volumen de tránsito requiera de semáforo para su control, puede adaptarse este proyecto a fajas separadoras centrales más angostas, como lo indican las líneas punteadas.

Otra variación de este mismo diseño aparece en la Figura 11.73-C. El cruce de los dos movimientos de vuelta izquierda no se verifica dentro de la faja separadora central, sino a un lado del camino principal. Como la operación es similar a la del caso anterior, pueden aplicarse las consideraciones expuestas. El diseño aparenta estar canalizado en exceso; sin embargo, con suficiente separación entre los enlaces, una isleta grande en el punto *d* y control mediante semáforos coordinados en los tres sitios de cruce, podría dar servicio a elevados volúmenes de tránsito.

En la Figura 11.73-D aparece un diseño especial para entronques en T o en Y correspondiente a una carretera de carriles múltiples. Para realizar los movimientos de vuelta a la izquierda, partiendo del camino principal, el conductor sale por la derecha y cruza la propia carretera para entrar en el camino secundario. Este diseño resulta adecuado en aquellos sitios donde el camino secundario da servicio a una zona que genera volúmenes de tránsito altos, pero relativamente de corta duración; como una planta industrial, un campo deportivo o un centro de recreo. Debe controlarse mediante semáforos semiaccionados por el tránsito y funcionando a tiempo fijo durante las citadas horas de volumen máximo. Puede lograrse una gran capacidad haciendo el ramal inferior destinado a los movimientos que van de *e* a *g*, suficientemente ancho en el sitio del cruce, en forma que pueda dar servicio a la circulación de dos o tres carriles. Usualmente, el control mediante semáforo de dos fases resulta suficiente porque cuando los movimientos *e* - *g* se han acumulado, los vehículos que van de *g* a *f* están en aptitud de circular. La vuelta hacia la derecha *f* - *g* se efectúa en circulación continua cuando se le asigna un ramal.

Este diseño resulta ventajoso cuando se requiera una intersección a desnivel destinada principalmente a servir durante las horas de volumen máximo, pero cuya inversión no se halle justificada porque dicho volumen es esporádico.

B) Entronques de cuatro ramas. En las Figuras 11.74 a 11.77 aparecen las formas básicas de entronques de cuatro ramas. Los principios generales de diseño, la disposición de las isletas y el uso de áreas auxiliares de pavimento, así como la mayor parte de lo expuesto respecto a entronques de tres ramas, se aplica igualmente a los de cuatro ramas.

1. Entronques simples y con carriles adicionales. La Figura 11.74-A ilustra la forma más simple de entronque de cuatro ramas sin canalizar, apropiado para cruces de caminos de bajo volumen de tránsito y a menudo para los sitios en que éstos intersectan un camino de alto volumen, siempre y cuando el esviajamiento de la intersección no sea excesivo y que el volumen de tránsito que da vuelta, sea escaso. El pavimento de los accesos es continuo a través de todo el entronque y sus esquinas se hallan redondeadas para facilitar los movimientos de vuelta.

La Figura 11.74-B muestra un entronque con carriles adicionales, que incrementan su capacidad para los movimientos directos y de vuelta. Los carriles adicionales permiten a los vehículos que siguen de frente, reba-

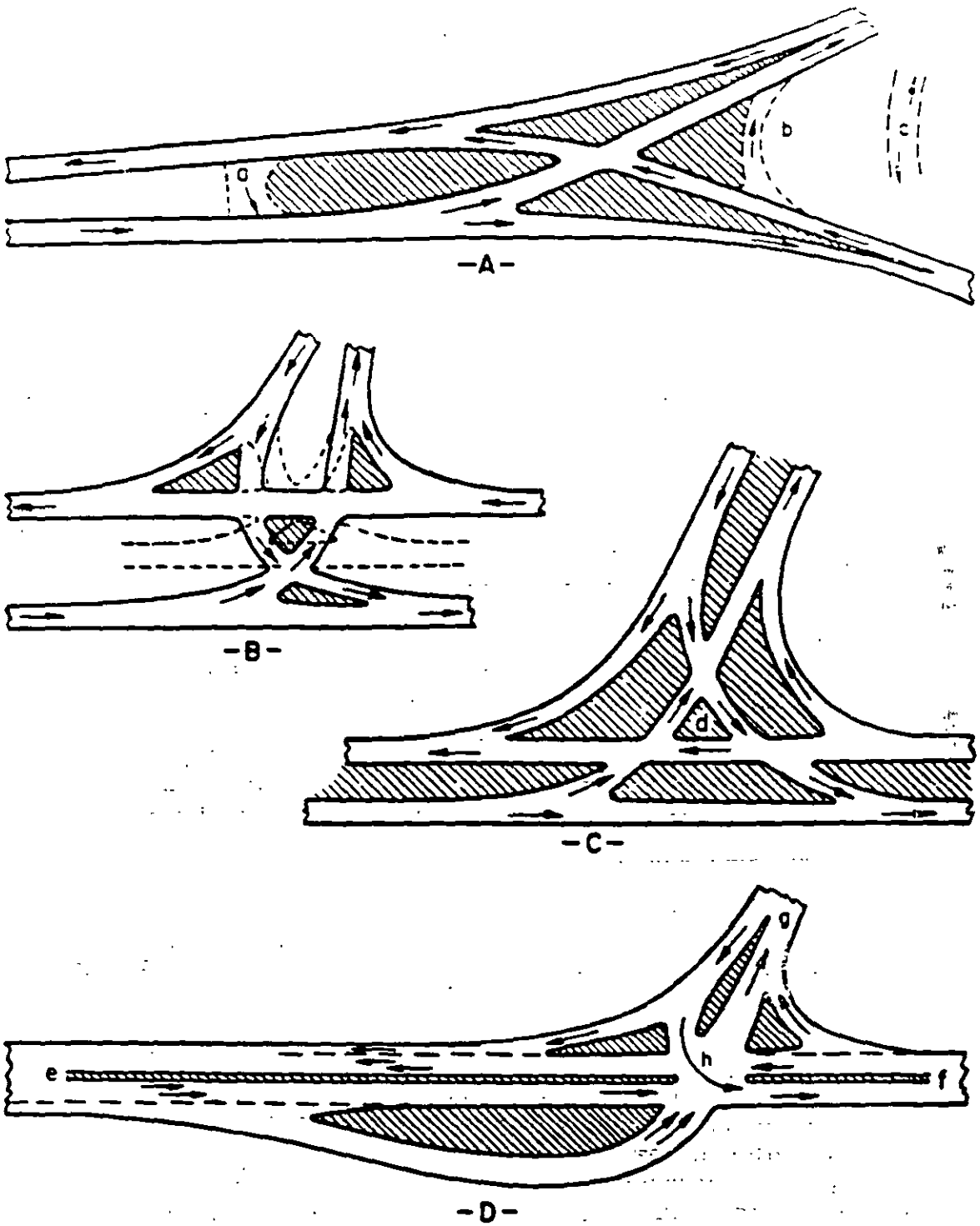


FIGURA 11.73. ENTRONQUES DE TRES RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

ser a los que circulan lentamente o a los que se detienen para [illegible] pueden tener cualquiera de las formas mostradas en la figura, es decir el carril adicional completo o únicamente la transición, dependiendo de los volúmenes de tránsito y del dispositivo de control utilizado. Los carriles adicionales resultan esenciales, cuando el volumen del tránsito sobre el camino principal se aproxima al de su capacidad bajo condiciones de circulación continua, o cuando los volúmenes del tránsito directo y del que cruza ameritan la instalación de un semáforo.

La longitud del carril adicional debe calcularse de la misma forma que la de los carriles para cambio de velocidad y la longitud en que el ancho de este carril sea uniforme, debe ser mayor de 45.00 m, del lado del acceso, y de 60.00 m del lado de la salida del entronque.

La Figura 11.74-C muestra un entronque con carriles adicionales dentro de la isleta separadora central, que está definida por marcas en el pavimento. Este diseño resulta adecuado para caminos con dos carriles, donde las velocidades son altas, las intersecciones poco frecuentes y los movimientos de vuelta hacia la izquierda, peligrosos. El ensanchamiento del pavimento debe ser gradual, adoptando sus orillas la forma de curvas inversas de medio grado como máximo. La zona marcada en el pavimento mide en su parte más ancha 3.65 m como mínimo, y los carriles para el tránsito principal, a los lados de esta zona, deberán ser de 0.60 m a 0.90 m, más anchos que en los accesos. Este diseño ofrece mayor protección que el anterior a los vehículos que voltean hacia la izquierda, procedentes del camino principal, resultando adecuado para entronques que requieren semáforo. Las marcas sobre el pavimento no constituyen una separación efectiva, como podría serlo una isleta separadora con guarniciones, pero resultan ventajosas donde la presencia de arena o nieve constituye un problema de mantenimiento, o bien, donde la introducción de una isleta con guarniciones represente un peligro.

2. Entronques canalizados. En la Figura 11.75 se muestran ejemplos de los diseños usuales de este tipo, con canalizaciones simples. Es frecuente proporcionar enlaces para vueltas a la derecha como el indicado en la Figura 11.75-A, cuando los movimientos de vuelta a la derecha son importantes, o para dar servicio a vehículos de grandes dimensiones; también se construyen en aquellos cuadrantes donde el ángulo de vuelta excede considerablemente a los 90°.

La Figura 11.75-B muestra un entronque esviajado a 45° o más, con enlaces separados y con circulación en ambos sentidos. Los vehículos pueden girar fácilmente hacia la derecha o hacia la izquierda, eliminándose las maniobras molestas y las invasiones a los carriles en sentido contrario; sin embargo, los múltiples puntos de cruce y el amplio ángulo de esviajamiento pueden hacer peligroso este tipo de entronque. Preferentemente, uno o ambos caminos deben ser modificados para reducir el ángulo de esviajamiento, o cuando el espacio lo permita, conviene realizar una canalización doble en *Y*, como la que muestra la Figura 11.73-A.

La Figura 11.75-C muestra un cruce con enlaces en sus cuatro cuadrantes, adecuado para los sitios donde haya suficiente espacio disponible y elevado volumen de tránsito que dé vuelta, particularmente en áreas suburbanas donde transiten peatones. Este diseño no se aplica comúnmente en carreteras de dos carriles. Cuando uno o mas de los movimientos de vuelta a la derecha requiere enlaces, generalmente resultan necesarios carriles adicionales para complementar los movimientos correspondientes

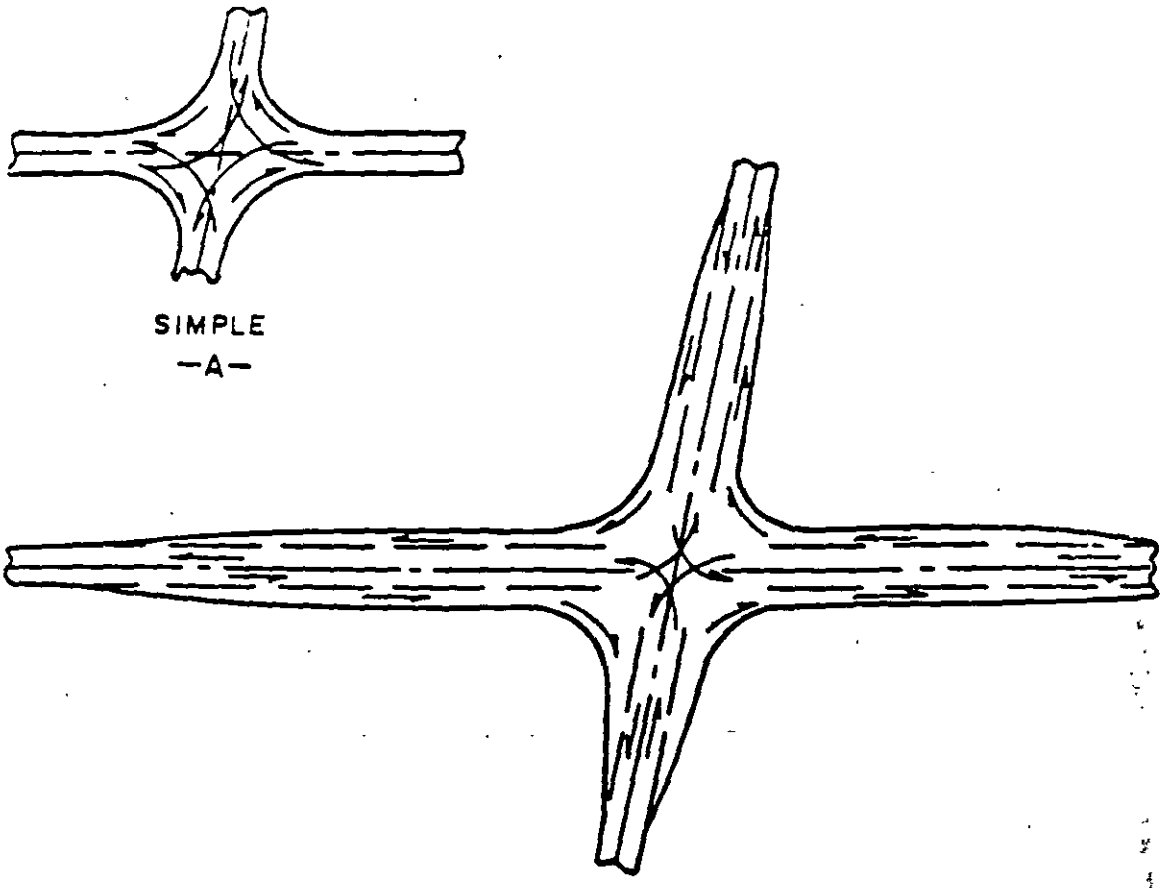


FIGURA 11.74. ENTRONQUES DE CUATRO RAMAS SIMPLES Y CON CARRILES ADICIONALES

de vuelta izquierda: en este caso se ensancha la vía en la forma que muestran las Figuras 11.74-B, 11.74-C y 11.75-E.

La Figura 11.75-D ilustra un entronque con isletas separadoras sobre el camino secundario. Este diseño se ajusta a grandes volúmenes de tránsito, cuya capacidad depende de los anchos de calzada en el entronque. La sencillez de su diseño lo hace, en muchos casos, preferible al que muestra la Figura 11.75-C.

El diseño que aparece en la Figura 11.75-E resulta conveniente para caminos de dos carriles cuya operación se halle cercana a su capacidad o bien para aquéllos donde circulen volúmenes moderados a altas velocidades. En el acceso del entronque, la calzada del camino principal, de dos carriles, se convierte en un tramo de cuatro carriles, con una isleta separadora. Los carriles adicionales se utilizan para cambios de velocidad, maniobras o circulación lenta de los vehículos que dan vuelta. La canalización sobre el camino secundario puede adoptar diversas formas, dependiendo de los volúmenes que cruzan y que dan vuelta, así como de la dimensión de los vehículos.

3. Entronques con alto grado de canalización. Los volúmenes y la velocidad del tránsito en carreteras divididas, justifican a menudo un alto grado de canalización que dé preferencia a los movimientos predominantes del entronque.

La Figura 11.76-A muestra un entronque donde los movimientos de vuelta en el cuadrante inferior derecho son muy significativos, para lo cual se ha provisto un carril a expensas de la faja separadora central para vuelta a la izquierda y un enlace para dar vuelta a la derecha. Los movimientos restantes de vuelta son de menor importancia. Las vueltas hacia la izquierda, en el cuadrante opuesto se facilitan mediante el remate ahusado de la faja separadora, permitiendo, por lo menos, que un automóvil se detenga en espera de dar vuelta fuera del pavimento destinado al tránsito directo

La Figura 11.76-B presenta un diseño para un cruce de importancia entre dos autopistas. Los enlaces para vuelta hacia la derecha, con carriles para cambios de velocidad y los carriles en la faja separadora central para vueltas a la izquierda, proporcionan un alto grado de eficiencia en la operación, permitiendo al tránsito directo circular sobre la carretera a una velocidad razonable.

La Figura 11.76-C muestra un diseño con suficiente separación entre las calzadas de cada sentido que permite alojar una isleta central, alrededor de la cual circulan satisfactoriamente los vehículos. La separación requerida entre calzadas es de 25.00 m o más. La isleta central debe quedar a una distancia apropiada de las orillas de la calzada o de la faja separadora y tener radios no menores de 10.00 m. No se trata precisamente de una glorieta sino de un diseño para separar efectivamente los movimientos de vuelta a la izquierda, dándoles la adecuada protección, así como facilitar a los camiones con remolque y demás vehículos, cruzar más fácilmente la carretera y con menor riesgo que en los entronques de cuatro ramas, anteriormente descritos. Este diseño resulta adecuado para cruces importantes de carreteras divididas donde se dispone de suficiente derecho de vía, las pendientes son suaves y donde las fajas separadoras son anchas o pueden ser fácilmente ensanchadas. Este diseño se controla mediante señales de Alto o por medio de semáforos; en este último caso, la separación de los movimientos y los espacios de almacenamiento de vehículos alrededor de la isleta, a menudo eliminan la necesidad de múltiples fases en el semá-

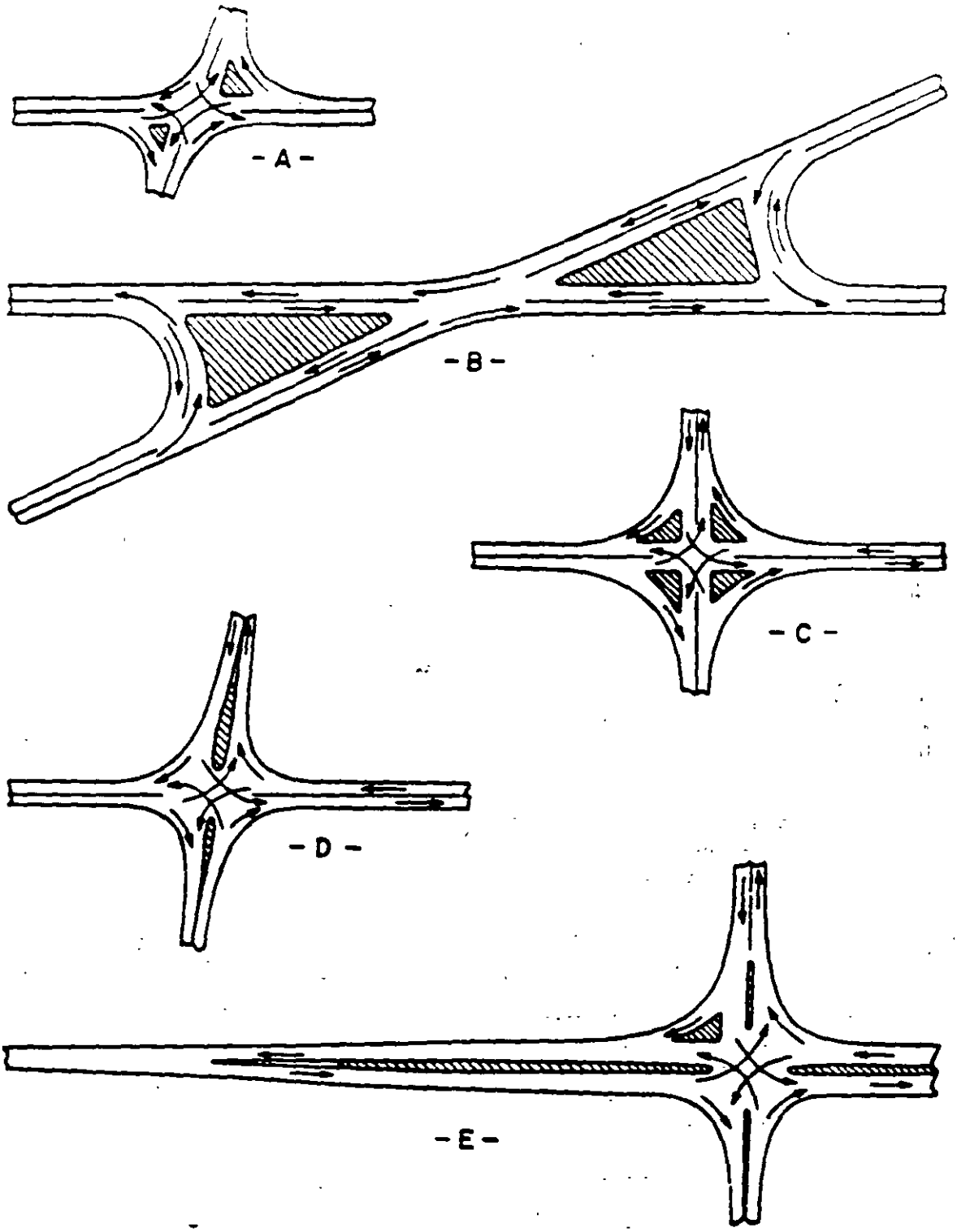


FIGURA 11.75. ENTRONQUES CANALIZADOS DE CUATRO RAMAS

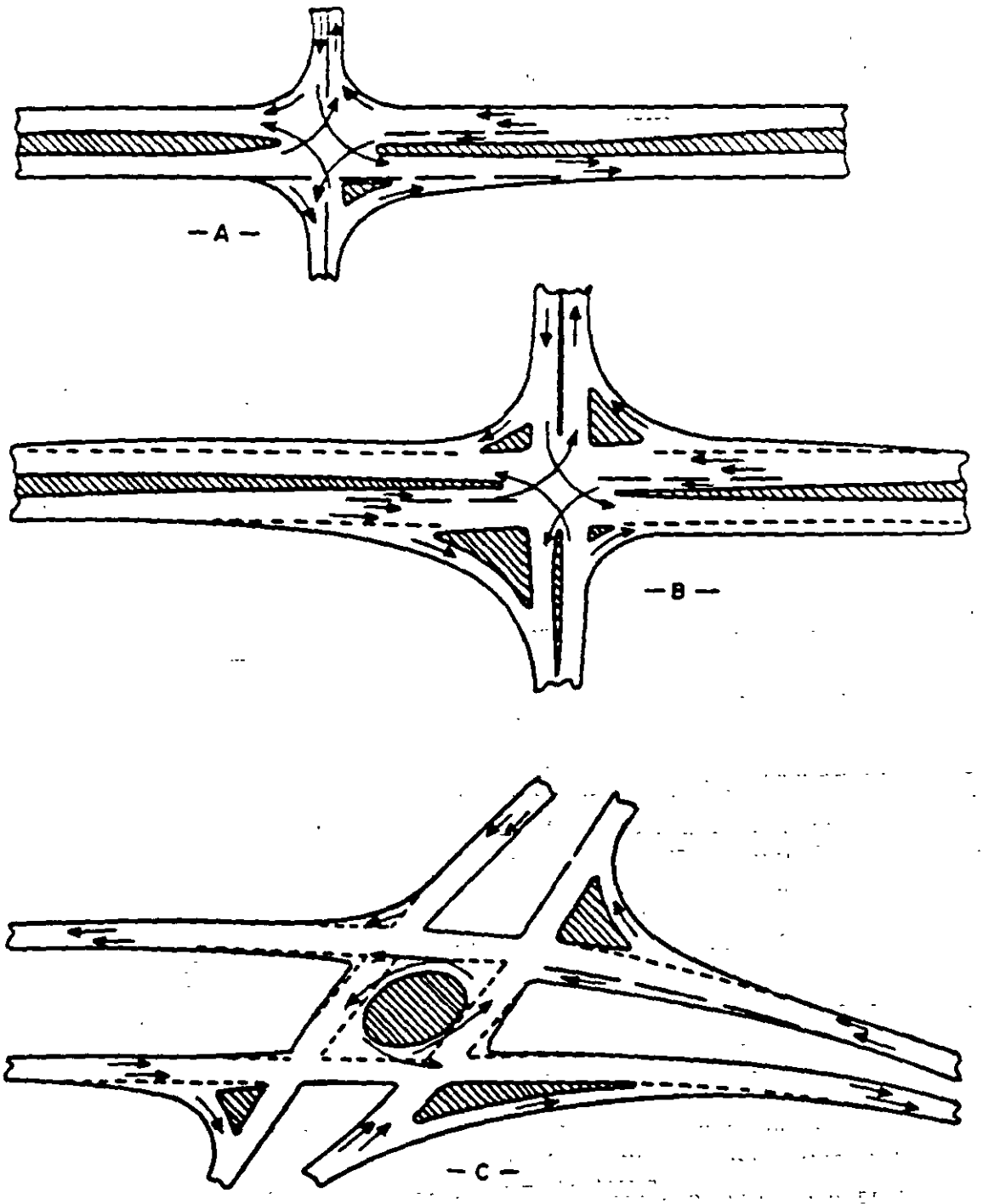


FIGURA 11.76. ENTRONQUES DE CUATRO RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

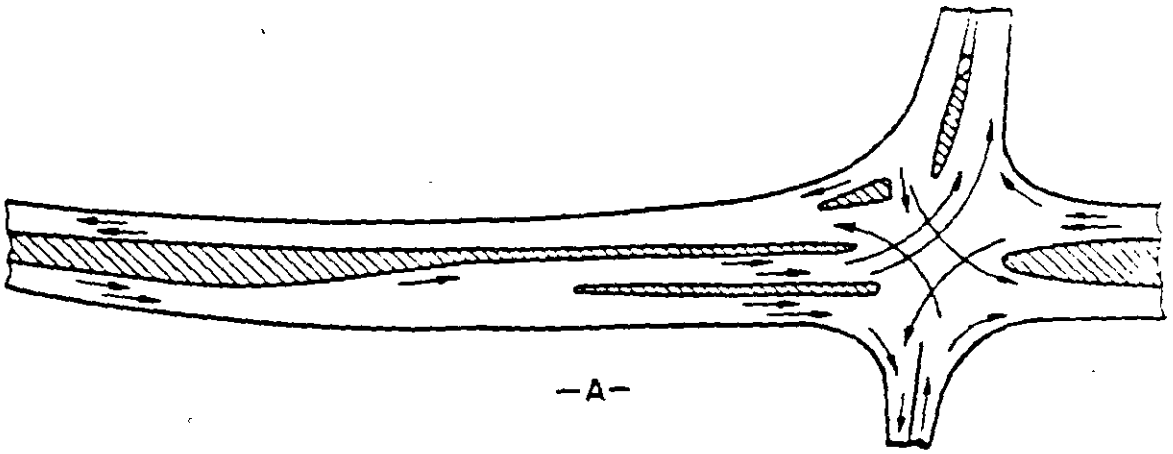
foro, conservándose la capacidad de entronque con semáforos de dos fases.

La Figura 11.77-A ilustra un diseño con dos carriles de carril auxiliar dentro de la faja separadora central para vuelta hacia la izquierda. Requiere semáforo para el control del tránsito, con una fase exclusiva para vuelta a la izquierda y resulta particularmente conveniente en áreas suburbanas o urbanas cuando en uno de los cuadrantes existe un volumen elevado de vehículos que dan vuelta. El doble carril alojado a expensas de la faja separadora central, debe quedar separado de los del tránsito directo, ya sea por una isleta alargada como la que ahí aparece, o mediante marcas en el pavimento, o bien señales, para evitar que los conductores del tránsito directo entren inadvertidamente en los carriles de la faja separadora. Para dar vuelta a la izquierda, los vehículos salen de los carriles del tránsito directo y entran en los de la faja separadora en una sola fila; pero una vez en ellos, disponen de los dos carriles y al observar la luz verde efectúan la vuelta simultáneamente. La abertura de la faja separadora y la calzada del camino secundario deben ser suficientemente amplias para alojar dos filas de vehículos.

La Figura 11.77-B muestra un diseño específico para aquellos casos en que existen en uno de los cuadrantes, volúmenes excepcionalmente altos, tanto del tránsito directo como del que da vuelta. La fuerte circulación hacia la izquierda se desvía del punto principal de la intersección por medio de un enlace diagonal separado, creándose dos intersecciones adicionales. Se alcanza un alto grado de eficiencia mediante la sincronización progresiva de los semáforos, a través de una adecuada regulación de sus fases, en relación con las distancias y anchos de calzada entre los tres puntos de conflicto. Debe dejarse una distancia mínima de 60.00 m (preferentemente 90.00 m) entre intersecciones. Deberá proporcionarse un carril adicional en la faja separadora central, para los movimientos de vuelta izquierda hacia el enlace diagonal, con dos carriles, si es necesario. El movimiento de vuelta a la derecha, usando el citado enlace, tendrá circulación continua siendo conveniente proporcionar un carril auxiliar a lo largo de ambas carreteras. Este diseño debe usarse donde no sea factible un entronque a desnivel, cuando los volúmenes de tránsito de los movimientos en otros cuadrantes alcancen las proporciones del tránsito directo, pueden asignarse enlaces diagonales adicionales. El entronque a desnivel resulta generalmente imprescindible cuando los volúmenes de tránsito que dan vuelta, sobrepasan a los de tránsito directo en más de un cuadrante.

C) Entronques de ramas múltiples. Pertenecen a esta clasificación aquellos entronques con cinco o más ramas. Estos entronques deben ser evitados siempre que sea posible. Cuando los volúmenes sean ligeros y exista control de Alto, puede resultar conveniente que todas las ramas se intersecten en una área común pavimentada en su totalidad. Con excepción de los cruces de menor importancia, puede incrementarse la seguridad y eficiencia del entronque, mediante reacondicionamientos que alejen de la la intersección principal algunos conflictos. Esto se logra realineando una o más de las ramas y canalizando algunos de los movimientos a los entronques secundarios adyacentes, como muestra la Figura 11.78.

La Figura 11.78-A muestra la aplicación más sencilla de este principio en un entronque con cinco ramas. Se ha realineado la rama diagonal para unirse al camino vertical a suficiente distancia del punto principal de la intersección, a fin de formar dos entronques distintos, de operación sencilla.



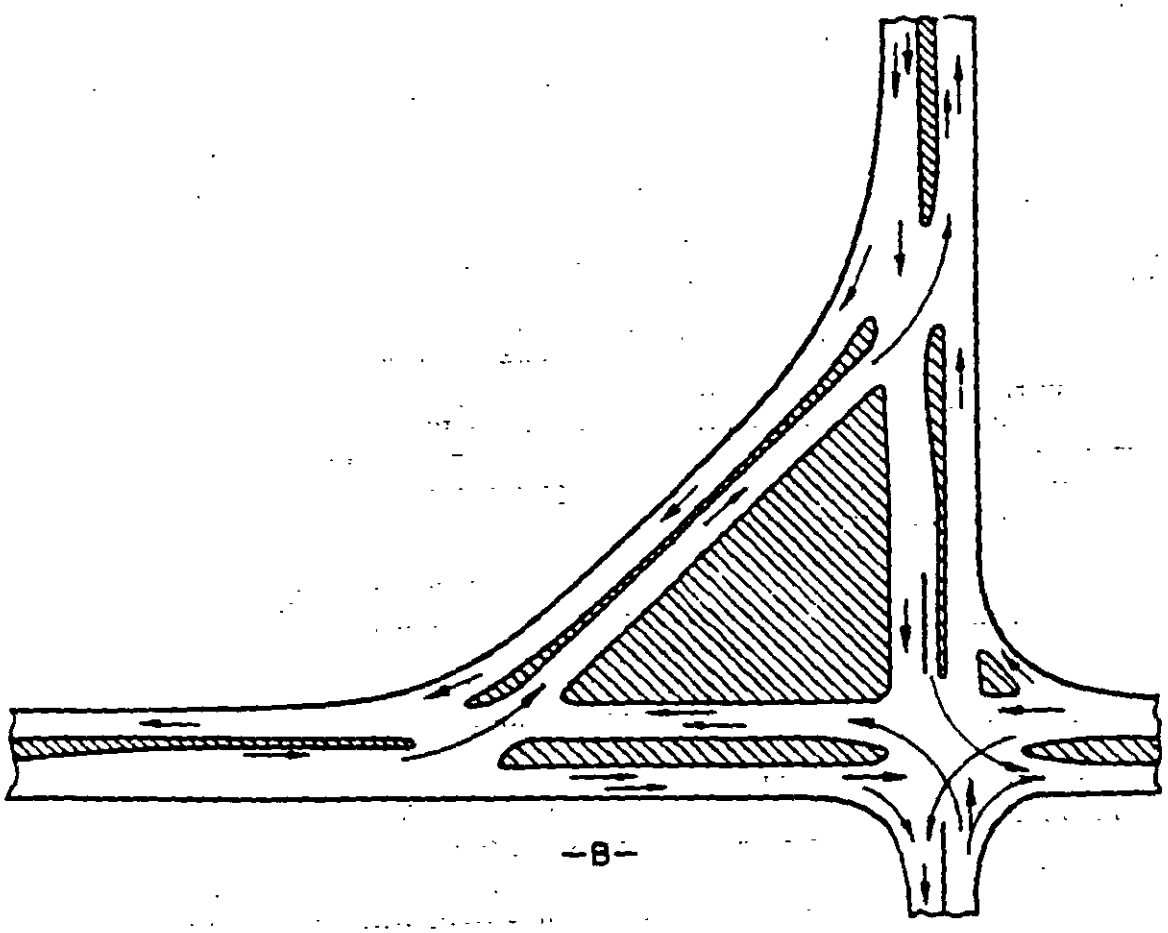


FIGURA 11.77. ENTRONQUES DE CUATRO RAMAS, CON ALTO GRADO DE CANALIZACION

El camino horizontal es en este caso el camino principal y una [illegible] nal ha sido realineada a fin de localizar el entronque secundario [illegible] camino de menor importancia.

La Figura 11.78-B corresponde a un entronque con seis ramas dis de las cuales han sido realineadas para formar un cruce simple, algunas decenas de metros a la derecha de la intersección principal, convirtiéndose así en un entronque de cuatro ramas. Este diseño se aplica cuando el camino vertical del lado izquierdo, es la ruta más importante. Si el camino horizontal fuera la vía de mayor importancia, sería preferible desviar las ramas diagonales hacia la otra carretera, creando así tres entronques separados a lo largo del camino de menor importancia.

La Figura 11.78-C corresponde a un diseño donde se intersectan tres caminos, formándose un entronque de seis ramas en el que las ramas diagonales se han realineado hasta unirse con el camino horizontal. Los carriles diagonales están reservados al tránsito que sale de la intersección y los movimientos de entrada se efectúan en puntos alejados de la intersección principal. Este diseño ha funcionado eficientemente en zona urbana, con semáforos de tres fases, coordinados, en los tres puntos de intersección.

La Figura 11.78-D muestra un entronque en el que las dos de sus cinco ramas que se intersectan formando un ángulo agudo, están realineadas mediante una canalización y que las convierte en un solo sentido de circulación para entroncar en la intersección principal como un camino dividido.

D) Efectos del control mediante semáforo. La mayoría de los entronques ilustrados y expuestos en los párrafos precedentes resultan adecuados para señales de alto o para semáforos. En los entronques que no requieren semáforos, el ancho normal de calzada en los caminos convergentes se mantiene uniforme en la zona de la intersección, con la posible adición de carriles para cambio de velocidad, carriles de almacenamiento o transiciones. Cuando los volúmenes de tránsito alcanzan niveles que requieren control mediante semáforos, a menudo tendrá que aumentarse en uno o dos el número de carriles para el tránsito directo; cuando el volumen de tránsito en las ramas del entronque se aproxime a la capacidad bajo condiciones de circulación continua, posiblemente tendrá que duplicarse el número de carriles en cada dirección para acomodar dicho volumen bajo el control del semáforo.

Otras características geométricas susceptibles de modificarse por la instalación de un semáforo son, la longitud y el ancho de los carriles de almacenamiento, la localización de los ramales, los espaciamientos de los entronques secundarios y posiblemente la ubicación y dimensiones de las isletas a fin de acomodar los postes del semáforo o los arbotantes.

El proyecto de un entronque que requiera control mediante semáforo, se realiza en mejor forma considerando conjuntamente el diseño geométrico, el análisis de capacidad, los volúmenes horarios de proyecto y los controles físicos.

11.5.4 Glorietas

Las glorietas son una forma especial de los entronques a nivel. Su proyecto abarca muchos de los elementos discutidos en este capítulo, aquí se analizan únicamente los elementos adicionales aplicables al diseño de glorietas. La Figura 11.79 presenta la nomenclatura correspondiente a las mismas.

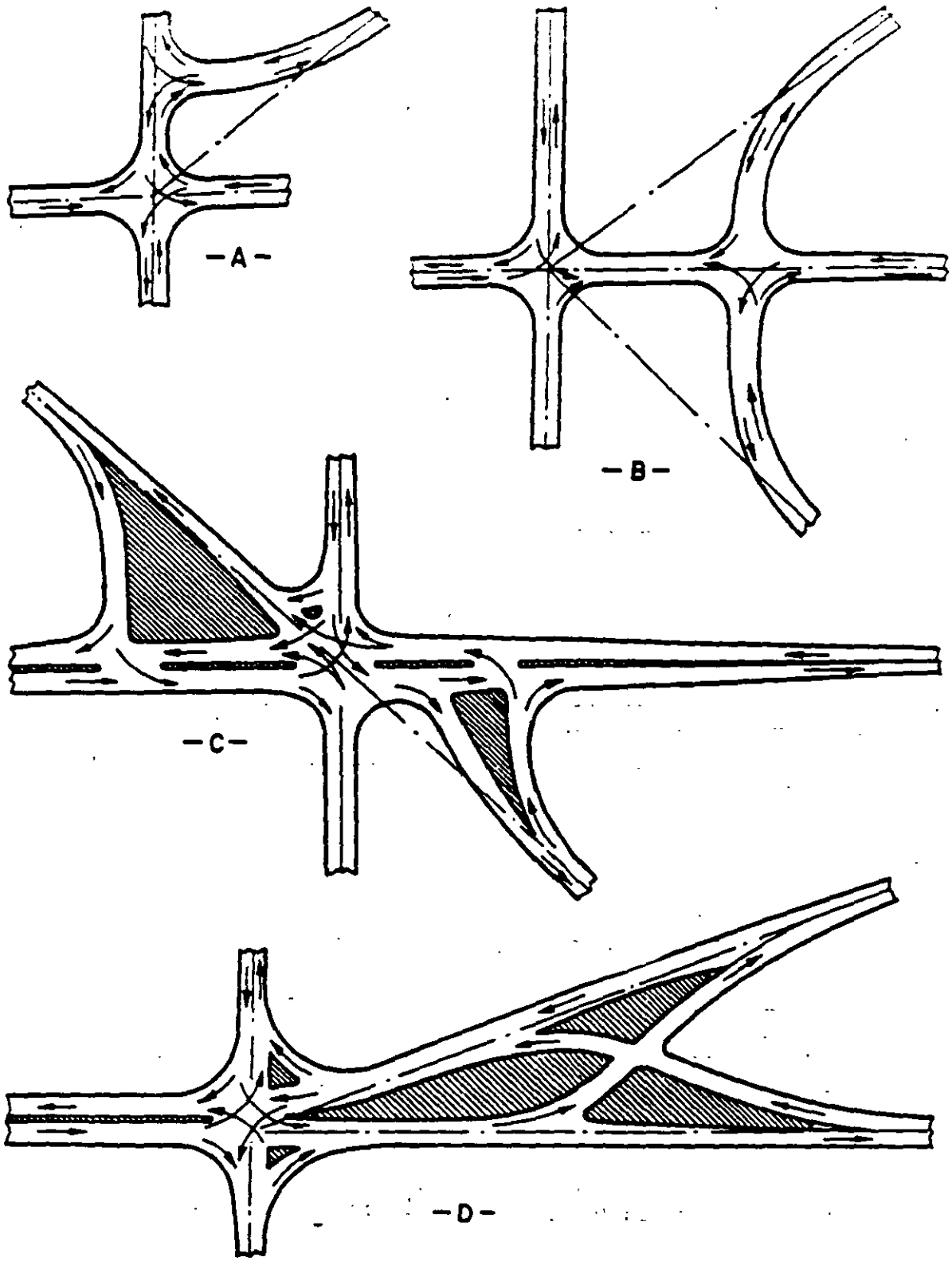


FIGURA 11.78. ENTRONQUES DE RAMAS MULTIPLES

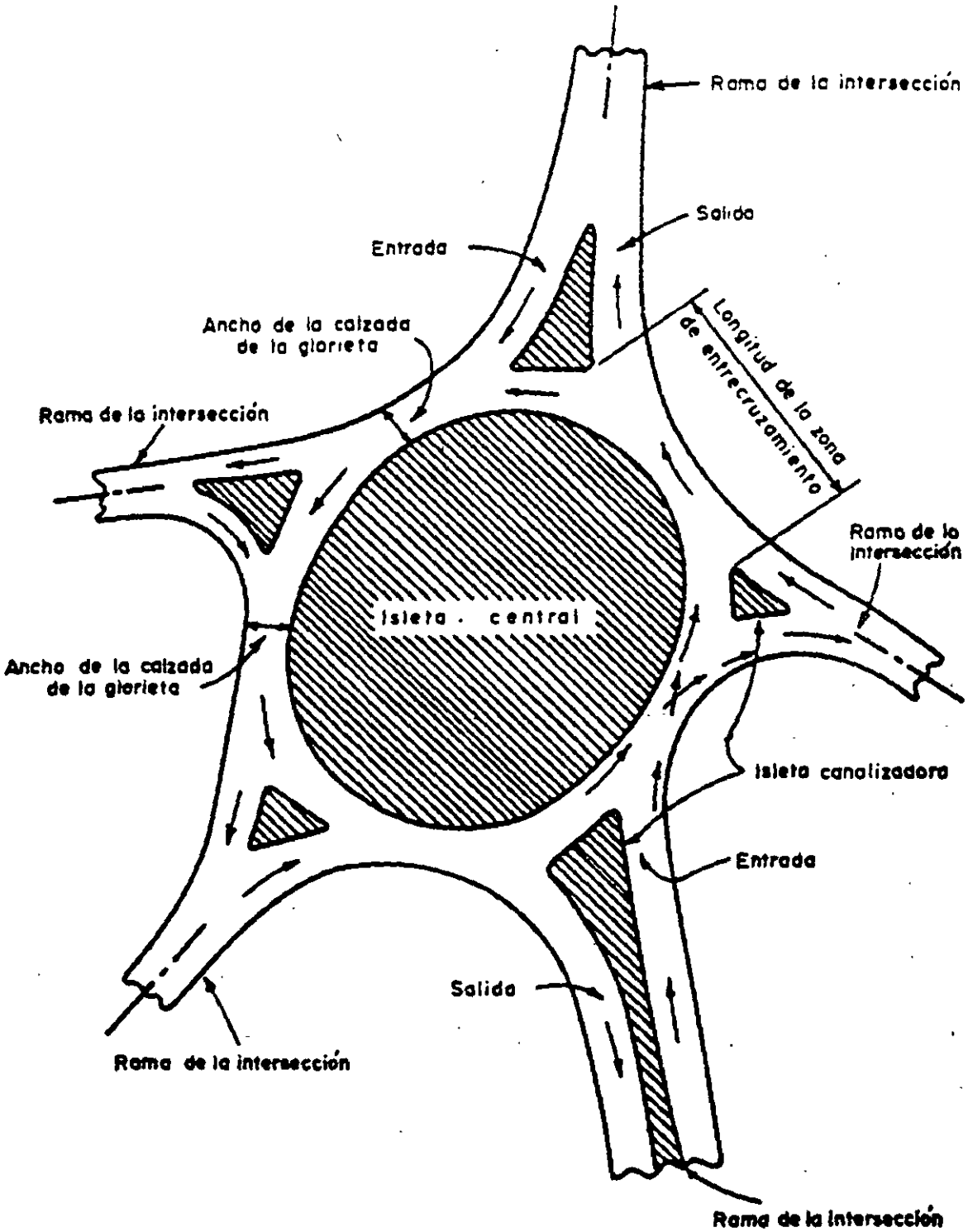


FIGURA 11.79. TERMINOS EMPLEADOS EN EL PROYECTO DE GLORIETAS

A) Ventajas y desventajas de las glorietas. Las glorietas tienen algunas ventajas sobre tipos de entronques a nivel de la misma capacidad, pero presentan desventajas que limitan grandemente su uso.

1. Ventajas.

a) La circulación en un solo sentido dentro de las glorietas da por resultado un movimiento de tránsito continuo y ordenado. Normalmente, todo el tránsito se mueve simultánea y continuamente a baja velocidad. Cuando se trata de escasos volúmenes, se producen muy pocos retrasos debido a reducciones de velocidad y ninguna demora por paradas.

b) Los movimientos usuales de cruces oblicuos de los entronques a nivel se reemplazan por entrecruzamientos. Los conflictos por cruce directo quedan por lo tanto eliminados, ya que el tránsito en todos los carriles converge o diverge formando ángulos pequeños. Los accidentes ocasionados por tales movimientos son de poca importancia y constituyen en su mayoría, daños a la propiedad únicamente.

c) Todas las vueltas pueden efectuarse con facilidad, si bien se produce una longitud adicional de recorrido para todos los movimientos, exceptuando las vueltas derechas.

d) Las glorietas son especialmente adecuadas para entronques de cinco o más ramas.

e) Una glorieta, normalmente, cuesta menos que un entronque a desnivel, que pudiera construirse en la misma área.

2. Desventajas.

a) La capacidad de una glorieta es inferior a la de un entronque correctamente canalizado.

b) Las glorietas no operan satisfactoriamente cuando los volúmenes de tránsito de dos o más de las ramas de la intersección, se aproximan simultáneamente a su capacidad, particularmente si son caminos de cuatro o más carriles.

c) Las glorietas necesitan mayor derecho de vía y mayor superficie de rodamiento, resultando generalmente más costosas que otros entronques a nivel.

d) Las grandes áreas que se requieren para construir las glorietas impiden su uso en zonas congestionadas.

e) Debido a que el área requerida debe ser relativamente plana, el uso de glorietas se ve restringido a zonas con esa topografía.

f) No son adecuadas en aquellos lugares donde existe un movimiento grande de peatones a través de la intersección, ya que su paso interrumpe el tránsito de vehículos. En algunos casos, en zonas urbanas, las glorietas operan mediante semáforos. Lo que anula el principio básico de las glorietas, que es la circulación continua.

g) Las glorietas requieren grandes dimensiones cuando los caminos que forman la intersección son para alta velocidad, y ello es debido a que necesitan una longitud de entrecruzamiento muy larga, o bien cuando la intersección está formada por más de cuatro ramas; en estos casos, deberá compararse el tiempo de recorrido en la glorieta con los tiempos de espera en un entronque canalizado, especialmente respecto a los movimientos de vuelta.

necesarias numerosas señales, las cuales deberán prestar servicio durante el día como la noche. Resulta difícil obtener un señalamiento adecuado que no confunda a los conductores no familiarizados con la zona. Generalmente se necesita iluminación y paisaje, cuyo costo deberá considerarse en el estudio comparativo con una alternativa de entronque canalizado.

i) Las glorietas no pueden adaptarse fácilmente a un desarrollo por etapas. Intentarlo conduce a un proyecto excesivo para las condiciones de tránsito iniciales.

j) Para que una glorieta funcione satisfactoriamente, deberán controlarse las entradas y salidas.

B) Condiciones de tránsito favorables para el proyecto de glorietas. Las glorietas requieren la subordinación de los movimientos individuales del tránsito, a favor del tránsito general. Muy rara vez pueden reunirse en un proyecto todas las ventajas de las glorietas sin la inclusión de algunas de sus desventajas. El proyecto final debe resultar equilibrado.

1. Composición del tránsito. En una glorieta pueden operar toda clase de vehículos de motor, incluso grandes camiones, siempre que el proyecto sea suficientemente amplio para ello.

2. Velocidad de proyecto. Las glorietas son adaptables a caminos con cualquier velocidad de proyecto. Sin embargo, tratándose de carreteras para alta velocidad, es necesario reducirla considerablemente, lo que se consigue mediante el diseño adecuado de los accesos y el señalamiento. Una buena visibilidad en los accesos de las vías para alta velocidad, disminuirá como es lógico, la posibilidad de accidentes en la glorieta.

3. Volumen de tránsito. Las glorietas son más eficientes cuando los volúmenes de tránsito procedentes de las diferentes ramas que forman la intersección son aproximadamente iguales. Un volumen total de 3 000 vph procedente de todas las ramas de la intersección, parece ser la capacidad de las glorietas de primer orden. Con todo, en algunas ocasiones el volumen total de las ramas de la intersección no norma el criterio de proyecto. Su capacidad se rige por el tránsito principal y por el que se entrecruza en el sitio crítico de confluencia de la glorieta.

4. Otras consideraciones. Las glorietas se adaptan mejor a las condiciones de tránsito cuando el volumen que da vuelta iguala o supera al que sigue de frente; esto ocurre frecuentemente en áreas suburbanas, donde un camino radial intersecta un anillo periférico, las glorietas en estos lugares tienen, además, la ventaja de reducir la velocidad del tránsito de llegada.

C) Velocidad de proyecto en las glorietas. No puede establecerse un patrón general para el proyecto de las glorietas. Cada una requiere, atendiendo a la interrelación de todos sus detalles, un proyecto determinado.

En la glorieta, los vehículos deben transitar a una velocidad uniforme para poder incorporarse, entrecruzarse y salir de la corriente de tránsito, desde y hacia las ramas de la intersección, sin serios conflictos. La velocidad de proyecto para la glorieta deberá ser fijada inicialmente y a ella deberán sujetarse todos los elementos de proyecto, para lograr uniformidad. Dicha velocidad de proyecto estará en función de las correspondientes a los caminos que se intersectan. Cuando se tiene una marcada disminu-

ción de velocidad, se incrementan los peligros, con menoscabo de la misma de la intersección. Por otra parte, los proyectos para alta velocidad dentro de la glorieta, requieren áreas muy extensas y distancias de recorrido muy grandes. El proyectista deberá buscar un equilibrio que no exija una reducción drástica de la velocidad sobre las ramas de la intersección y que conduzca a un proyecto de dimensiones prácticas y operación adecuada.

Las primeras experiencias en áreas urbanas indicaron que la velocidad más eficiente en las glorietas oscilaba entre 25 y 40 km/h. En áreas rurales se descubrió posteriormente, que tales velocidades no eran satisfactorias cuando los caminos que formaban la glorieta estaban proyectados para velocidades entre 60 y 110 km/h. La experiencia ha demostrado que las glorietas pueden ser empleadas efectivamente, cuando su velocidad de proyecto se aproxima o resulta algo inferior a la velocidad de marcha de los caminos que forman la intersección.

En caminos proyectados para velocidades de 50 a 70 km/h, la velocidad de proyecto de la glorieta debe corresponder a la velocidad de marcha del camino; específicamente, a 46 y 63 km/h, respectivamente. Para velocidades de proyecto en el camino superiores a 70 km/h, la velocidad correspondiente en la glorieta deberá ser relativamente baja para que sus dimensiones se mantengan dentro de límites prácticos. Por ejemplo, para una velocidad de proyecto de 60 km/h, se requiere un radio mínimo de 113.00 m; este radio describe la orilla interna de la calzada de la glorieta y conduce a un diámetro exterior de aproximadamente 300.00 m. Cuando se trata de un proyecto oval, el eje mayor será todavía más grande. Tales dimensiones son casi prohibitivas, y para velocidades de proyecto mayores, resultan impracticables.

El descenso en la velocidad, efecto de la diferencia entre la correspondiente a los caminos y la de la glorieta, deberá efectuarse en los accesos de aquéllos, lográndose mediante el uso de señales, isletas y otros dispositivos para el control del tránsito. Ello explica por qué, tratándose de caminos con una velocidad de proyecto alta, se ha limitado el uso de las glorietas.

D) Longitudes de la zona de entrecruzamiento. La longitud de entrecruzamiento es la distancia que existe entre los extremos de las isletas canalizadoras, como se observa en la Figura 11.79. En cada zona de entrecruzamiento se produce un movimiento de entrecruce y dos que no son de entrecruce. Los vehículos que se entrecruzan efectúan su maniobra en la parte más angosta de la calzada. Independientemente del número de ramas de la intersección, el proyecto del ancho de la calzada entre dos ramas adyacentes depende de la magnitud de los movimientos antes mencionados. La longitud y anchura de la zona de entrecruzamiento determinan la facilidad de maniobra para los vehículos y de hecho, la capacidad misma del tramo.

Una longitud de entrecruzamiento de 180.00 m, conduce al doble o al triple de la capacidad correspondiente a un tramo de 30.00 m de longitud. Estas dimensiones parecen ser, en la práctica, las longitudes máximas y mínimas respectivamente, ya que en una longitud menor de 30.00 m se resuelven los movimientos de entrecruzamiento de una manera semejante a cualquier otro tipo de entronque a nivel; y una de 180.00 m constituye el máximo, si se desea mantener a la glorieta dentro de dimensiones prác-

ticas. Esto, sin embargo, depende del número de ramas que formen la intersección y del ángulo de éstas.

Completando el criterio anterior, puede decirse que la longitud de la zona de entrecruzamiento no debe ser menor que la requerida para maniobrar, con volúmenes bajos, a la velocidad de proyecto de la glorieta.

Para el cálculo de la longitud de la zona de entrecruzamiento, deberá aplicarse el criterio señalado en la parte correspondiente del capitulo relativo a capacidad.

E) Isleta central. El diseño de la isleta central depende de la velocidad de proyecto de la glorieta, del número y ubicación de las ramas de intersección y de las longitudes de entrecruzamiento requeridas. Existen varias posibles posiciones para cada entrada y salida y cada combinación de ellas sugiere una forma diferente para la isleta central. El diseño de la glorieta se inicia conectando los caminos con un solo sentido de circulación de entrada y salida para formar una figura cerrada previéndose las distancias mínimas de entrecruzamiento. Una vez hecho esto se ajusta la figura para el radio de la isleta central correspondiente a la velocidad de proyecto. Asimismo, las condiciones propias del lugar pueden requerir futuros ajustes a la forma de la isleta central. Los ajustes pueden realizarse con mayor facilidad en un plano a escala del sitio donde se ubicará la glorieta. Puede ser deseable realinear una o más de las ramas de la intersección con el fin de que los vehículos reduzcan su velocidad al entrar a ella, pero la curvatura no deberá ser tan pronunciada que reduzca la distancia de visibilidad.

Una isleta central puede diseñarse como un círculo, el cual ocupa el área mínima, en su perímetro, todos los segmentos de la glorieta pueden proyectarse para la misma velocidad. Sin embargo, un círculo o polígono regular no es deseable desde el punto de vista del tránsito, excepto en aquellos casos en que los caminos que se intersectan son equidistantes sobre el perímetro de la glorieta y tienen aproximadamente los mismos volúmenes. En la mayoría de los casos los caminos no se intersectan en una manera uniforme ni el tránsito presenta una trayectoria balanceada durante la hora de máxima demanda. El volumen diario que circula en una zona de entrecruzamiento es el mismo que circula en otra zona, pero durante la hora de máxima demanda, una zona de entrecruzamiento puede tener volúmenes altos, que involucren tanto movimientos directos como de entrecruzamiento. Estas zonas de entrecruzamiento deben ser tan largas como sea posible. Así, la provisión de zonas de entrecruzamiento adecuadas, frecuentemente termina con la simetría en el diseño y puede resultar que una isleta central resulte alargada o de forma oval.

F) La calzada de la glorieta. La calzada de la glorieta es la que tiene un solo sentido de circulación alrededor de la isleta central. En combinación con las entradas y salidas, su anchura varía generalmente a lo largo de cada zona de entrecruzamiento, pero las anchuras mínimas para las diferentes zonas de entrecruzamiento son usualmente las mismas. Por conveniencia, esta anchura mínima se denomina anchura de la calzada de la glorieta, Figura 11.79. Si existen demandas de tránsito desiguales durante la hora de máxima demanda, estas anchuras para las diferentes zonas de entrecruzamiento pueden no ser las mismas. La combinación de la anchura de la calzada de la glorieta y la longitud de la zona de entrecruzamiento, determina la capacidad de la glorieta.

La anchura mínima de la calzada de la glorieta debe ser el equivalente a dos carriles de 3.65 m. Generalmente la anchura mínima deberá ser igual o exceder a la mitad de la anchura total de la rama de la intersección más ancha, más la anchura de un carril. Normalmente la anchura máxima recomendada en áreas rurales es de cuatro carriles, ya que anchuras excesivas inducen a los vehículos a bandear peligrosamente durante periodos de bajo volumen de tránsito.

El número de carriles en la zona de entrecruzamiento deberá obtenerse de acuerdo con la metodología indicada en la parte correspondiente del capítulo relativo a capacidad. Considerando las condiciones de operación restringidas en las entradas y salidas de la glorieta, la AASHO recomienda que el volumen de servicio que interviene en el cálculo, varíe de 800 a 1 000 vehículos ligeros por hora, pudiendo utilizar hasta 1 200 vehículos ligeros por hora, cuando el tránsito está constituido principalmente por automóviles.

El alineamiento de la calzada de las glorietas deberá permitir a los vehículos pasar de una rama a otra sin cambios bruscos de dirección, dejando a los vehículos que dan vuelta a la derecha, circular dentro de la zona de entrecruzamiento siguiendo una trayectoria natural. La máxima utilización de la sección transversal se asegura con un poco más de calzada, como se muestra por la línea continua exterior de la Figura 11.80-A. Generalmente es deseable tener una orilla de calzada curvilínea entre ramas adyacentes, como se muestra en la parte derecha de la misma figura. Si no se siguen estas recomendaciones, es fácil caer en un alineamiento defectuoso como el mostrado en la Figura 11.80-B, en donde se aprecia que parte de la calzada no se utiliza, originando que las dimensiones den un valor falso de su anchura y longitud.

G) Entradas y salidas. La operación satisfactoria de una glorieta depende grandemente del comportamiento de los conductores al entrar y salir de la calzada de la glorieta. Al entrar al tránsito puede hacerlo con eficiencia y seguridad, cuando su velocidad es aproximadamente igual a la del tránsito en la glorieta. Esto se obtiene reduciendo la velocidad del tránsito que se aproxima a la glorieta y proyectando los accesos para una velocidad aproximadamente igual a la del interior de la glorieta.

Las salidas deberán tener una velocidad de proyecto similar a la de la glorieta y preferentemente deberá ser mayor para alentar a los conductores a dejar la glorieta rápidamente, lo que satisface la tendencia natural de los conductores a aumentar su velocidad al dejar la intersección. Una velocidad de proyecto muy alta para la salida no es objetable, pero puede requerir un derecho de vía considerable y resultar una curva tan larga, que reduzca la longitud de la zona de entrecruzamiento. Estos factores deberán equilibrarse en el diseño.

H) Isletas canalizadoras. El diseño de las isletas que dividen el acceso para formar las entradas y salidas, afectan directamente la operación en la glorieta. Básicamente, se aplican las normas de proyecto indicadas en el inciso 11.4.10. Para asegurar ángulos de entrecruzamiento adecuados se deberá prestar especial atención a la canalización.

Las isletas y las entradas y salidas se diseñan en conjunto. Las isletas deberán tener el tamaño y la forma adecuadas para delinear claramente la trayectoria a seguir y dar cabida al señalamiento, iluminación y refugio de peatones.

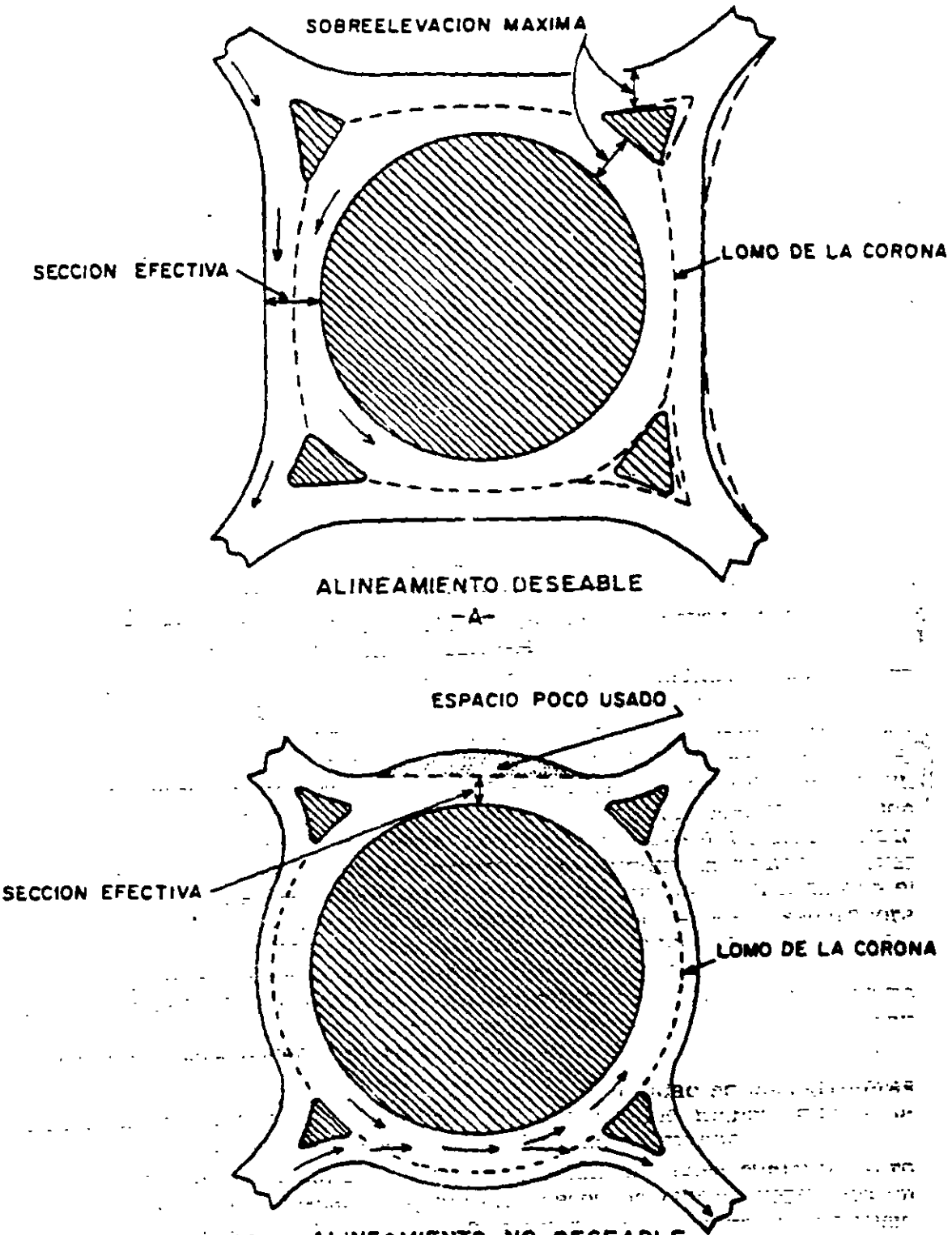


FIGURA 11.80. ALINEAMIENTO DE LA CALZADA DE LA GLORIETA

I) Pendientes transversales de la calzada. Aunque la relación entre el radio, la velocidad y la pendiente transversal de la calzada citada anteriormente es aplicable a glorietas, generalmente existe alguna dificultad para proporcionar las pendientes transversales deseadas. Esto es debido a la curvatura opuesta entre la calzada de la glorieta y las entradas y salidas, además de la limitación práctica de la diferencia de pendientes para minimizar el balanceo lateral de los vehículos al cruzar el lomo de la corona, especialmente de aquellos que tengan su centro de gravedad muy alto. Para que la diferencia algebraica de las pendientes transversales de la calzada de la glorieta sea pequeña, deben ajustarse entre sí las sobreelevaciones de las ramas y de la calzada de la glorieta.

En la Figura 11.81 se ilustra la forma recomendada para la variación de la pendiente transversal de la calzada de la glorieta.

Se sugiere para el diseño de glorietas las siguientes diferencias algebraicas de la pendiente transversal, representando éstas un equilibrio entre las deseadas para una sobreelevación adecuada y la eliminación de grandes cambios de pendientes transversales.

Velocidad de proyecto para la calzada de la glorieta (km/h)	Máximas diferencias algebraicas de pendientes transversales en el lomo de la corona (m/m)
25 — 40	0.07 — 0.08
40 — 50	0.06 — 0.07
50 — 60	0.05 — 0.06

El valor más pequeño de los mostrados anteriormente deberá emplearse cuando se espere un movimiento fuerte de camiones y para pavimentos rígidos que preserven el lomo teórico de la corona. Los valores mayores pueden emplearse cuando predominen los automóviles, o cuando la construcción de pavimentos flexibles faciliten redondear la sección transversal en el lomo de la corona.

J) Distancia de visibilidad y pendientes. La distancia de visibilidad en los accesos a una glorieta deberá ser suficiente para que el conductor pueda percatarse con anticipación de las isletas canalizadoras y central. La distancia de visibilidad en el principio de la isleta canalizadora deberá exceder la distancia de visibilidad de parada para la velocidad de proyecto del camino de acceso. Si es posible, esa distancia deberá tener como mínimo 180.00 m.

A través de toda la glorieta las pendientes deberán ser tan planas como sea posible, para permitir a los conductores maniobrar sin reducir la velocidad debido a cambios en la pendiente. Las pendientes en las glorietas no deberán exceder de 3%.

K) Guarniciones y acotamientos. Dentro de una glorieta, la totalidad de la isleta central y las isletas canalizadoras deberán estar limitadas por guarniciones, para mejorar la visibilidad y servir como una barrera parcial. Se tendrá una excepción a la regla cuando la isleta central sea un promontorio, lo que se discutirá posteriormente. Como las isletas canalizan el tránsito, deberán ser altamente visibles con guarniciones achaflanadas a excepción de los lugares donde haya cruces de peatones, en donde deberá usarse una guarnición tipo vertical. En el perímetro exterior de la calzada de la glorieta no es necesario usar guarniciones.

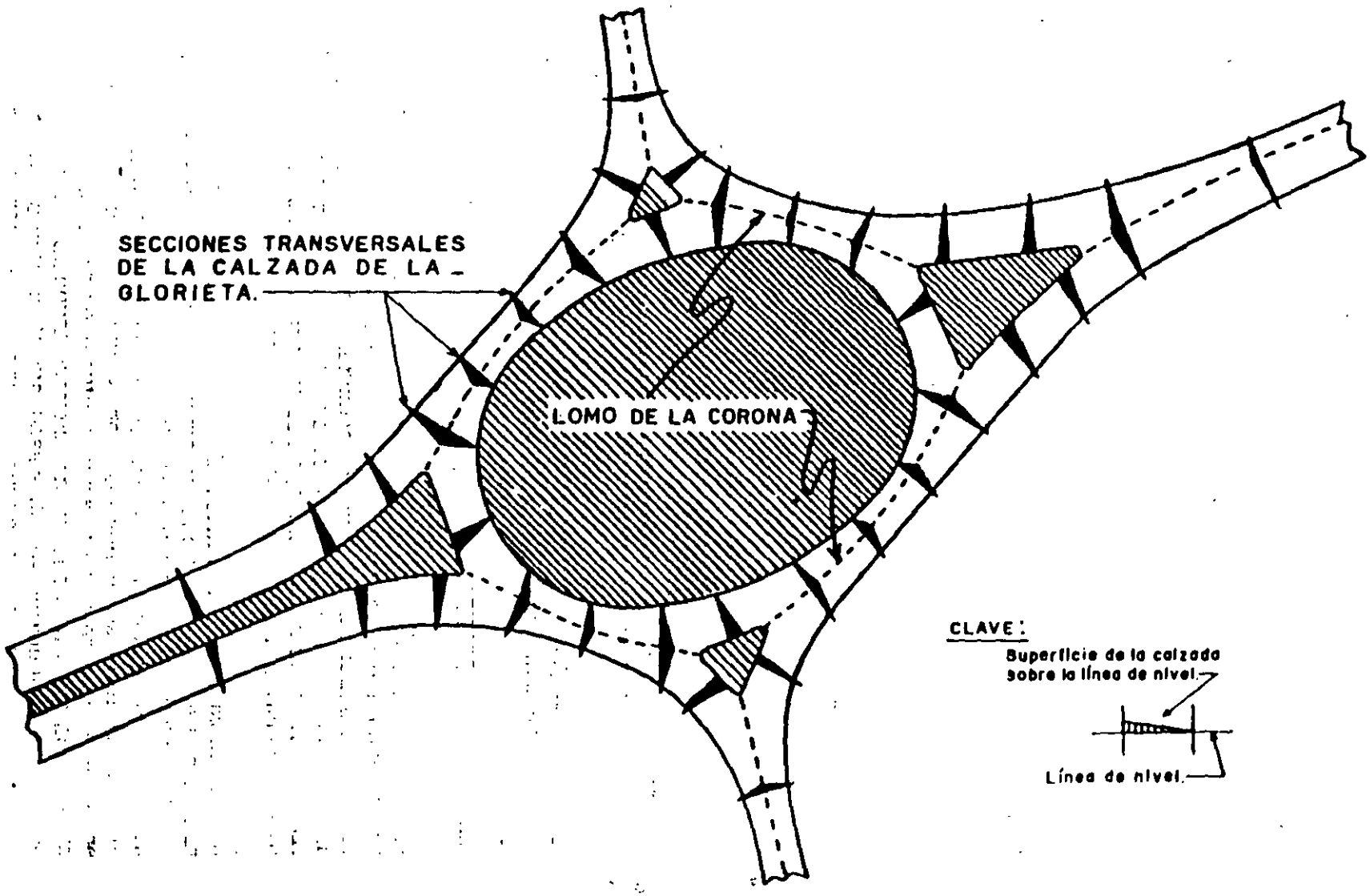


FIGURA 11.81. PENDIENTE TRANSVERSAL DE LA CALZADA

Cuando se tenga una gran proporción de tránsito no familiarizado con la zona y paradas por conductores desorientados en adición a aquéllos de vehículos descompuestos, es deseable disponer de acotamientos, los cuales deberán contrastar en color y en textura con la calzada de la glorieta.

L) Paisaje. El paisaje en las glorietas deberá ser una parte integral del proyecto. La esencia del control del tránsito en las glorietas radica en la reducción de velocidad, más la indicación de la trayectoria vehicular a seguir. Un paisaje bien proyectado ayuda apreciablemente a la obtención de estos objetivos. Por ejemplo: el color contrastante y la textura de una isleta cubierta con pasto o árboles plantados de manera desordenada y al azar o un grupo de árboles enfrente del camino de acceso, que visto desde la distancia, enfatiza la necesidad de un movimiento de vuelta e induce a los operadores de los vehículos a reducir la velocidad.

Los automovilistas aprecian la apariencia de un buen paisaje en las glorietas, pero deben evitarse las plantas que constituyen un obstáculo lateral a la visual.

En áreas rurales existen algunas ventajas para las isletas centrales en montículos, ya que de por sí representa un aviso de su existencia a los conductores que se aproximan, asegurando que ellos preverán las vueltas y reducción de velocidad necesarias. Asimismo, pueden proyectarse con un acotamiento izquierdo para evitar los gastos de una guarnición. Las isletas centrales en forma de montículos y una pantalla de plantas, reducen eficientemente el deslumbramiento en las ramas opuestas de la intersección. Además de desorientar al conductor, el deslumbramiento proveniente de las luces al otro lado de la isleta central, pueden sugerir una continuidad en el camino de acceso y ocasionar que los conductores sigan en línea recta sin reducir su velocidad. Deberán eliminarse las hileras de árboles y postes que den la sensación de que continúa la rama de acceso.

M) Dispositivos para el control del tránsito. Las glorietas requieren señales que sean efectivas durante el día y durante la noche; deberán ser reflejantes y preferentemente iluminadas, juegan un papel principal en la operación segura de la glorieta, particularmente en la reducción de velocidad y son un suplemento necesario para el proyecto, como se ha mencionado en los párrafos anteriores.

Las rayas o marcas en el pavimento no son necesarias o deseables en la calzada de las glorietas ni en las entradas y salidas. Las superficies pavimentadas entre isletas canalizadoras y entradas y salidas adyacentes, funcionan como zonas de entrecruzamiento y operan sin necesidad de marcar los carriles de circulación.

Las marcas en el pavimento para separar carriles son normalmente útiles en cualquier camino, tanto para separar el tránsito de corrientes opuestas como para segregar el tránsito en una misma dirección cuando se tengan varios carriles. Deberán emplearse en todas las ramas de la intersección con varios carriles de circulación. En caminos de dos carriles es deseable marcar el acceso a la isleta canalizadora con una raya continua para guiar al tránsito a la derecha de la isleta, ya que la decisión para iniciar el movimiento de entrecruzamiento generalmente la toma el conductor cuando aún se encuentra en la entrada y su maniobra final la completa cuando se encuentra en la salida. Todas las marcas sobre el pavimento deberán terminarse en la isleta canalizadora.

El control de Alto y Siga puede necesitarse en aquellas glorietas con un volumen de tránsito grande y un número considerable de peatones y

en donde la glorieta no tenga el tamaño adecuado. Estas condiciones ocurren con mayor probabilidad en áreas urbanas y muchas glorietas urbanas existentes están ahora operando con señales de alto o con semáforo, o con ambos. La finalidad esencial de esta operación con semáforo, es mantener en movimiento al tránsito de la glorieta a expensas del retraso y almacenamiento en los caminos de acceso. Esto se logra al programar el semáforo de tal manera que dé mayor tiempo de luz verde al tránsito que sale de la glorieta que el correspondiente al tránsito entrando en ella.

Cuando las condiciones sean tales que obliguen a interrupciones frecuentes del tránsito en las ramas de la glorieta, el diseño de la glorieta deberá analizarse y compararse con otros tipos de intersecciones canalizadas. Cuando el tránsito debe parar, el patrón de operación es el correspondiente a un entronque canalizado, ya que la forma de la glorieta tiene la desventaja de ocasionar una mayor distancia de recorrido y posiblemente tenga una menor capacidad.

N) Iluminación. Es deseable que las glorietas tengan iluminación propia y permanente.

O) Tipos de glorietas. Los tipos de glorieta ilustrados en la Figura 11.82 pueden tener una variedad de formas dependiendo de la posición relativa y carácter de los caminos de acceso y al lugar y las condiciones del tránsito. En la Figura 11.82-A se muestra una glorieta con tres ramas, la cual se utiliza en muy raras ocasiones debido a la distancia extra de recorrido y a que la disminución de la velocidad del tránsito no se justifica para evitar los pocos puntos de conflicto de una intersección canalizada, la cual es usualmente más práctica en su diseño y más simple en su operación.

En la Figura 11.82-B se muestra una glorieta de cuatro ramas. La isleta central es normalmente alargada sobre el camino principal para favorecer el mayor movimiento directo.

La Figura 11.82-C ilustra una disposición para una glorieta de cinco ramas. La isleta central se muestra en forma circular aunque las condiciones del lugar y del tránsito generalmente dictaminan una forma irregular o alargada. Las glorietas de ramas múltiples necesitan de grandes áreas por los requisitos de las longitudes y del número de zonas de entrecruzamiento. En las intersecciones de ramas múltiples se considera que una glorieta es mejor solución que un entronque canalizado.

En la Figura 11.82-D se ilustra una adaptación de los principios de la glorieta que esencialmente es un equilibrio entre una intersección a nivel y una glorieta. El tránsito directo en el camino principal pasa a través de la glorieta y no se involucra en el entrecruzamiento. El tránsito que va a dar vuelta y aquel de la rama de menor importancia utiliza la calzada de la glorieta. El tránsito directo de menor importancia y el tránsito que va a voltear a la izquierda deberán cruzar la corriente principal bajo el control de una señal de alto o de un semáforo. La calzada de la glorieta funciona como un camino colector-distribuidor para todo el tránsito local, manteniendo por tanto a la calzada interior, libre para el tránsito directo. Este arreglo permite manejar un alto volumen con un semáforo de dos fases.

La Figura 11.82-E representa una adaptación de la glorieta en la cual el camino principal prosigue sin interrupciones. Todas las vueltas desde el camino principal a los caminos secundarios se efectúan hacia la derecha sobre la calzada de la glorieta y todo el tránsito de los caminos secundarios

FIGURA 11.82. TIPOS DE GLORIETAS

hace lo mismo. Como en el caso anterior, se requiere el uso de una señal de alto o de un semáforo. La maniobra de vuelta izquierda que se inicia volteando hacia la derecha, circulando alrededor de la glorieta, puede requerir algunas instrucciones particulares para el conductor, puesto que en un diseño de este tipo los movimientos de vuelta izquierda directos no deberán considerarse.

11.6 ENTRONQUES A DESNIVEL

Es obvio que un entronque a desnivel es una solución útil y adaptable en muchos problemas de intersecciones. Pero, debido a su alto costo inicial su empleo se limita a aquellos casos en que pueda justificarse ese costo. Una enumeración de los requisitos que justifican una solución a desnivel es difícil y en algunos casos no pueden establecerse conclusiones.

Los entronques a desnivel son necesarios en las intersecciones en donde un entronque a nivel no tiene la capacidad suficiente para alojar los movimientos de la intersección. La capacidad de un entronque a desnivel se aproxima o es igual a la suma de las capacidades de los caminos que lo forman, ya que los movimientos de frente pueden efectuarse sin interrupciones y los movimientos de vuelta se realizan sin interferir con el tránsito directo al diseñarse los carriles exclusivos para cambio de velocidad. En algunas ocasiones se emplean los entronques a desnivel por razones de seguridad y en otras llegan a ser más económicas debido a la topografía.

El tipo adecuado de entronque a desnivel, así como su diseño, depende de factores tales como los volúmenes horarios de proyecto, el carácter y la composición del tránsito y la velocidad de proyecto. Las pendientes y radios de curvatura pronunciados inducen a una operación errónea, hacen peligrosa e incómoda una intersección y limitan su capacidad. Por otro lado, tampoco debe proyectarse un entronque con curvas y pendientes muy suaves con distancias de recorrido excesivamente largas.

A) Ventajas. Las principales ventajas de los entronques a desnivel son:

1. La capacidad de la rama para el tránsito directo puede hacerse igual o casi igual a la capacidad del camino.

2. Se proporciona mayor seguridad al tránsito directo y al que da vuelta a la izquierda. El tránsito que da vuelta a la derecha hace la misma maniobra que en los entronques a nivel, pero generalmente con mucha mayor facilidad, lo que también se traduce en una mayor seguridad.

3. Las paradas y los cambios apreciables de velocidad se eliminan para el tránsito directo. En un entronque proyectado adecuadamente los usuarios que dan vuelta, generalmente reducen un poco la velocidad. La continuidad del tránsito se traduce en grandes ahorros en tiempo y en los costos de operación de los vehículos, además de aumentar notablemente la comodidad de los conductores.

4. El proyecto de la separación de niveles es flexible y puede adaptarse a casi todos los ángulos y posiciones de los caminos que se intersectan.

5. Generalmente los entronques a desnivel se adaptan a la construcción por etapas. Puede construirse una estructura con una o más rampas de manera de formar una unidad completa y añadir más enlaces en etapas posteriores. En entronques direccionales pueden omitirse inicialmente una o más estructuras y añadirlas conforme se requiera.

6. La separación de niveles es una parte esencial de las vías rápidas y las autopistas.

B) Desventajas. Las principales desventajas de los entronques a desnivel están relacionadas con consideraciones económicas y con el aspecto práctico de obtener proyectos óptimos en áreas con derecho de vía restringido y en terreno difícil. Las principales desventajas son las siguientes:

1. Los entronques a desnivel son costosos. La ingeniería del proyecto, el derecho de vía, la construcción y el mantenimiento de estos entronques cuesta más que los correspondientes entronques a nivel.

2. Los entronques a desnivel no son absolutamente seguros en cuanto a la operación del tránsito. El trazo puede confundir a algunos conductores, especialmente cuando el entronque no tiene completo el conjunto de rampas y cuando los usuarios no están familiarizados con él. Sin embargo, conforme aumenta la experiencia del conductor con los entronques, aumenta su eficiencia.

3. Cuando el proyecto implique un paso inferior, es conveniente dar desde el principio el ancho definitivo de la estructura, pues generalmente es lo más económico cuando se trata de una sola estructura, ya que su ampliación no se presta para construirla por etapas. Cuando se trata de un paso superior, la construcción por etapas puede ser una solución económica.

4. Una separación de niveles puede involucrar crestas y columpios inconvenientes en el perfil de uno o de los dos caminos que se intersectan, especialmente si la topografía es plana. Los accesos tan largos que se requieren en terreno plano, pueden resultar costosos, generalmente no son atractivos e introducen un elemento de peligro debido a la reducción en la distancia de visibilidad.

11.6.1 Factores por considerar en la justificación de entronques a desnivel

Entre los factores que deben analizarse en el estudio de un entronque a desnivel están incluidos principalmente los volúmenes de tránsito y su operación, las condiciones del lugar, el tipo de camino, la seguridad y los aspectos económicos. Al analizar estos factores se obtiene al mismo tiempo el grado de adaptabilidad del entronque a las condiciones existentes.

A) Tránsito y operación. El factor más importante que puede justificar un entronque a desnivel es el volumen de tránsito.

Aunque no puede determinarse con precisión el volumen de tránsito que justifique un entronque a desnivel, es una guía importante para tomar una decisión, especialmente cuando se conocen sus movimientos direccionales. Si los volúmenes exceden la capacidad de un entronque a nivel, habría una justificación para un entronque a desnivel. El tipo de entronque a desnivel dependerá principalmente de la magnitud de los movimientos de vuelta y del tránsito en el camino secundario. Así, puede ser necesario construir enlaces únicamente en ciertos cuadrantes, o bien en todos ellos.

Desde el punto de vista de la operación siempre que las condiciones lo permitan, es recomendable proyectar los entronques de una zona, de manera que proporcionen al conductor el mismo tipo de maniobra. A medida que se hacen más frecuentes y similares, el usuario se acostumbra a ellos y mejora grandemente la calidad de la operación. En aquellos lugares

en que los entronques a desnivel no son frecuentes, se deberá asegurar una operación eficiente mediante un buen señalamiento y la vigilancia adecuada

La presencia de un número considerable de autobuses y vehículos pesados hace deseable un entronque a desnivel, ya que la eliminación de paradas y reducciones de velocidad para este tipo de vehículos, ayuda a conservar la capacidad de los caminos que se intersectan.

B) Condiciones del lugar. En algunos sitios, el entronque a desnivel puede ser lo más económico. La topografía puede ser tal que haga incosteable cualquier otro tipo de intersección que cumpla con las especificaciones. Cuando se tiene un terreno en lomerío los entronques a desnivel generalmente se adaptan al terreno natural; los caminos directos pueden proyectarse con mejores características a niveles separados y al mismo tiempo se simplifica el proyecto de las rampas. El proyecto de los entronques a desnivel en terreno plano es sencillo, pero requiere pendientes desfavorables a la operación de los vehículos, a la vez que puede desmerecer la apariencia presentándose la necesidad de renivelar toda la zona del entronque para obtener un paisaje adecuado.

Cuando la solución a nivel sea una glorieta muy complicada y de grandes dimensiones, puede reducirse el costo de adquisición del derecho de vía proyectando un entronque a desnivel, aunque deben mantenerse los accesos a las propiedades vecinas haciendo los ajustes necesarios a los perfiles de los enlaces.

C) Tipo de camino. La necesidad de disponer en el futuro, de tránsito continuo o de un control de acceso total entre dos terminales dadas de una carretera, puede ser un requisito que justifique construir entronques a desnivel en los caminos que intersectan al camino principal.

El peligro y los tiempo adicionales de operación por paradas y vueltas directas en una intersección, aumentan conforme aumenta la velocidad de proyecto, por lo que a igualdad de volúmenes de tránsito se justifica la construcción de un entronque a desnivel para los caminos de mayor velocidad de proyecto.

En algunas circunstancias la importancia de una intersección radica en el servicio local que presta; ciertos tipos de entronques a nivel proporcionan fácilmente un servicio local, mientras que algunos tipos de entronques a desnivel requieren un número considerable de obras adicionales para proporcionar ese servicio, por lo que deberá seleccionarse aquel tipo que preste el servicio local con mayor facilidad.

D) Seguridad. Independientemente de los volúmenes de tránsito, una alta incidencia de accidentes en una intersección a nivel puede justificar el proyecto de un entronque a desnivel. La separación de niveles para los tránsitos directos disminuye la posibilidad de accidentes entre ellos, prevaleciendo una pequeña posibilidad de accidentes fuera de la calzada si el ancho de la estructura es reducido. Un entronque a desnivel reduce los conflictos entre el tránsito directo y el que da vuelta, substituyéndolos por los menos peligrosos de incorporación y separación en las zonas de entrecruzamiento.

E) Factores económicos. Se mencionó anteriormente que para ciertos tipos de topografía los entronques a desnivel se adaptan mejor al terreno natural, obteniéndose, además de mejores características, una reducción en el costo inicial de construcción. De la misma manera un entronque a

nivel del tipo glorieta o con alto grado de canalización, puede requerir un mayor derecho de vía que un entronque a desnivel, haciendo por ello más económica la solución a desnivel.

Los costos por concepto de combustibles, lubricantes, llantas, reparaciones, tiempo, accidentes y demás, en entronques que requieren cambios de velocidad, paradas y esperas, exceden con mucho a los correspondientes a entronques que permiten una operación ininterrumpida. En general, los entronques a desnivel requieren una longitud total de viaje un poco mayor que los entronques a nivel, pero el costo de la longitud del camino adicional es menor que el costo por las paradas y demoras.

La relación entre el beneficio del usuario y el costo adicional del entronque a desnivel, es un índice para juzgar si se requiere este tipo de entronque. Por convención, la relación se expresa como un cociente, el beneficio anual dividido entre el costo anual del capital adicional. El beneficio anual es la diferencia entre el costo anual del usuario del entronque a desnivel y el costo anual del usuario del entronque a nivel.

El costo anual del capital es la suma de la amortización y los intereses anuales del capital adicional. Se necesita una relación mayor que uno como justificación.

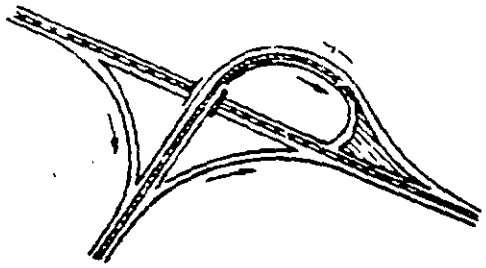
11.6.2 Tipos de entronques a desnivel

El tipo de un entronque a desnivel está determinado principalmente por el número de ramas de la intersección, por los volúmenes probables del tránsito directo y del que dé vuelta, por la topografía y por las estructuras existentes. Es conveniente que, en lo posible, todos los entronques a lo largo de un camino sean del mismo tipo, de tal manera que los usuarios se acostumbren a su forma y a la ubicación de los enlaces. Cuando esta uniformidad no pueda lograrse por consideraciones económicas, topográficas o de otra índole, debe emplearse un señalamiento especial.

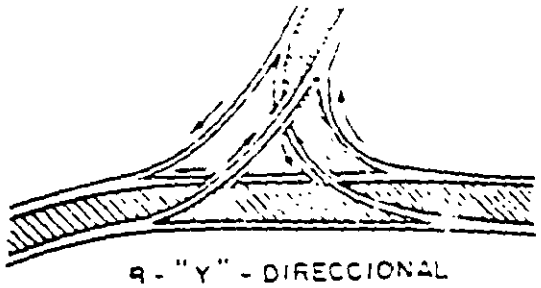
Los tipos generales de entronques a desnivel que se ilustran en la Figura 11.83, se designan de acuerdo con la forma que adoptan más que por el número de ramas. El diseño A de la figura es un entronque de tres ramas, adaptable a intersecciones en T, por la forma que presenta se acostumbra llamarlo trompeta. El diseño B es adaptable a una intersección en Y y se le llama direccional debido a que su forma permite que los tránsitos principales efectúen sus movimientos en forma directa.

El trébol mostrado en el diseño D, está constituido por enlaces de un solo sentido de circulación. No son posibles las vueltas directas a la izquierda; los conductores que deseen ir a la izquierda necesitan pasar el punto de intersección y dar vuelta a la derecha girando 270° antes de alcanzar la dirección deseada. El trébol parcial es aquél al que le falta algún enlace, como el que se ilustra en el diseño C, donde se aprecia que los enlaces están en dos cuadrantes. Este diseño permite todos los cambios de dirección, pero se necesita dar vuelta a la izquierda a nivel en el camino secundario.

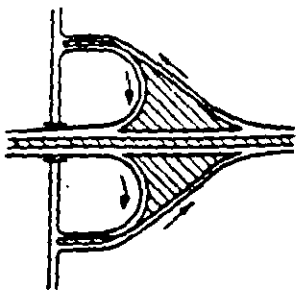
El tipo de entronque mostrado en el diseño E, o sea el tipo de diamante, tiene cuatro rampas de un solo sentido de circulación. Es especialmente adaptable en intersecciones de un camino principal y de uno secundario, cuando el derecho de vía está restringido. Las rampas generales están alargadas en el sentido del camino principal. Los extremos de las rampas en el camino secundario forman un entronque a nivel en Y o en T El entronque tipo diamante puede adaptarse a un amplio rango de volú-



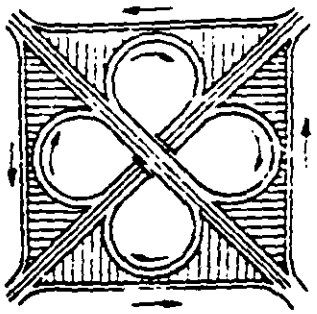
A.- "T" O TROMPETA



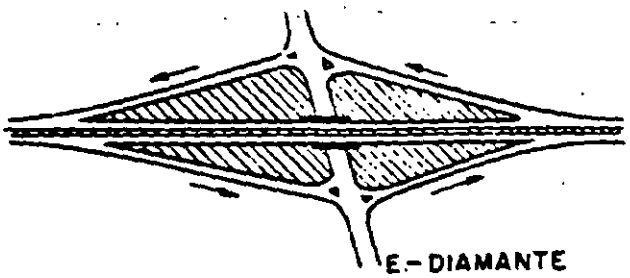
B - "Y" - DIRECCIONAL



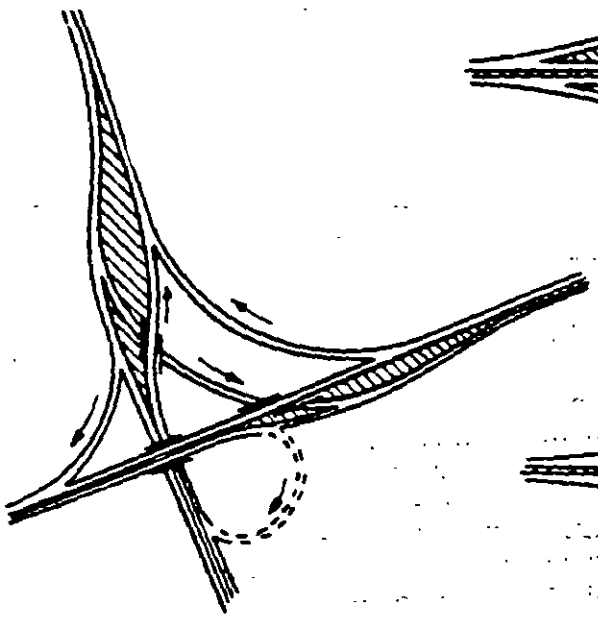
C.- TREBOL PARCIAL



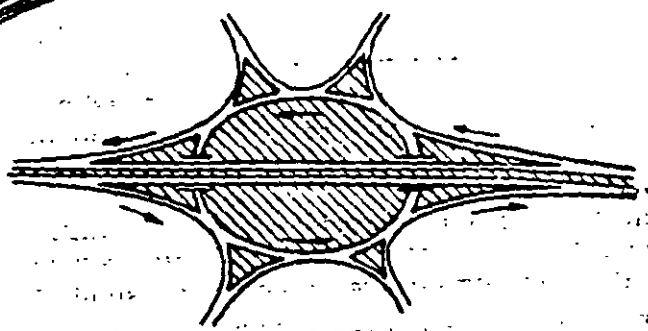
D.- TREBOL



E.- DIAMANTE



F.- DIRECCIONAL



G.- GLORIETA

FIGURA 11.83. TIPOS GENERALES DE ENTRONQUES A DESNIVEL

menes de tránsito; para caminos secundarios de bajo volumen, es el tipo lógico y menos costoso. Si se modifica el camino secundario en la zona de la intersección, o se amplian los extremos de las rampas, pueden circular grandes volúmenes de tránsito.

En el diseño F, la rampa central para vuelta a la izquierda, desde la parte superior izquierda a la parte superior derecha, permite un movimiento directo. En todos los tipos de entronques a desnivel, los enlaces para dar vuelta a la derecha, generalmente permiten movimientos directos. El nombre entronque direccional, se aplica cuando las ramas para uno o más movimientos a la izquierda siguen la dirección del viaje. Rara vez resulta práctico o necesario disponer rampas directas para todos los movimientos de cambio de dirección a la izquierda, usándose a menudo rampas de otros tipos en un mismo entronque, como en la gaza de la línea interrumpida de la parte inferior derecha de la figura. Los entronques que permiten movimientos directos, cuando se usan en intersecciones de cuatro ramas, siempre requieren más de una estructura separadora de nivel o bien una sola estructura con más de dos niveles.

El diseño G ilustra una glorieta a desnivel. Es la más adecuada para intersecciones de ramas múltiples.

11.6.3 Accesos a un entronque a desnivel

Un entronque a desnivel debe tener el mismo grado de eficiencia que los caminos que forman la intersección; por lo tanto las especificaciones relativas a la velocidad de proyecto, alineamientos y sección transversal en el área del entronque, deben ser congruentes con las especificaciones de los caminos. La presencia misma de la estructura en el entronque ofrece cierto peligro y éste no debe aumentarse con el empleo de especificaciones geométricas menores, que tiendan a provocar un comportamiento inseguro de los conductores; de preferencia, las especificaciones geométricas de la estructura deben ser congruentes con las de la carretera, para evitar cualquier posible sensación de restricción causada por estribos, pilas, guarniciones y defensas o parapetos. También es deseable que los alineamientos del camino principal en un entronque a desnivel, sean relativamente suaves y con un alto grado de visibilidad.

A) Alineamientos horizontal y vertical y sección transversal. Las normas generales para los alineamientos vertical y horizontal deben apegarse en lo posible a las que se aplican para caminos abiertos; se debe evitar cualquier curva horizontal o vertical pronunciada; también debe evitarse que las curvas horizontales se inicien muy cerca de curvas verticales pronunciadas ya sea en cresta o en columpio. Las pendientes de los caminos que se intersectan, en ningún caso deben exceder los valores máximos establecidos para las condiciones de camino abierto; deben evitarse las pendientes que obliguen a los vehículos pesados a disminuir apreciablemente su velocidad. En pendientes sostenidas muy largas, la reducción de velocidad de los vehículos causa maniobras de rebase que en la proximidad de los extremos de las rampas son peligrosas; del mismo modo, los vehículos lentos del tránsito directo pueden inducir a los vehículos que entran y dejan la carretera a que se incorporen o salgan bruscamente con el consecuente peligro.

Con objeto de obtener una buena operación y la capacidad adecuada en un entronque a desnivel, puede ser necesario efectuar algunos cambios

en el alineamiento y en la sección transversal de las ramas. En una carretera dividida, las vueltas directas a la izquierda pueden hacer necesaria una ampliación de la sección transversal para proporcionar una anchura adecuada de la faja separadora central y del carril de cambio de velocidad; en una carretera sin dividir de varios carriles, generalmente, es necesario proyectar una faja separadora central para asegurar que la vuelta directa a la izquierda se haga en la propia rama y así disminuir el peligro y la confusión. Cuando una carretera de dos carriles pasa a través de un entronque, es probable que ocurran vueltas a la izquierda equivocadas, aun con un conjunto completo de rampas; por lo que para condiciones de alta velocidad o volúmenes grandes, es aconsejable una sección dividida a través del área del entronque para evitar tales vueltas.

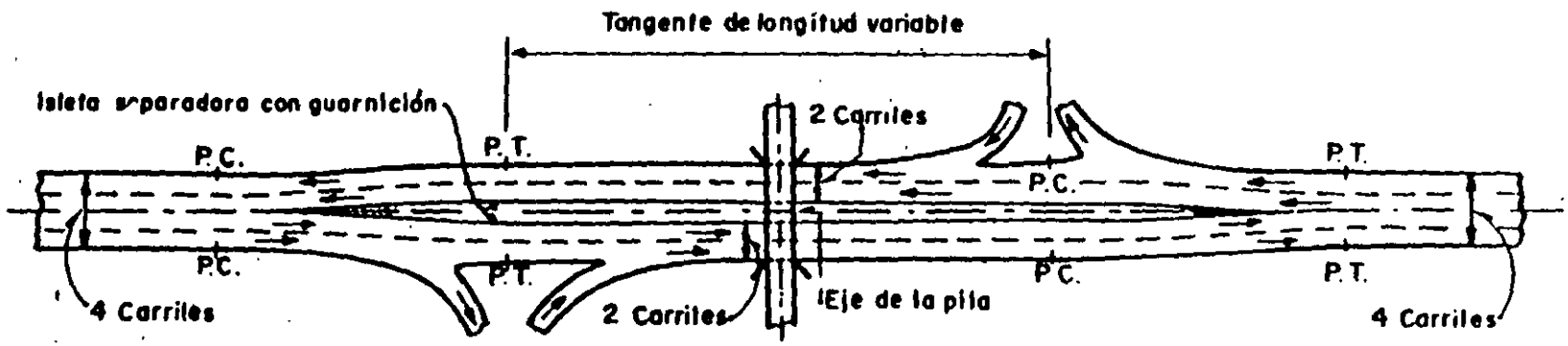
Cuando una o ambas carreteras que se intersectan en un entronque a desnivel son de dos carriles y el tipo adecuado de rampas incluye vueltas directas a la izquierda, todas las operaciones son las mismas que las de un entronque de tres ramas a nivel, y los volúmenes determinarán si es necesario o no incrementar el número de carriles de tránsito. Ver Figuras 11.69, 11.70 y 11.72-A.

Los caminos divididos de cuatro carriles pueden llevar suficiente tránsito para justificar la eliminación de vueltas a la izquierda a nivel. Para asegurarse de que los conductores que desean dar vuelta a la izquierda utilizarán la rampa apropiada, se debe proponer una guarnición tipo vertical en la faja separadora central. Cuando se permita la vuelta a la izquierda a nivel, es recomendable que se acomoden en una faja separadora de ancho adecuado como se ve en la Figura 11.72-B.

La ampliación o estrechamiento para obtener la anchura deseada para alojar una isleta separadora en el área de un entronque a desnivel se hace de la misma manera que para los entronques a nivel, ver Figura 11.60. Las condiciones más comunes se ilustran en la Figura 11.84; la Figura 11.84-A muestra el diseño simétrico de una isleta separadora en un camino sin dividir de cuatro carriles; el tránsito en cada dirección circula siguiendo la trayectoria de dos curvas inversas. La Figura 11.84-B muestra el diseño de una isleta separadora en una carretera sin dividir de cuatro carriles en la cual su eje está desplazado en el área del entronque; logrando que el tránsito entre directamente a la zona donde se alojó la isleta separadora y al salir lo haga siguiendo la trayectoria de una curva inversa, la cual ventajosamente se encuentra después de que los conductores han pasado el posible peligro en la estructura y en los extremos de las rampas; esto no puede lograrse en carreteras existentes, a menos que los accesos sean reconstruidos para poder desplazar el eje.

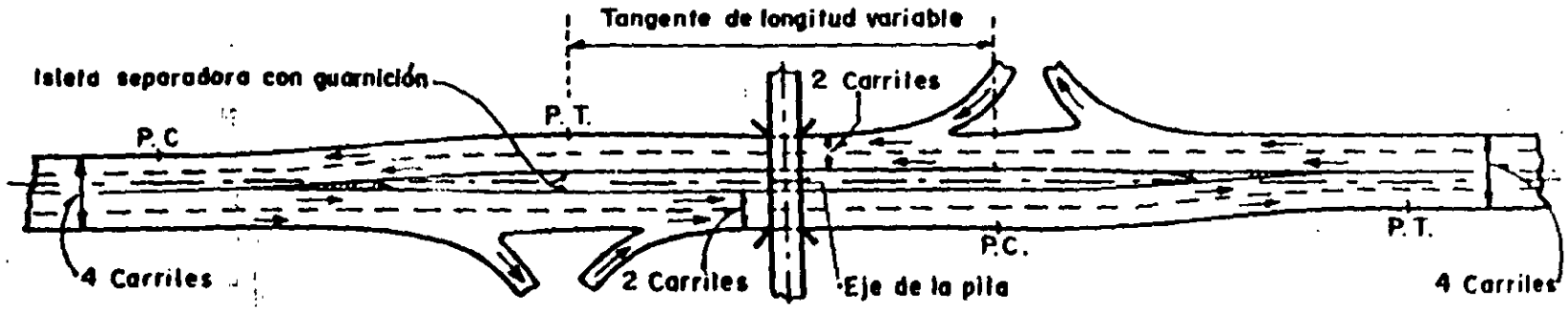
B) Distancia de visibilidad. La distancia de visibilidad en las carreteras a través de un entronque a desnivel debe ser cuando menos igual a la distancia de visibilidad de parada y de preferencia mayor.

El proyecto del alineamiento vertical es igual que para cualquier otro punto de la carretera, excepto en algunos casos de curvas verticales en columpio donde la estructura de un paso inferior, puede acortar la distancia de visibilidad. Generalmente las longitudes requeridas para las curvas verticales en camino abierto son posibles en los entronques a desnivel, ya que la estructura no acorta la distancia de visibilidad más allá de la misma requerida para parar. En algunas ocasiones, cuando se pretende proporcionar la distancia de visibilidad de rebase, como suele suceder en caminos



AMPLIACION SIMETRICA

- A -



AMPLIACION CON EL EJE DESPLAZADO

-B-

FIGURA 11.84. AMPLIACION PARA ALOJAR ISLETAS SEPARADORAS EN LOS ENTRONQUES A DESNIVEL

de dos carriles, conviene comprobar la distancia de visibilidad disponible para lo cual, lo más conveniente es hacer una verificación gráfica.

Las restricciones en la distancia de visibilidad provocadas por las pilas y los estribos de las estructuras en curvas horizontales, generalmente presentan un problema más difícil que el correspondiente a restricciones verticales. Con la curvatura máxima correspondiente a una velocidad de proyecto dada, el espacio libre lateral usual en pilas y estribos de un paso inferior no proporciona la distancia de visibilidad mínima; de manera similar en un paso superior la distancia usual del parapeto a la orilla interna de la calzada también da por resultado ciertas deficiencias de visibilidad; esto demuestra la necesidad de usar curvaturas menores que la máxima en entronques a desnivel. La tabla 11-S muestra la distancia mínima lateral necesaria desde la orilla de la calzada al obstáculo para proporcionar la distancia de visibilidad de parada en función del grado máximo de curvatura, tal como se estableció para camino abierto. Para grados de curvatura menores debe calcularse la distancia mínima lateral con el fin de proporcionar la distancia de visibilidad de parada en cualquier punto del camino. En el cálculo se deberá considerar la disminución del grado de curvatura, contra la longitud adicional del claro de la estructura.

A fin de facilitar el cálculo propuesto, en la tabla 11-S también se indica la distancia mínima lateral que se requiere, si el grado de curvatura es igual a la mitad del grado máximo.

11.6.4 Rampas

El término rampa incluye todas las disposiciones y tamaños de enlaces que conectan dos ramas de una intersección a desnivel. Generalmente las especificaciones para el alineamiento horizontal y vertical de las rampas son menores que aquellas para los caminos que se intersectan, pero en algunos casos pueden ser iguales.

A) Tipos de rampas. La Figura 11.85 ilustra las formas y características de varios tipos de rampas; existen numerosas variaciones en la forma, pero cada una puede clasificarse dentro de uno de los tipos mostrados. Puede considerarse que cada rampa es un camino de un sentido de circulación, a excepción de la ilustrada en la Figura 11.85-C, la cual es un camino sencillo con dos sentidos de circulación.

Las rampas diagonales, Figura 11.85-A, casi siempre son de un sentido y usualmente tienen movimientos de vuelta, izquierdos y derechos en los extremos próximos al camino secundario. Aunque en la Figura 11.85-A se muestra a la rampa diagonal como una curva continua, ésta puede estar constituida en gran parte por una tangente, o bien por una curva inversa; los entronques a desnivel del tipo diamante, generalmente tienen cuatro rampas en diagonal.

La rampa tipo gaza de la Figura 11.85-B, permite la vuelta izquierda sin cruces con el tránsito en sentido contrario, ya que los conductores efectúan este movimiento de vuelta más allá de la estructura de separación de niveles, dando vuelta a la derecha y girando aproximadamente 270° para entrar al otro camino. La distancia de recorrido en las rampas de este tipo es mayor que la correspondiente a otros tipos. Una combinación de una gaza y una rampa diagonal externa, en un cuadrante, como la de la Figura 11.85-D, representa la forma básica de los entronques en tipo de trébol. Cuando las dos rampas están combinadas dentro de un camino

VELOCIDAD DE PROYECTO, EN km/h	25	30	40	50	60	70	80	90	100	110
CURVATURA MAXIMA, EN GRADOS	98.0°	60.0°	30.0°	7.5°	1.0°	7.4°	5.5°	4.2°	3.4°	2.7°
DISTANCIA MINIMA LATERAL REQUERIDA DESDE LA ORILLA INTERNA DE LA CALZADA EN METROS	3.61	5.11	5.79	5.90	5.66	5.34	5.36	7.07	8.19	9.89
1/2 DE LA CURVATURA MAXIMA, EN GRADOS	49.0°	30.0°	15.0°	8.75°	5.5°	3.7°	2.75°	2.1°	1.7°	1.35°
DISTANCIA MINIMA LATERAL REQUERIDA DESDE LA ORILLA INTERNA DE LA CALZADA EN METROS	1.70	1.97	2.18	2.16	1.99	1.81	1.85	2.68	3.21	4.06

La máxima curvatura está establecida para una sobreelevación máxima de 0.10. Debe ajustarse para otros valores de proyecto

TABLA 11-5. DISTANCIA MINIMA LATERAL REQUERIDA A PARTIR DE LA ORILLA INTERNA DE LA CALZADA PARA PROPORCIONAR LA DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA

de doble sentido de circulación, como el de la Figura 11.85-C, se mantiene la forma general para el trébol.

En las rampas semidirectas, como la que se muestra en la Figura 11.85-E con línea llena, los conductores efectúan la vuelta izquierda sobre una trayectoria en forma de curva inversa, saliendo hacia la derecha para después, gradualmente, girar hacia la izquierda, completando la maniobra con una incorporación sobre la derecha o sobre la izquierda según el caso. En otro tipo de rampa semidirecta, que se muestra con línea punteada en la misma Figura 11.85-E, la vuelta izquierda se efectúa con una trayectoria de curva inversa, con la diferencia de que en este caso el giro inicial es hacia la izquierda, girando después hacia la derecha gradualmente, para incorporarse por el lado derecho.

Estas rampas semidirectas se pueden emplear para vueltas a la derecha, pero no hay razón para usarlas si se puede proporcionar la rampa diagonal de la forma convencional. La distancia de recorrido en esta rampa, es menor que la correspondiente para una gaza y mayor que para una directa.

El funcionamiento de las rampas semidirectas requiere la convergencia con calzadas de un solo sentido de circulación, lo que hace necesario que uno de los caminos que cruzan se separe en dos cuerpos cada uno con un sentido de circulación, con la necesidad de dos estructuras, separadas lo necesario para permitir una pendiente adecuada en la rampa. Cuando la separación de las estructuras no permita proporcionar la pendiente adecuada en la rampa, será necesaria una tercera estructura, o bien una estructura de tres niveles.

Las rampas directas permiten a los conductores efectuar las vueltas con un movimiento directo; así, en la rampa para vuelta izquierda que se muestra en la Figura 11.85-F, los conductores salen a la rampa girando directamente hacia la izquierda y su entrada al otro camino es sobre la

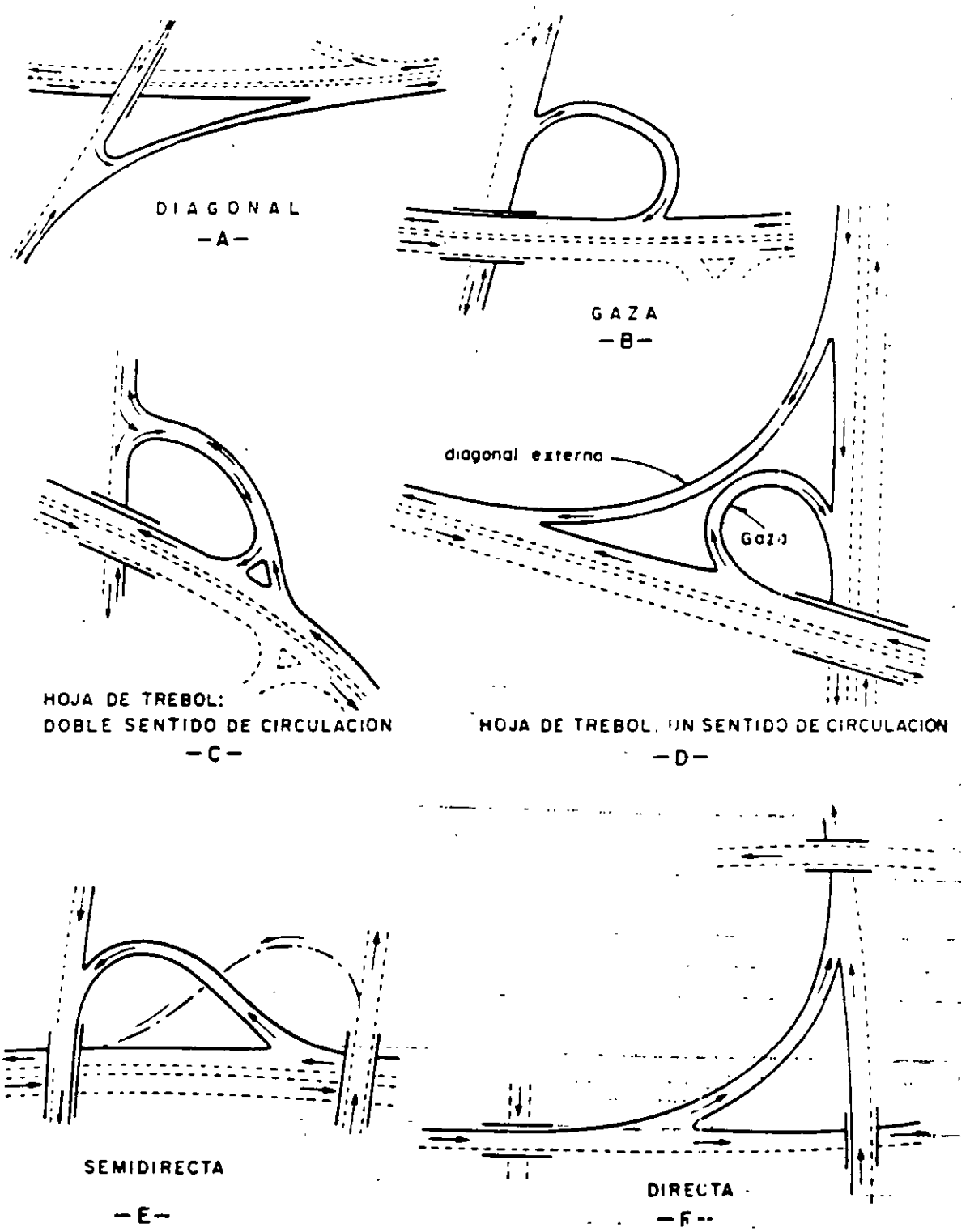


FIGURA 11.85. TIPOS DE RAMPAS

izquierda. Las rampas diagonales sin alineamiento inverso, son generalmente directas para los movimientos de vuelta derecha.

Con rampas direccionales para vuelta izquierda, la distancia de recorrido es menor que para cualquier otro tipo de rampas, pero como se necesitan dos o más estructuras, su costo inicial es muy alto.

Los diferentes tipos de entronques a desnivel se hacen con varias combinaciones de los tipos de rampas mencionados; por ejemplo, el entronque tipo trompeta tiene una gaza, una rampa semidireccional y dos rampas para vueltas derecha del tipo diagonal.

B) Distancia entre los extremos de rampas sucesivas En la Figura 11.86 se indican las distancias mínimas y deseables entre los extremos de rampas sucesivas, basándose las distancias de la tabla en tiempos de decisión y maniobra de 5 a 10 segundos. En caminos rurales, se debe proporcionar una distancia entre los extremos mayor que la indicada, con el fin de permitir la colocación adecuada del señalamiento; recomendándose para los casos del centro y de la derecha de la Figura 11.86-A, una distancia de 300 m y para el caso de la izquierda de la misma figura, una distancia de 180 m.

C) Velocidad de proyecto. Raras veces es posible proporcionar en las rampas las mismas velocidades de proyecto que en el camino abierto, pero deberán estar relacionadas entre sí. La velocidad de proyecto en los extremos de la rampa, debe corresponder a la velocidad de marcha de los caminos que se intersectan, cuando éstos soportan un volumen de tránsito bajo; sin embargo, las limitaciones de ubicación y los factores económicos algunas veces obligan a una velocidad de proyecto más baja, que no debe ser menor de la mitad de la velocidad de proyecto de la carretera, la que puede aceptarse, ya que la vista de una estructura, sus rampas, accesos, señalamiento y demás elementos, advierten al conductor que va a dar vuelta, para que baje su velocidad.

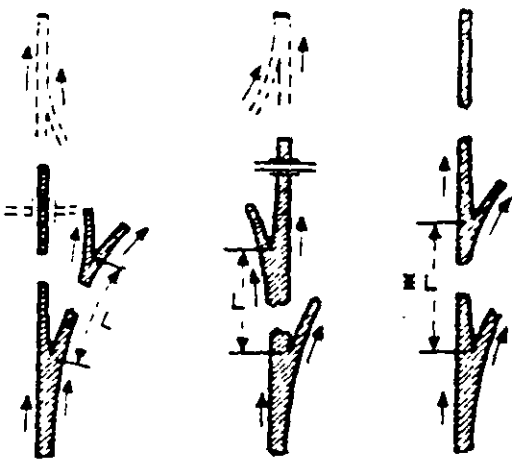
En la tabla 11-T se indican los valores de la velocidad de proyecto en los extremos de las rampas para los diferentes valores de la velocidad de proyecto de los caminos que se intersectan.

Velocidad de proyecto en la carretera en km/h	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Velocidad de proyecto en los extremos de la rampa km/h	30	40	45	55	65	70	80	85	90

TABLA 11-T. VELOCIDAD DE PROYECTO EN LOS EXTREMOS DE LA RAMPA

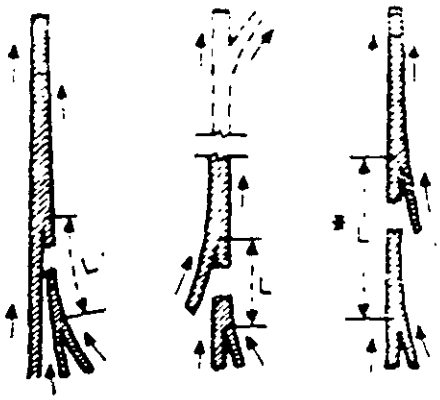
La determinación de la velocidad de proyecto en la rampa, depende principalmente del tipo de carreteras que se intersectan y de las características físicas del lugar. En gran parte estas condiciones determinan el tipo de las rampas, para lo cual se aplican los siguientes principios en la selección de la velocidad de proyecto:

Las rampas directas se deben proyectar con la velocidad de proyecto deseable; este tipo de rampas generalmente están en curva continua, y tanto la rampa como la curva requieren características de velocidad razonablemente altas, porque el volumen es alto o bien porque se pueden proporcionar sin un apreciable costo extra. La velocidad de proyecto para las



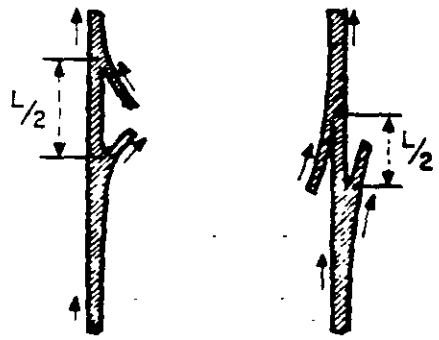
EXTREMOS DE SALIDA SUCESIVOS

— A —



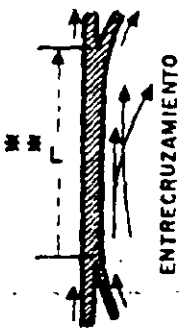
EXTREMOS DE ENTRADA SUCESIVOS

— B —



EXTREMO DE SALIDA
SEGUIDO DE
UN EXTREMO DE ENTRADA

— C —



EXTREMO DE ENTRADA
SEGUIDO DE
UN EXTREMO DE SALIDA

— D —

* L Conforme a la tabla, pero no menor que la longitud requerida para cambiar de velocidad de acuerdo a lo mostrado en la tabla 12.J.

** Conforme a la tabla, pero L no puede ser menor que la longitud requerida para entrecruzamiento, ver zonas de entrecruzamiento en el capitulo relativo a capacidad

DISTANCIA ENTRE EXTREMOS DE RAMPAS SUCESIVAS

VELOCIDAD PROYECTO, EN Km/h	30 a 40	50 a 60	70 a 80	90 a 100	110
VELOCIDAD DE MARCHA, EN Km/h	28 a 37	46 a 55	63 a 71	79 a 86	92
DISTANCIA L, EN METROS					
MINIMA	40.00	60.00	90.00	110.00	130.00
DESEABLE	100.00	150.00	200.00	240.00	260.00

FIGURA 11.86. DISPOSICION DE EXTREMOS DE RAMPAS SUCESIVAS

gazas muy frecuentemente es cercana a la mínima con carriles de cambio de velocidad adecuados en los extremos de la gaza. Las velocidades de proyecto deseables, principalmente aquellas que son mayores de 50 km h, muy raras veces están consideradas dentro de las gazas, debido al notable recorrido adicional que resulta al usar el radio mínimo para esas velocidades.

Las rampas semidirectas se proporcionan para volúmenes altos de tránsito, por lo que los valores de la velocidad de proyecto que se recomiendan para el diseño de éstas son las de la tabla 11-T.

Frecuentemente las velocidades de proyecto de los caminos que se intersectan son diferentes, por lo que la velocidad de proyecto del extremo de la rampa de preferencia, debe estar en relación a la rama del entronque con la cual se conecta tomando como base los valores de la tabla 11-T y el tramo de la rampa entre los extremos se diseñará para una velocidad intermedia; o bien debe estar relacionada con la rama del entronque que tenga mayor velocidad de proyecto.

Las rampas con velocidades de proyecto mínimas, que se usan en conjunto con caminos de primer orden, requieren carriles de cambio de velocidad, basados en la diferencia entre la velocidad de marcha de la carretera y la de la rampa.

D) Alineamiento y forma.

1. Radio mínimo. Los factores y radios mínimos de curvas en intersecciones para varias velocidades de proyecto, se discuten en el inciso 11.4; tales valores se muestran en la tabla 11-E y en la Figura 11.41 y se aplican directamente al proyecto de rampas.

2. Curvas compuestas y de transición. Las curvas compuestas y de transición son las adecuadas para obtener la forma deseada de las rampas, para satisfacer las condiciones de ubicación y para acomodar las trayectorias naturales de los vehículos. Las conclusiones del inciso 11.4 para enlaces, son en general aplicables en el proyecto de rampas. En las tablas 11-F y 11-G se muestran las longitudes mínimas de transición y las longitudes mínimas de arcos circulares para curvas compuestas.

3. Formas de las rampas. La forma de las rampas depende de las características del tránsito, las velocidades de proyecto, la topografía, el ángulo de intersección y el tipo del extremo de la rampa. En la Figura 11.87-A se muestran las formas que puede adoptar una gaza.

Las gazas asimétricas pueden diseñarse en donde los caminos que se intersectan no son de la misma importancia y los extremos de la rampa se proyectan para diferentes velocidades, o bien cuando estén obligadas por el derecho de vía, por el perfil, por las condiciones de visibilidad o por la localización de los extremos.

En la Figura 11.87-B se indican con líneas discontinuas algunos ejemplos de rampas diagonales externas; la forma adoptada para cada proyecto particular dependerá de las características del tránsito, del lugar y de los factores económicos, pudiéndose llegar a soluciones como las que se muestran en la Figura 11.87-C, en donde se combina la diagonal externa con una gaza, pudiendo existir una barrera o faja central para separar el tránsito en direcciones opuestas o ser una calzada con doble circulación.

Las rampas de un entronque a desnivel tipo diamante adoptan diferentes formas, dependiendo principalmente de las características del tránsito que da vuelta y de las limitaciones del derecho de vía. Pueden ser

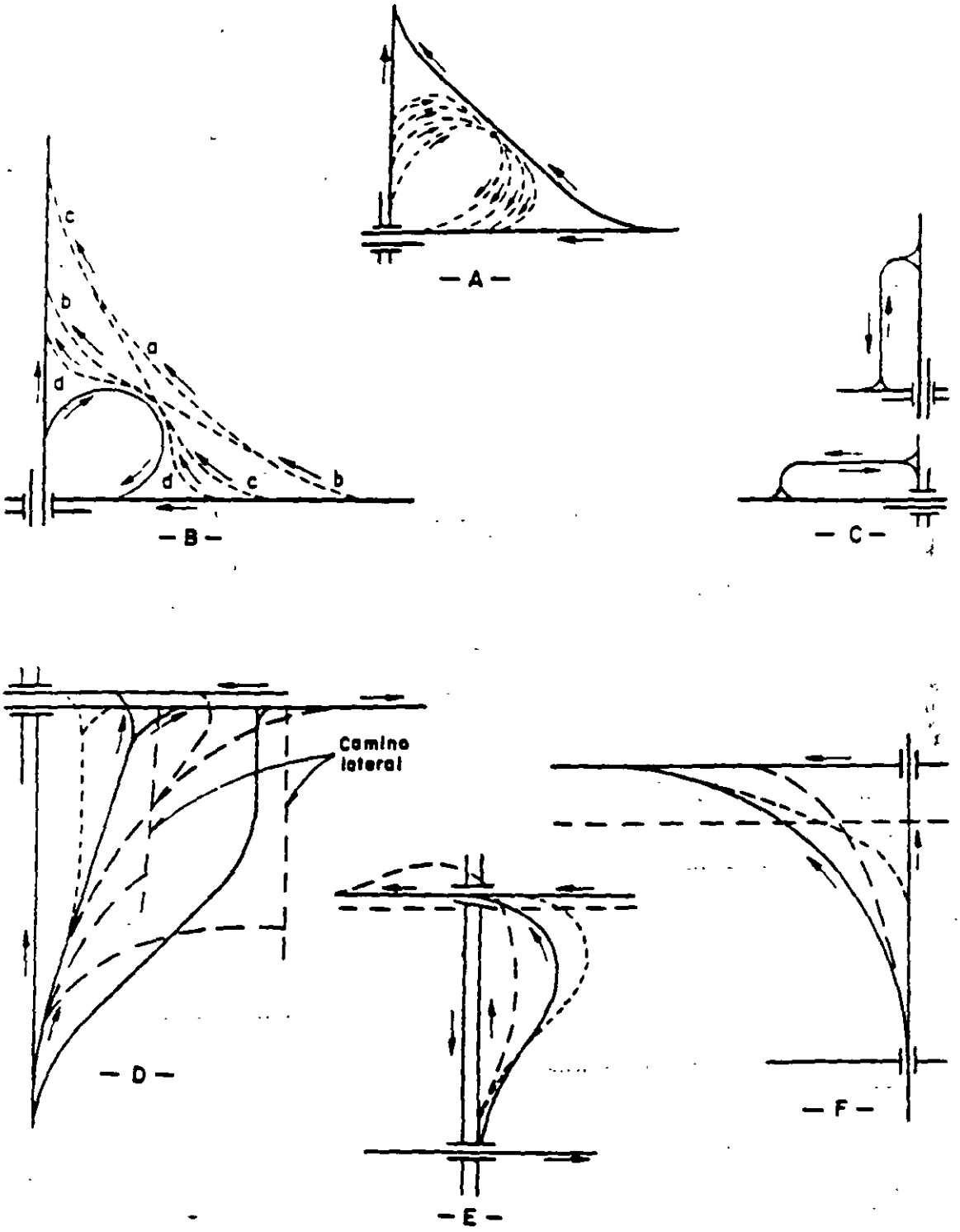


FIGURA 11.87. FORMAS DE LAS RAMPAS

del tipo diagonal con curvas en los extremos, tal como se muestra con línea continua en la Figura 11.87-D. Para favorecer un movimiento de vuelta derecha la rampa puede ser una curva continua a la derecha con un enlace para el movimiento de vuelta izquierda, como se indica con una línea discontinua en la figura. En un derecho de vía restringido a lo largo de la carretera principal, puede hacerse necesario el uso de un alineamiento inverso con una parte de la rampa paralela al camino directo, tal como se muestra con línea punteada en la misma Figura 11.87-D.

Las rampas de un diamante pueden también conectar con un camino lateral paralelo. Dos formas de rampas de este tipo se muestran en la Figura 11.87-D con líneas discontinuas. Cuando se utilizan estas rampas, es aconsejable tener caminos laterales de un sentido de circulación, ya que si se unen a caminos laterales con dos sentidos de circulación, introducen la posibilidad de una trayectoria de entrada incorrecta al camino lateral y requieren un tratamiento especial en los extremos de las rampas.

La forma de una rampa semidirecta, Figura 11.87-E, depende de la separación entre las calzadas de un solo sentido de circulación, de la ubicación de los extremos con respecto a la estructura y de la longitud en que se amplían las calzadas; o bien, del radio de curvatura necesario para mantener una velocidad deseada para un movimiento importante de vuelta izquierda. Las disposiciones mostradas en la Figura 11.87-F también se aplican para rampas semidirectas.

E) Distancia de visibilidad. Los valores mínimos de la distancia de visibilidad de parada resumidos en la tabla 11-P, se aplican directamente en las rampas de entronques a desnivel. Siempre que sea posible se deberán proporcionar distancias de visibilidad mayores que las de la tabla.

En la Figura 11.52 se muestran las longitudes de curvas verticales en cresta en función de las diferencias algebraicas de pendiente, y la Figura 11.53 muestra los valores de las distancias mínimas a obstáculos laterales, con relación al radio de las curvas horizontales, las cuales se basan en la distancia de visibilidad de parada. Estos mismos valores se aplican para el proyecto de las rampas, pero en muchos casos es necesario verificar gráficamente la distancia de visibilidad en curvas verticales y horizontales.

F) Proyecto del alineamiento vertical.

1. Pendientes. Las pendientes de las rampas deben ser tan suaves como sea posible para facilitar la maniobra de pasar de una rama a otra. Las pendientes en las rampas pueden ser mayores que aquellas pendientes de los caminos que se intersectan, pero no puede establecerse una relación precisa entre ellas.

Se pueden establecer valores límites para las pendientes, pero la pendiente para cualquier rampa en particular depende de las características propias del lugar y del cuadrante en cuestión. Aunque las pendientes máximas permitidas no están estrictamente relacionadas con la velocidad de proyecto, ésta da una indicación general del valor a usar, tal y como se indica en la tabla 11-U.

Velocidad de proyecto (km/h)	25 — 30	40 — 50	60 — 70
Pendiente en ascenso (%)	6 — 8	5 — 7	4 — 6

NOTA. Para velocidades mayores de 70 km/h deberán considerarse condiciones de camino abierto.

TABLA 11-U. PENDIENTE MAXIMA DE LA RAMPA DE ACUERDO CON LA VELOCIDAD DE PROYECTO

Las pendientes para las rampas descendentes de [illegible] circulación, deben mantenerse dentro de los mismos rangos, aunque en casos especiales pueden incrementarse 2%.

2. Curvas verticales. En la Figura 11.52 se muestran las longitudes de las curvas verticales en cresta para los enlaces, correspondientes a distintas velocidades de proyecto. Estas longitudes son aplicables en los extremos de las rampas, usando una velocidad de proyecto intermedia entre la de la rampa y la del camino.

La forma usual que toma el perfil de una rampa es la de una "S". Los cambios principales en pendiente se efectúan por medio de dos curvas verticales, una en columpio en el extremo inferior de la rampa y una en cresta en el extremo superior de la rampa. Ambas curvas deben proyectarse de tal manera que proporcionen al usuario la suficiente distancia de visibilidad para permitirle una maniobra segura. Es conveniente que los extremos de la rampa, estén al mismo nivel que los carriles para el tránsito que sigue de frente, ya que esto proporciona una manera segura de efectuar la maniobra y una mayor visibilidad.

11.7 PASOS

En todo camino existe la necesidad de permitir el cruzamiento de personas, de animales y de los diferentes medios de transporte. El proyecto y la ubicación de los pasos requiere de un estudio que considere las características particulares de cada caso con el objeto de definir el tipo de obra conveniente a fin de controlar el cruzamiento de manera que se obtengan condiciones de seguridad tanto para el usuario del camino como para el que cruza, evitándose con esto los cruzamientos anárquicos. Dentro del tipo de pasos que se suelen considerar para estos fines están los pasos para peatones, ganado, maquinaria agrícola, vehículos y ferrocarriles, los cuales pueden ser a nivel o a desnivel.

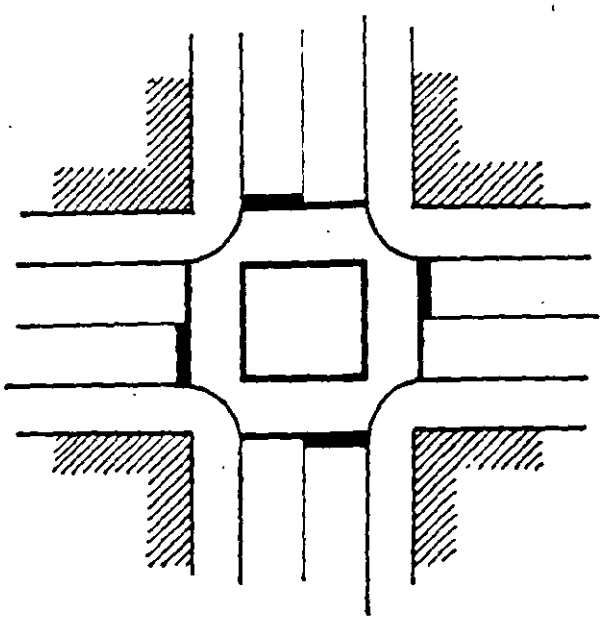
11.7.1 Pasos a nivel

Paso a nivel es el cruzamiento a una misma elevación de un camino con personas, animales u otra vía terrestre.

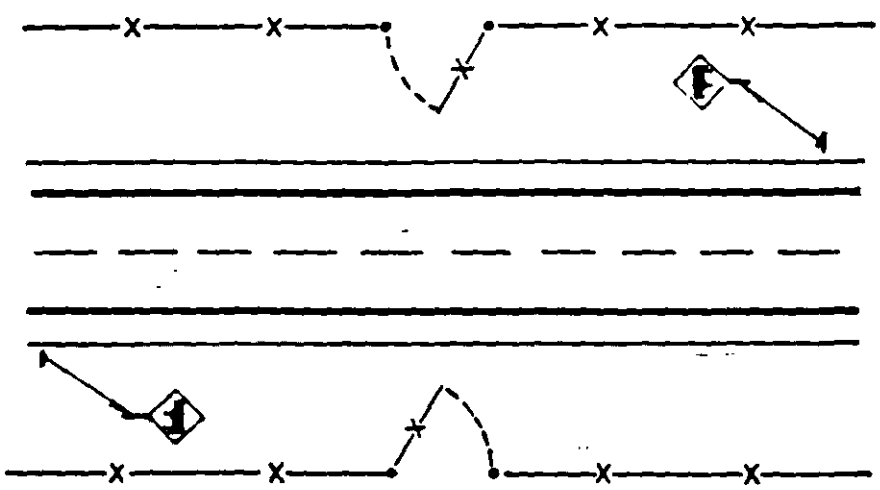
A) Pasos para peatones. La Figura 11.88-A muestra el caso más frecuente de diseño de paso para peatones, el cual consiste en proporcionar unas fajas de seguridad marcadas en el pavimento por medio de rayas blancas y continuas, con un ancho variable entre 0.15 m y 0.25 m; la raya del lado donde se aproximan los vehículos deberá ser más ancha, siendo conveniente aumentarla hasta 0.60 m; las rayas deberán ser transversales a la vía de circulación, trazadas a una separación que se determinará generalmente por el ancho de las banquetas entre las que se encuentren situadas, pero en ningún caso dicha separación será menor de 1.80 m.

Los pasos para peatones se proporcionarán en todas las intersecciones donde puede presentarse confusión entre el movimiento de los vehículos y el de los peatones, así como en algunos otros lugares en donde el movimiento de estos últimos sea considerable.

B) Pasos para ganado. En algunas ocasiones el camino atraviesa por zonas ganaderas, en donde existe el riesgo de que los animales crucen el



— A —



— B —

FIGURA 11.88. PASOS A NIVEL PARA PEATONES Y PARA GANADO

camino en una forma anárquica, lo cual debe evitarse [illegible] ce instalando cercas en el límite del Derecho de Vía que [illegible] paso en puntos específicos por medio de puertas, tal como se indica en la Figura 11.88-B, en la que se muestra también el señalamiento preventivo que debe instalarse en estos pasos, a fin de disminuir el riesgo de los usuarios del camino.

Cuando se tenga necesidad de que el ganado cruce de un lado a otro del camino, ya sea para cambiar de pasto o para llegar a los abrevaderos, la puerta será abierta por la persona encargada del ganado, quien tendrá cuidado, al conducir los animales, de que el paso se haga en el momento en que no circulen vehículos por la carretera y deberá cuidar de que no quede ningún animal dentro del Derecho de Vía.

C) Pasos para maquinaria agrícola. Estos pasos deben permitirse donde exista la visibilidad suficiente para que un vehículo transitando por la carretera a la velocidad de proyecto, pueda ver con la anticipación necesaria al vehículo agrícola que cruza, de manera que disponga del tiempo requerido para frenar antes de llegar a él.

D) Pasos para vehículos. A diferencia de los vehículos agrícolas, éstos requieren de un camino para transitar, por lo cual, cuando sea necesario cruzar la carretera o camino principal, deberá cumplirse con las condiciones de visibilidad a fin de garantizar la seguridad en el paso. Deberá procurarse que la pendiente del camino sea suave y esté al mismo nivel en el cruce y sus vecindades, para no dificultar la parada y el arranque de los vehículos.

E) Pasos para ferrocarril. El proyecto geométrico de un cruce a nivel de un camino con un ferrocarril, incluye los alineamientos vertical y horizontal, la sección transversal y la distancia de visibilidad de parada.

Las características de estos elementos pueden variar de acuerdo con el tipo de dispositivos para el control del tránsito que se utilizan, los cuales pueden ser señales únicamente, señales y semáforos o señales y barreras automáticas.

Cuando se utilizan señales como único medio de protección, deberá procurarse un cruce en ángulo recto. Aun con semáforos o barreras, deberá evitarse un ángulo de esviaje grande. Independientemente del tipo de control, la pendiente del camino debe ser suave en el cruce y sus vecindades para permitir que los vehículos se detengan cuando sea necesario y puedan cruzar sin dificultad. El dispositivo de control deberá ser claramente visible a una distancia por lo menos igual a la distancia de visibilidad de parada requerida y preferiblemente mayor. En algunos casos puede ser necesario colocar el dispositivo a cierta altura o moverlo lateralmente para hacerlo visible desde una distancia adecuada. Debe considerarse también la posibilidad de iluminar el cruce cuando haya movimiento nocturno de trenes, especialmente cuando la operación de cambio de trenes pueda bloquear el camino.

La superficie de rodamiento del camino debe construirse en una longitud adecuada a uno y otro lado del mismo, con materiales que permitan el tránsito en todo tiempo.

La distancia de visibilidad es una consideración primordial en cruces donde no se utilizan semáforos o barreras; la condición de un cruce a nivel de ferrocarril es similar a la de caminos que se intersectan, siendo necesario proporcionar un triángulo de visibilidad libre de obstáculos. Los ca-

tetos que forman el triángulo de visibilidad son: sobre el camino, la distancia recorrida durante el tiempo de percepción, reacción y frenado, más la distancia de seguridad que se proporciona entre el conductor y la vía del tren cuando el vehículo se ha detenido; sobre la vía del tren, la distancia recorrida por el tren durante el tiempo que necesita el vehículo para recorrer la distancia que hay desde el punto de decisión hasta un punto más allá del cruce. En la Figura 11.89 se indican las diferentes posiciones consideradas tanto para el tren como para el vehículo.

La distancia sobre el camino se calcula con la siguiente expresión:

$$D_c = D_r + D_f + D_e$$

En donde:

D_c = Distancia total recorrida por el vehículo desde el punto de decisión hasta el cruce.

D_r = Distancia recorrida durante el tiempo de reacción.

D_f = Distancia recorrida durante el frenado.

D_e = Distancia de seguridad desde el conductor hasta la vía del tren, cuando el vehículo se encuentra parado. Para efectos de proyecto se considera que esta distancia es de 6.00 m.

La suma de las distancias recorridas durante el tiempo de reacción y de frenado ($D_r + D_f$) es la distancia mínima de visibilidad de parada; siendo los valores, los mismos que se emplearon para analizar el caso II de intersecciones a nivel de dos caminos. (Ver inciso 11.4.9)

La distancia requerida sobre la vía del tren, está dada por la siguiente expresión:

$$D_t = \frac{V_t}{V_c}(D_c + D_a)$$

En donde:

D_t = Distancia recorrida por el tren durante el tiempo empleado por el vehículo para librar la intersección.

V_t = Velocidad del tren, en km/h.

V_c = Velocidad de marcha en el camino, en km/h.

D_c = Distancia total sobre el camino, en m.

D_a = Distancia adicional requerida por el vehículo para pasar al otro lado de la vía. Para efectos de proyectos se considera que esta distancia es de 20.00 m.

Las dos distancias, una medida sobre el camino y la otra sobre la vía del tren, definen el triángulo de visibilidad requerido. La tabla 11-V proporciona las distancias para definir el triángulo de visibilidad para diferentes velocidades de los vehículos y del tren. Cuando no se instalan dispositivos de control automáticos, se recomienda que el triángulo de visibilidad en cada cuadrante del cruce, esté libre de obstrucciones. Si no se dispone de suficiente distancia de visibilidad, el conductor debe contar

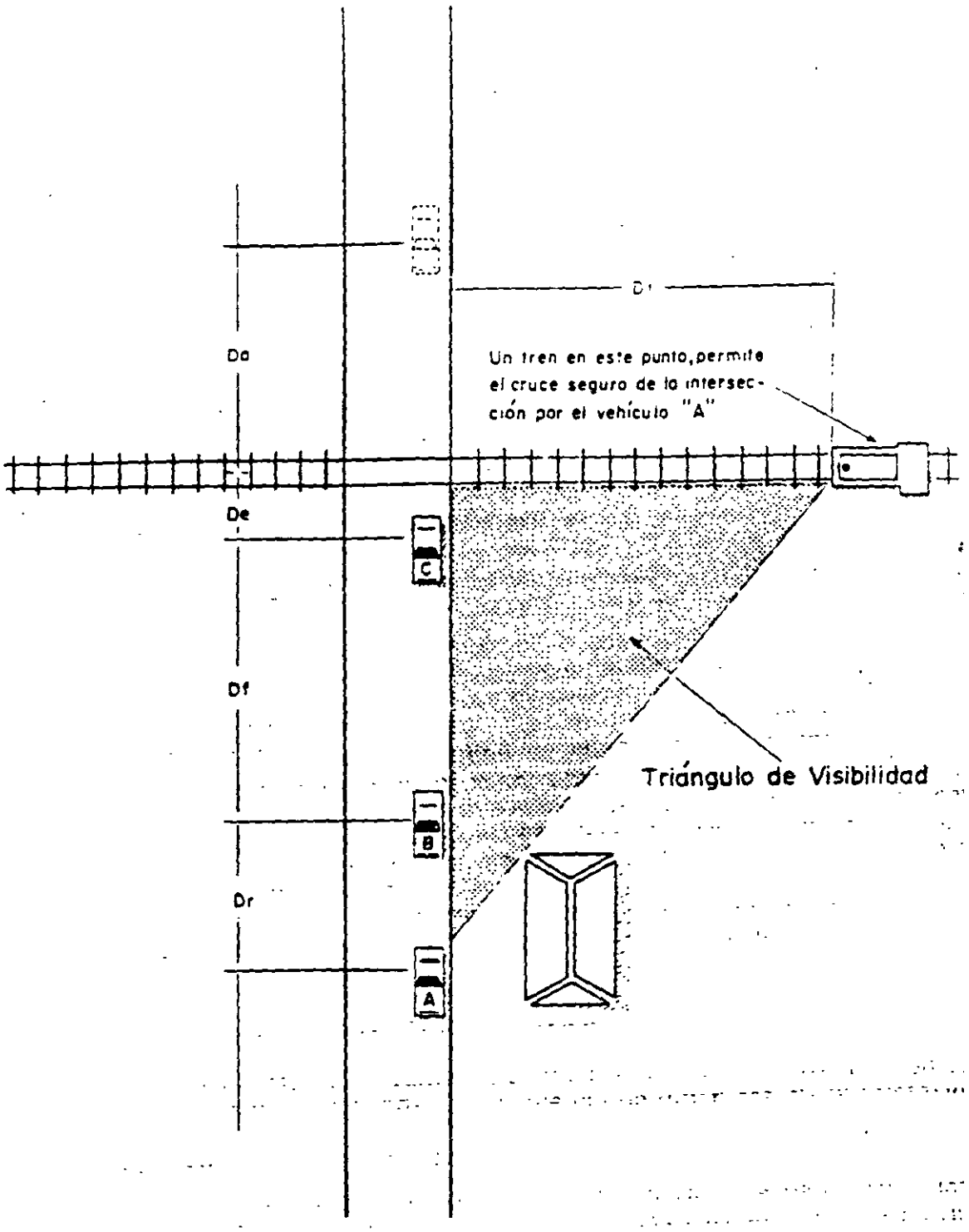


FIGURA 11.89.. VISIBILIDAD EN PASOS DE FERROCARRIL A NIVEL

con una distancia de visibilidad, al dispositivo de control automático por lo menos igual a la distancia mínima de visibilidad de parada.

En aquellos casos, en que por ley se obligue a camiones y autobuses a detenerse en un cruce de ferrocarril a nivel, la longitud y características de aceleración de dichos vehículos hace que éstos necesiten un periodo de tiempo considerable para librar el cruce. Con el fin de que la decisión para cruzar la vía (o vías) se haga con seguridad, los conductores deben disponer por lo menos de once segundos desde el momento en que aparece el tren a la vista, hasta que éste llega al punto de cruce. Las distancias requeridas sobre la vía para cumplir con estas condiciones se calculan con la expresión $D_t = 3.058\ V_t$; los valores se indican en la columna de la tabla 11-V, correspondiente a la condición de parada.

11.7.2 Pasos a desnivel

Paso a desnivel es el cruzamiento a diferente elevación de un camino con personas, animales y otra vía terrestre. El cruzamiento a diferente elevación tiene por objeto permitir el tránsito simultáneo, lo cual se logra por medio de estructuras.

Los pasos a desnivel pueden ser de dos tipos:

A) Pasos superiores, que son aquéllos en que el camino pasa arriba de otra vía de comunicación terrestre.

B) Pasos inferiores, que son aquéllos en que el camino pasa abajo de otra vía de comunicación terrestre.

La estructura de separación de niveles debe adaptarse a los alineamientos horizontal y vertical, así como a la sección transversal de las vías que se cruzan, puesto que la estructura debe subordinarse al camino y no el camino a la estructura.

Las condiciones que gobiernan el proyecto de los pasos a desnivel caen usualmente en alguno de los tres casos siguientes: la influencia de la topografía es predominante y el proyecto debe adaptarse a ella. La topografía no favorece ningún proyecto particular. Las especificaciones relativas al alineamiento horizontal y vertical de uno de los caminos son lo suficientemente importantes para no subordinarlas a la topografía y probablemente para elegir un proyecto que no se ajuste a ella.

Como regla general, el proyecto que mejor se adapta a la topografía existente será el más agradable y el más económico de construir y mantener. La excepción a esta regla se presenta cuando debe darse preferencia al camino principal donde el tránsito puede ser tan intenso y con un porcentaje tan alto de vehículos pesados, que deban evitarse los columpios y crestas en su alineamiento vertical y el proyecto del camino secundario se subordina al perfil del camino principal, que sufrirá sólo ligeros ajustes para ayudar a adaptar el camino secundario a la topografía.

En la mayoría de los casos los proyectistas se ven obligados, por economía, a elaborar proyectos que se ajustan a la topografía existente. Por lo tanto, es necesario considerar dos o más alternativas que comprendan toda la zona de la intersección con objeto de decidir si debe ser paso superior o inferior, para lo cual se deben tomar en cuenta los siguientes aspectos:

1. Existe cierta ventaja para el tránsito que circula por un paso inferior porque los conductores advierten fácilmente la presencia de la estruc-

VELOCIDAD DEL TREN, km/h	CONDICION DE PARADA	VELOCIDAD DE PROYECTO DEL CAMINO, EN km/h									
		20	30	40	50	60	70	80	90	100	110
		VELOCIDAD DE MARCHA EN EL CAMINO, EN km/h									
		20	28	37	46	55	63	71	79	86	92
		DISTANCIA EN METROS A LO LARGO DEL FERROCARRIL DESDE LA INTERSECCION									
20	61	46	44	41	40	39	38	28	41	42	44
30	92	69	65	62	59	58	58	60	61	63	66
40	122	92	87	82	79	77	77	79	82	84	87
50	153	115	109	103	99	96	96	99	102	105	109
60	183	138	131	123	119	116	115	119	122	126	131
70	214	161	153	144	138	135	134	139	143	147	153
80	245	184	174	164	158	154	154	159	163	168	175
90	275	207	196	185	178	173	173	179	183	189	197
100	306	230	218	205	198	193	192	199	204	210	218
110	336	253	240	226	218	212	211	218	224	232	240
	DISTANCIA EN METROS A LO LARGO DEL CAMINO DESDE LA INTERSECCION										
	6	26	41	56	71	86	101	121	141	161	181

TABLA 11-V. DISTANCIAS DE VISIBILIDAD PARA PASOS DE FERROCARRIL A NIVEL

tura; ésta hace más evidente el camino del nivel superior y previene con anticipación la existencia de una intersección.

2. En cuanto al aspecto estético, es mejor elaborar un proyecto en el cual el camino más importante sea el superior. Es posible así, tener una visión amplia desde lo alto de la estructura y sus accesos, y además los conductores tienen sólo una sensación mínima de restricción.

3. En terreno montañoso o en lomerío, pueden obtenerse pasos superiores para el camino principal solamente con un alineamiento horizontal forzado y un perfil ondulado. Cuando un paso superior tiene pendientes fuertes en el camino principal, se requieren curvas verticales más largas para tener la distancia de visibilidad adecuada. Cuando no haya ventajas apreciables para elegir ya sea un paso inferior o bien un paso superior, debe preferirse el tipo que proporcione la mayor distancia de visibilidad en el camino principal.

4. Un paso superior ofrece las mejores posibilidades para la construcción por etapas, tanto del camino como de la estructura, sin que la inversión original sufra perjuicios apreciables. Ampliando lateralmente tanto la estructura como el camino, o construyendo una estructura separada para un camino dividido, se llega al proyecto definitivo aprovechando el proyecto inicial.

5. Algunos problemas de drenaje pueden eliminarse llevando el camino principal por arriba de la estructura sin alterar la pendiente del camino secundario. En algunos casos el solo problema del drenaje puede ser razón suficiente para elegir el paso superior para el camino principal, especialmente cuando puede evitarse la instalación de equipo automático de bombeo.

6. Cuando el problema de la topografía es secundario y uno de los caminos tiene que bajarse y el otro elevarse, debe considerarse en el análisis el tipo de estructura a escoger. Como el camino principal generalmente es el más ancho de los dos, un paso superior requerirá una o varias estructuras con anchos mayores y claros menores que como paso inferior, aunque en este último caso la estructura puede tener dos claros más cortos con una pila intermedia. Para el mismo tipo de estructura, es preferible el cruce que tenga la de menor claro, pero cuando son varios los tipos que pueden adaptarse, la elección dependerá del costo estructural.

7. Un paso inferior puede ser más ventajoso en donde el camino principal puede construirse apegándose al terreno natural sin cambios bruscos de pendiente. Cuando los anchos de los caminos son muy distintos, el menor volumen de terracerías que requiere el paso inferior hace que este proyecto sea el más económico. El camino secundario generalmente se construye con especificaciones más bajas que las de un camino principal, sus pendientes pueden ser mayores y las distancias de visibilidad menores, lo cual resulta en economía de terracerías y de pavimento.

8. Frecuentemente la elección de un paso inferior en un sitio particular, está determinada no por las condiciones del lugar sino por el proyecto del camino considerado en su totalidad. La separación de niveles que forma parte de un viaducto construido abajo del nivel del piso cerca de zonas urbanas o arriba del nivel general de las calles adyacentes, son buenos

ejemplos de aquellos casos en que la decisión acerca de la [illegible] cada estructura está subordinada al proyecto general.

9. Cuando un camino nuevo cruza otro que lleva un gran volumen de tránsito, un paso superior para el camino nuevo causará menos perjuicios al camino existente y menos molestias a los usuarios, además de que, generalmente no requiere construir una desviación.

11.7.2.1 Pasos inferiores

En la Figura 11.90 se indican los espacios libres laterales y verticales para un paso inferior. Se ha visto que el efecto de los objetos verticales a los lados del camino tiene poca o ninguna influencia en el comportamiento del tránsito cuando se hallan a 1.80 m o más de la orilla de la calzada. De ahí que este valor debe considerarse como el espacio libre lateral mínimo desde la orilla de la calzada hasta el estribo, pila o elemento estructural correspondiente, aunque algunas veces es necesario aumentar este espacio en el lado interno de las curvas, con objeto de proporcionar la distancia de visibilidad requerida. Para autopistas con cuerpos separados en las que sea posible proyectar una pila para la estructura en la faja central, el espacio libre lateral en el lado izquierdo de cada cuerpo puede reducirse, ya que los conductores van sentados en el lado izquierdo del vehículo, esta reducción puede llegar hasta un mínimo de 1.35 m siendo recomendable conservar el espacio libre lateral de 1.80 m. La Figura 11.90-A muestra un paso inferior en el que el camino tiene acotamiento a la derecha y existe una pila central a la izquierda del cuerpo.

En caso de proyectarse banquetas a través del paso inferior, Figura 11.90-B, éstas deben tener un ancho mínimo de 0.90 m y cuando el tránsito de peatones sea considerable, el ancho estará comprendido entre 1.20 y 1.80 m. La distancia entre la orilla de la calzada y la guarnición de la banqueta debe ser de 1.80 m como mínimo, para caminos de alta velocidad y de 0.60 m para caminos de menor importancia. Para el lado izquierdo, cuando se trate de cuerpos separados, se proporcionará el espacio mínimo de 1.35 m pudiéndose colocar una guarnición vertical a 0.45 m del paño interior de la pila, quedando un espacio mínimo de la guarnición a la orilla de la calzada de 0.90 m.

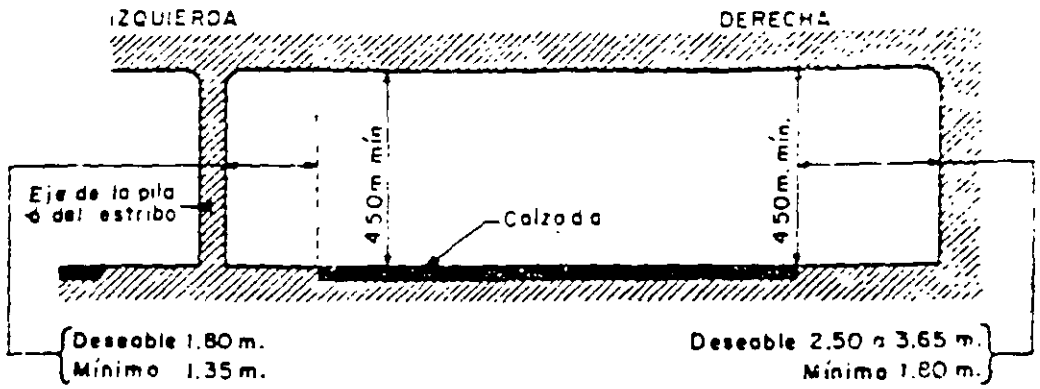
En la Figura 11.90-C se ilustra el caso en que se proporcionan carriles auxiliares bajo la estructura, la orilla externa del carril auxiliar debe considerarse como la orilla de la calzada. Debido a que en los carriles auxiliares la velocidad es más baja y los conductores aceptan mayores restricciones, los valores mínimos indicados para los espacios libres laterales son los recomendables en estos casos.

La altura libre vertical de todas las estructuras para pasos inferiores debe ser por lo menos de 4.50 m en todo el ancho de los carriles de tránsito incluyendo los acotamientos.

Esta dimensión considera la altura máxima de los vehículos de motor actuales y prevé la posibilidad de una sobrecarpeta.

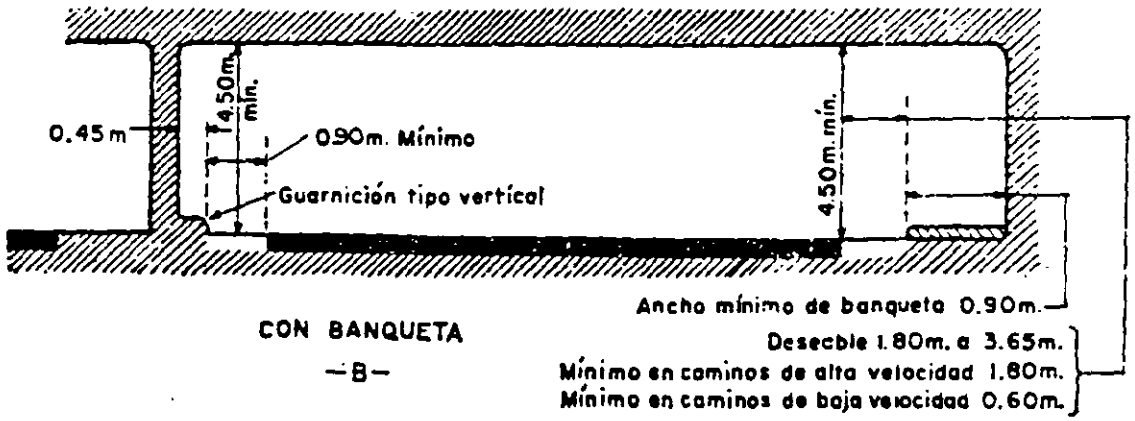
11.7.2.2 Pasos superiores

Para un camino el tipo de cruce a desnivel más adecuado es el de paso superior, ya que no se ve la subestructura, el espacio libre vertical no está



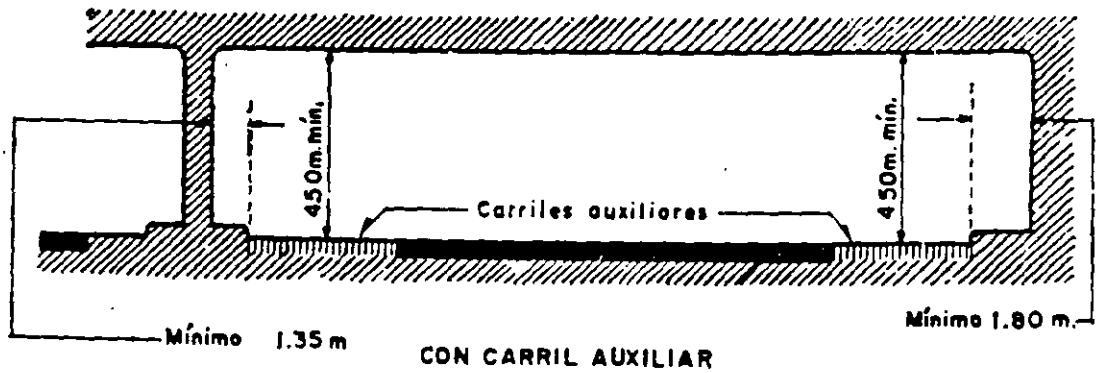
CON ACOTAMIENTO

—A—



CON BANQUETA

—B—



CON CARRIL AUXILIAR

—C—

FIGURA 11.90. ESPACIOS LIBRES LATERALES Y VERTICALES PARA PASOS INFERIORES

limitado y el espacio libre horizontal está supeditado a la ubicación de guarniciones y parapetos.

Los espacios libres laterales de los pasos inferiores son por lo general aplicables también a los pasos superiores. Aunque la sensación de estrechamiento es más pronunciada en los pasos inferiores que en los superiores, los conductores se comportan en forma semejante en los dos casos.

La sección normal del camino incluyendo los acotamientos, debe conservarse en todas las estructuras para pasos superiores. En la Figura 11.91 se indican los espacios libres laterales mínimos y deseables para las estructuras de pasos superiores en los diferentes tipos de carreteras.

11.7.2.3 Pasos para peatones y ganado

1. Pasos superiores. En la Figura 11.92-A se indican las dimensiones mínimas para la estructura del cruce de una carretera que pasa por arriba, con una vía para peatones y ganado que pasa por abajo. Este tipo de obras generalmente se proyecta para las carreteras de acceso controlado y para los caminos con altos volúmenes de tránsito y frecuentes cruces con peatones y ganado.

2. Pasos inferiores. Cuando sea necesario proporcionar un paso inferior para peatones y ganado deberá proyectarse considerando un ancho libre que permita el paso de un vehículo. (Ver inciso 11.7.2.4.)

Existen caminos en los que es necesario proporcionar pasos a desnivel para peatones exclusivamente, éstos pueden ser inferiores o superiores, los cuales pueden llevar escaleras o rampas de acceso.

En la mayoría de los casos es preferible proyectar pasos para peatones en los cuales la carretera pase por debajo y los peatones por arriba, ya que en los pasos superiores los peatones tienen que pasar por abajo de la carretera, a través de subterráneos que no invitan a su uso o infunden temor sobre todo cuando no están iluminados. En los pasos inferiores el desnivel es mayor que en los pasos superiores, por lo que algunas veces se hace necesario restringir el cruce a nivel con mallas de alambre obligando al peatón a usar la escalera. El ancho libre de estos pasos depende del número de peatones, pero como mínimo debe ser de 1.50 m, lo cual permite que se camine cómodamente incluso portando bultos.

11.7.2.4 Pasos para vehículos

En la Figura 11.92-B se indican las dimensiones mínimas de un paso superior para vehículos, el cual se utiliza cuando el camino que pasa por abajo es de bajas especificaciones, permitiéndose en el paso un solo carril de circulación. Estas dimensiones deben considerarse, cuando se trate de proyectar pasos para maquinaria agrícola.

Para paso inferior y tratándose de un camino secundario como el anterior, la anchura libre mínima deberá ser de 4.00 m.

Para ambos casos, cuando el camino secundario tenga mejores especificaciones que las citadas, es de recomendarse que dentro del paso se

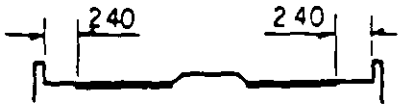
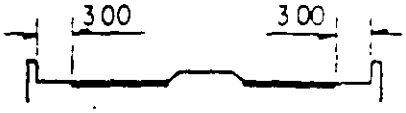
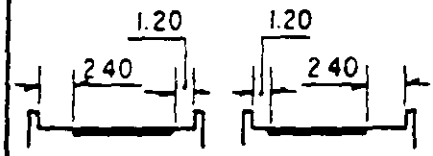
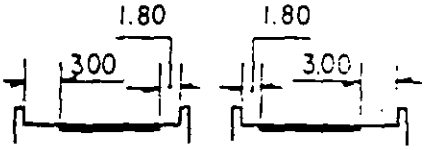
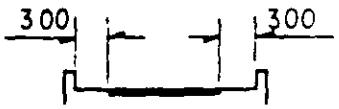
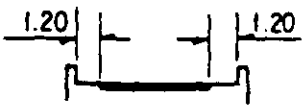
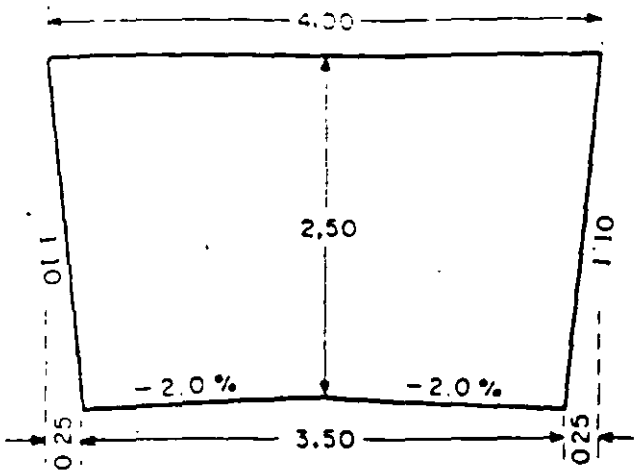
TIPO DE CARRETERA	ANCHO DE LA ESTRUCTURA	
	MINIMO	DESEABLE
CARRETERA DIVIDIDA DE 4 CARRILES CON ESTRUCTURA SIMPLE		
CARRETERA DIVIDIDA DE 4 CARRILES CON DOBLE ESTRUCTURA		
CARRETERA PRINCIPAL DE 2 CARRILES		
CARRETERA SECUNDARIA DE 2 CARRILES		
CARRETERA DE BAJO VOLUMEN		

FIGURA 11.91. ESPACIOS LIBRES LATERALES EN PASOS SUPERIORES

conserve el mismo ancho del camino, para lo cual al proyectar la estructura, deberá tomarse en cuenta los criterios referentes al camino principal antes mencionado.

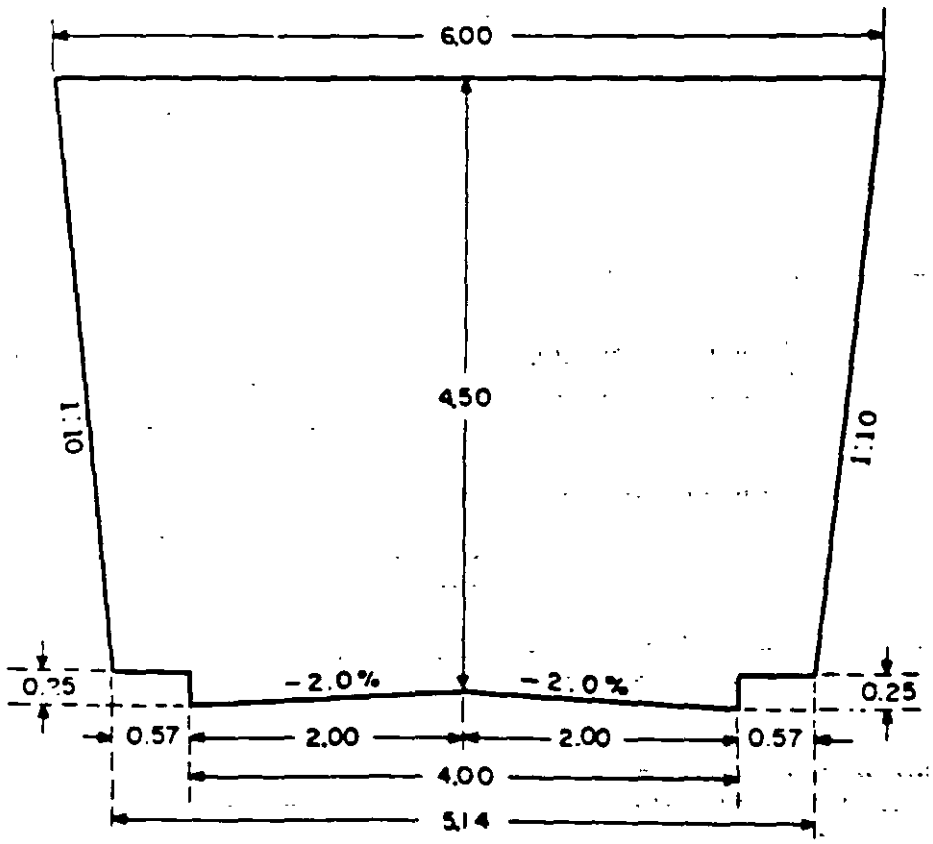
11.7.2.5 Pasos para ferrocarril

En la Figura 11.93 se indican los espacios libres horizontales y verticales necesarios para un paso superior para ferrocarril de una o dos vías. Las normas mencionadas para el alineamiento vertical de la carretera son aplicables en este tipo de pasos.



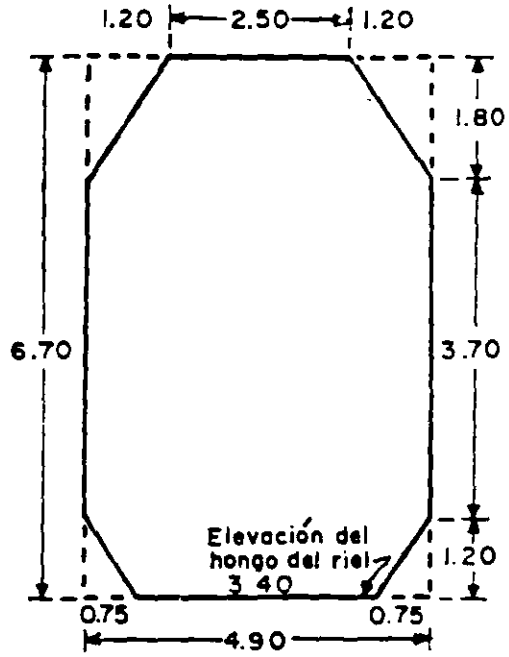
NOTA: Estas dimensiones corresponden a las del camino secundario

PASO SUPERIOR
PARA PEATONES Y GANADO
-A-



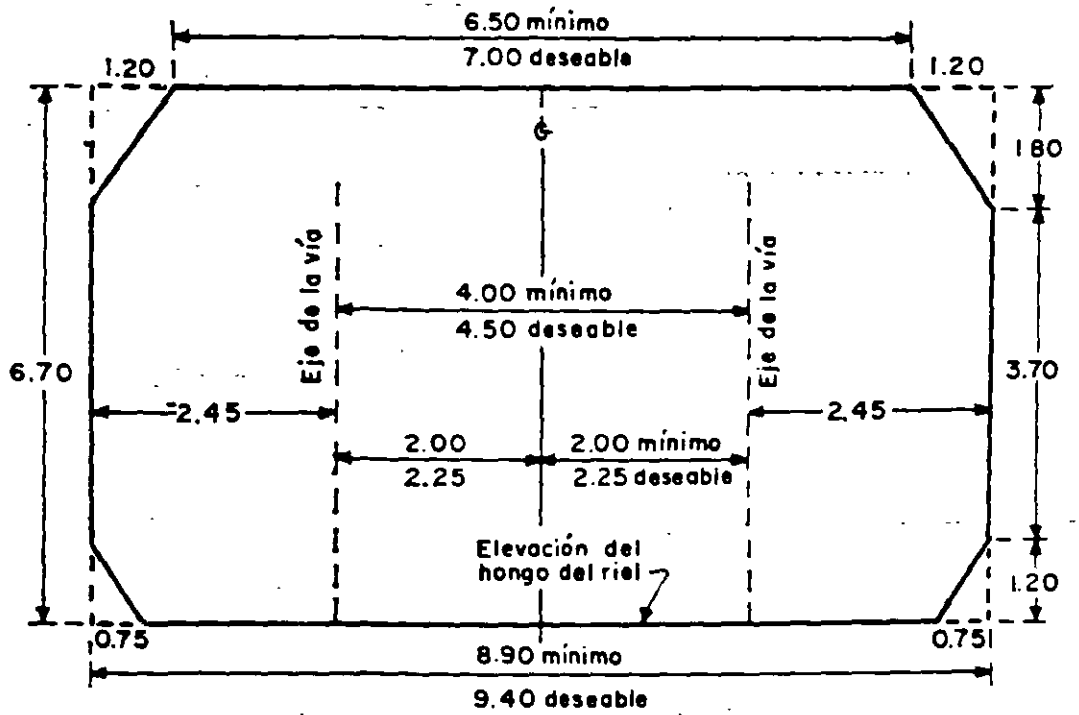
PASO SUPERIOR VEHICULOS
-B-

FIGURA 11.92. ESPACIOS LIBRES LATERALES Y VERTICALES



NOTA: Las dimensiones indicadas son aplicables cuando el F.C. está en tangente.

PASO SUPERIOR DE F. C.



PASO SUPERIOR DE F. C.

FIGURA 11.93. PASO SUPERIOR PARA FERROCARRIL

CAPITULO XII

SERVICIOS Y ACCESOS

12.1 DEFINICIONES

12.1.1 Servicio en un camino

Es la obra o conjunto de obras que se ejecutan generalmente fuera del Derecho de Vía del mismo y que tienen por objeto satisfacer al usuario, las necesidades relacionadas con su viaje.

12.1.2 Instalación marginal

Es la obra o conjunto de obras que se hacen fuera del Derecho de Vía, para uso de la comunidad o de particulares, pero cuyo funcionamiento puede afectar la operación del camino.

12.1.3 Acceso

Es la obra o conjunto de obras que se hacen dentro del Derecho de Vía de un camino, para permitir en forma provisional o permanente la entrada y salida al camino, desde un servicio, predio particular, instalación marginal o establecimiento de cualquier índole.

12.2 SERVICIOS

Los servicios en general, pueden clasificarse en públicos y privados, dependiendo esta clasificación de quien los proporcione.

12.2.1 Tipos de servicio

Se consideran como servicios, a título enunciativo pero no limitativo, las estaciones de combustible, los hoteles y moteles, las estaciones de cobro, los paraderos de autobuses, las zonas de descanso, los mirádores, los estacionamientos, los campos de remolques, los teléfonos públicos, los campos turísticos, los talleres mecánicos, comercios y similares.

12.2.2 Requisitos de los servicios

A) Generalidades. Los servicios facilitan el funcionamiento de una carretera al satisfacer las necesidades de vehículos y pasajeros, lo que a

su vez se traduce en ventajas para la circulación y para la seguridad del tránsito.

Como la mayor parte de las carreteras cruzan poblaciones separadas por distancias que se recorren en unas cuantas horas, algunos de los servicios se localizan en esas poblaciones para aprovechar las instalaciones urbanas y la facilidad de disponer de personal adecuado a su funcionamiento.

Como es necesario construir accesos a los servicios, las entradas a ellos producen conflictos en el tránsito de la carretera, cuya importancia aumenta con la del servicio, sobre todo en el caso de que use el mismo acceso el tránsito que circula en los dos sentidos.

Cuando los accesos se encuentran separados por distancias muy cortas, tienden a disminuir la capacidad del camino y a incrementar su peligrosidad. Esta circunstancia se presenta con mayor frecuencia en las zonas urbanas y suburbanas, siendo la forma práctica de resolver este problema, la construcción de una calle lateral a la que desemboquen los accesos. Esta calle se une a la carretera a distancias que dependen de la zona, buscándose que el total de los puntos de conflicto se reduzca a un mínimo.

Al definir la ubicación de los servicios, debe tomarse en cuenta la necesidad de prever modificaciones, tanto en el trazo como en la sección transversal de los caminos; los servicios deben estar situados en los lugares donde sea más necesario su uso.

En las autopistas de cuerpos separados, resulta a veces conveniente la instalación de los servicios en el área entre los dos cuerpos, con la ventaja de que los vehículos que circulan en ambos sentidos pueden utilizar el mismo servicio, sin tener que cruzar corrientes de tránsito de sentido contrario.

Es muy importante en estos casos, que el aspecto arquitectónico de los servicios sea el más adecuado para el paisaje y que el alumbrado no produzca confusiones.

Algunas veces los servicios pueden ser combinados cuando son compatibles. Así, las estaciones de combustible pueden tener servicio de sanitarios, restaurante, taller mecánico y comercios.

Otros factores que deben cuidarse desde la etapa de proyecto son: señalamiento, estacionamiento, capacidad, comodidad, funcionalidad, circulación, limpieza, y buen aspecto general.

B) Estaciones de combustible. Estos servicios son los más importantes del camino, siendo además indispensables, pues su función principal es la de suministrar los diferentes combustibles y lubricantes que se utilizan en los motores de los vehículos, así como proporcionar servicio mecánico continuo. En su mayoría están situadas a la orilla de las poblaciones para aprovechar las instalaciones urbanas de electricidad, agua y drenaje.

C) Hoteles y moteles. Una necesidad ineludible en los recorridos largos, es la disposición de alojamientos para los viajeros a lo largo de la ruta que se recorre, donde puedan descansar y pernoctar.

Los hoteles satisfacen estas necesidades, y su característica como servicio del camino es contar con el estacionamiento necesario y tener un acceso fácil y, si es posible, directo.

El hotel ha sufrido una modificación importante para adaptarse a la combinación hombre-automóvil, resultando el motel.

Su característica principal es contar con espacio para el vehículo, al mismo tiempo que alojamiento para viajeros, para no tener necesidad de sacar todo el equipaje del automóvil, ni de llevarlo a grandes distancias. Al mismo tiempo, el tener cerca el automóvil tranquiliza también a los viajeros, que lo consideran protegido, disponible y seguro. Tanto hoteles como moteles deben construirse de preferencia donde se perciba menos ruido de los vehículos del camino y las luces de los faros no alumbren las ventanas de los cuartos. Pueden tener restaurante, alberca, juegos infantiles y, en general, toda clase de atractivos compatibles con el descanso.

D) Estaciones de cobro. Son las áreas que generalmente incluyen casetas de cobro, carriles de acceso y salida, superficie de estacionamiento, oficinas, sanitarios y otros servicios. Las casetas para el cobro en los caminos de cuota son estructuras que se construyen sobre el camino, en las que tienen que hacer alto todos los vehículos para pagar la cuota. Otro requisito es la protección adecuada de los cobradores de los posibles golpes que pueden causarles los vehículos fuera de control.

Las estaciones de cobro deben estar profusamente iluminadas tanto en la zona de casetas, como en la de estacionamiento y servicios. El tiempo para hacer el pago, junto con el indispensable para parar y arrancar, exige que el número de casetas sea tal que no se formen colas que afecten la operación del camino. Igualmente, es importante la canalización del tránsito a la llegada y a la salida de las casetas de cobro que debe permitir que los carriles sean reversibles para ajustarse a las necesidades del tránsito.

Debe darse atención especial al señalamiento, colocando con anticipación y en el lugar de decisión, señales que informen de las casetas correspondientes a los distintos destinos, así como las cuotas respectivas. Se deberán colocar semáforos que indiquen las casetas en operación.

La ubicación de las estaciones de cobro debe elegirse, tomando en cuenta las intersecciones previstas y de tal manera que se tenga un control preciso y económico de los vehículos. Para su localización, debe buscarse un lugar con buena visibilidad; de preferencia deberá ser una tangente larga en un tramo a nivel, o con el mínimo de pendiente, a fin de que los vehículos no requieran acelerar mientras esperan hacer su pago y si es posible, cerca de las zonas urbanas pero fuera de ellas.

12.3 INSTALACIONES MARGINALES

Las instalaciones marginales, al igual que los servicios, pueden clasificarse en públicas o privadas, dependiendo de quien sea su propietario.

12.3.1 Tipos de instalaciones

Como instalaciones marginales se consideran los balnearios, los centros comerciales, los autocinemas, las escuelas rurales, las casetas fiscales, las casetas forestales, los baños insecticidas, los andenes para ganado, los acueductos, los poliductos, las instalaciones eléctricas, telefónicas, telegráficas y similares.

12.3.2 Requisitos de las instalaciones

Como la finalidad de una instalación marginal es independiente de la de un camino, la Secretaría de Obras Públicas únicamente deberá sancionar el proyecto del acceso, a fin de prever efectos sobre la seguridad, la capacidad y la estructura del camino. Para tener acceso de estas instalaciones a la carretera debe recabarse permiso de la Secretaría de Obras Públicas, la cual deberá tener en cuenta para concederlo, las modificaciones previsibles del camino.

12.4 ACCESOS

La forma de los accesos puede variar según los volúmenes y las velocidades del tránsito, así como del ancho del derecho de vía del camino.

Los accesos pueden estar ubicados en zonas urbanas, suburbanas y rurales; condiciones todas ellas que determinan su diseño.

Las obras de los accesos, tales como terracerías, pavimentación, alcantarillado, guarniciones, señalamiento y demás, deben hacerse con cargo a los solicitantes cuando se trate de servicios particulares.

12.4.1 Previsión de volúmenes de tránsito

Para el proyecto de los accesos es necesario conocer la demanda de tránsito y su pronóstico tanto en la carretera como en los propios accesos.

En los accesos a estaciones de combustible, talleres mecánicos y restaurantes deben considerarse para el proyecto, los volúmenes de tránsito de la carretera a la que se está prestando el servicio; sin embargo, el volumen en el acceso no dependerá exclusivamente del registrado en la carretera, sino que está afectado por diversos factores, como son el tipo de servicio prestado, el origen y destino de los vehículos que se registran en ese lugar, su situación dentro de los itinerarios más frecuentes, distancia a que se encuentran las poblaciones y su importancia. Por ejemplo, las estaciones de combustible situadas a la salida de las poblaciones tienen gran demanda; asimismo, cuando la distancia entre las poblaciones consecutivas es grande, las estaciones de combustible situadas en puntos intermedios tienen también gran demanda.

En caso de no contarse con datos suficientes, la estimación de los volúmenes de tránsito deberá hacerse comparando las características de los servicios en estudio con las de otros establecidos en condiciones similares. La capacidad de los accesos con características mínimas es suficiente para la mayoría de los servicios. En ocasiones se han presentado problemas que se han achacado a falta de capacidad del acceso; pero, en general, son debidos a falta de capacidad en el servicio mismo.

12.5 PROYECTO GEOMETRICO

Tratándose de los accesos es posible establecer recomendaciones para su proyecto geométrico, las cuales se mencionan posteriormente. Los servicios son tantos y tan variados que sería imposible establecer normas de proyecto para cada tipo de ellos, por lo que sólo se establecen esas normas

para el proyecto de zonas de estacionamiento como un servicio en sí o bien como parte complementaria de otro servicio.

El proyecto geométrico de los accesos y servicios, debe estar encaminado a proporcionar la mayor facilidad de operación a los vehículos que hacen uso de ellos. Debe evitarse hasta donde sea posible, la mezcla de tránsito de vehículos y peatones, asignando a cada uno de ellos un área de circulación.

12.5.1 Accesos

Las siguientes recomendaciones deben ser consideradas en el proyecto geométrico de los accesos:

A) Las entradas y salidas deben ser claramente señaladas.

B) Para las entradas y salidas debe cumplirse con los requisitos de visibilidad tanto para los conductores de los vehículos que las utilizan, como para los conductores de los otros vehículos que circulan por la carretera sin hacer uso del acceso.

C) El diseño geométrico debe ser tal, que no presente problemas de confusión a los usuarios.

D) En las entradas y salidas debe existir un tramo al mismo nivel que la carretera con la cual conecta y con dimensiones que permitan el estacionamiento de un vehículo en él. A partir de este tramo, la pendiente no excederá a la que sea factible para los vehículos de los usuarios del acceso.

E) Es conveniente que las entradas y salidas cuenten con la iluminación necesaria.

F) Para un servicio determinado no deben existir más de dos accesos a una carretera.

G) El ancho máximo de cualquier vía de acceso debe ser de 12.00 m a 15.25 m, con la siguiente excepción: que las salidas a caminos de un sentido no deben exceder de 9.15 a 10.70 m.

H) Estas dimensiones son paralelas al eje del camino en la guarnición o línea de acotamiento.

I) Las isletas para bombas de combustible deben estar alejadas lo más posible del límite del derecho de vía.

J) Con el objeto de disminuir el número de accesos, se procurará siempre que sea posible que cada acceso dé servicio al mayor número de zonas colindantes con el derecho de vía.

K) Todos los elementos que constituyan el acceso, deben estar delineados por guarniciones, fantasmas, defensas o plantas, cuando menos en el área del derecho de vía.

L) No debe permitirse el estacionamiento, las maniobras de carga y descarga y cualquier otro servicio a los vehículos en los accesos dentro del derecho de vía.

M) Ninguno de los elementos constitutivos del acceso, incluyendo el señalamiento, deben representar obstáculos que afecten la visibilidad o pasen a ser un riesgo.

Para ilustrar las anteriores recomendaciones se anexan las Figuras 12.1 a 12.5. La Figura 12.6 muestra dos tipos simples de áreas de estacionamiento con sus respectivos carriles de cambio de velocidad.

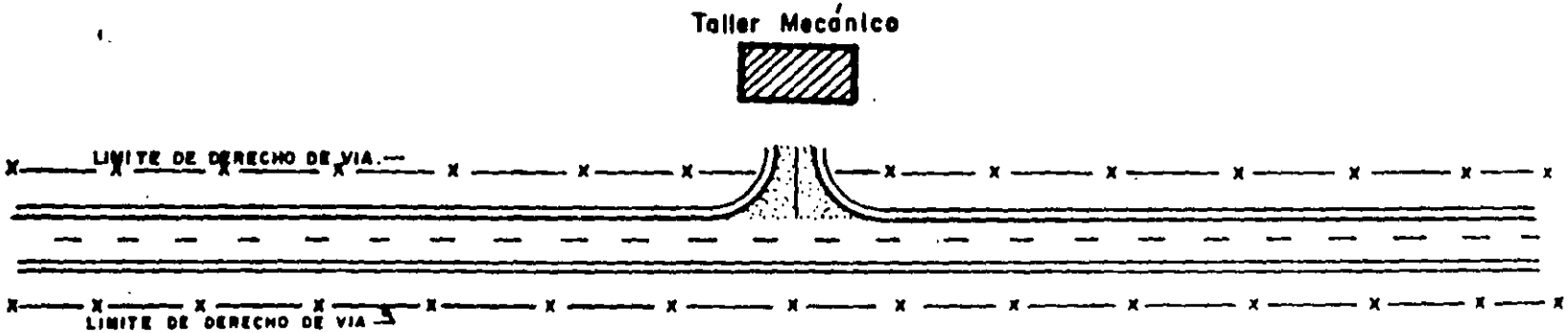


FIGURA 12.1. ACCESO A UN CAMINO DE DOS CARRILES Y DOS SENTIDOS (PARA VOLUMENES DE TRANSITO BAJOS EN EL CAMINO Y EN EL ACCESO)

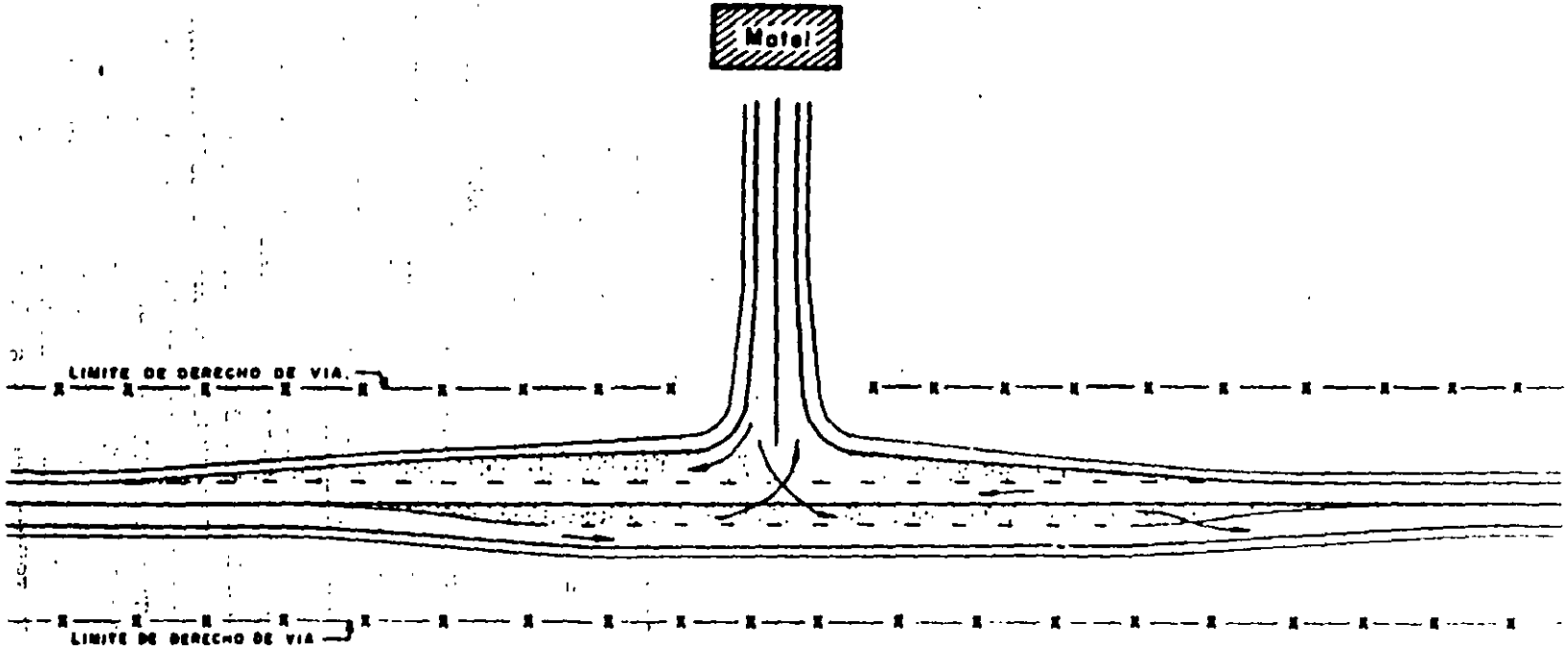


FIGURA 12.2. ACCESO A UN CAMINO DE DOS CARRILES Y DOS SENTIDOS (PARA VOLUMENES IMPORTANTES DE VUELTA IZQUIERDA Y TRANSITO ALTO EN EL CAMINO PRINCIPAL)

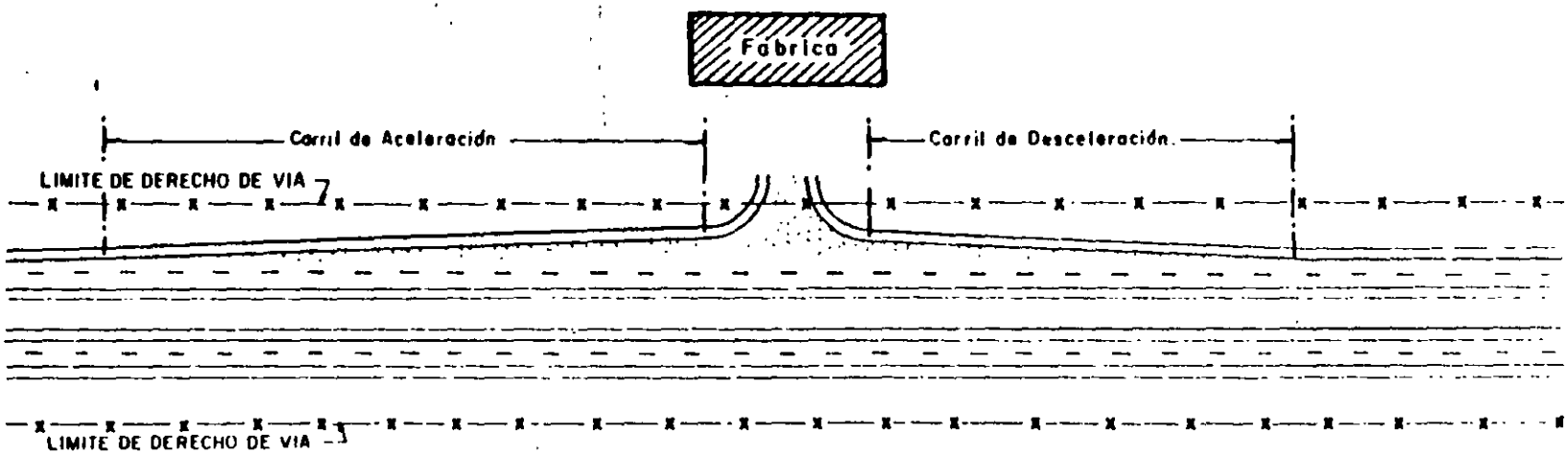


FIGURA 12.3. ACCESO A UNA AUTOPISTA (DEBERA ESTAR PROVISTO DE CARRILES PARA PROTECCION Y CAMBIO DE VELOCIDAD DE LOS VEHICULOS QUE USEN EL ACCESO)

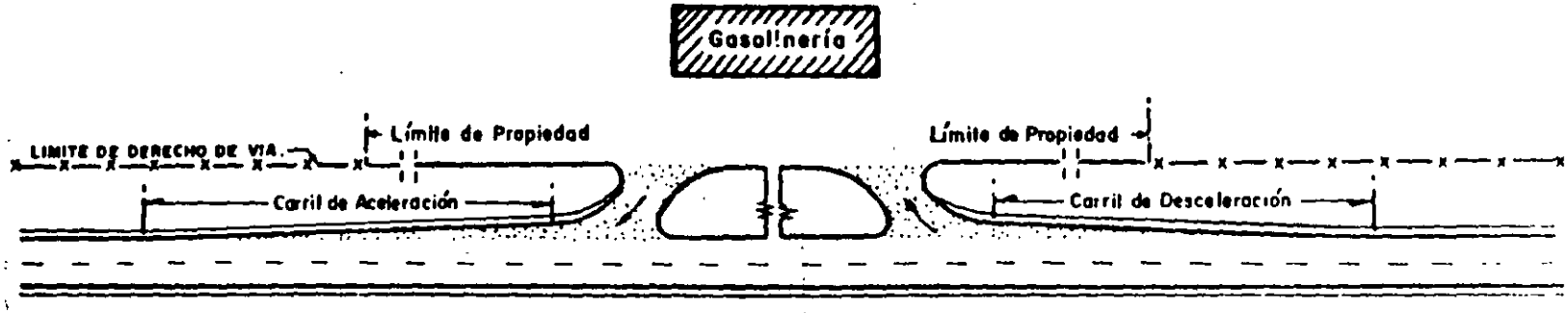


FIGURA 12.4. ACCESO A UNA ESTACION DE SERVICIO, A PARTIR DE UN CAMINO DE ALTA VELOCIDAD Y ALTO VOLUMEN DE TRANSITO

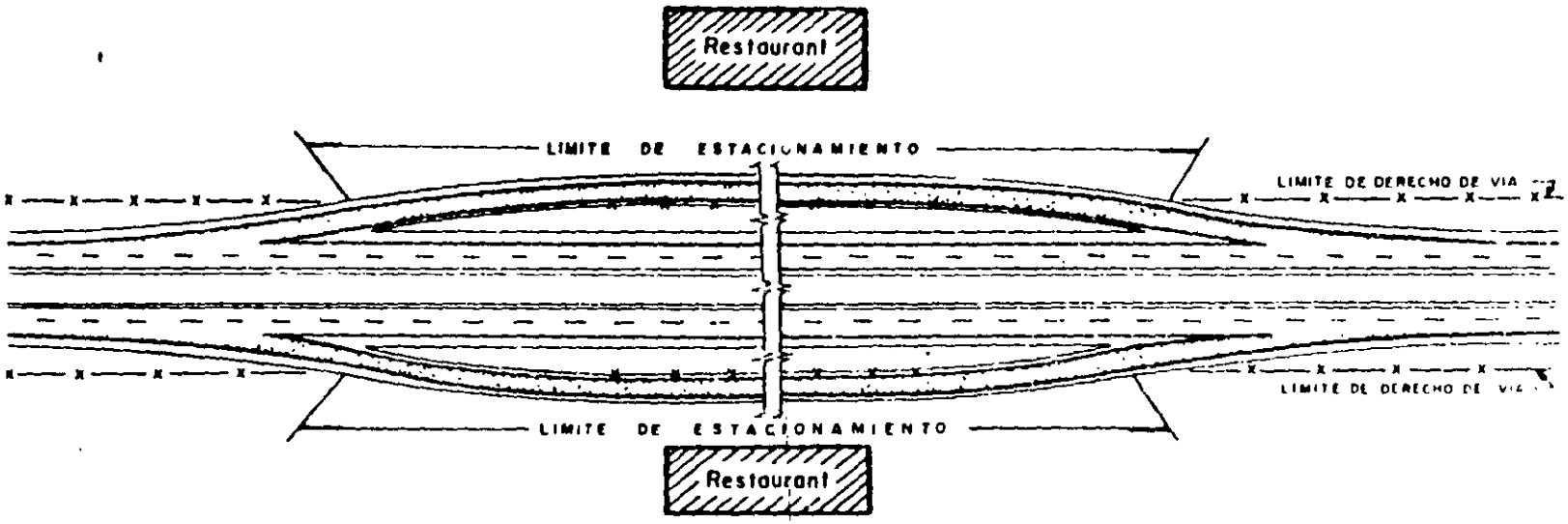


FIGURA 12.5. ACCESO DOBLE EN UNA AUTOPISTA A UNA INSTALACION MARGINAL (SE PROVEEN CARRILES PARA ESTACIONAMIENTO DE LOS VEHICULOS FUERA DEL DERECHO DE VIA)

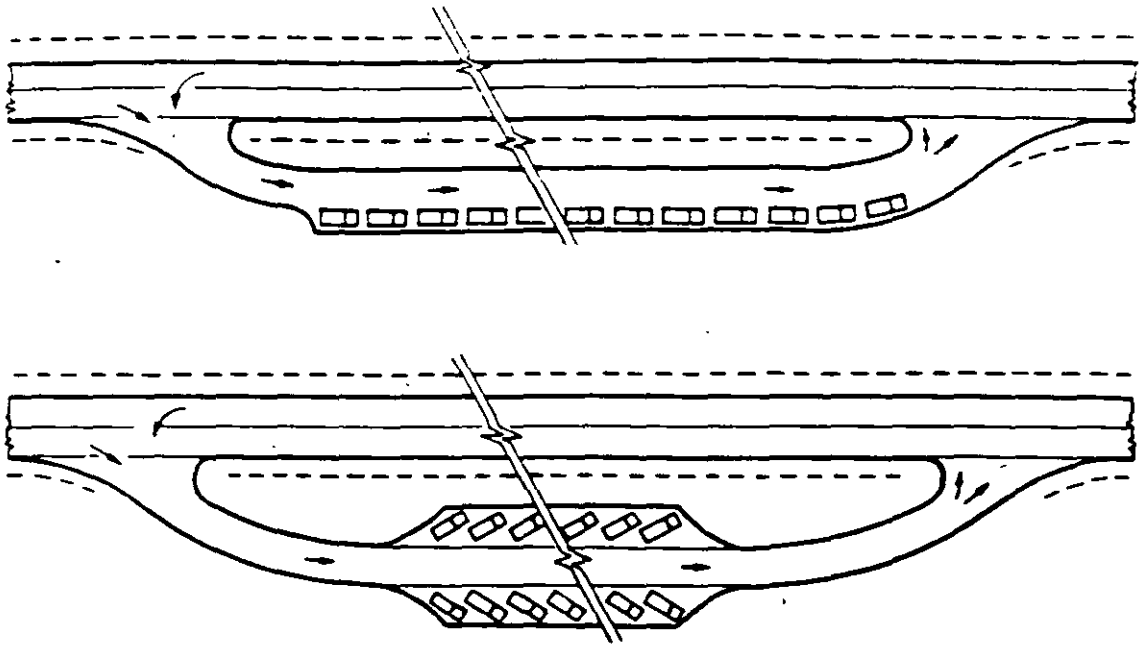


FIGURA 12.6. TIPO DE AREAS DE ESTACIONAMIENTO

12.5.2 Estacionamientos

A) Tipos de estacionamientos. Los estacionamientos pueden clasificarse por su operación en:

1. Estacionamientos con empleados de servicio.
2. Estacionamientos sin empleados de servicio.
3. Estacionamientos mecanizados.

A su vez cada uno de estos subgrupos puede dividirse en:

a) Estacionamientos gratuitos.
b) Estacionamientos de cuota.

Por regla general, en los caminos del país se cuenta con zonas de estacionamiento gratuito, en que la maniobra la efectúa el conductor del vehículo.

B) Elementos que intervienen en el proyecto. La adaptabilidad a las condiciones existentes depende de la correcta interpretación que se haga de los elementos que intervienen en su proyecto, y que son:

1. Ubicación. Un factor muy importante para obtener un buen funcionamiento de la zona de estacionamiento, es la distancia que el usuario debe caminar del lugar donde estacione su vehículo a su destino; por lo que el estacionamiento deberá estar lo más cerca posible a la zona a la cual presta servicio.

La posición de la entrada y salida al servicio es importante para la ubicación del estacionamiento. Asimismo, influyen principalmente en ella el tránsito de vehículos y peatones, el tamaño, la forma y las dimensiones del área y las limitaciones en la capacidad del servicio.

2. Seguridad. En todos estos proyectos se deben reunir las condiciones necesarias para garantizar la seguridad de los usuarios.

3. Condiciones de entrada y salida al servicio. Es necesario determinar los puntos por donde se pueden permitir accesos al servicio, tanto para vehículos como para peatones.

4. Topografía. El proyecto del estacionamiento deberá adaptarse a la topografía para lograr un mejor aprovechamiento del terreno y facilitar la operación.

5. Consideraciones de drenaje.

6. Superficie de rodamiento. Deberá satisfacer los requisitos de seguridad, durabilidad y continuidad en el servicio.

7. Marcas y señales. Tienen éstas una influencia determinante en la operación. Entre ellas se puede mencionar las flechas en la superficie de rodamiento para indicar el sentido de la circulación, las rayas para marcar los cajones de estacionamiento y las señales para indicar las entradas y salidas.

8. Iluminación. Para aquellos lugares en donde se dé servicio nocturno, es indispensable la iluminación, para evitar daños materiales a los vehículos, robo y lesiones al peatón.

9. Paisaje. Las fajas al margen del camino se deben proteger con pantallas de setos o cercas y las isletas canalizadoras pueden tener plantas de ornato.

10. Banquetas para peatones. Estas, aunque requieren superficie adicional, dan seguridad al peatón y es recomendable que siempre sean techadas. Los anchos recomendados para estas banquetas son, de 1.50 m para estacionamiento en un solo lado y 2.50 m para estacionamiento en ambos lados (Figura 12.7).

11. Plan de operación. Influye en el proyecto del lote el plan de operación que depende del tipo de maniobras por realizar, si estas maniobras van a ser realizadas por operadores o directamente por el conductor del vehículo, la duración del estacionamiento, y si las cuotas serán recopiladas manual o automáticamente.

12. Clasificación de los vehículos. Las tablas y figuras incluidas consideran las dimensiones de un automóvil para fijar normas de proyecto de cajones y pasillos. Sin embargo, puede darse el caso de tener vehículos pesados como parte de los usuarios del establecimiento. Dependiendo de los porcentajes de cada tipo de vehículo que integren el tránsito, será necesario emplear dimensiones mayores para los cajones y pasillos, en función de las dimensiones del vehículo mayor de los que integran el grupo de usuarios.

C) Elementos de proyecto. Los vehículos tipo empleados para el proyecto de estacionamientos son de dimensiones menores que los vehículos de proyecto citados en el capítulo V; esto se debe a la consideración de que la circulación dentro de un estacionamiento se hace a menor velocidad que en una carretera.

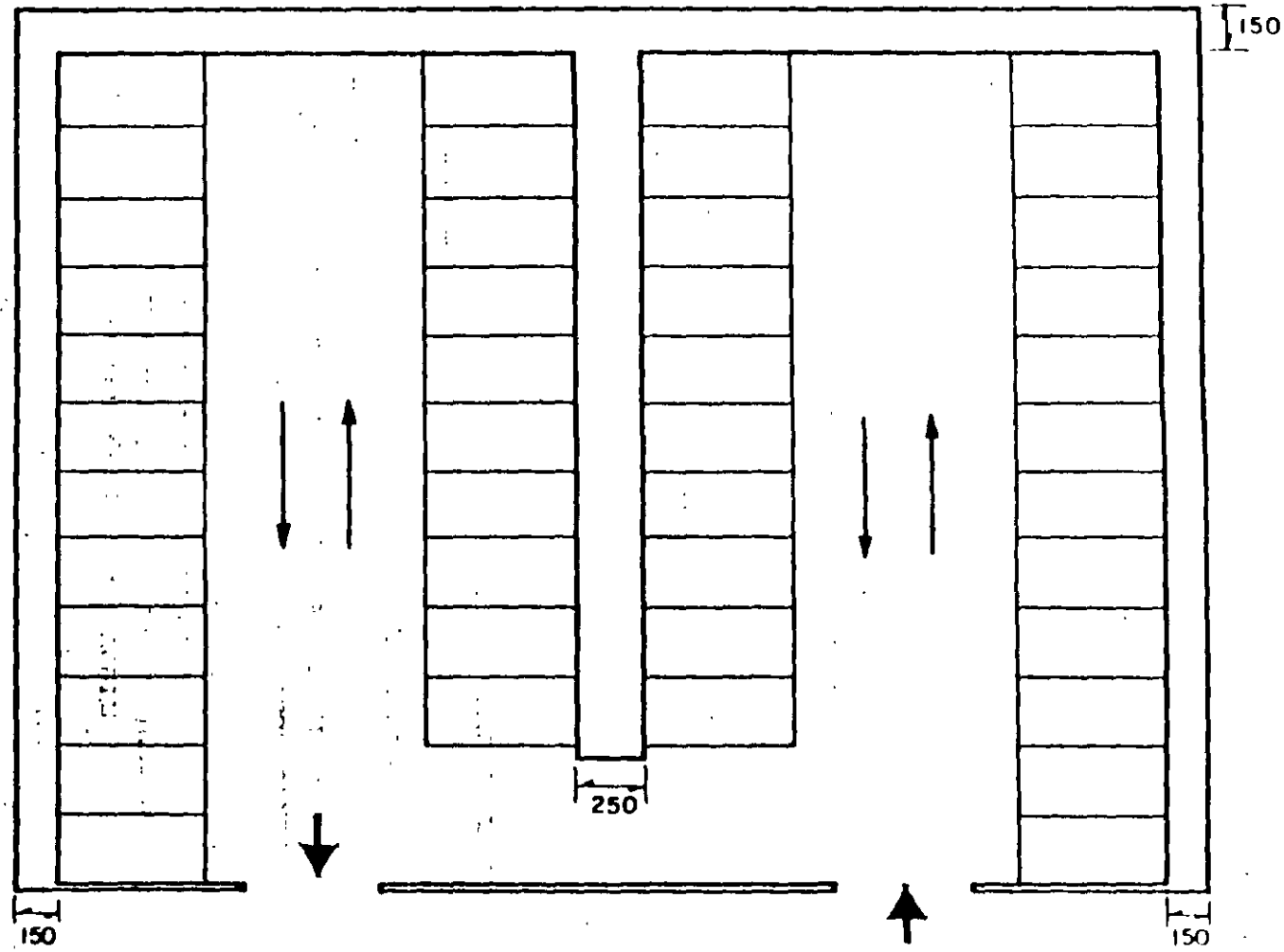


FIGURA 12.7. DIMENSIONES DE LAS BANQUETAS PARA PEATONES

1. Dimensiones del vehículo. Las dimensiones consideradas para los vehículos ligeros de acuerdo con la Figura 5.3 serán:

L = Longitud total	5.50	m
A = Ancho total	2.00	m
DE = Distancia entre los ejes más alejados	3.20	m
V_d = Vuelo delantero	0.90	m
V_t = Vuelo trasero	1.35	m
EV = Entrevía	1.55	m
R = Radios mínimos:		
Rueda delantera interior	5.25	m
Rueda trasera interior	4.20	m
Extremo exterior de la defensa trasera	7.10	m
Extremo exterior de la defensa delantera	6.00	m

2. Dimensiones del cajón. Tomando en cuenta las características de los vehículos ligeros y el espacio necesario para abrir las puertas, las dimensiones mínimas del cajón deben ser 2.60 m de ancho por 5.50 m de longitud.

3. Pasillos. Los pasillos deben tener un ancho suficiente para permitir la entrada y salida de los vehículos sin maniobras excesivas, este espacio depende de:

— Dimensiones del vehículo.
— Dimensiones del cajón.
— Angulo y tipo de estacionamiento.
— Dirección de estacionamiento, de frente o reversa.
— Espacio libre necesario entre vehículos.

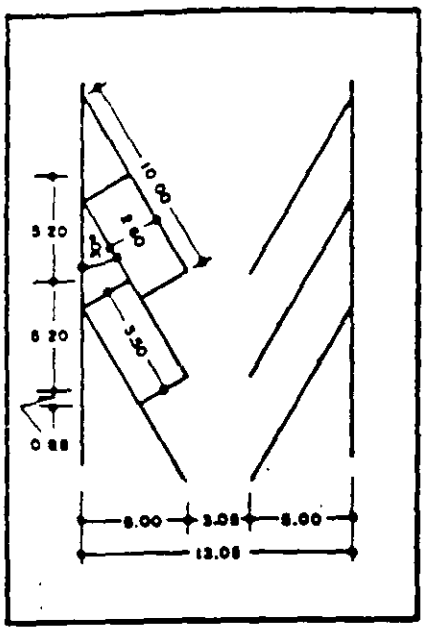
En la Figura 12.8 se indican los anchos de pasillos para estacionamiento a diferentes ángulos.

En cualquier estacionamiento el pasillo y el sentido de la circulación, así como la distribución, deben adaptarse a las dimensiones, área y forma de terreno disponible, con la consideración de los puntos convenientes de entrada y salida y buscar un proyecto que con la máxima capacidad haga mínimo el número de vueltas y movimientos de cruce.

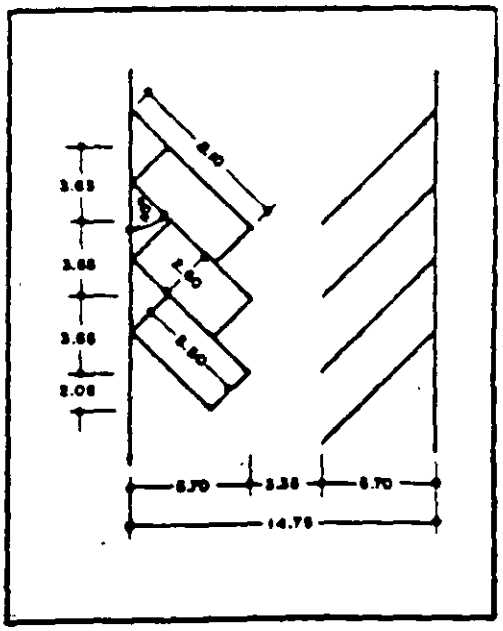
4. Entradas y salidas. Para reducir la interferencia con pasillos y banquetas, el número de entradas y salidas debe ser mínimo, pero suficiente para admitir la máxima demanda. La Figura 12.9 muestra las dimensiones de las entradas y salidas al estacionamiento. Para una entrada y salida simultáneas se debe guardar un ancho mínimo de 8.00 m.

5. Angulo de estacionamiento. Los cajones de estacionamiento pueden colocarse paralelos, en ángulo agudo o bien en ángulo recto, a muros, guarniciones o pasillos, y la selección de esta colocación dependerá en gran parte de la forma y dimensiones del área disponible. La Figura 12.10 indica los datos para estacionamiento en paralelo y las Figuras 12.11-A y B, muestran los requisitos de espacio para dos posiciones de estacionamiento.

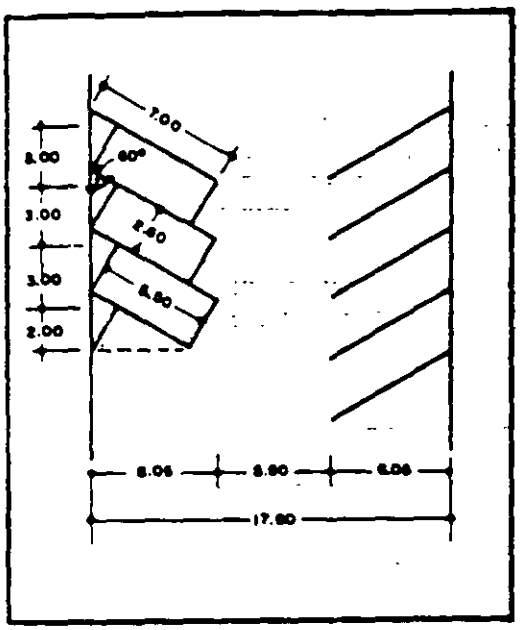
6. Dirección del estacionamiento. En espacios para estacionamiento a 90°, los vehículos pueden entrar de frente o en reversa; para ángulos de estacionamiento menores de 90°, se recomienda estacionamiento de frente.



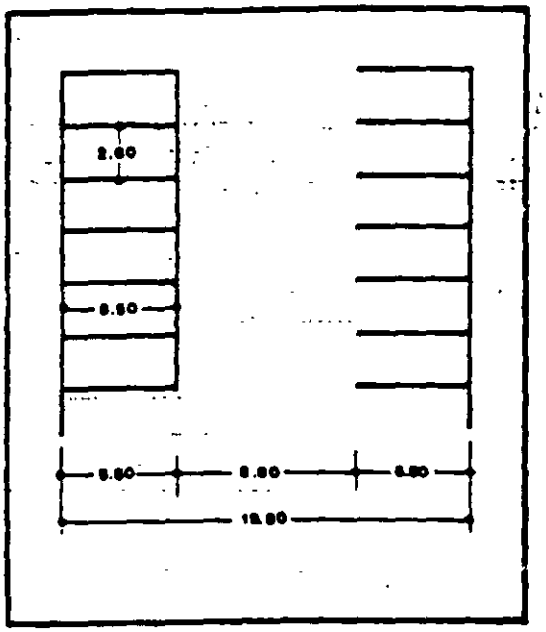
A 30°



A 45°

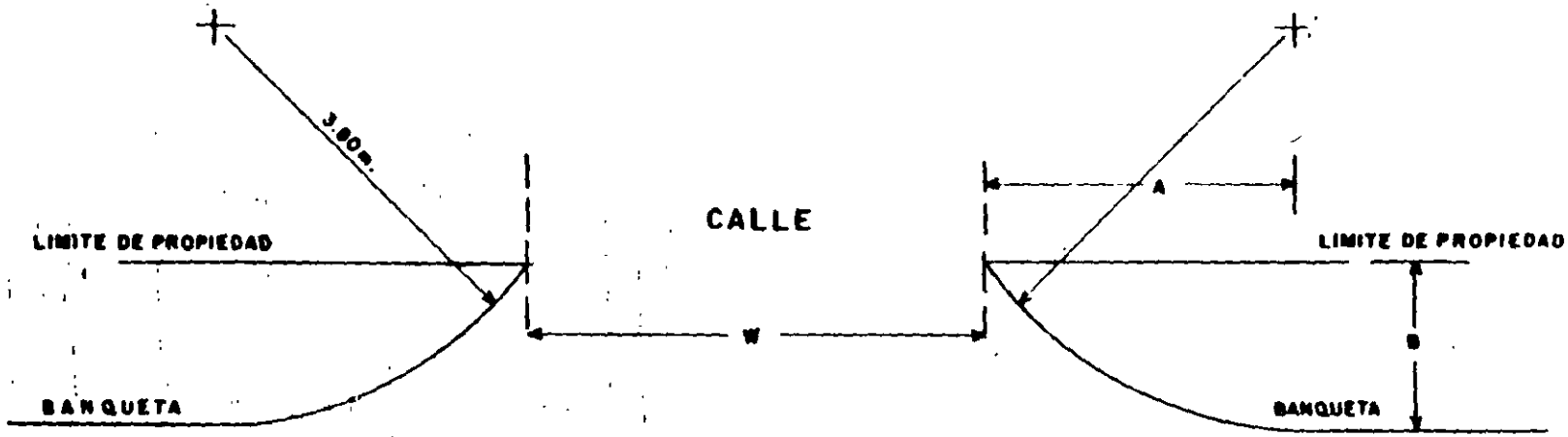


A 60°



A 90°

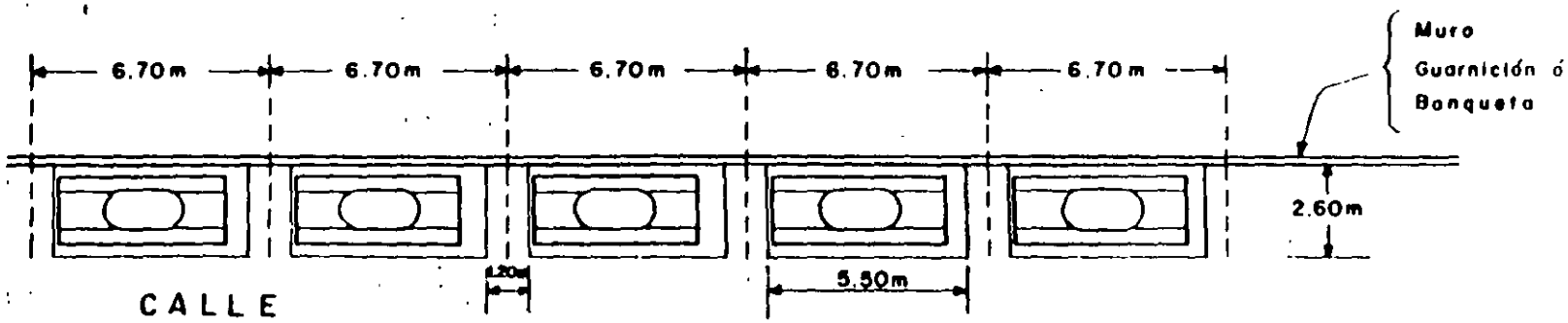
FIGURA 12.8. ESTACIONAMIENTO A DIFERENTES ANGULOS



A	B	SALIDA W	ENTRADA W
m.	m.	m.	m.
2.95	1.35	3.50	4.50
3.20	1.65	3.25	4.25
3.35	2.00	3.05	4.10
3.50	2.30	2.90	3.95
3.65	2.60	2.80	3.80
3.74	2.90	2.75	3.75
3.75	3.20	2.65	3.70
3.79	3.50	2.60	3.67
3.80	3.80	2.50	3.65

NOTA: La tabla da los requisitos para permitir que un automóvil que viaje a 0.30 m de la guarnición haga el giro hacia el interior del estacionamiento y pase a 0.60 m de distancia, de los vehículos estacionados. Las dimensiones de la salida permiten movimientos de reversa.

FIGURA 12.9. ENTRADAS Y SALIDAS PARA ESTACIONAMIENTO

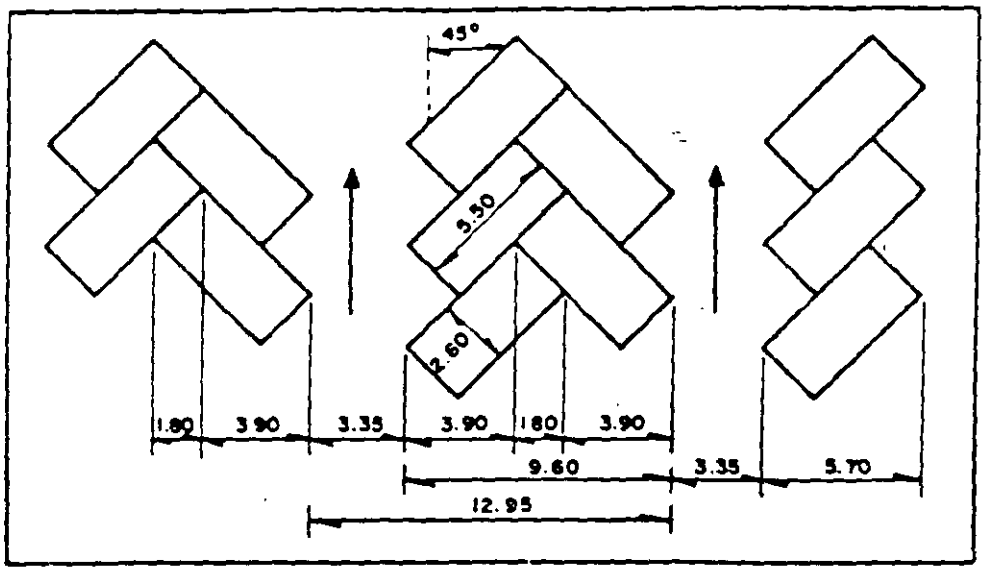


$$N = \frac{L}{6.70}$$

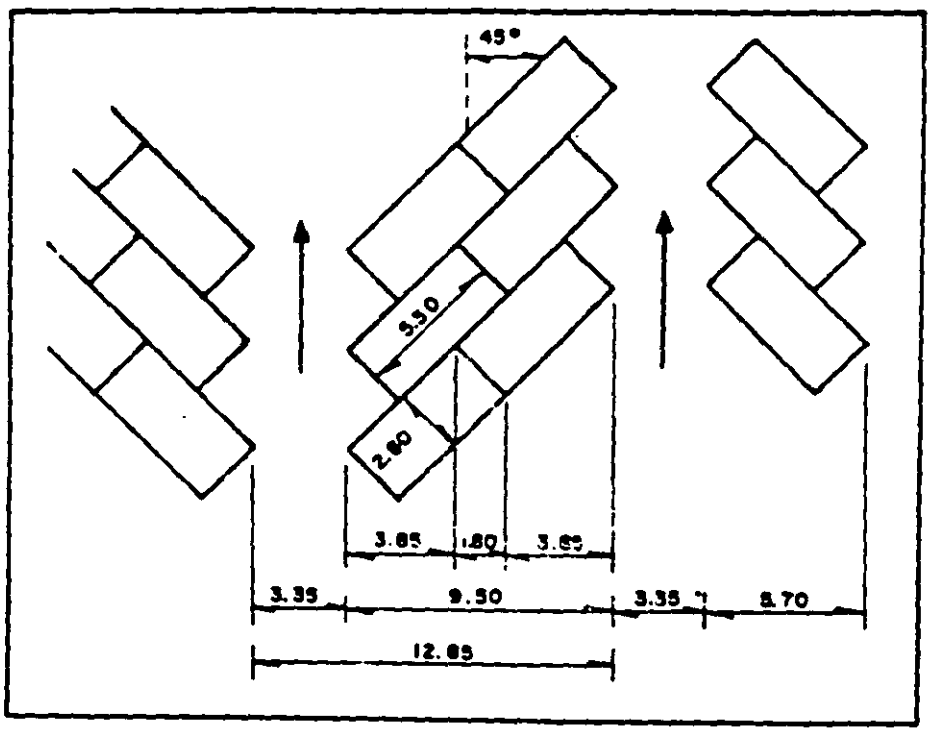
$\therefore$ N = Número de espacios

L = Longitud del espacio disponible en m.

FIGURA 12.10. ESTACIONAMIENTO EN PARALELO



(A)



(B)

FIGURA 12.11. REQUISITOS DE ESPACIO PARA DOS DISTINTAS POSICIONES DE ESTACIONAMIENTO

7. Disposición de. espacio. La practica mas efectiva en [illegible] es usar estacionamiento a 90°, tanto como el área disponible [illegible] pues el desperdicio de espacio es mínimo; permite pasillos de doble circulación y acepta pasillos cerrados en un extremo.

El estacionamiento en ángulos agudos permite pocos espacios para cualquier longitud de pasillos, necesita mayor profundidad del cajón y al mismo tiempo hay desperdicio de espacio por las áreas triangulares que resultan en cada extremo del vehículo; además, se requieren pasillos de una sola circulación; pero se tiene la ventaja de facilitar la maniobra de estacionamiento.

Cuando la economía del espacio no es una condición de peso y donde el área por ser estrecha no permita estacionamiento a 90°, se pueden usar estacionamientos a 45° y 60°. La Figura 12.11 ilustra dos unidades tipo, las cuales se usan solamente en ángulos de 45°.

8. Topes en los cajones. Los topes que sustituyen a las líneas en el fondo del cajón, disminuyen la posibilidad de daño a los vehículos contiguos, permiten disponer de una profundidad de estacionamiento uniforme y obligan al conductor a entrar y salir del cajón por el lugar que le corresponde.

Hay varios tipos de topes que son:

a) Topes que forman un ángulo recto con el eje longitudinal del cajón. Ver Figuras 12.12-A, B y E.

b) Topes continuos en línea recta. Ver Figuras 12.12-A, B. C y D. En el caso B funciona como banqueta.

c) Topes aislados colocados en zig-zag. Ver Figura 12.12-E.

d) Postes continuos verticales en línea recta. Ver Figura 12-12-F.

9. Combinaciones de proyecto. Raras veces es posible usar en un proyecto un solo modelo, por lo que hay necesidad de adaptar y combinar algunos modelos distintos.

Las Figuras 12.13, 12.14 y 12.15 muestran algunas alternativas de distribución para un lote determinado.

10. Area de espera. En estacionamientos con empleados de servicio, la capacidad para recibir vehículos es función del área disponible, del número de operadores y del tiempo necesario para efectuar la maniobra de estacionamiento por vehículo.

Normalmente el régimen de llegadas al estacionamiento acusa un periodo del día en el cual los vehículos llegan con mayor frecuencia. Cuando esta máxima demanda es muy superior al promedio del día, no es económico disponer del número de empleados de tiempo completo necesarios para absorberla. Existe la posibilidad de contar con un número extra de operadores durante el período crítico, pero lo más común y económico es disponer de un área de espera que sirva para almacenar temporalmente los vehículos mientras esperan turno para ser acomodados.

El tamaño del área de espera dependerá de la frecuencia de llegada y de la rapidez de colocación. La rapidez de colocación es el número de vehículos que se pueden estacionar durante una hora. La frecuencia de llegada puede obtenerse por medición directa, o estimarse por observación a estacionamientos similares existentes. La Figura 12.16 muestra un juego de curvas para determinar el área de espera necesaria para distintas relaciones entre la frecuencia de llegada y la rapidez de colocación a la hora

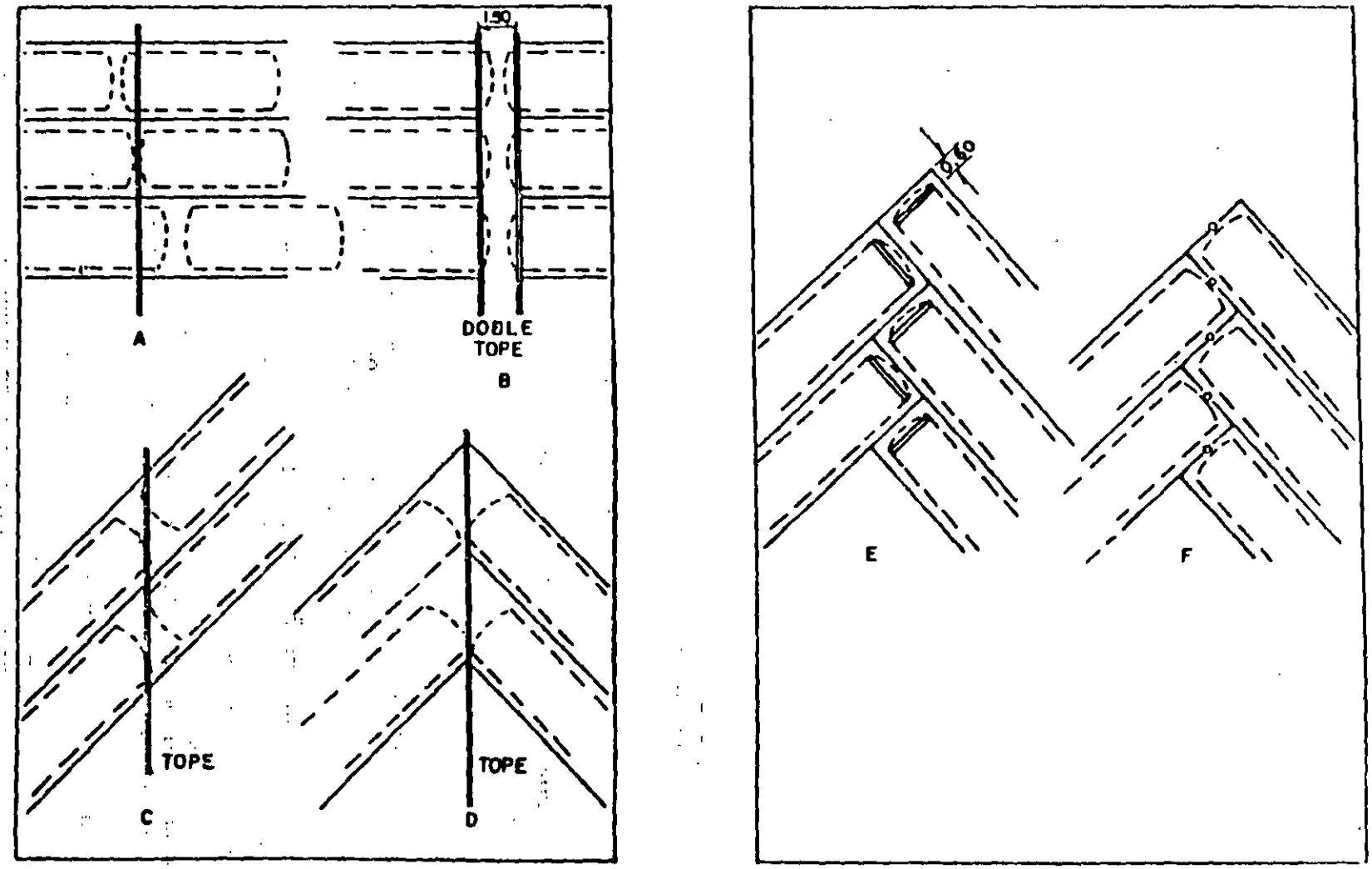


FIGURA 12.12. COLOCACION DE TOPES

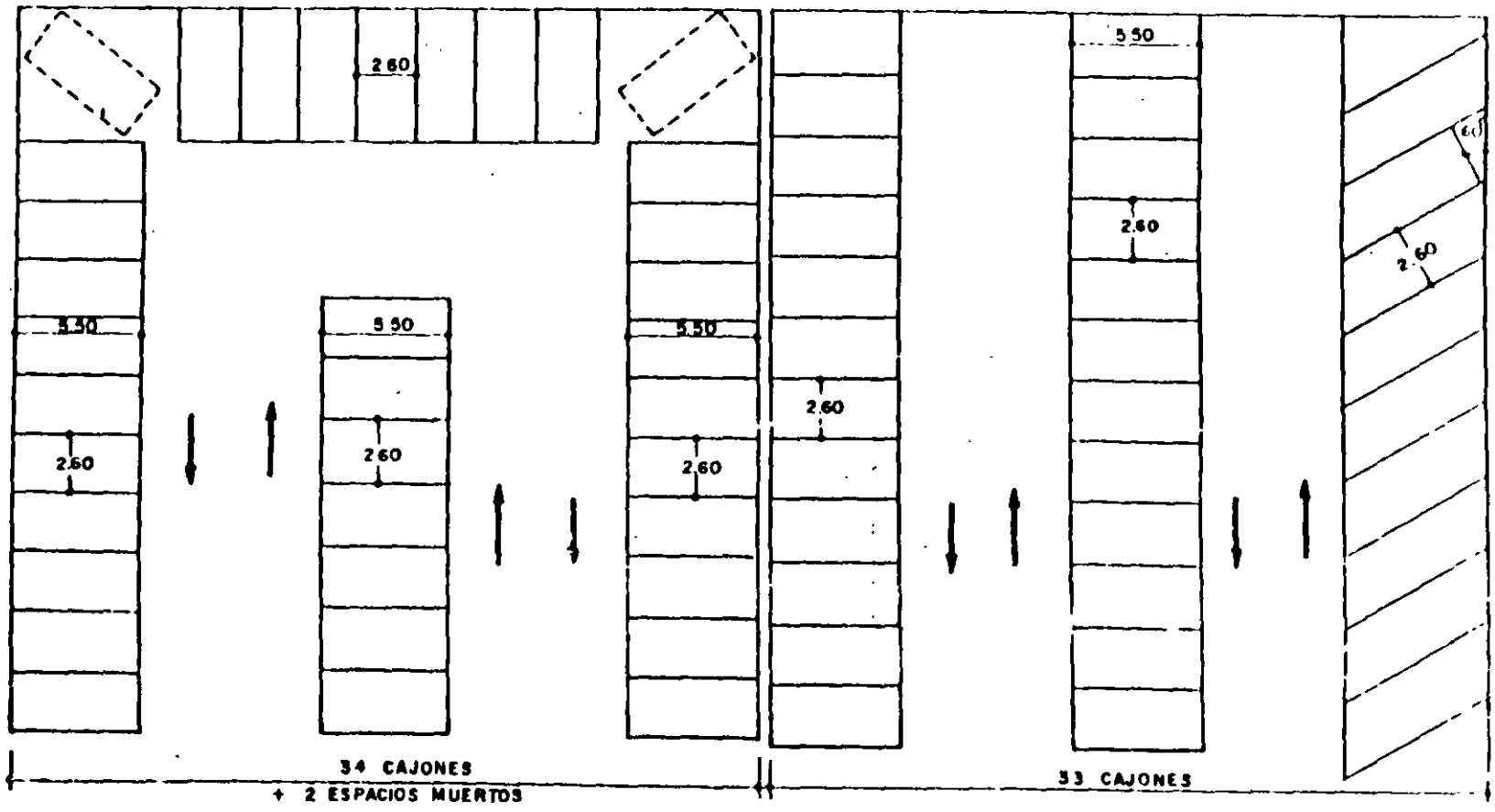


FIGURA 12.13. ALTERNATIVAS DE DISTRIBUCION PARA UN LOTE DETERMINADO

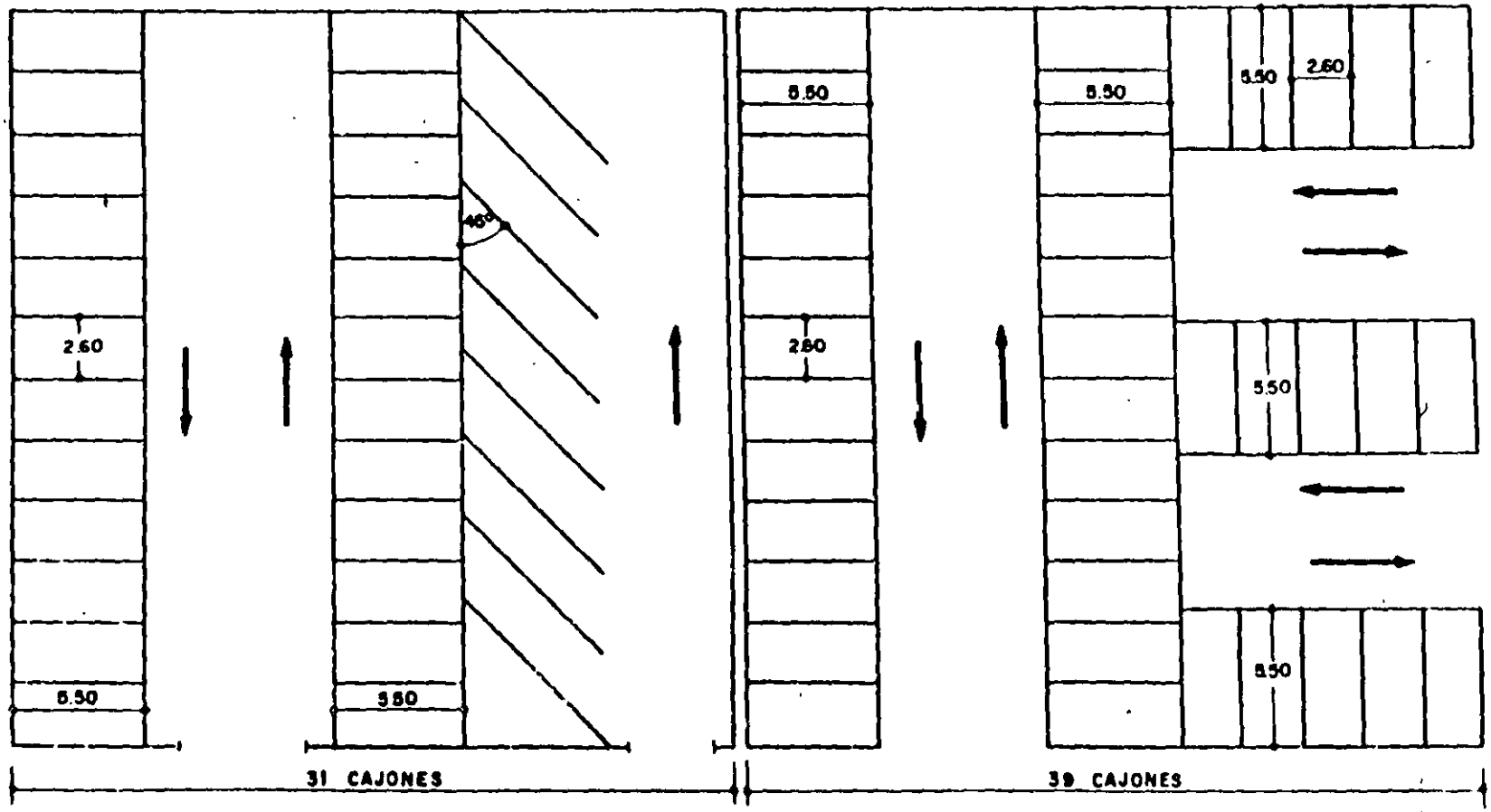


FIGURA 12.14. ALTERNATIVAS DE DISTRIBUCION PARA UN LOTE DETERMINADO

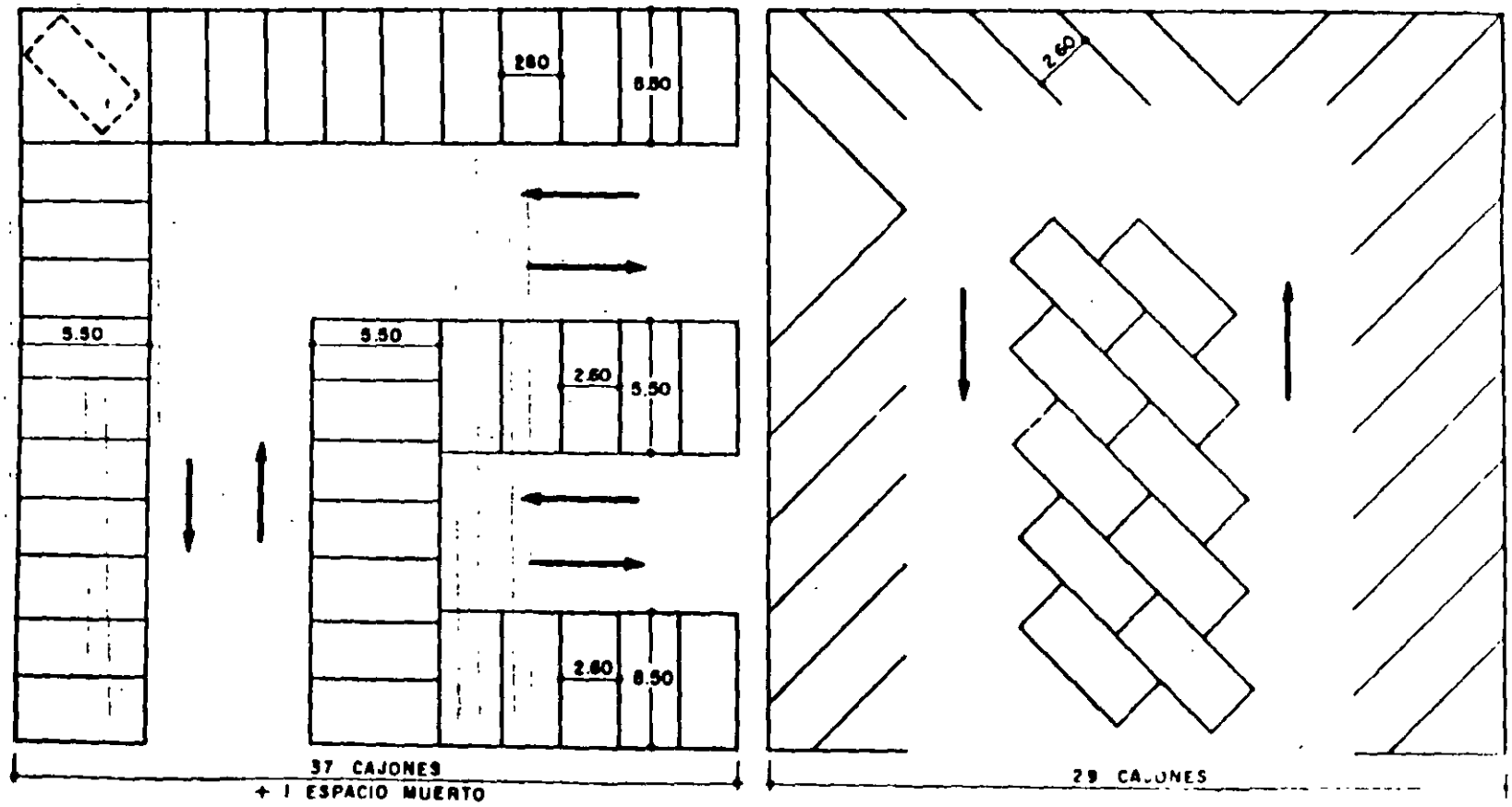


FIGURA 12.19 ALTERNATIVAS DE DISTRIBUCION PARA UN LOTE DETERMINADO

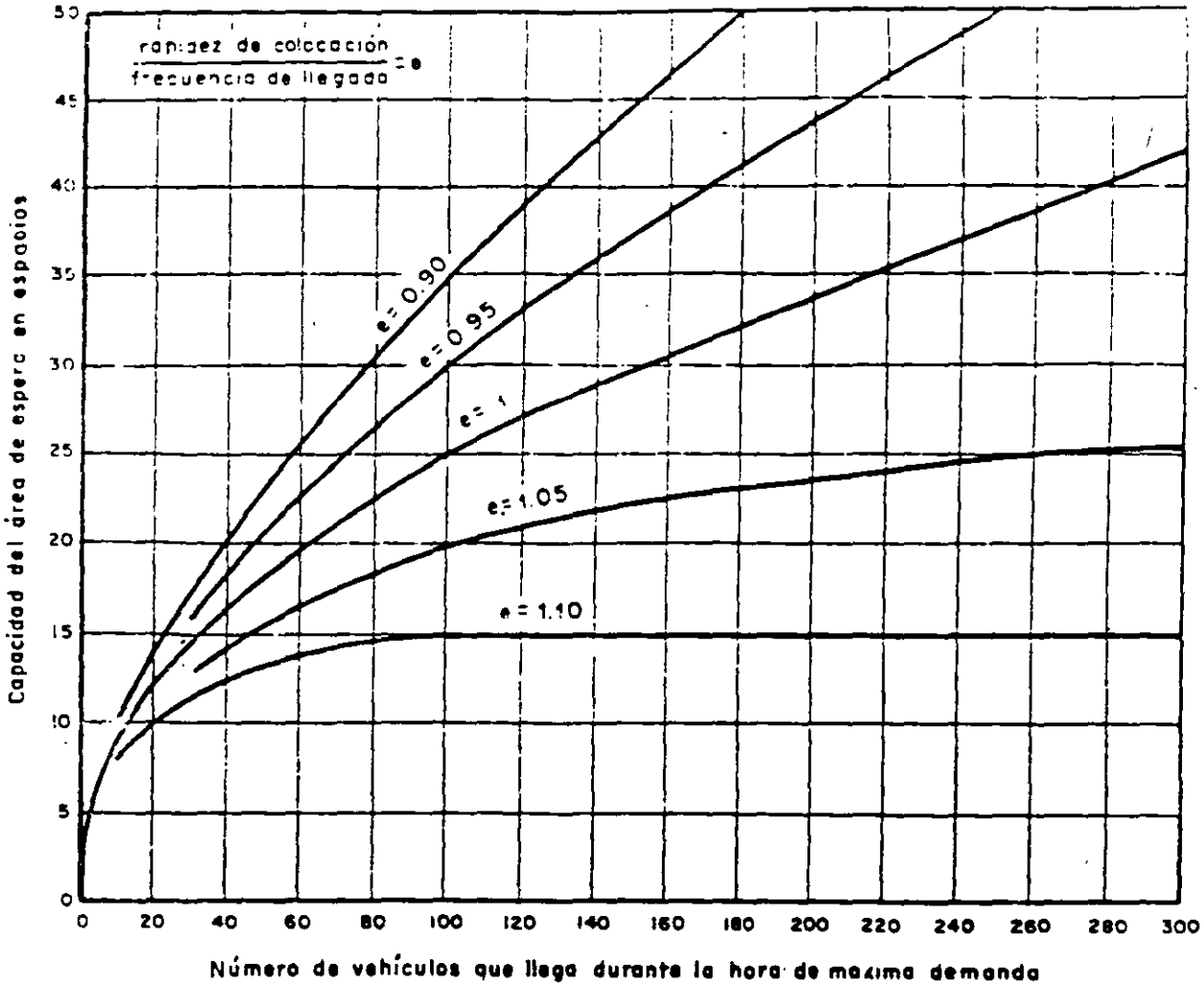


FIGURA 12.16. ESPACIOS REQUERIDOS EN EL AREA DE ESPERA PARA VARIAS RELACIONES DE LLEGADA

de máxima afluencia, a fin de que exista capacidad suficiente en un 99% del tiempo para los vehículos que esperan.

El área de espera de vehículos en un estacionamiento con operadores debe estar en la zona en que el cliente entrega el suyo.

La mejor colocación de las áreas de espera se obtiene en varios carriles paralelos entre la entrada y los pasillos de circulación o rampas; la capacidad de los carriles será la capacidad del área de espera.

12.5.3 Paraderos de autobuses

A) Procedimiento para determinar la ubicación y secuela para la elección del tipo de paradero

1. Ubicación en carreteras en operación.

Para determinar en qué lugares de una carretera deberán construirse paraderos de autobuses, se utilizará la información correspondiente a lu-

gares donde actualmente hacen parada los autobuses y numero [illegible] al día. Cuando sea factible se recurrirá a los datos contenidos en el inventario de carreteras para localizar los accesos principales a poblaciones o centros generadores de usuarios del servicio de transporte, con lo cual se podrá apoyar la ubicación conveniente del paradero. Los sitios elegidos serán sometidos a una revisión que se apoyará en las características topográficas del lugar y características geométricas del camino, con objeto de determinar las posibilidades de realización del paradero.

2. Ubicación en carreteras en construcción.

Previa una estimación del número probable de autobuses de segunda que utilizarían el camino, para la ubicación de los paraderos se recurrirá a las fotografías aéreas de la zona, para localizar los accesos a las poblaciones que se verán favorecidas con la nueva carretera, así como las características topográficas de esos entronques.

3. Secuela para la determinación del tipo de paradero.

Una vez que se haya determinado la necesidad de construir un paradero se deberá proceder a elegir el tipo conveniente.

Los factores que influyen para la elección del tipo de paradero son los siguientes:

El tránsito horario de proyecto *THP* en un sentido
Velocidad de proyecto de la carretera
Velocidad de marcha en la carretera
Porcentaje de autobuses con respecto al *THP* (*% b*)
Porcentaje de autobuses de segunda que utilizarán el paradero, con respecto a los autobuses en general (*% bs*)

El tránsito horario de proyecto *THP* en un sentido, se calculará con la fórmula siguiente:

$$THP = K \times P \times D \times TPDA \text{ actual}$$

En donde:

THP = Tránsito horario de proyecto, en un sentido.
K = Factor de conversión de tránsito promedio diario anual a tránsito horario.
P = Factor de pronóstico del tránsito (cociente de dividir el tránsito futuro entre el tránsito actual).
D = Factor direccional de distribución de movimientos.
TPDA = Tránsito promedio diario anual, actual.

Estos volúmenes horarios de proyecto, se dividirán en categorías. Para esto, aplicaremos la teoría de probabilidades según la distribución de Poisson, ya que los vehículos tienden a formar grupos; es decir, la distribución de intervalos no es uniforme. Según estudios realizados en los Estados Unidos [59] un vehículo lento empieza a afectar o interferir a uno más

[59] Highway Capacity Manual, pág. 56, 1965.

rápido cuando el intervalo entre ellos sea igual o menor de 9 segundos, el cual se tomará como intervalo de tiempo (t) en la fórmula siguiente:

$$Ps = 1 - e^{-qt}$$

En donde:

Ps = Probabilidad de intervalos menores o iguales al t considerado.

q = Volumen en vehículos por segundo.

t = Intervalo entre vehículos, en segundos.

e = Base de los logaritmos neperianos = 2.71828.

Para t = 9 segundos, se obtuvieron los siguientes resultados:

PROBABILIDADES DE INTERFERENCIAS ENTRE VEHICULOS PARA t = 9 SEG. Y CATEGORIAS DE VOLUMENES

Probabilidad en % $\overline{Ps}$	T H P Un sentido*	Categoría
Menos de 25.....	Menos de 120	*a*
Entre 25 y 50.....	Entre 120 y 280	*b*
Más de 50.....	Más de 280	*c*

Cuando se trate de carreteras de cuatro carriles, el THP corresponderá al del carril exterior

Como se observa en la tabla anterior, con un *THP* menor de 120 vehículos se obtiene que menos del 25% de los vehículos circulan con un intervalo de 9 segundos o menos.

Con un *THP* de 120 a 280, entre el 25 y 50% de los vehículos circulan con el intervalo antes mencionado, y con *THP* mayor de 280, más del 50% de los vehículos tendrían interferencia con otro vehículo.

Con respecto a las velocidades de proyecto que se van a considerar para cada uno de los tipos de paraderos, se tomará en cuenta lo siguiente:

Se supone como desceleración cómoda de un vehículo mediante frenado, un valor igual a 9.9 km/h cada segundo.[60]

Para la categoría *a*, se considerará un intervalo de tiempo igual a 9 segundos, durante el cual un autobús puede descelerar sobre la carretera.

Para la categoría *b*, se considerará un intervalo de tiempo igual al 50% de 9 segundos, o sea t = 4.5 segundos, ya que del 25 al 50% de los vehículos circulan a intervalo igual o menor a 9 segundos.

Para la categoría *c*, considerando que más del 50% de los vehículos circulan a un intervalo igual o menor a 9 segundos se proyectará con la velocidad de marcha.

[60] AASHO. *Policy on Geometric Design of Rural Highways*, pág. 349, 1965.

En la tabla siguiente se muestran los resultados obtenidos.

CATEGORIA	THP (en un sentido)*	INTERVALO EN SEGUNDOS	DESCELERACION — km/h/seg.	MAXIMA DISMINUCION POSIBLE DE VELOCIDAD SOBRE LA CARRETERA — km/h
a	Menos de 120	9	9.9	9 × 9.9 = 90
b	De 120 a 280	4.5	9.9	4.5 × 9 9 = 45
c	Más de 280	0	9.9	0 × 9 9 = 0

* Cuando se trate de carreteras de cuatro carriles, el THP corresponderá al del carril exterior.

La última columna de la tabla anterior nos indica la máxima disminución posible de velocidad de los autobuses sobre la carretera, antes de entrar al paradero. Esta velocidad restada a la velocidad de marcha de los vehículos que circulan sobre la carretera, determina la velocidad de proyecto de los paraderos en cada caso.

Es necesario considerar el porcentaje de autobuses con relación al tránsito total, así como el porcentaje de autobuses de segunda, los cuales también afectan la elección del tipo de paradero. Llamemos *%b* al porcentaje de autobuses, y *%bs* al porcentaje de autobuses de segunda con respecto al total de autobuses. Entonces, la probabilidad de interferencia entre dos vehículos siendo el que interfiere autobús de segunda, estará dado por la fórmula siguiente:

$$P\ (I) = Ps \times \%b \times \%bs$$

En donde:

P (I) = Probabilidad de interferencia del autobús de segunda.

Multiplicando estas probabilidades de interferencia, por el tránsito horario de proyecto, obtenemos el número de veces en que se presentarían esas interferencias.

En los cuadros siguientes se muestran las probabilidades y el número de interferencias para los rangos de tránsito horario de proyecto y para diferentes composiciones de autobuses y de autobuses de segunda.

TABLAS DE NUMERO DE INTERFERENCIAS

MENOS DE 120 VEHICULOS POR HORA; Ps = 0.25					
%b / %bs	0 05	0.10	0.15	0.20	0.25
0.20	0.30	0.60	0.90	1.20	1.50
0.40	0.60	1.20	1.80	2.40	3.00
0.60	0.90	1.80	2.70	3.60	4.50
0.80	1.20	2.40	3.60	4.80	6.00
1 00	1.50	3.00	4.50	6.00	7.50

TABLA 12-A

De 120 a 280 vehículos por hora: Ps = 0.50					
%b / %bs	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
0.20	1.40	2.80	4.20	5.60	7.00
0.40	2.80	5.60	8.40	11.20	14.00
0.60	4.20	8.40	12.60	16.80	21.00
0.80	5.60	11.20	16.80	22.40	28.00
1.00	7.00	14.00	21.00	28.00	35.00

TABLA 12-B

Más de 280 vehículos por hora (560 vehículos por hora) Ps = 0.75					
%b / %bs	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
0.20	4.20	8.40	12.60	16.80	21.00
0.40	8.40	16.80	25.20	33.60	42.00
0.60	12.60	25.20	37.80	50.40	63.00
0.80	16.80	33.60	50.40	67.20	84.00
1.00	21.00	42.00	63.00	84.00	105.00

TABLA 12-C

Como se podrá observar, las tres tablas anteriores tienen como base los grupos de volúmenes citados anteriormente. En dichas tablas se aprecia la variación del número de posibles interferencias para los volúmenes respectivos, en función de los porcentajes de autobuses en general y autobuses de segunda.

Para la clasificación de tipos de paraderos en relación con las posibles interferencias se siguieron los siguientes lineamientos:

De acuerdo con las estimaciones realizadas para volúmenes horarios menores de 120 vehículos, tabla 12-A, los autobuses pueden descelerar sobre la carretera. Para los diferentes porcentajes de autobuses de esta tabla, se pueden presentar cierto número de interferencias, con un máximo de 7.5. Dado que un 25% de autobuses sería verdaderamente excepcional, se puede definir como paradero mínimo el que tenga hasta 5 posibles interferencias. Correspondería a una composición de 20% de autobuses en la que todos son de segunda.

Por lo tanto, un primer límite será para un número de interferencias menor a 5.

Un segundo límite de número de interferencias, tomándolo de la tabla 12-B, correspondiente a volúmenes horarios entre 120 y 280 vehículos, será aquel correspondiente a $\%b = 0.15$, considerando que todos los autobuses son de segunda, es decir, $\%bs = 1.00$. Como podrá observarse, en esa tabla de acuerdo con los valores de $\%b$ y $\%bs$, tendremos tres rangos del número de interferencias. Uno hasta 5, otro de más de 5 y menos de 20 y otro de más de 20. Esto implica que aun en este segundo grupo de vo-

lúmenes de tránsito puede haber paraderos mínimos o paraderos [illegible] mejores especificaciones. Sin embargo, se juzga que será difícil el caso de 15% de autobuses, de los cuales el 100% sean de segunda, o bien 20% y 25% de autobuses en la composición general. Las estadísticas demuestran que no es probable que ocurra.

En la tabla 12-C se puede ver que también en el tercer grupo de volúmenes pueden presentarse los mismos tres rangos del número de posibles interferencias. Aunque la mayor parte correspondería a un paradero de óptimas especificaciones, es posible que un buen número pertenezca al tipo intermedio.

Como consecuencia del análisis anterior se tendría una clasificación de tipos de paraderos en función del número posible de interferencias como se indica en la tabla 12-D.

Número de interferencias	Tipo de paradero
Menor de 5	I
Mayor de 5 y menor de 20	II
Mayor de 20	III

TABLA 12-D

Con base en las velocidades por absorber sobre la carretera, en la tabla 12-E se muestran las longitudes de los carriles de desceleración y aceleración para cada tipo de paradero.

Las longitudes de los carriles de desceleración y aceleración que figuran en la tabla 12-E, podrán afectarse cuando haya pendientes, según la tabla 11-K.

Ejemplo:

Supongamos una carretera de dos carriles de circulación en ambos sentidos, con $TPDA = 3\,000$ veh, en el año de 1969, con una composición de tránsito de automóviles $A = 60\%$, autobuses $B = 15\%$, camiones $C = 25\%$ y autobuses de segunda $Bs = 50\%$ de B. La velocidad de proyecto de la carretera es igual a 80 km/h. La pendiente del tramo es igual a + 4%.

Datos: $K = 0.12$; $P = 2.5$; $D = 67\%$

Solución:

Cálculo del THP (a 15 años):

$$THP = K \times P \times D \times TPDA$$

$$THP = 0.12 \times 2.5 \times 0.67 \times 3\,000 = 600 \text{ veh (un sentido)}$$

Entrando a la tabla 12-C, que corresponde a un THP mayor de 280 veh/h, con $\%b = 15\%$ y $\%bs = 50\%$, obtenemos interpolando, un nú-

TIPO DE PARADERO	VELOCIDAD DE PROYECTO DE LA CARRETERA — km/h	VELOCIDAD DE MARCHA — km/h*	MAXIMA DISMINUCION DE VELOCIDAD	VELOCIDAD DE PROYECTO — km/h	LONGITUD			
					CARRIL DESACELERACION — m	PLATAFORMA — m	CARRIL ACELERACION — m	TOTAL — m
I	50	46	90	—	15	15	15	45
	60	55	90	—	15	15	15	45
	70	63	90	—	15	15	15	45
	80	71	90	—	15	15	15	45
	90	79	90	—	15	15	15	45
	100	86	90	—	15	15	15	45
	110	92	90	—	15	15	15	45
II	50	46	45	—	15	15	15	45
	60	55	45	10	15	15	15	45
	70	63	45	18	17	15	15	47
	80	71	45	26	30	15	25	70
	90	79	45	34	48	15	50	113
	100	86	45	41	62	15	74	151
	110	92	45	47	75	15	97	187
III	50	44	0	44	75	15	95	185
	60	51	0	51	85	15	125	225
	70	59	0	59	100	15	190	305
	80	66	0	66	115	15	240	370
	90	73	0	73	127	15	300	442
	100	79	0	79	140	15	360	515
	110	85	0	85	157	15	485	657

* Véase Figura 5.28.

TABLA 12-E. DIMENSIONES DE PARADEROS TIPO (EN TERRENOS CON PENDIENTES MENORES DE 3%)

mero de interferencias igual a 31.50, lo cual nos indica que es [illegible] construir un paradero tipo III.

De la tabla 12-E de Dimensiones de Paraderos, con tipo III y velocidad de proyecto de 80 km/h, obtenemos las longitudes de los carriles de cambio de velocidad:

Longitud de desceleración = 115 m

Longitud de aceleración = 240 m

Las longitudes anteriores deberán afectarse por pendiente, para lo cual en la tabla 11-K, relativa a factores de ajuste por pendiente se incluyen los factores, con los cuales las nuevas longitudes serán:

Longitud de desceleración = $115 \times 0.9 = 104$ m

Longitud de aceleración = $240 \times 1.3 = 310$ m

B) Paraderos en intersecciones

Este punto es de gran importancia ya que actualmente existen muchas paradas de autobuses en las intersecciones. Para elegir las dimensiones de los carriles de desceleración y aceleración, se deberán llevar a cabo los estudios de velocidades de punto inmediatos a la intersección y a una distancia de 150 m de la misma, en cada acceso.

C) Conclusiones

1. Es necesaria la construcción de paraderos, ya que actualmente la mayoría de los autobuses tienen la superficie de rodamiento de las carreteras o parte de ella, lo cual implica un peligro para los usuarios de la misma. Además, los usuarios de autobuses sufren incontables molestias y corren riesgos continuos.

2. Los proyectos pueden tipificarse y facilitar su construcción en todo el país. Los tres tipos proyectados resolverán si no la mayor parte, sí todos los casos que puedan presentarse.

3. Se deberán recabar datos sobre los lugares más adecuados para la ubicación de los paraderos, así como los volúmenes y composición del tránsito, antes de proyectar los paraderos.

4. Se deberá seguir la secuela indicada en el texto para la elección del tipo de paradero en cada caso particular, de acuerdo con el volumen promedio diario anual del tránsito, composición del mismo, velocidad de proyecto o de marcha y el número de frecuencia de interferencia.

5. En carreteras de dos carriles se recomienda, cuando la topografía del terreno lo permita, que los paraderos se construyan desfasados.

6. Los paraderos deberán construirse cuando sea posible, ubicándolos cerca de pasos a desnivel para peatones.

7. El lugar propicio para la ubicación del paradero será elegido donde la distancia de visibilidad de parada sea suficiente, evitándose ubicarlos en curvas verticales y horizontales.

12.5.4 Zonas de descanso

El progreso de los vehículos de motor y los caminos, así como el incremento en su uso durante los últimos años, presenta el problema creciente de demanda de zonas de descanso adyacentes a la carretera. Las restricciones actuales y el deseo de eliminar estacionamientos peligrosos en zonas adyacentes a la superficie de rodamiento, requieren que se provea a los conductores de lugares adecuados para satisfacer sus necesidades en viajes largos.

A) Factores que intervienen en la selección del sitio. Entre los factores que intervienen para la mayor utilización de una zona de descanso se encuentran:

1. Facilidad de acceso.
2. Señalamiento adecuado.
3. Que esté localizada en un lugar con poco tránsito local.
4. Que se ubique en un sitio que no tenga alternativa de uso de lugares cercanos a ella.
5. Que no se encuentre cerca de ciudades o poblados.
6. Cercanía de atractivos naturales tales como bosques, arroyos, vistas escénicas y puntos de especial interés. Drenaje natural.
7. Abastecimiento de agua potable.
8. Costo del terreno.
9. Espacio suficiente para construir accesos de entrada y salida, zona de estacionamiento, sanitarios y, si es posible, taller mecánico y caseta telefónica.

B) Elementos básicos de proyecto de que debe disponer toda zona de descanso.

1. Los accesos de entrada y salida serán diseñados con carriles para el cambio de velocidad, anchura y curvatura, adecuados a fin de asegurar el libre movimiento de los vehículos con respecto al tránsito principal. En la tabla 11-J se presentan las longitudes de los carriles de desceleración y aceleración adecuados, de acuerdo con la velocidad del proyecto.

2. La disposición del estacionamiento para los vehículos podrá ser en serie o en batería. El estacionamiento para vehículos pesados deberá encontrarse separado del estacionamiento para automóviles para evitar conflictos. En la Figura 12.8, se presenta la disposición de espacios para estacionamiento, de acuerdo con el ángulo de estacionamiento.

La separación entre el estacionamiento y el camino deberá ser por lo menos de 9 m y lo suficientemente visible para ser visto desde este último.

El acotamiento del camino entre los accesos de entrada y salida, así como el adyacente a la zona de descanso, será vedado para paradas de emergencia, particularmente donde el estacionamiento es visible desde el camino.

Los sanitarios y tomas de agua estarán localizados fuera del estacionamiento, donde puedan supervisarse.

En cuanto a las mesas y bancas, son indispensables en la mayor parte de estas zonas. Como guía general el conjunto unitario de mesas y bancas

será de la mitad a una tercera parte del número de espacios disponibles para estacionamiento. Se colocarán espaciadas con áreas de 10 x 10 metros cuadrados. El número de hornillas para cocinar podrá variar de una quinta a una tercera parte del número de mesas.

Los depósitos para basura deberán colocarse en número suficiente y convenientemente localizados con relación a las mesas y los estacionamientos. Un depósito por cada tres mesas se considera suficiente.

La iluminación de la zona de descanso es necesaria cuando la zona es utilizada de noche. La intensidad de iluminación será por lo menos de 6.5 luxes.

C) Vigilancia. La existencia de una casa o caseta de vigilancia puede ser deseable y necesaria en ciertas zonas de descanso, ya que la inspección constante de la zona reduce el vandalismo, y en algunos casos el costo de mantenimiento. Esta casa deberá ubicarse de tal manera que permita supervisar las instalaciones, no restándole la privacia debida.

Otros elementos que son deseables en zonas de descanso, lo constituyen el taller mecánico, teléfono y restaurante, dependiendo de la importancia de aquéllas. El taller mecánico, de ser posible deberá localizarse en un lugar apartado que no interfiera con las demás actividades de la zona.

En las páginas siguientes se presentan diferentes ejemplos de zonas de descanso, a manera de ilustración, ya que las condiciones topográficas, los volúmenes de tránsito o la distancia entre intersecciones o poblaciones, etc., probablemente requieran un nuevo proyecto que se adapte a ellos.

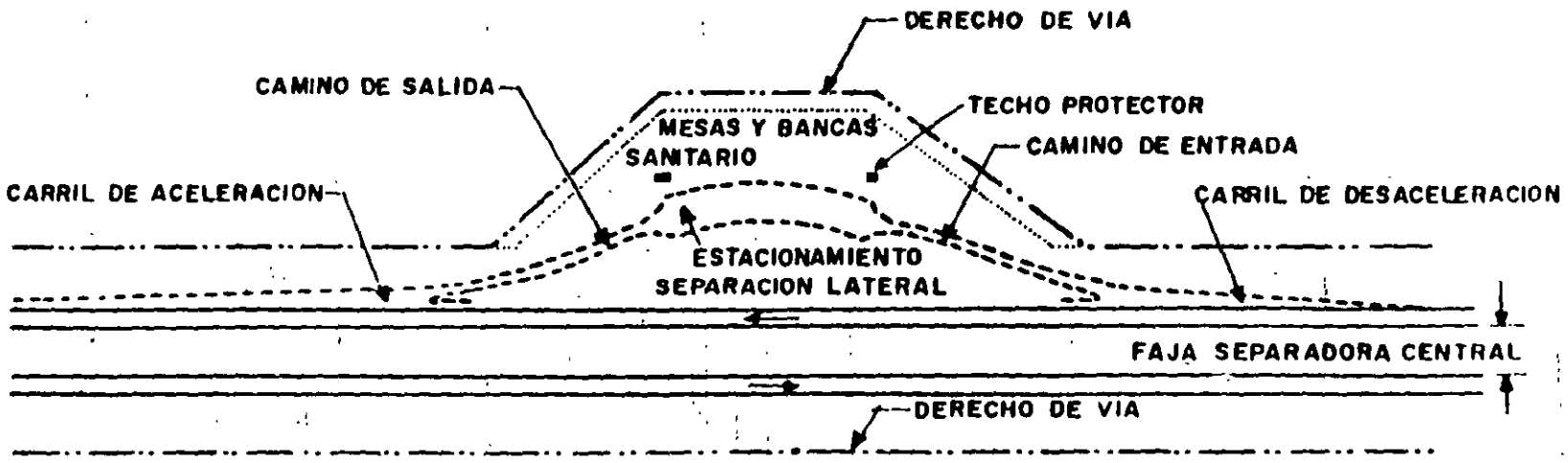


FIGURA 12.17. ZONA DE DESCANSO TERMINOS USADOS

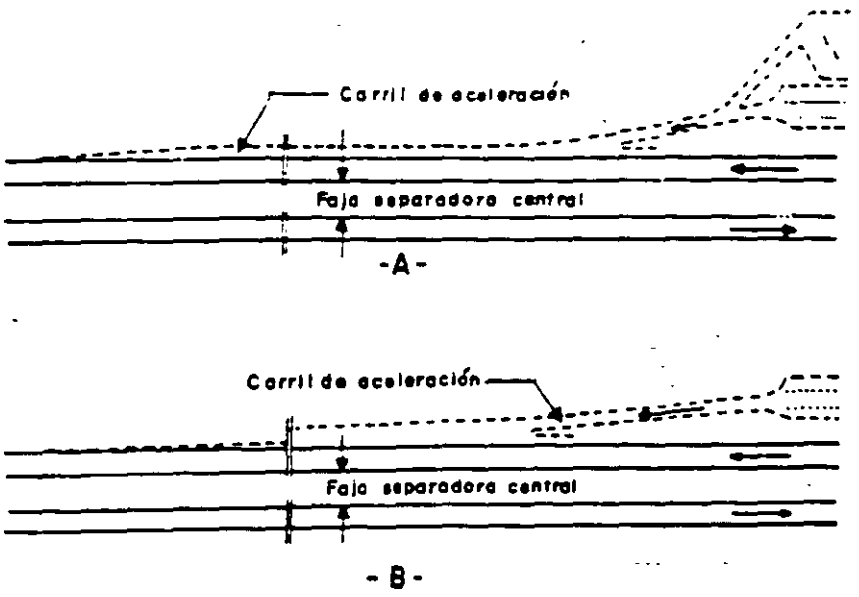


FIGURA 12.18. CAMBIO DE ACELERACION, PARA ENTRADA AL CAMINO

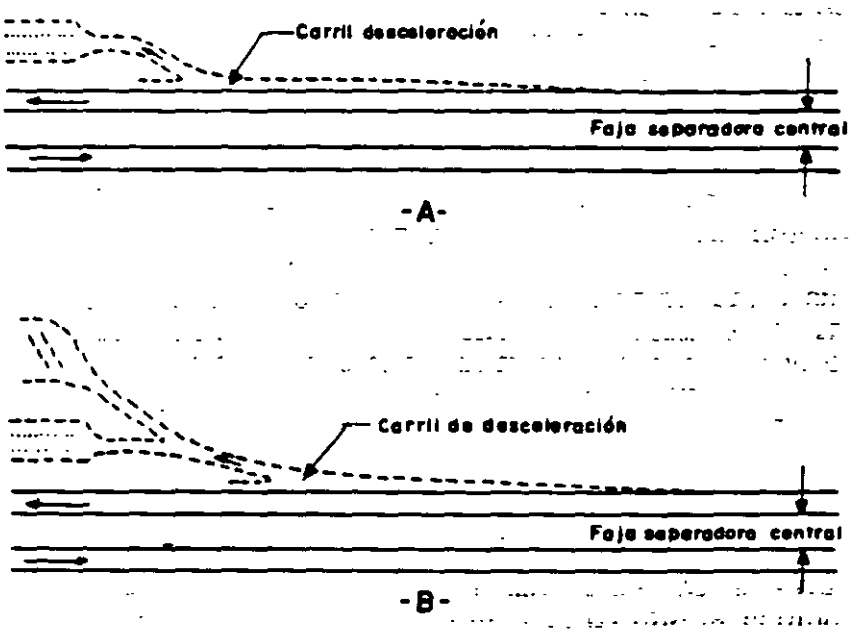


FIGURA 12.19. CARRILES DE DESCELERACION, PARA SALIDA DE CAMINO

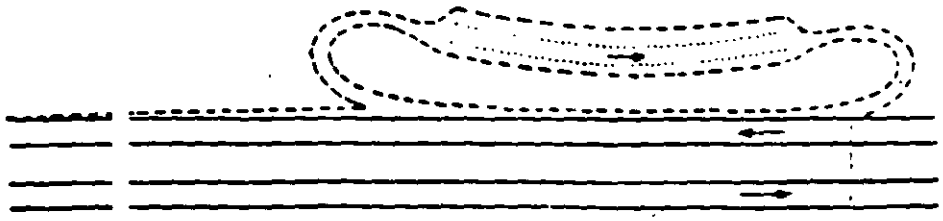


FIGURA 12 .0. ZONA DE DESCANSO APROPIADA PARA CAMINOS CON BAJOS VOLUMENES DE TRANSITO

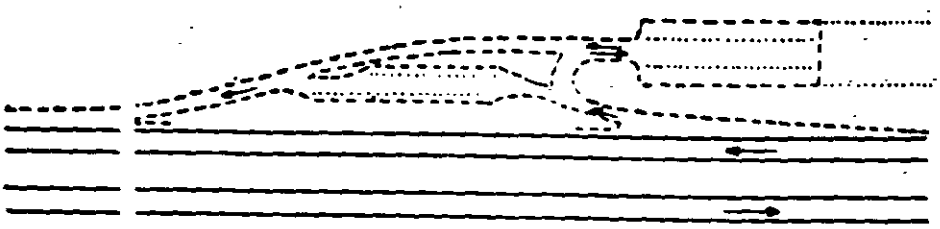


FIGURA 12.21 ZONA DE DESCANSO PARA ESTACIONAMIENTO SEPARADO PARA AUTOMOVILES Y CAMIONES

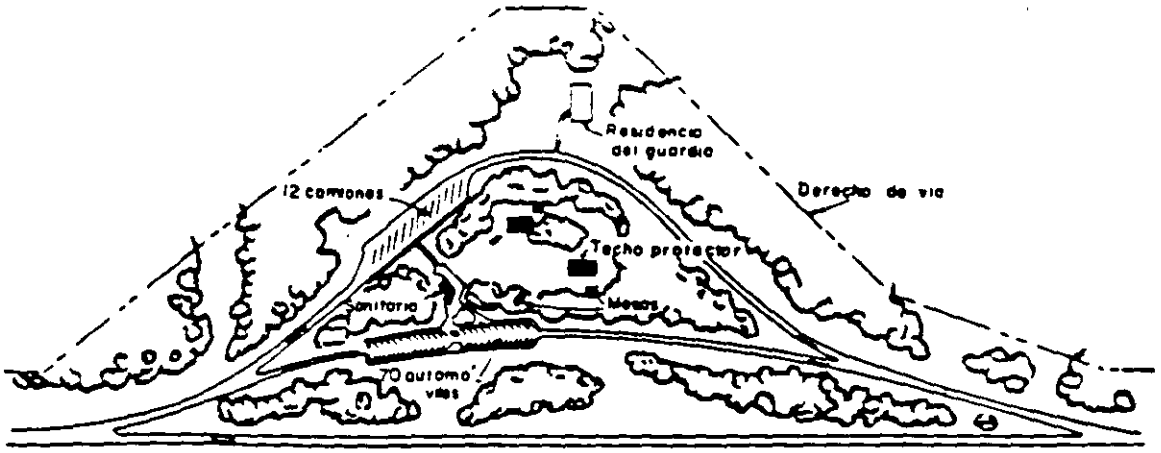


FIGURA 12.22. ZONA DE DESCANSO CON CASETA DE VIGILANCIA PARA REDUCIR EL VANDALISMO

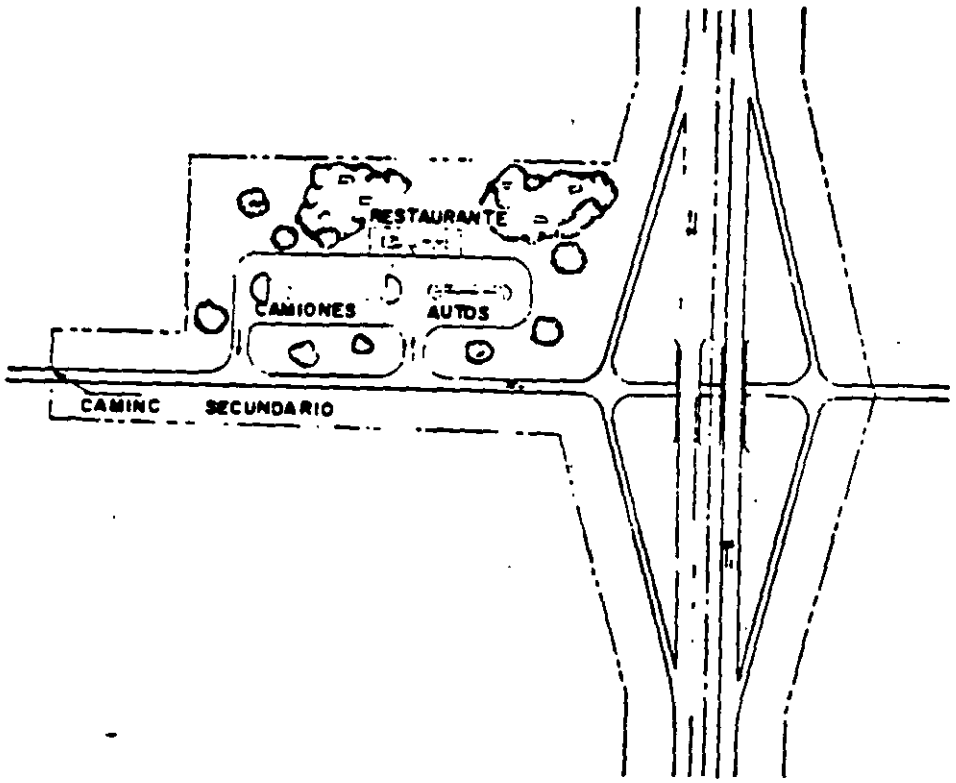


FIGURA 12.23. ZONA DE DESCANSO ADYACENTE A LA INTERSECCION. PRESTA SERVICIO TANTO AL CAMINO PRINCIPAL COMO AL SECUNDARIO

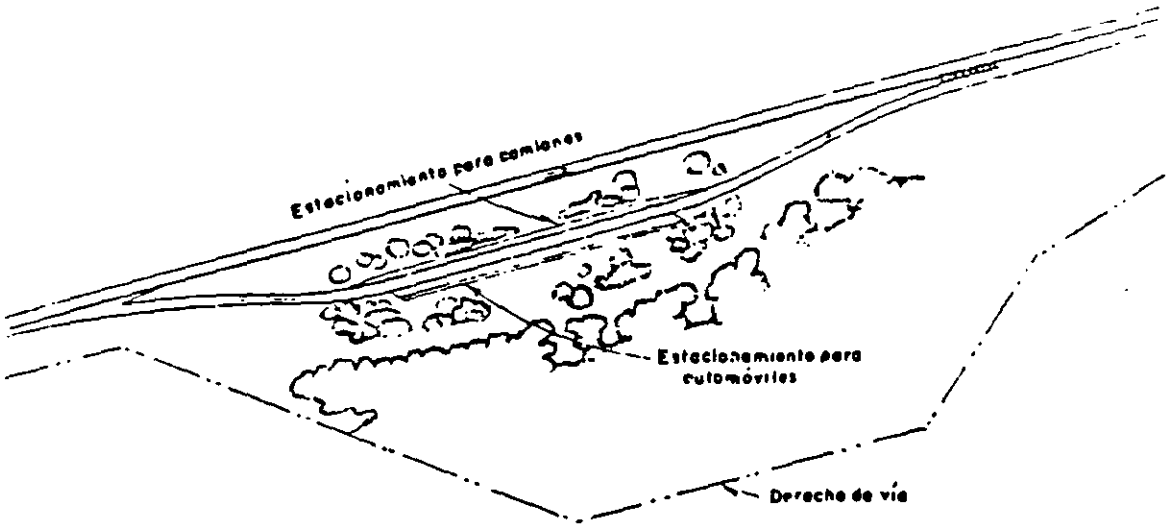


FIGURA 12.24. ZONA DE DESCANSO DE TIPO SIMPLE CUYO CAMINO DE ACCESO ESTA PROVISTO DE DOS FAJAS PARA ESTACIONAMIENTO PARALELO

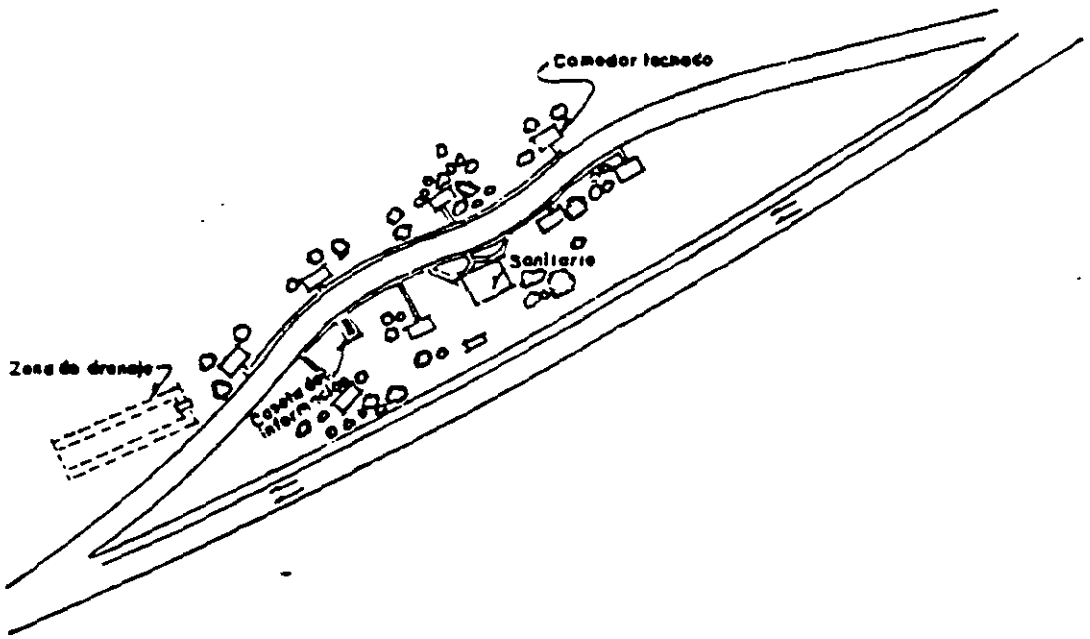


FIGURA 12.25. ZONA DE DESCANSO DE TIPO SIMPLE CUYO CAMINO DE ACCESO ES LO SUFICIENTEMENTE ANCHO PARA PERMITIR EL ESTACIONAMIENTO PARALELO EN AMBOS COSTADOS

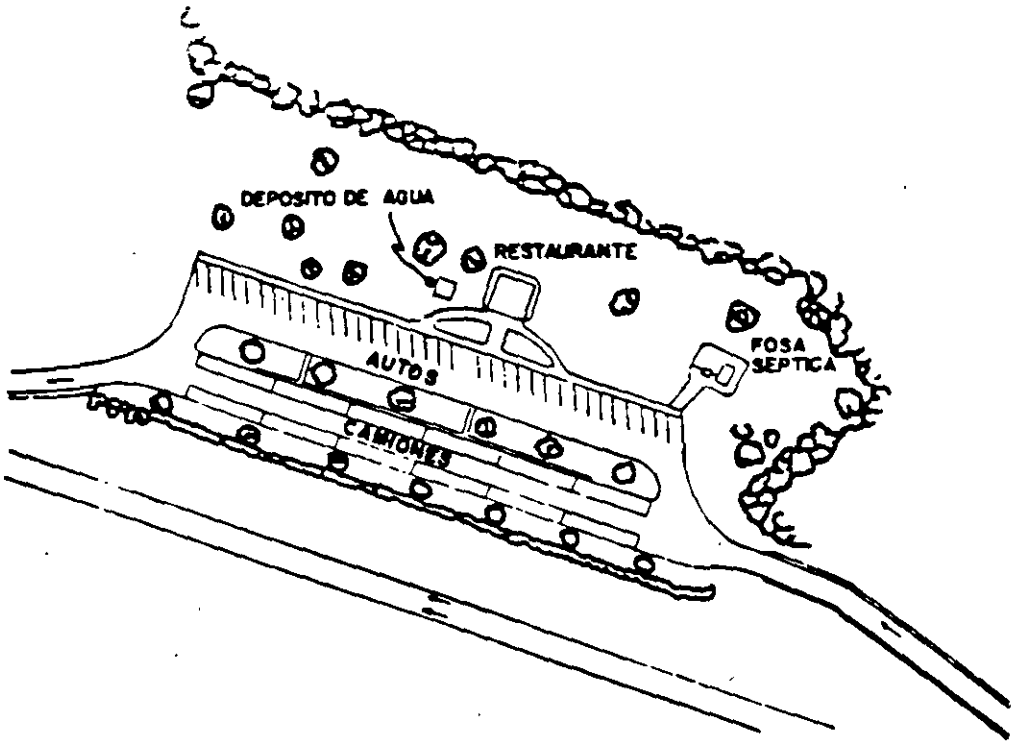


FIGURA 12.26. ZONA DE DESCANSO CON AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO, UNA PARA AUTOMOVILES Y OTRA PARA CAMIONES

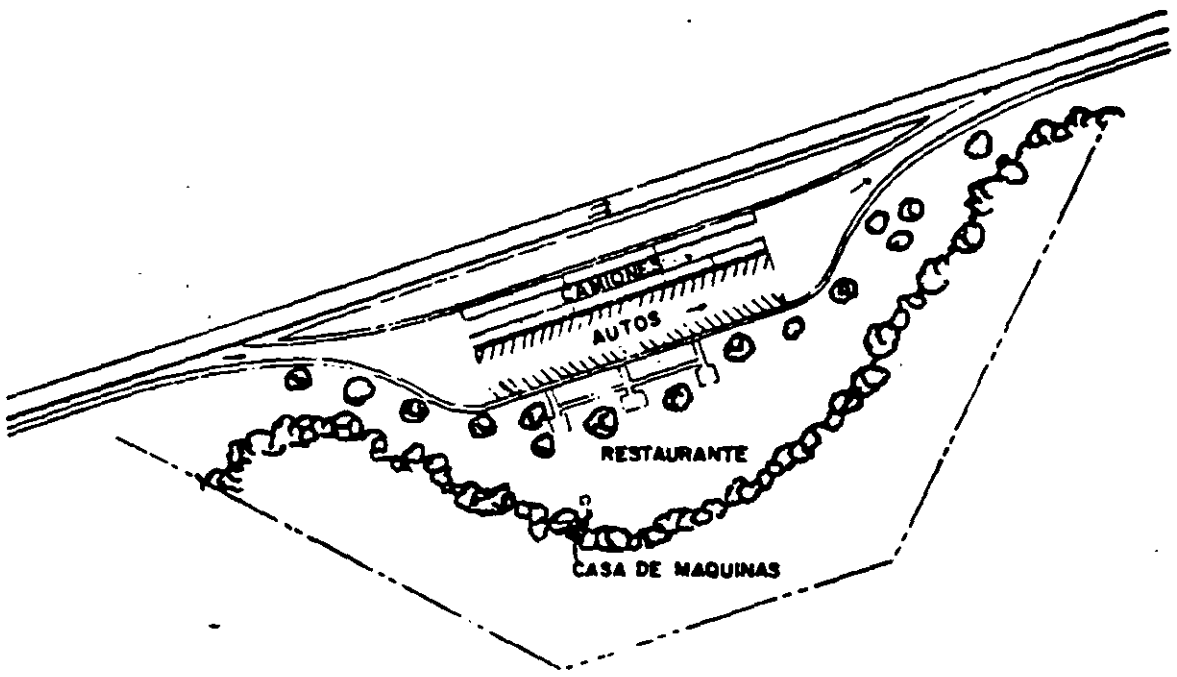


FIGURA 12.27. ZONA DE DESCANSO CON UNA GRAN AREA PAVIMENTADA PARA AUTOMOVILES Y CAMIONES

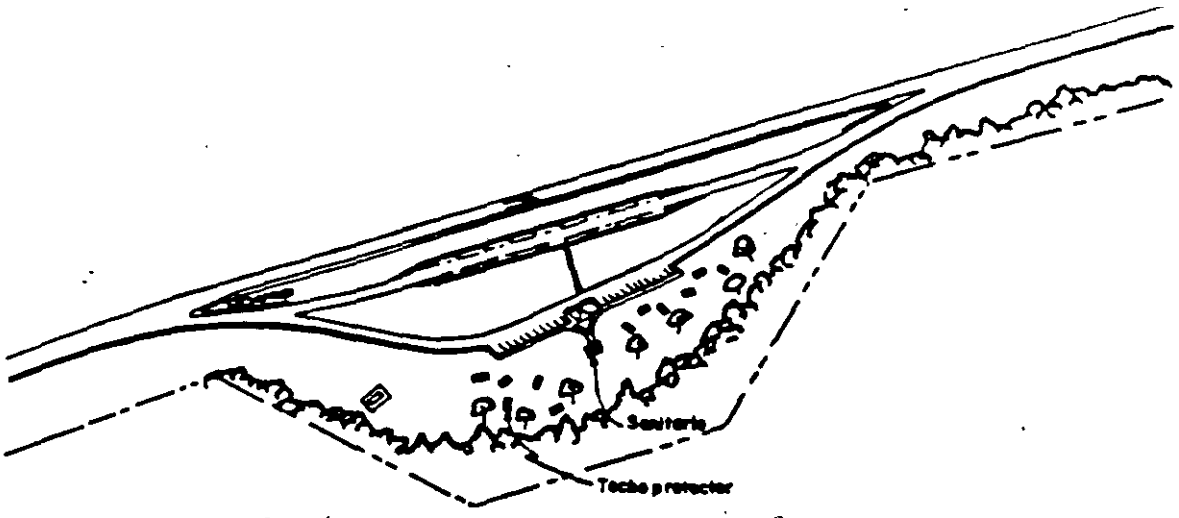


FIGURA 12.28. ZONA DE DESCANSO CON DOS AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO, UNA PARA AUTOMOVILES Y OTRA PARA CAMIONES

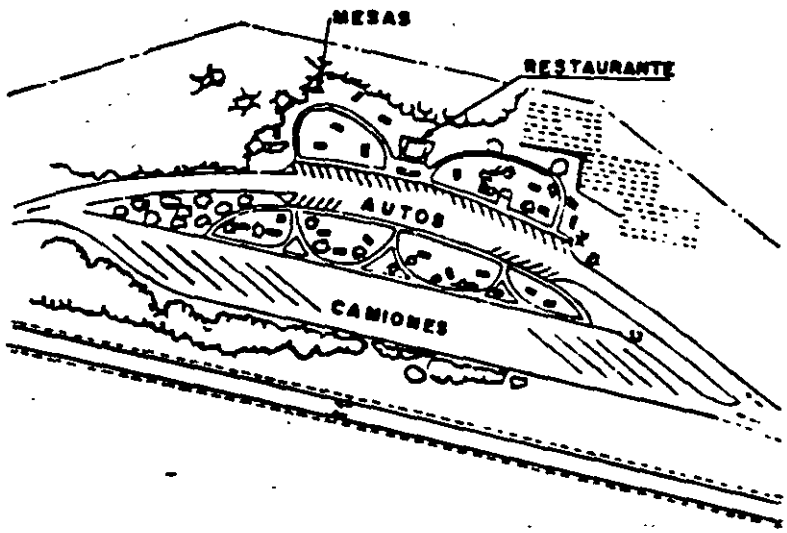


FIGURA 12.29. ZONA DE DESCANSO CON DOS AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO LOCALIZANDO AL FRENTE LA DE CAMIONES

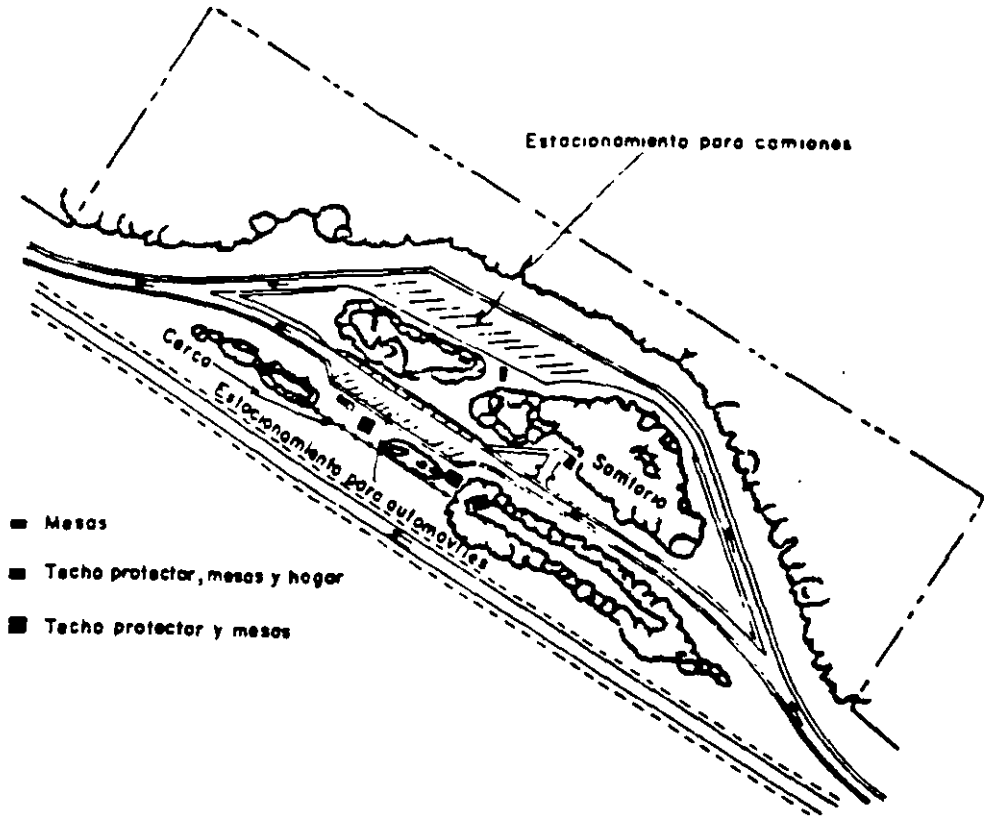


FIGURA 12.30. ZONA DE DESCANSO CON DOS AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO INTERFIRIENDO LO MENOS POSIBLE CON LA VEGETACION EXISTENTE

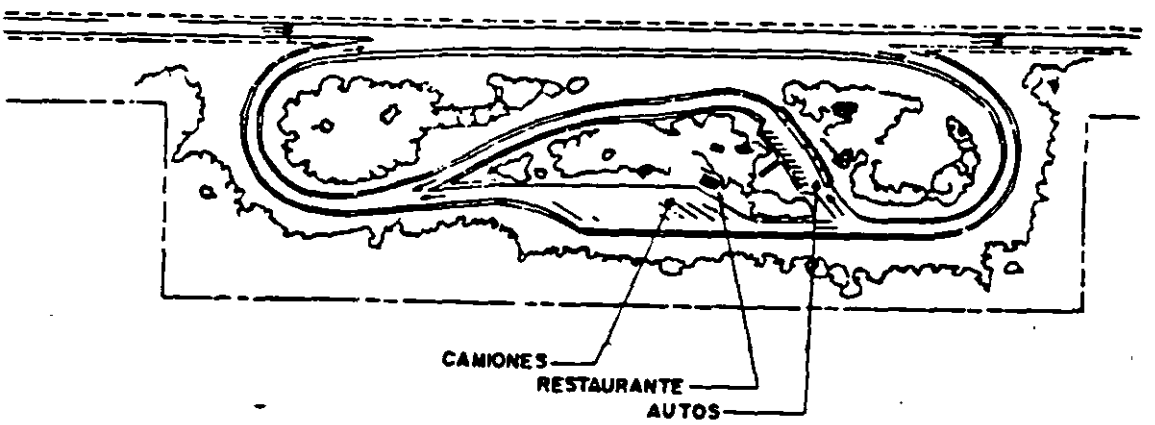


FIGURA 12.31. ZONA DE DESCANSO APROPIADA PARA BAJOS VOLUMENES DE TRANSITO, CON DOS AREAS SEPARADAS DE ESTACIONAMIENTO BUSCANDO NO INTERFERIR CON LA VEGETACION EXISTENTE

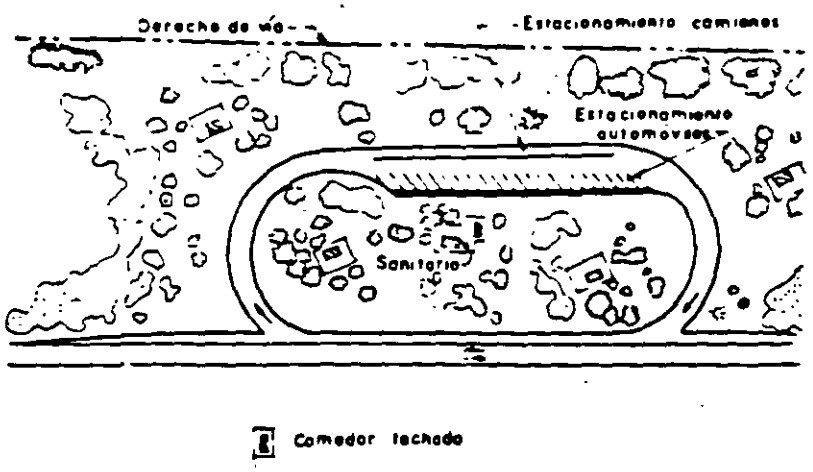


FIGURA 12.32. ZONA DE DESCANSO APROPIADA PARA BAJOS VOLUMENES DE TRANSITO CON UNA SOLA AREA DE ESTACIONAMIENTO

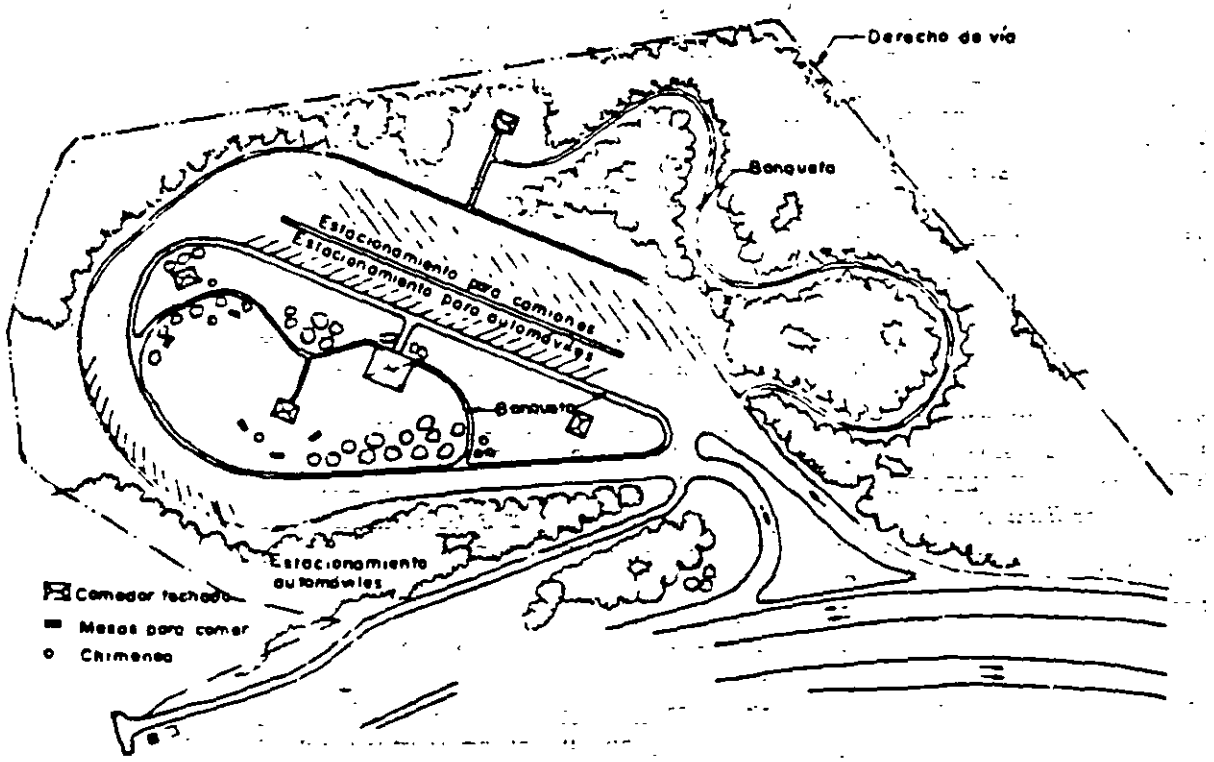


FIGURA 12.33. ZONA DE DESCANSO CUYA ENTRADA ESTA PROXIMA A LA SALIDA

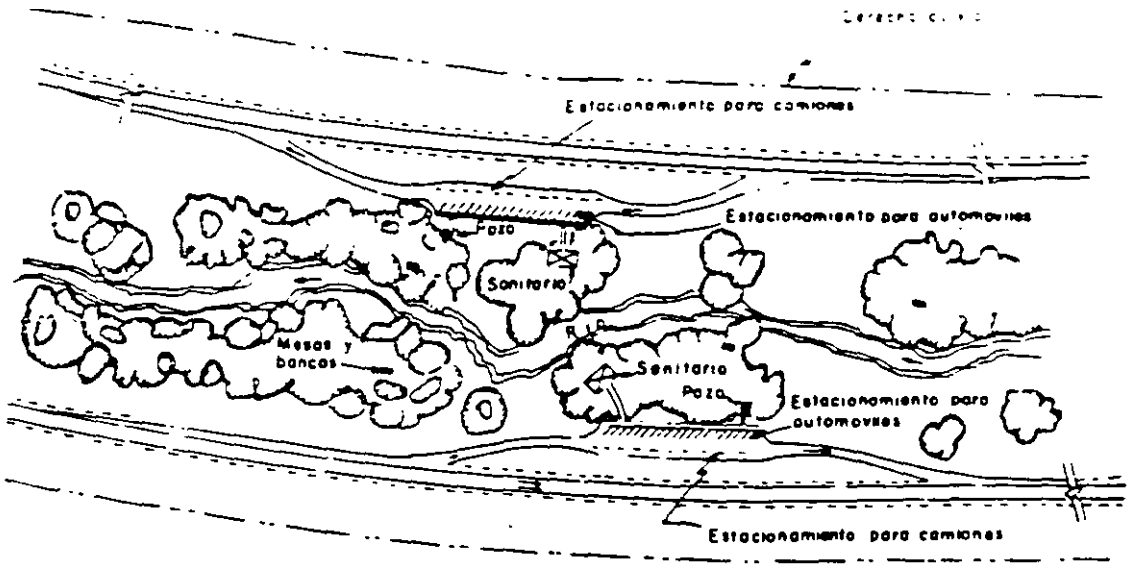


FIGURA 12.34. ZONA DE DESCANSO ENTRE DOS CUERPOS DE UNA AUTOPISTA

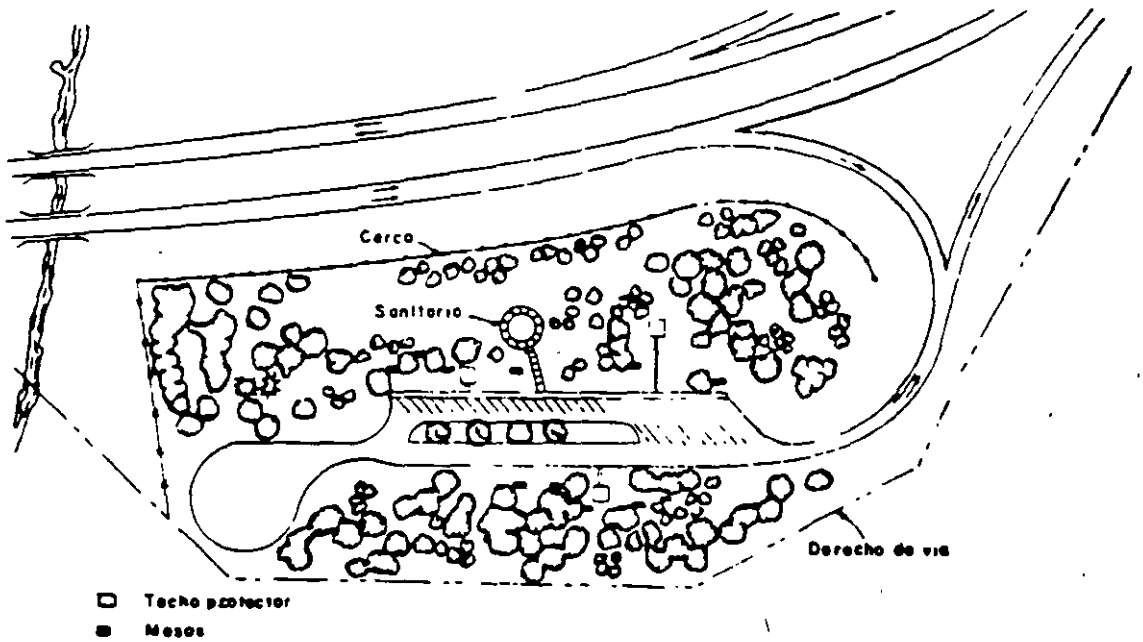


FIGURA 12.35. ZONA DE DESCANSO CUYO DISEÑO DEL ACCESO EVITA LA CONSTRUCCION DE UN PUENTE SOBRE EL RIO

CAPITULO XIII

PAISAJE

GENERALIDADES

La mala apariencia de los caminos y su falta de integración al paisaje es un problema que se acentúa continuamente, tanto por las nuevas técnicas como por las crecientes necesidades que deben satisfacer las carreteras. Para lograr buena apariencia e integrarlo al paisaje, es necesario estudiar cada camino desde el inicio de su proyecto hasta la etapa final de construcción, en relación con sus alrededores.

Los caminos antiguos se integraban al paisaje más fácilmente por sus reducidas secciones transversales y sus constantes curvas, tal y como lo requería la topografía. Raramente se tenían cortes y terraplenes, ya que se nivelaba simplemente el terreno natural y, dependiendo del tránsito, se empedraba con material de la zona, lo que les daba carácter local. Su trazo constituía la liga entre los poblados, atravesándolos. Actualmente la tendencia en construcción de caminos es hacia mayores secciones transversales, mejorando los alineamientos horizontales y verticales, de lo que resultan cortes y terraplenes considerables que rompen el paisaje; además, se alejan, por lo general con toda intención del centro de las poblaciones mediante libramientos. Todo esto es consecuencia del progreso; sin embargo, se debe tener conciencia de los trastornos resultantes por la construcción de esas obras, que afectan el equilibrio natural en la zona al producirse erosiones, interrupciones de cuencas y diversas consecuencias de tipo biológico, además del obvio perjuicio causado al paisaje al dejar un aspecto de destrucción por donde pasa el camino.

Un factor de gran influencia en la relación entre camino y paisaje es la velocidad de proyecto; conforme ésta sea más alta, más difícil será la integración adecuada de la obra al paisaje circundante. Este conflicto entre velocidad de la máquina y velocidad humana o de la naturaleza, es parte del problema al que se enfrenta la civilización actual.

El proyecto paisajista tiene asimismo, una base económica ya que además de mejorar la apariencia del camino, se enfoca hacia la protección de la inversión que representa la construcción del mismo, al evitar en parte que éste se deteriore. Asimismo, se protege la economía de la zona al restablecer el equilibrio biológico trastornado por la construcción del camino.

13.1 OBJETIVOS

El proyecto de paisaje en relación con el del camino persigue los siguientes objetivos:

Mejorar la apariencia del camino y sus alrededores.

Aumentar la seguridad de los usuarios.

Proteger el camino contra erosiones, derrumbes y azolvamientos, con lo cual se logra disminuir las obras de reparación y mantenimiento.

Proteger la naturaleza de la zona contra las perturbaciones causadas por la construcción del camino.

13.1.1 Aspecto estético y paisajista

Además de los propósitos anteriormente enunciados, el proyecto de paisaje persigue la mejoría del aspecto estético del camino, considerando tanto los elementos que formen parte del mismo, como las vistas que desde él se capten, tendiendo a disminuir la apariencia de artificialidad que la obra implica, completando en esta forma el proyecto general del camino.

Para llegar a una feliz solución del aspecto estético del camino, es necesario analizarlo desde el inicio del proyecto general, logrando así la debida integración de la obra en el marco natural, de tal modo que se sientan lógicos todos sus elementos, los cuales forman parte del mismo paisaje; el logro de estos objetivos permitirá que los usuarios del camino transiten en una forma más agradable y descansada, participando del interés que ofrezca el camino mismo, así como sus alrededores, lo que implica un recorrido consciente y, por tanto, una mayor seguridad.

13.1.2 Seguridad para los usuarios

El enfoque general del proyecto paisajista debe tender a aumentar la seguridad de los usuarios del camino y, por tanto, todos los factores que intervengan deben redundar en beneficio de aquéllos. Al lograr que un camino sea parte del paisaje se reducen o eliminan diversos riesgos tales como la monotonía, que trae como consecuencia el aburrimiento y adormecimiento de los conductores, con resultados algunas veces fatales; los deslumbramientos producidos tanto por el tránsito nocturno en sentido inverso como por el sol; los vientos y los derrumbes que son asimismo causa de accidentes; la falta de visibilidad en el desarrollo del camino; y los puntos potenciales de impacto a los lados de éste. La solución de dichos problemas se logra en algunos casos directamente y en otros en tal forma que inconscientemente el conductor perciba sensaciones que le permitan, de una manera natural, guiar con mayor seguridad.

13.1.3 Protección del camino

El proyecto de paisaje implica, asimismo, la protección de las zonas adyacentes al camino, comprendiendo básicamente las zonas del derecho de vía, cortes, taludes y, en su caso, la faja central entre dos cuerpos. Es necesario proteger también las zonas perturbadas resultantes de la construcción, tales como los préstamos de material, las desembocaduras del sistema de drenaje y en algunos casos las zonas alejadas al camino, como cuando éste influye en el curso de una corriente.

13.2 CRITERIO GENERAL DE PROYECTO

Para lograr los objetivos del proyecto de paisaje, es necesario tener conciencia de ellos en las diferentes etapas del proyecto y construcción del

camino, desde el inicio hasta la terminación, para obtener de ella la coordinación requerida y lograr el mejor resultado posible.

13.2.1 Criterio en la selección de ruta

Aunque la ubicación de un camino está determinada principalmente por diferentes factores económicos y constructivos, la consideración paisajista debe definirse desde la primera fase del proyecto.

Esta consideración se logra al proyectar el camino en tal forma que su desarrollo se sienta lógico y natural dentro de la topografía y el paisaje. La integración se consigue al proyectar el camino de tal manera que su construcción no implique perturbaciones en gran escala de los sitios que atraviesa, tales como grandes cortes, terraplenes y boquetes de préstamos de material. Es obvio que la eliminación de estas obras no es posible; sin embargo, su tratamiento puede ser tal que asemeje las formaciones naturales, tanto en su apariencia como en su comportamiento, en relación a los fenómenos como la lluvia, la evolución ecológica y los vientos. Ejemplos de esto se encuentran al transitar por algunos caminos donde se tiene la sensación de que su construcción fue lógica, gracias a un emplazamiento de apariencia natural dentro de la topografía y el paisaje.

Además de esa apariencia de emplazamiento natural que se logra al proyectar el camino de acuerdo con criterios particulares y tratamiento de las secciones transversales, préstamos de material, zonas de derecho de vía y estructuras, la consideración del paisaje interviene en esa fase inicial de localización de la ruta, para proteger algunos sitios de especial interés estético cuyo valor amerite la variación de ésta, evitando así su destrucción. Los elementos dignos de preservación son los que imprimen carácter particular a la zona y aquellos que por su belleza e interés deben conservarse. Esos elementos o sitios pueden ser de origen natural, como playas, formaciones rocosas, bosques y árboles centenarios, o de origen artificial como plantaciones agrícolas, construcciones prehispánicas, coloniales y en general, aquellas con algún valor histórico.

Asimismo, se puede sugerir en su caso alguna variación de la ruta, para acercarla a un sitio especialmente interesante y permitir que éste se capte visualmente desde el camino. Los sitios o elementos que puedan determinar esa variante de ruta serán aquellos como el mar, lagos, ríos, caídas de agua, presas o paisajes de especial interés, debiendo además, considerar los enumerados anteriormente para su protección, o bien algún punto desde donde se domine una población o centro agrícola.

En casos como los mencionados anteriormente, es indicado estudiar la conveniencia y posibilidad de establecer miradores en donde los usuarios del camino puedan estacionarse y gozar de esas vistas, o en su caso captarlas desde los vehículos en movimiento. Es necesario determinar la localización de miradores de antemano, para que se consideren en el proyecto detallado del camino, ya que se debe prever la zona de acuerdo con el trazo y en relación a la topografía, aprovechando algún punto a propósito para su construcción.

13.2.2. Criterio en la sección transversal

El tratamiento de las secciones transversales es de gran importancia en el proyecto paisajista, ya que los elementos que la componen, cortes y terraplenes, además de imprimir directamente carácter al camino, están

sujetos a la erosión y sus problemas consecuentes, como derrumbes y azolvamientos de cunetas y alcantarillas.

Proyectar la sección transversal del camino con miras a su estabilidad, tanto mecánica como superficial, permitiendo el establecimiento de cubiertas vegetales protectoras, supone un costo mayor en la obra inicial; sin embargo, esto puede resultar económico con el tiempo, ya que posiblemente se reducirán considerablemente los gastos que ocasiona su protección y conservación.

A) Cortes. El comportamiento de los cortes varía según el material de que se trate. Así por ejemplo, un corte en roca sana puede no sufrir desprendimientos, mientras que si la roca se encuentra empacada con arcilla o arena, se podrán presentar desprendimientos debido a los cambios de humedad de estos elementos, con la caída subsecuente de las rocas. El mismo problema se presenta cuando el corte contiene diferentes estratos, los que se comportan en forma distinta, propiciando la formación de cavernas y dando lugar a desprendimientos de los estratos superiores (Figura 13.1).

El aspecto estético de ciertos cortes en roca con fuerte pendiente, es muchas veces deseable para mostrar la magnitud de los elementos naturales, así como la importancia de la obra de ingeniería realizada. Ese tipo de corte es especialmente agradable, cuando el trazo del camino es una tangente, o curva vertical (Figura 13.2). Por el contrario, cuando la curva es horizontal, el corte ideal será de menor pendiente, suave como la curva misma (Figura 13.3).

Los cortes con taludes tendidos implican mayor volumen de extracción con el consecuente incremento de costos; sin embargo, en algunos casos, al emplearse ese material en las terracerías del mismo camino, se podría evitar o disminuir la excavación de préstamos que implican perturbaciones adicionales a la zona.

Cuando por razones de economía, aun tomando en cuenta las erogaciones posteriores en la conservación de los cortes no sea conveniente tenderlos disminuyendo su pendiente, queda un último recurso, que si bien no soluciona el problema de la erosión, sí da lugar a que en forma lenta y natural se establezca vegetación de abajo hacia arriba, mejorando además la apariencia del corte. El procedimiento consiste en suavizar únicamente las partes superior e inferior de los cortes, aparentando menor pendiente.

El procedimiento propuesto se basa en imitación de la naturaleza, ya que los cortes tienden a conformarse naturalmente hasta adquirir la forma de la solución propuesta. Al erosionarse inicialmente la parte superior del corte, arrastrando parte de la cubierta no perturbada con residuos vegetales que se depositan en la parte inferior, prospera la vegetación, la cual irá subiendo en el corte, al recibir paulatinamente el producto de deslaves posteriores.

Como resultado de los cortes, es muy común encontrar en los costados de los caminos, montículos de dimensiones reducidas, que son parte del terreno natural donde se efectuó el corte y que debido a que no interfieren con el trazo del camino, no se remueven, quedando aislados del resto del terreno natural (Figura 13.4).

Estos montículos ofrecen mal aspecto al camino, exigen la construcción de cunetas cuando la pendiente es hacia ellos, implican falta de seguridad por ser puntos potenciales de impacto para los vehículos que abandonen el camino y afectan la visibilidad. Es común encontrar este

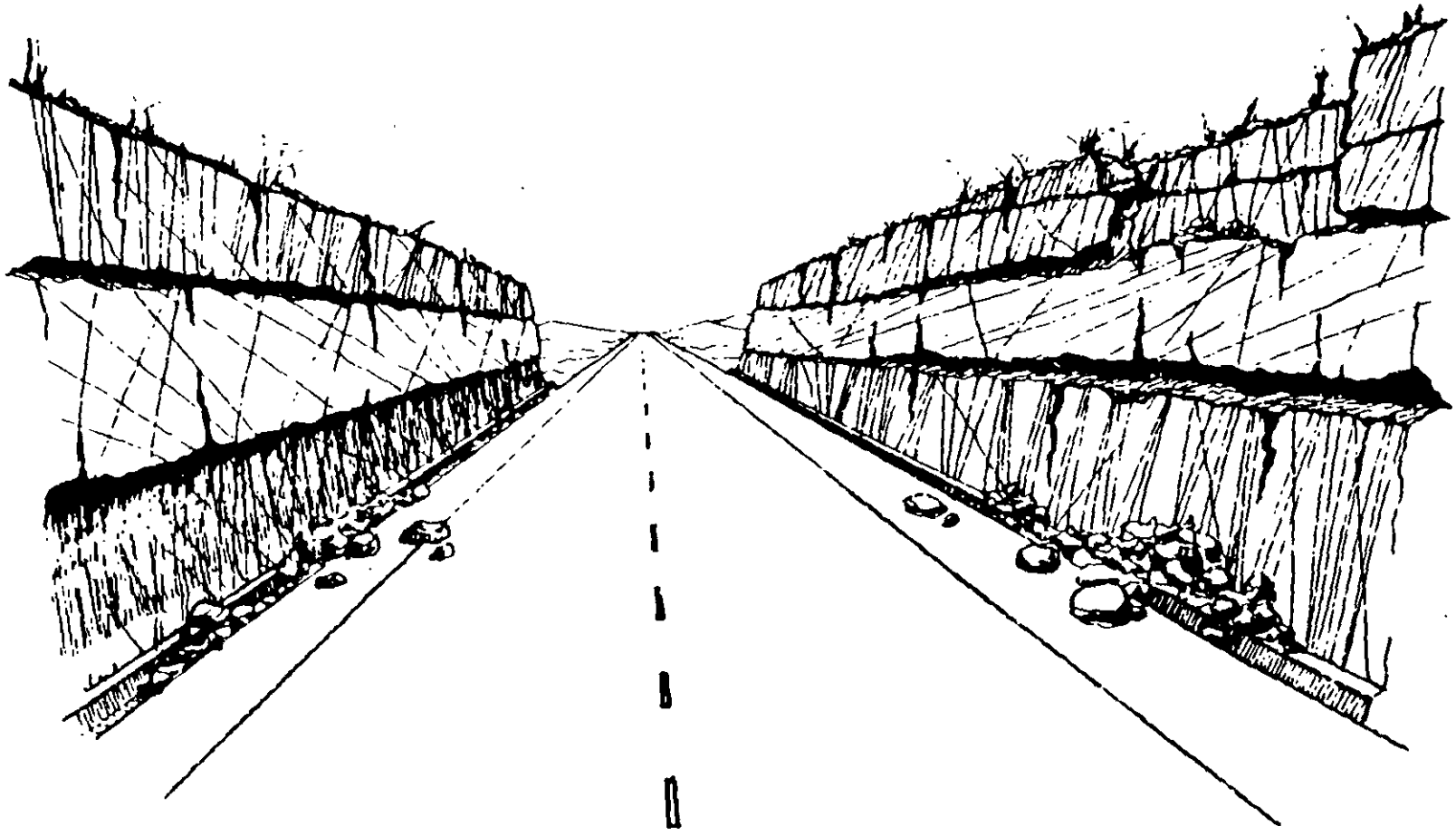


FIGURA 13 i. FORMACION DE CAVERNAS ENTRE LOS DIFERENTES ESTRATOS

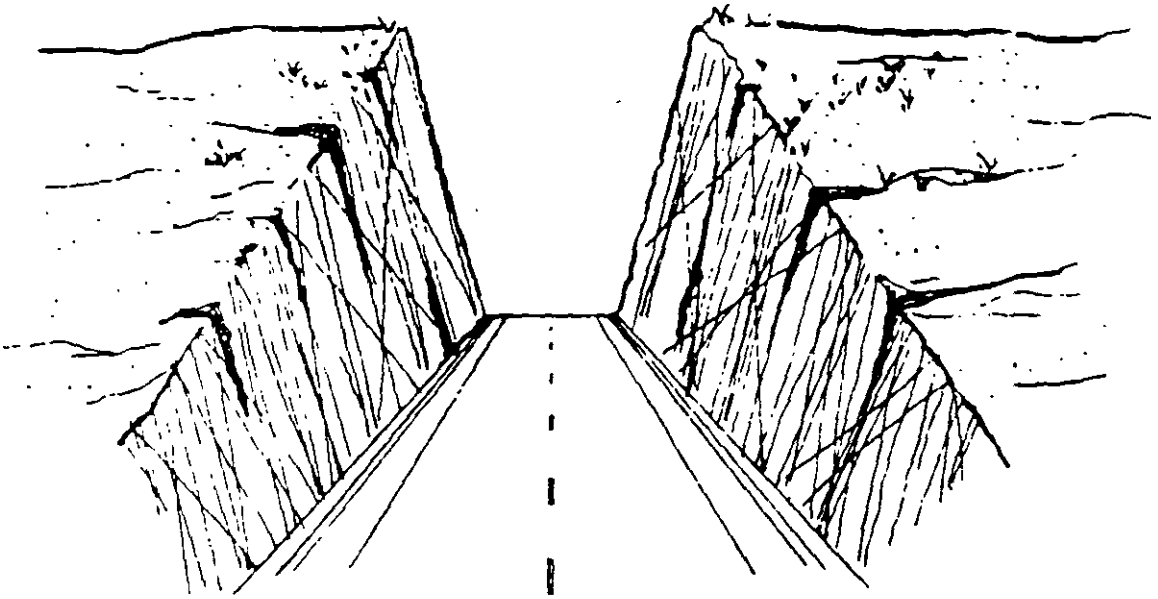


FIGURA 13.2. CORTE VERTICAL EN TANGENTE

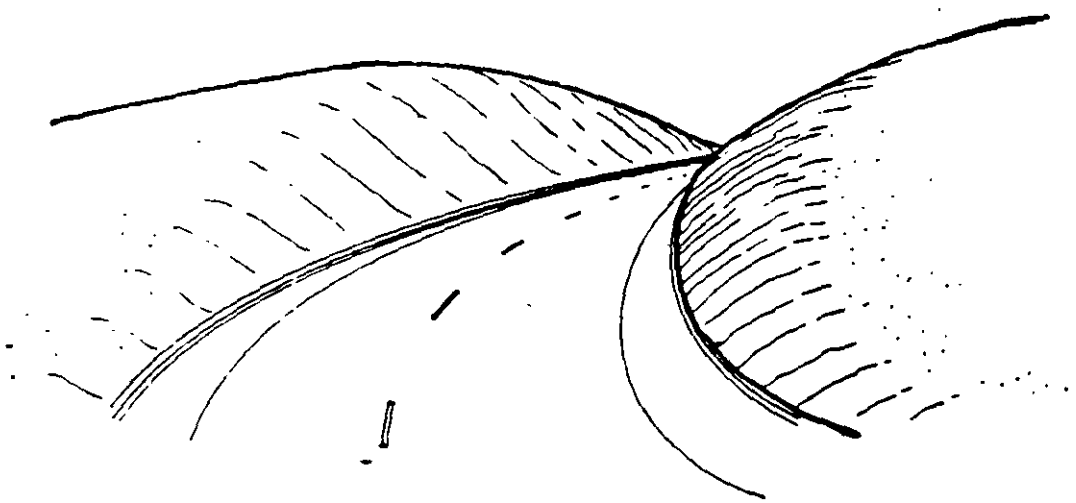


FIGURA 13.3. CORTE SUAVE EN CURVA HORIZONTAL

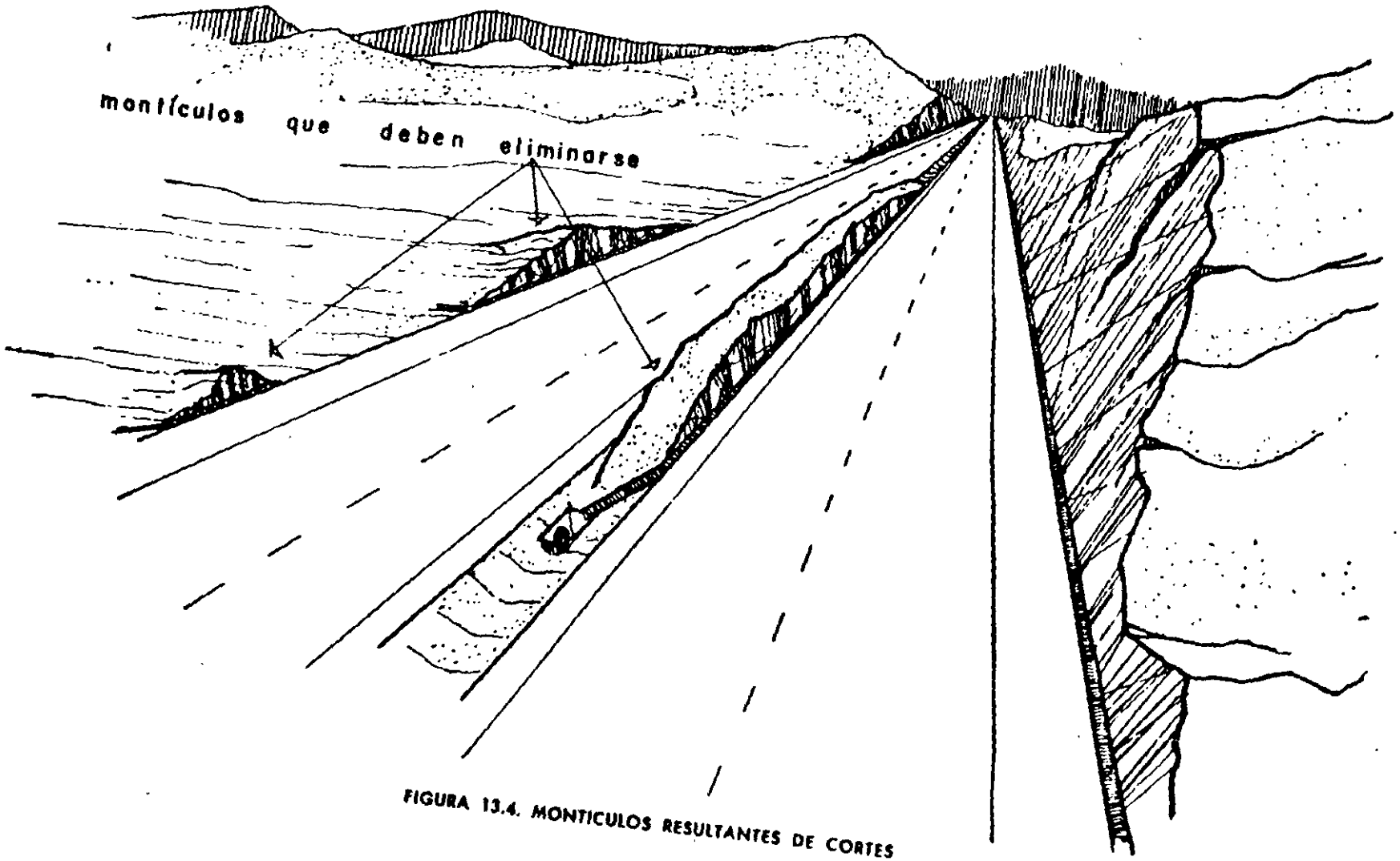


FIGURA 13.4. MONTICULOS RESULTANTES DE CORTES

tipo de montículos a los lados del camino, o bien en la faja central entre dos cuerpos y algunas veces en isletas resultantes de entronques. Es necesario considerar la eliminación de ellos desde el proyecto de la sección transversal, previendo que durante la extracción del material del corte se lleve a cabo, ya que posteriormente sería más costosa y laboriosa su eliminación.

La eliminación de los montículos y el abatimiento de los taludes de los cortes ofrecen un mayor margen de seguridad para el tránsito, ya que se evitan puntos de impacto o bien se suavizan. Al mismo tiempo mejora la visibilidad en el camino, permitiendo por otro lado su protección contra la erosión por medio de especies vegetales, quedando así reestructurada la naturaleza en los lugares en que la construcción del camino ha causado perturbaciones.

B) Terracerías. El proyecto y tratamiento de la sección transversal en terraplenes tiene igual importancia que en los cortes, siendo el criterio paisajista similar en términos generales.

El diseño de los terraplenes de acuerdo con estas ideas ayuda en forma singular a la integración del camino con el paisaje circundante, evitando de esa manera la apariencia de artificialidad en la que se siente claramente que el camino está construido sobre el terreno, en vez de formar parte del mismo, integrándose. Para lograr la integración es necesario tener en cuenta que en tanto sean menos pronunciados los taludes, su apariencia será mejor, además de permitir con esto el establecimiento de vegetación, sea espontánea o sembrada, con lo que se evitará la erosión superficial.

Evidentemente el costo de los trabajos de construcción aumentará por el mayor volumen de las terracerías; sin embargo, en algunos casos existen factores posteriores a la construcción de dichos terraplenes cuyo costo se evita, equilibrándose así la inversión, ya sea en forma parcial o total (Figura 13.5).

Al no existir erosión, se protegen algunas obras complementarias, como los lavaderos y las salidas de alcantarillas.

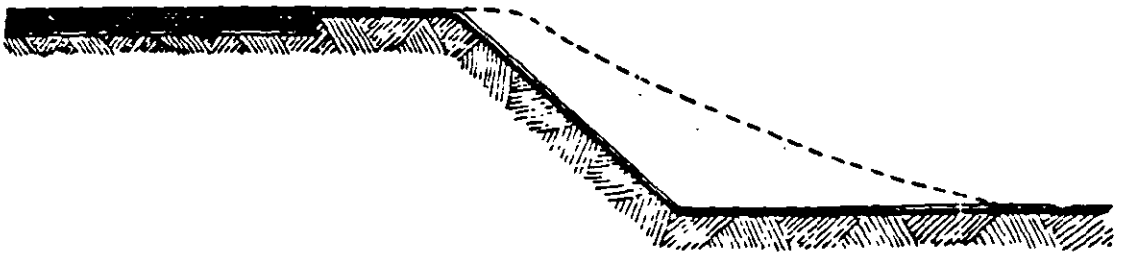
Al disminuir las pendientes de los taludes se aumenta la seguridad y se evita la colocación de defensas protectoras.

Cuando los taludes se encuentran debidamente protegidos con vegetación, es innecesaria la construcción de guarniciones.

Todos los factores señalados deberán tomarse en consideración en el proyecto de un camino, ya que el ahorro que implicaría el llevar a cabo el mismo sin prestar atención a las consecuencias, puede resultar mucho menor que los beneficios logrados, tanto en la conservación del camino como en la simplificación de la obra y en el cumplimiento de su función económico-social.

Un factor digno de consideración en el proyecto de terraplenes es su protección contra la erosión, lo que se logra en gran parte al estabilizar su superficie por medio de especies vegetales.

Para este efecto es importante tener en cuenta que las plantas, para su desarrollo, requieren de tierra fértil, lo que se debe prever en el inicio de las obras, almacenando debidamente el material producto de despalme, evitando su contaminación con otros materiales de construcción. En la etapa final de construcción de terraplenes deberá utilizarse dicha tierra o material de despalme para cubrir los taludes, lo que permitirá el establecimiento fácil de la vegetación protectora.



Una pendiente suave permite aumentar la sensación de seguridad. El establecimiento de vegetación evita la erosión, además de mejorar notablemente la apariencia.

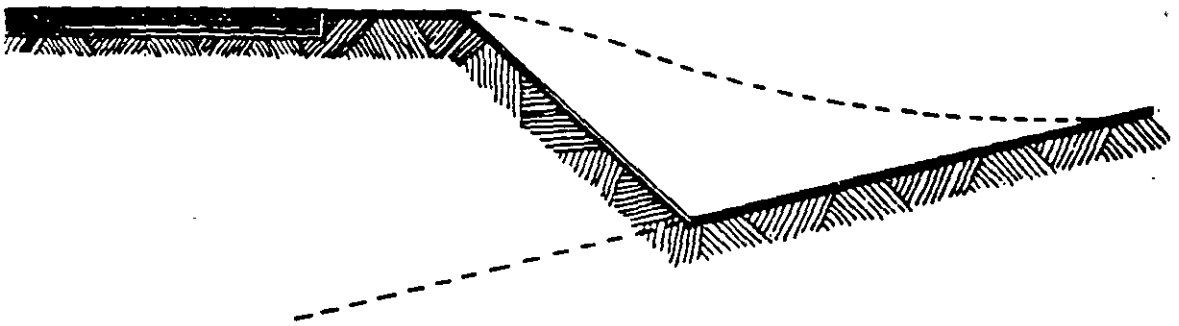


FIGURA 13.5. MENOR PENDIENTE EN TERRAPLENES

C) Isletas en entronque. Las isletas resultantes de las ramas de los entronques requieren especial atención en su proyecto particular, puesto que al estar circundadas por el camino deben ofrecer seguridad y buena apariencia en todo su perímetro. Los niveles y drenajes deben proyectarse basándose tanto en la topografía natural como en la resultante de las terracerías del camino, evitando en lo posible la excavación de zanjas para drenaje, así como pendientes exageradas que ofrezcan falta de seguridad y mal aspecto.

La superficie de cada isleta deberá asumir de una forma práctica, lo que se logrará al proyectar las curvas de nivel engendradas en algún nivel predominante, como un cono de derrame, o bien proyectando los niveles en forma decreciente, pero uniforme, hacia el lugar que sea adecuado para desalojar el agua por una alcantarilla (Figura 13.6).

Se evitará que en las isletas queden montículos, estructuras abandonadas, desperdicios de materiales y demás elementos que afectan su buena apariencia.

Con objeto de que las isletas puedan ser protegidas de la erosión, por medio de especies vegetales, es necesario proveer de una cubierta de tierra fértil a toda el área, pudiéndose emplear para esto, material producto de despalme.

D) Faja central. En los casos de caminos con fajas separadoras es importante proyectar estos elementos en tal forma que su apariencia sea agradable, que ofrezca seguridad y que su drenaje no presente problemas al camino.

En términos generales, las fajas separadoras no deberán ser exageradamente profundas ya que, además de ofrecer mal aspecto, no presentan seguridad para los vehículos que pudieran caer en ella. La pendiente debe ser suficiente para el drenaje pero tan suave como sea posible (Figura 13.7).

En los casos de camellón, la pendiente de éste podrá considerarse hacia el centro, con una ligera curvatura que facilite su drenaje, o bien con un ligero bombeo del centro hacia sus costados (Figura 13.8).

La conveniencia de variar el ancho de la faja entre dos cuerpos debe tomarse en cuenta, tanto desde el punto de vista de seguridad, como del estético:

1. Consideraciones de seguridad. El espacio suficiente para evitar que un vehículo invada accidentalmente los carriles de sentido opuesto, permite la plantación de cortinas antideslumbrantes, rompevientos, contra salpicaduras y de amortiguamiento en accidentes y evita la monotonía y fatiga consecuentes, lográndose una mayor seguridad en el tránsito.

2. Consideraciones estéticas. Permite preservar y aumentar la vegetación existente. Facilita la posibilidad de variar el nivel entre una curva y otra, cuando esto sea necesario.

Las variaciones en el ancho de la faja separadora del camino deben hacerse en algún punto donde el cambio no se sienta arbitrario (Figura 13.9).

13.3 CRITERIO EN ESTRUCTURAS Y OBRAS ACCESORIAS

Por ser las estructuras elementos aislados en los caminos, son especialmente notorias y su apariencia es de gran importancia. El emplazamiento de las obras debe influir directamente en el diseño arquitectónico de las estructuras, pues al estar supeditadas al sitio deben integrarse a él, de

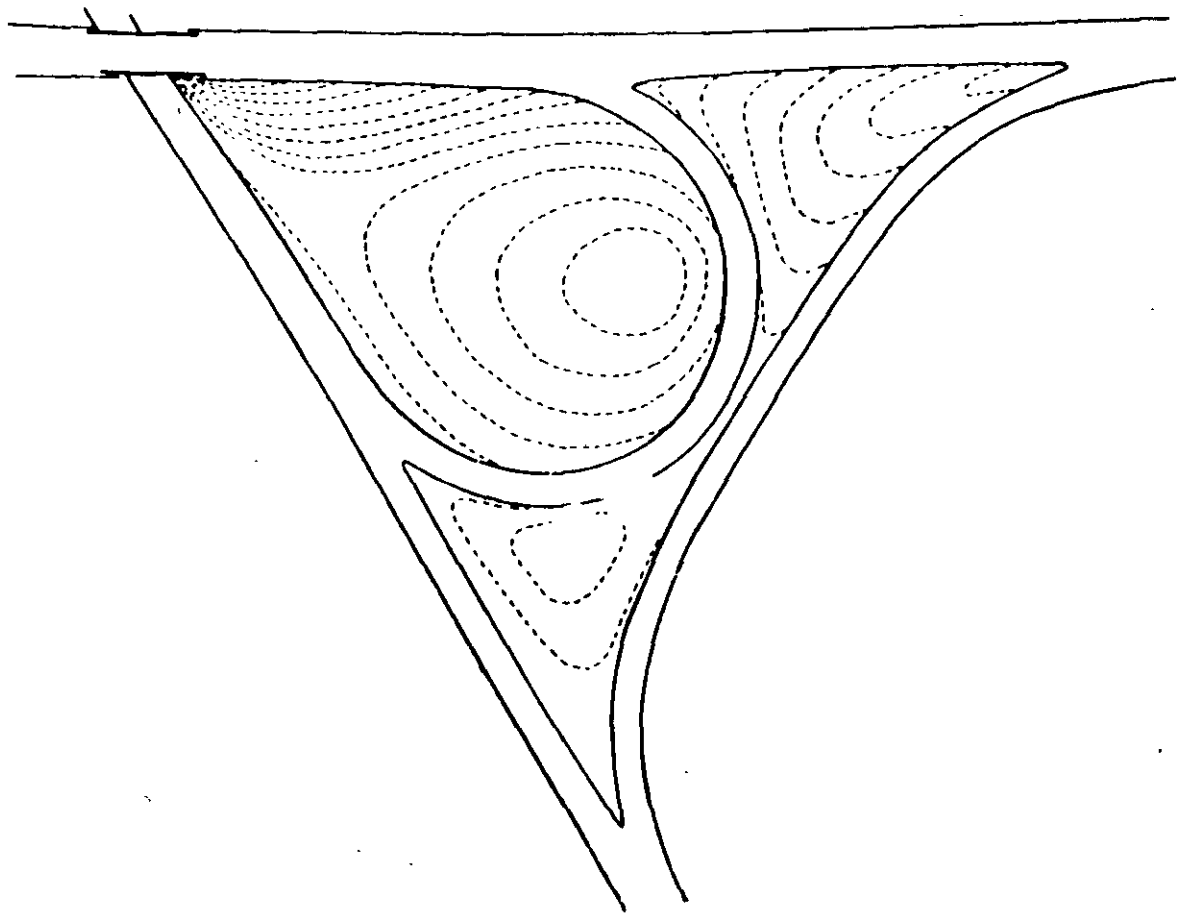
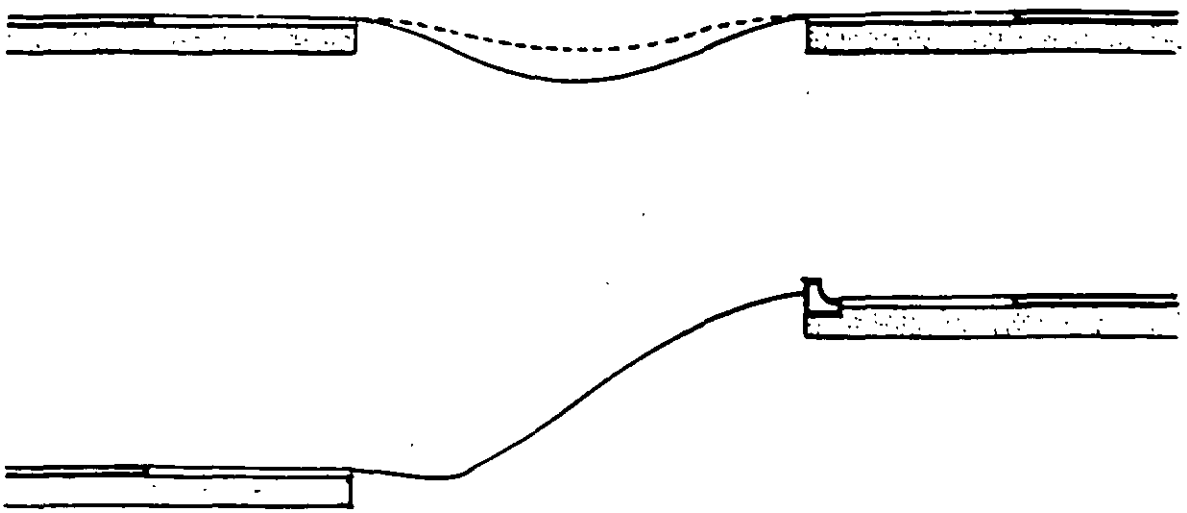


FIGURA 13.6 NIVELES DE PROYECTO EN ISLETAS RESULTANTES DE ENTRONQUES



Las pendientes serán las mínimas necesarias para permitir el drenaje.

FIGURA 13.7

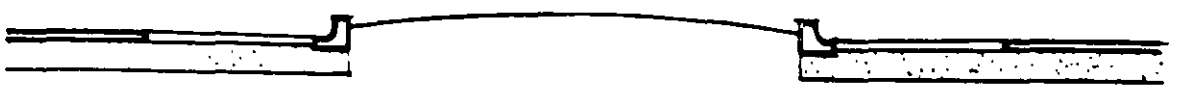
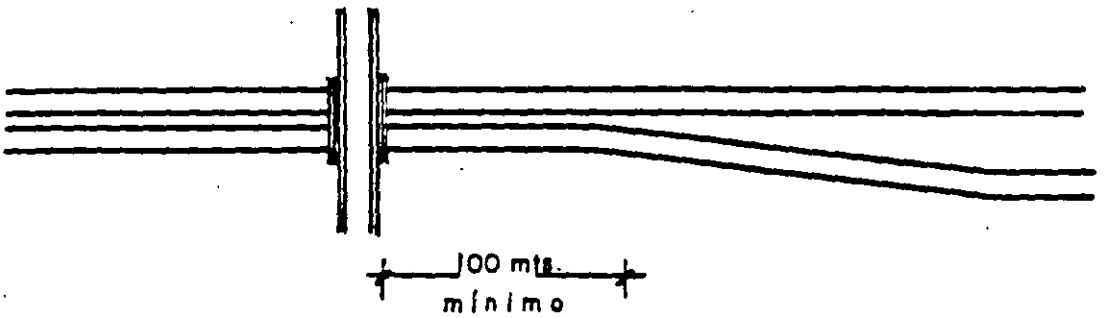


FIGURA 13.8

FAJAS SEPARADORAS

El cambio debe localizarse en una curva, a la salida de un puente o algún elemento similar.



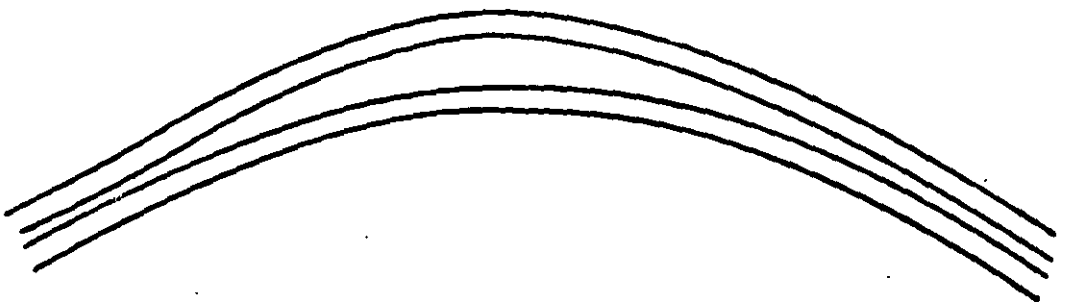


FIGURA 13.9. VARIACIONES DE ANCHO DE LA FAJA CENTRAL

tal manera que se sienta lógica tanto su forma como su localización. Un aspecto importante en el diseño de una serie de estructuras es la armonía que debe existir entre ellas, sin que por ello deban ser iguales.

Los diferentes tipos de estructuras que componen o complementan un camino, se pueden dividir según su importancia desde el punto de vista estético de la carretera, en tres grupos:

— Aquellas estructuras que se encuentran sobre el camino.

— Las que se localicen lateralmente y a nivel del camino.

— Las que no son visibles desde el camino.

Las estructuras de mayor importancia son obviamente aquellas que se encuentren sobre el camino; sin embargo, hay que tener en cuenta que la carretera es también vista lateralmente, tanto por los habitantes de las inmediaciones como por los usuarios de otras vías de comunicación que la crucen o simplemente se acerquen a ella.

13.3.1 Estructuras sobre el camino

Las estructuras que se encuentran sobre el camino son especialmente importantes, por formar parte del mismo. Es por eso que su proyecto implica el análisis de cada una en lo particular, tomando en cuenta que debe armonizar con las demás estructuras. Dentro de esta primera categoría se encuentran estructuras tales como pasos a desnivel, ya sean para peatones, vehículos o ganado, y estaciones para el cobro de cuotas.

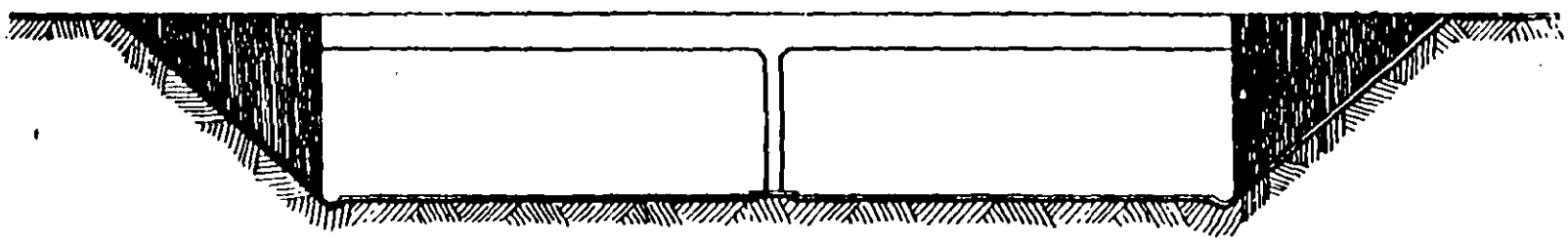
La apariencia de las estructuras requiere un profundo análisis para su proyecto, buscando que su forma permita tanto economía y función, como buen aspecto. Un correcto diseño será aquel que, siendo estético, se sienta lógico en cuanto a su emplazamiento y función, sin que su costo aumente considerablemente por esas razones. A continuación se comparan algunas estructuras para paso a desnivel y distintos tipos de parapeto.

A) Pasos a desnivel. Se ejemplifican algunas figuras comparativas de pasos a desnivel con una misma sección, pero con ciertas variantes que hacen cambiar su fisonomía (Figuras 13.10 a 13.19). Una posibilidad digna de consideración, al definir la localización de un paso a desnivel, es el aprovechamiento de algún corte o desnivel del terreno natural, con que se obtiene un aspecto notablemente mejor que si se construye en una zona plana, donde sería indispensable construir terraplenes de acceso para permitir alcanzar el nivel de rasante necesario, lo que aumenta la artificialidad de la estructura (Figuras 13.20 y 13.21).

En términos generales se puede afirmar que mientras más sencilla sea la línea de la estructura de un paso, será mejor su aspecto.

B) Parapetos. Los parapetos de los puentes y pasos a desnivel tienen gran importancia en la apariencia definitiva de la estructura. Por esto, el proyecto estético del parapeto debe basarse en el de las estructuras, ya que forma parte de las mismas.

Los parapetos llegan a modificar en forma radical la apariencia de las estructuras, las cuales pueden parecer más ligeras o más pesadas, o bien de aspecto sencillo y lógico, o complicado por los diferentes tipos de elementos que los compongan.



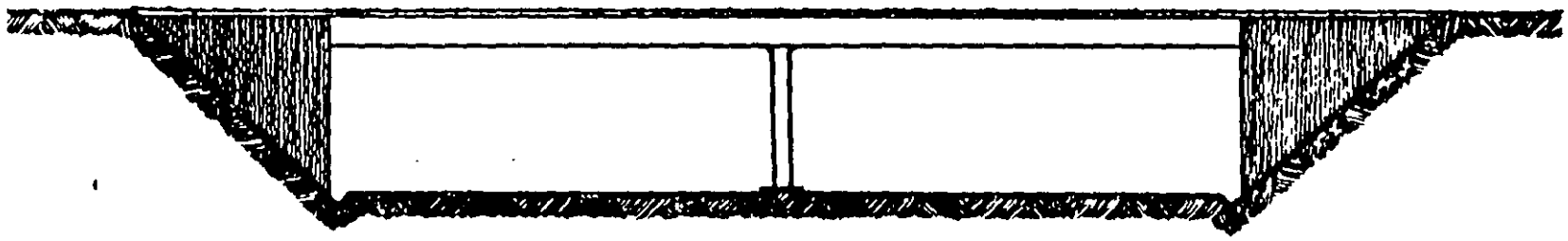
Paso a desnivel cuyo diseño presenta dos problemas opticos a considerar :

a) La superestructura excesivamente peraltada, se hace demasiado notoria cuando el claro es corto.

b) La proximidad de los soportes a la superficie de rodamiento, presenta obstáculos ópticos ya que se reduce considerablemente el angulo visual del conductor, especialmente cuando la estructura está situada en una curva.

La cercanía de los estribos produce un efecto óptico de estrechez en el camino, aunque esto no sea fisicamente real

FIGURA 13.10. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE DOS CLAROS Y UN SOLO PAÑO



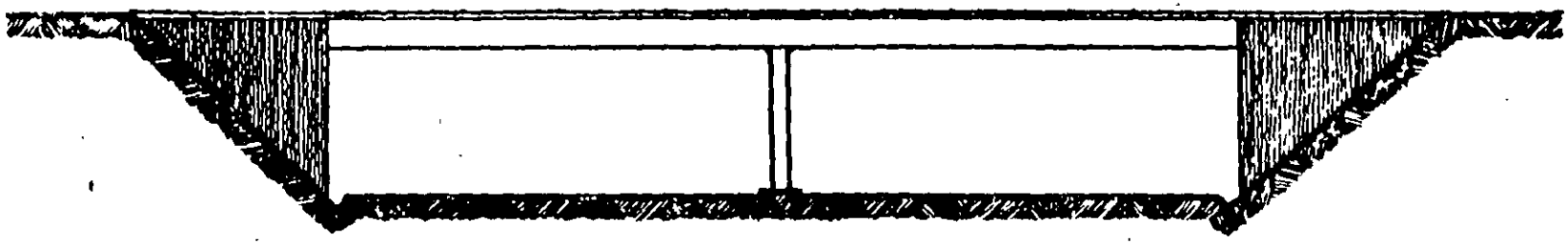
Este ejemplo, similar al anterior, tiene mejor apariencia debido a una guarnición que corre a todo lo largo de la losa, pasando sobre los estribos.

El efecto de esta guarnición es positivo, por ser un voladizo sobre el paño de la trabe, lo que produce una sombra que hace parecer de menor peralte la losa con su consecuente efecto de ligereza.

El que esta guarnición pase sobre los estribos, ofrece una impresión de continuidad, pareciendo el puente más amplio.

El hecho de que la pila central esté remetida con respecto a la losa, hace que la pila pierda importancia visual, acentuando con esto la amplitud de los claros.

FIGURA 13.11. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE DOS CLAROS, CON CAMBIO DE PAÑOS EN PILA CENTRAL Y BANQUETA



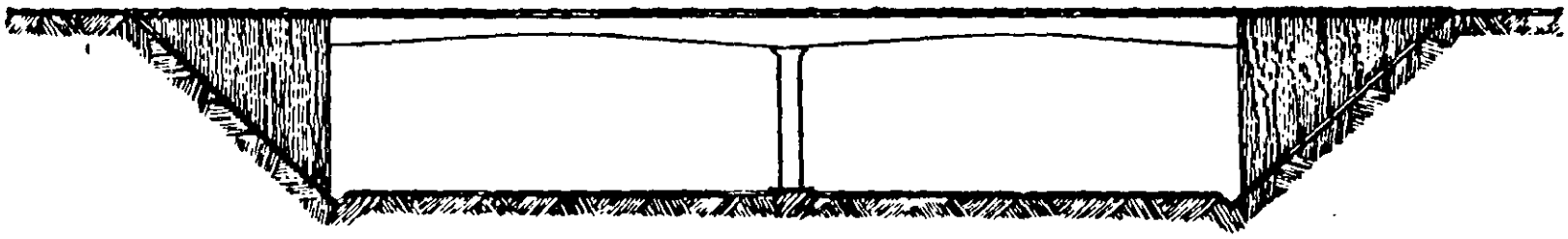
Este ejemplo, similar al anterior, tiene mejor apariencia debido a una guarnición que corre a todo lo largo de la losa, pasando sobre los estribos.

El efecto de esta guarnición es positivo, por ser un voladizo sobre el paño de la trabe, lo que produce una sombra que hace parecer de menor peralte la losa con su consecuente efecto de ligereza.

El que esta guarnición pase sobre los estribos, ofrece una impresión de continuidad, pareciendo el puente más amplio.

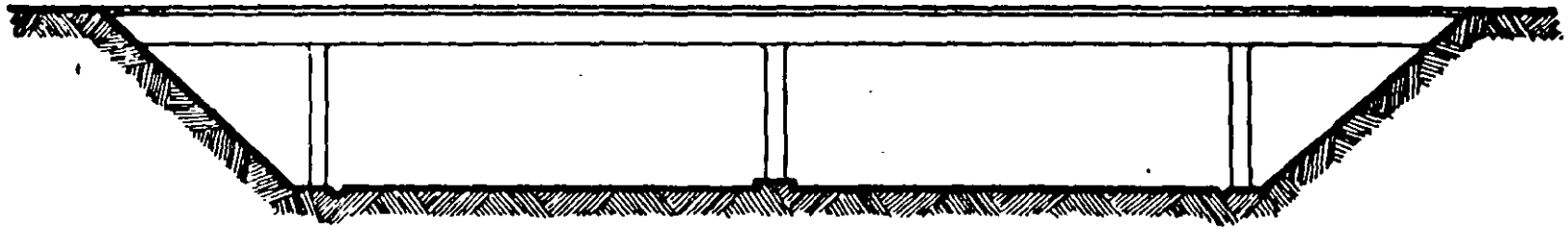
El hecho de que la pila central esté remetida con respecto a la losa, hace que la pila pierda importancia visual, acentuando con esto la amplitud de los claros.

FIGURA 13.11. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE DOS CLAROS, CON CAMBIO DE PAÑOS EN PILA CENTRAL Y BANQUETA



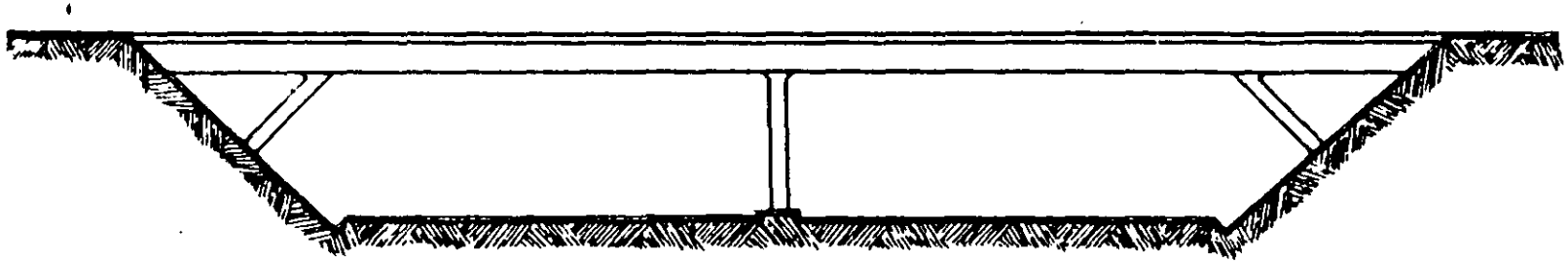
En este ejemplo se encuentra reducido el peralte de la losa al centro de los claros, el efecto producido es interesante por que además de verse ligera la estructura, se siente la forma lógica en cuanto a su trabajo estructural, recordando el arco.

FIGURA 13.12. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE DOS CLAROS CON REDUCCION DE PERALTE AL CENTRO DE LAS MISMAS



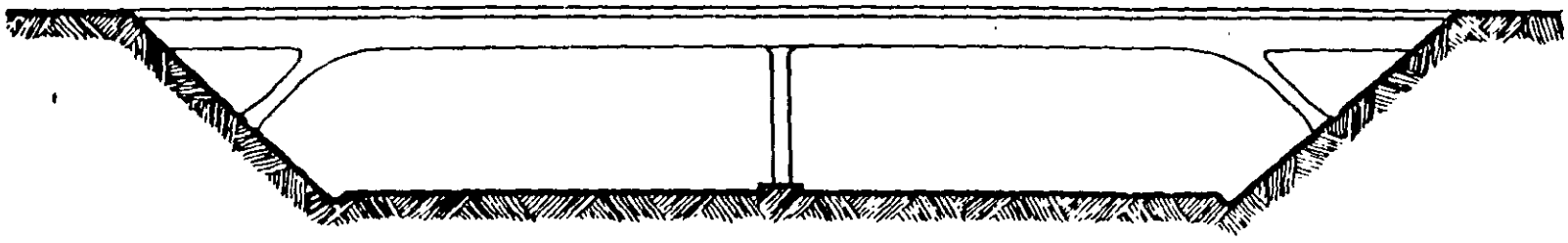
En esta figura se eliminan los estribos y como consecuencia la estructura se siente mas ligera, mejorando notablemente la visibilidad, especialmente cuando se sitúa en una curva

FIGURA 13.13. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE CUATRO CLAROS Y SUBSTITUCION DE ESTRIBOS POR PILAS VERTICALES



Ejemplo análogo a la figura anterior aunque con los soportes laterales inclinados, produciéndose un efecto de mayor amplitud en los claros

FIGURA 13.14. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE CUATRO CLAROS, CON SOPORTES LATERALES INCLINADOS Y CAMBIO DE PAÑOS



Semejante a la figura anterior aunque diferenciada por tener el mismo paño las tornapuntas y la losa, además de estar suavizados las uniones con lineas curvas.

FIGURA 13.15. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE CUATRO CLAROS, CON SOPORTES LATERALES INCLINADOS

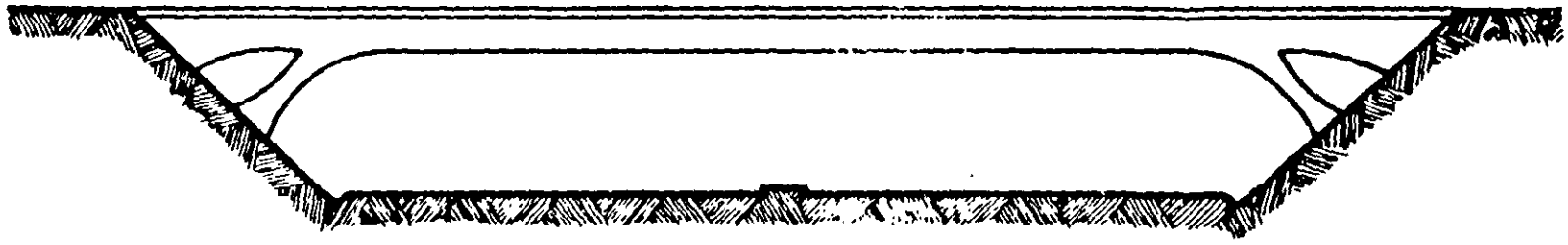


FIGURA 13.16. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE UN SOLO CLARO, SOLUCION ESTETICAMENTE NEGATIVA

Solución semejante a la figura anterior de apariencia más ligera y - ocultando su trabajo estructural.

FIGURA 13.17. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE UN SOLO CLARO Y DE APARIENCIA LIGERA

Esta solución, sencilla y armónica, donde se conjugan la forma y el trabajo estructural, es óptima, sintiéndose lógica su forma y emplazamiento dentro de una topografía natural.

FIGURA 13.18. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE UN SOLO CLARO Y OPTIMA APARIENCIA

Ejemplo análogo a los anteriores pero sin pila central, su efecto de esbeltez y continuidad se acentúa

FIGURA 13.19. PASO A DESNIVEL. SUPERESTRUCTURA DE UN SOLO CLARO

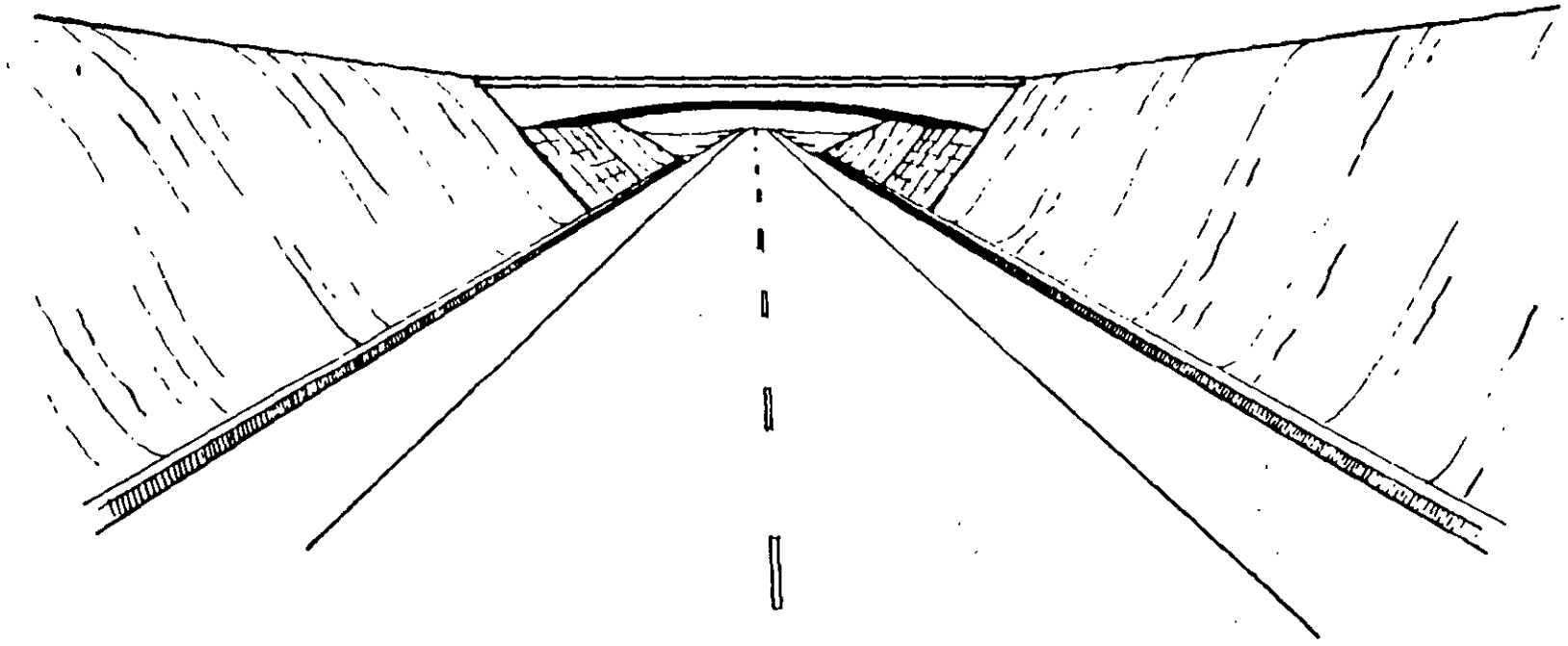


FIGURA 13.20. PASO A DESNIVEL LOCALIZADO SOBRE TERRENO NATURAL EN CORTE

mayor artificialidad que el ejemplo de la figura 13.20

FIGURA 13.21. PASO A DESNIVEL EN UNA ZONA PLANA POR LO QUE SE REQUIERE LA CONSTRUCCION DE TERRACERIAS

En términos generales se puede afirmar que el diseño ideal de un parapeto será aquel que, sin un costo exagerado, cumpla con la función de seguridad para el tránsito, tanto de peatones como de vehículos, sea capaz de soportar los posibles impactos sobre él y que ofrezca una apariencia que esté de acuerdo con la fisonomía de las estructuras. La apariencia deseada en un parapeto será aquella que complemente la de la estructura, permitiendo que su aspecto sea sencillo y claro, tanto sobre la estructura como bajo ella.

En estructuras de claro reducido, el parapeto debe aumentar la sensación de amplitud de la estructura, lo que se logrará al tener éste continuidad a todo lo largo de la obra.

En las Figuras 13.22, 13.23 y 13.24, se comparan tres tipos de parapetos en igualdad de condiciones, pero con variantes que hacen que el aspecto de la estructura cambie radicalmente.

La Figura 13.22 muestra un parapeto metálico a todo lo largo de la estructura, con remates de concreto en sus extremos. Desde el punto de vista estético, esos remates de concreto afectan negativamente su apariencia, ya que se sienten aislados del resto de la estructura, tanto por su forma como por el material que los compone, y el parapeto metálico no se siente lo suficientemente anclado en la estructura, por lo que la sensación de seguridad no se consigue.

La Figura 13.23 cuenta asimismo con parapeto mixto. Sus remates, aparte de ser mayores que en la anterior, se integran a la estructura ofreciendo continuidad por el uso del mismo material que compone los estribos y su localización y liga con ellos. En este ejemplo la sensación de seguridad es mayor, por sentirse el parapeto metálico debidamente anclado en la estructura; sin embargo, en un claro corto la sensación de amplitud de la estructura se reduce por no tener continuidad longitudinal.

La Figura 13.24 muestra un parapeto de concreto armado, al igual que la estructura, por lo que la apariencia de sencillez es mayor que en los ejemplos anteriores. El parapeto de concreto tiene continuidad, tanto por el empleo de los materiales de la estructura como por su línea sencilla y continua, sin remates. Consecuentemente, la longitud de la estructura parece mayor que en los casos anteriores. La sensación de seguridad también se acrecenta por el uso del concreto, en lugar de barras metálicas. Con objeto de que sirva para el tránsito de peatones, este parapeto cuenta con un tubo o pasamanos que va a todo lo largo de la estructura, lo que permite, además, reducir el peralte del elemento de concreto.

La elección de un tipo determinado de parapeto ofrece, asimismo, la posibilidad de variarlo con pequeños cambios que ayuden a su apariencia, según cada caso. Tomando como base el parapeto de la Figura 13.24, se analizan tres variaciones sobre el mismo tipo. La primera es un parapeto de concreto con el mismo paño que la estructura, lo que ofrece un peralte en algunos casos excesivo, con relación a la longitud de la estructura.

La Figura 13.25 difiere de la anterior, por una simple incisión a todo lo largo, entre parapeto y estructura, cuya función es acusar su longitud. La Figura 13.26 es más clara, por tener un cambio de paños entre estructura y parapetos. Este caso será óptimo en claros reducidos, ya que el primer plano o parapeto ofrecerá sombra a la estructura, obteniéndose de esa manera una apariencia de mayor esbeltez.

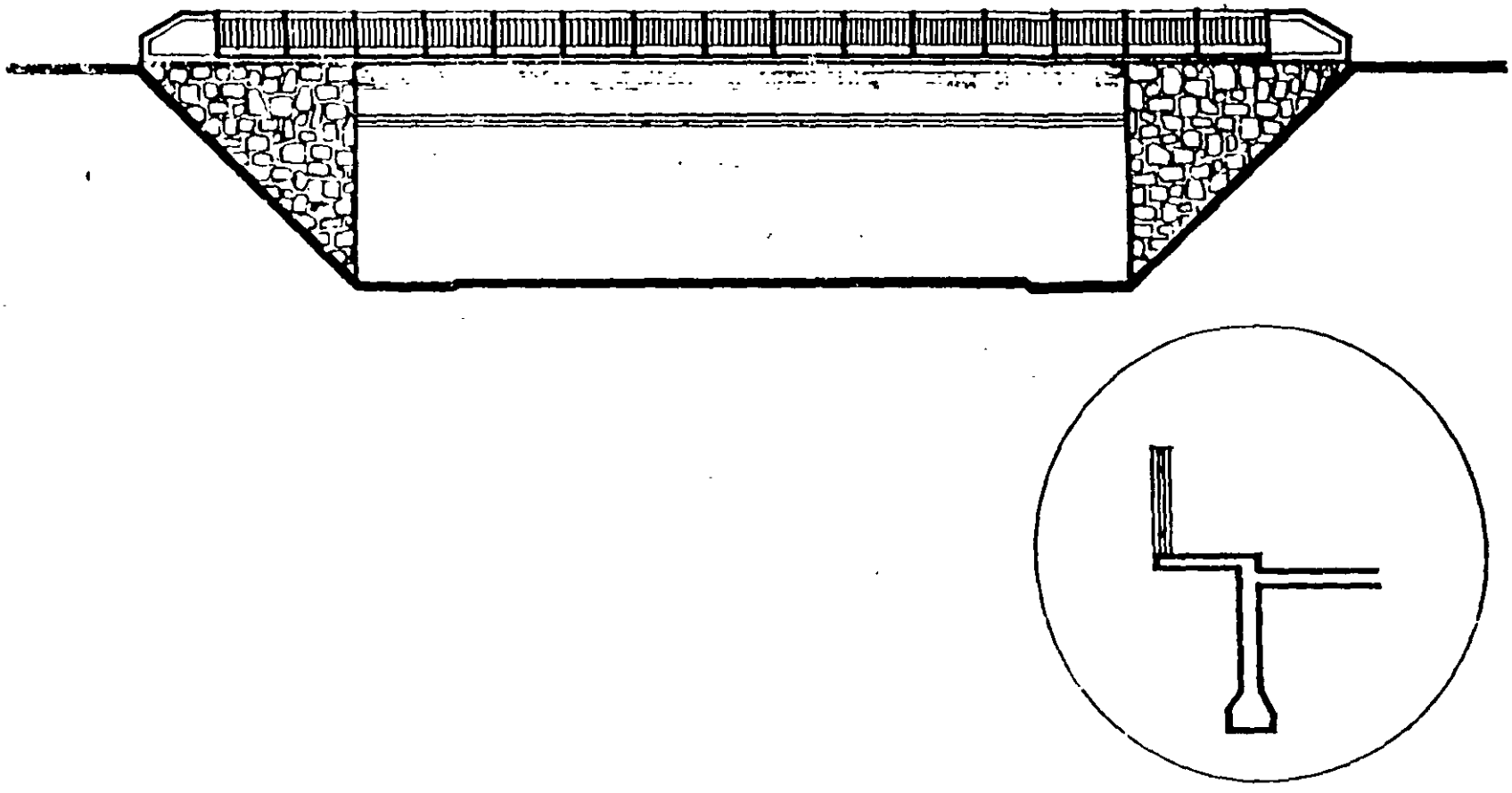


FIGURA 13.22. PARAPETO METALICO CON REMATES DE CONCRETO

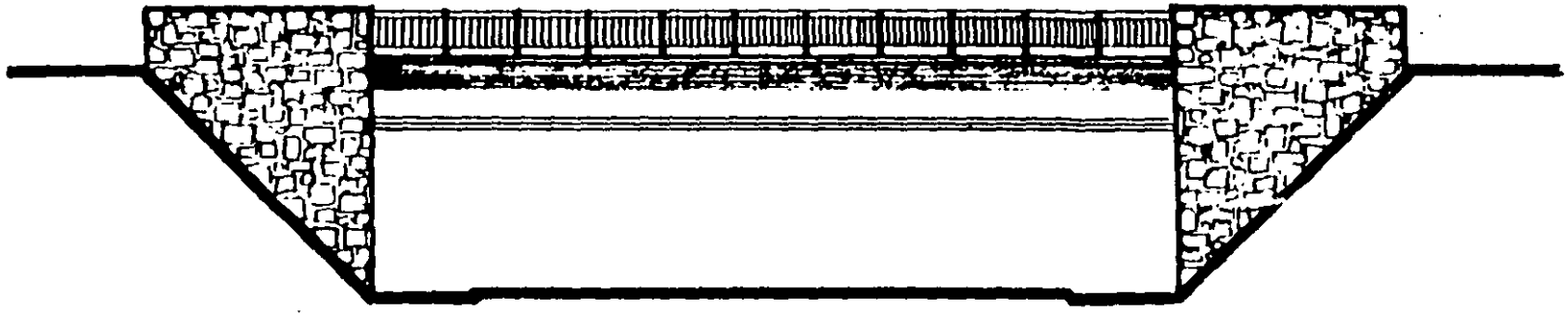


FIGURA 13.23. PARAPETO METALICO CON REMATES DEL MISMO MATERIAL QUE LOS ESTRIBOS

FIGURA 13.24. PARAPETO DE CONCRETO AL MISMO PAÑO QUE LA ESTRUCTURA

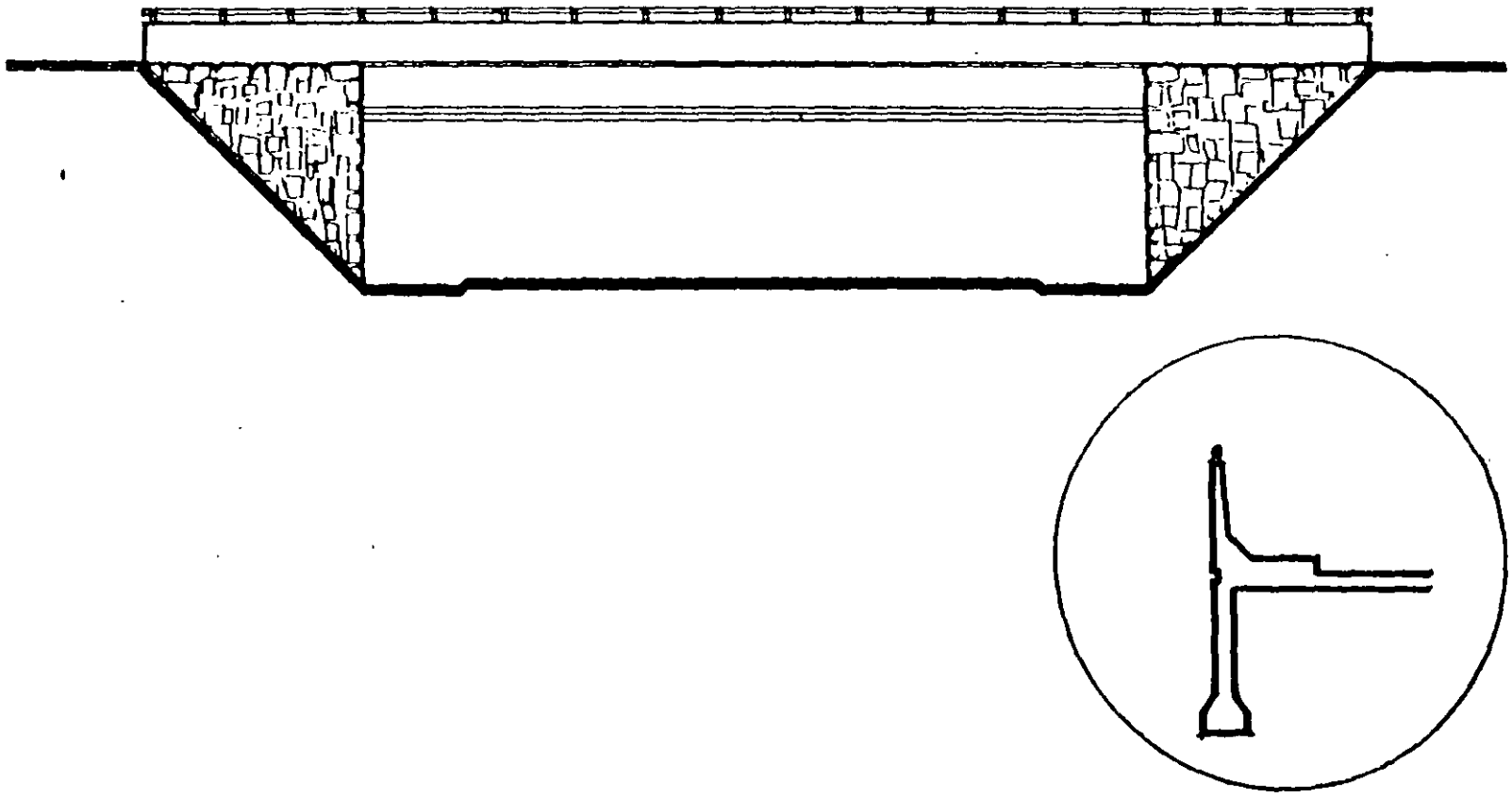


FIGURA 13.25. PARAPETO DE CONCRETO AL MISMO PAÑO QUE LA ESTRUCTURA, CON UNA INCISION QUE SEPARA LOS DOS ELEMENTOS

13.3.2 Estructuras laterales al camino

Las estructuras que se localizan lateralmente y a nivel del camino, como los servicios de estaciones de combustible, casetas de control, restaurantes, y demás instalaciones similares, son importantes desde el punto de vista estético, porque afectan de manera definitiva el aspecto general del camino. Es por esto que debe cuidarse la apariencia de dichas edificaciones, evitando que afecte de manera negativa la del camino.

La ubicación de las instalaciones mencionadas debe seleccionarse sobre la base de su función, y su localización definirá en parte el criterio de proyecto a seguir, de tal forma que, además de llenar los requisitos para su funcionamiento, su apariencia tenga, si es posible, el carácter de la localidad, con lo que el trayecto del camino será agradable, por sentir con mayor intensidad las características propias de las zonas recorridas. El carácter local se puede lograr con la utilización de materiales de la región, en tal forma que las estructuras se integren más fácilmente, lo que se complementará por medio de plantaciones.

Es importante lograr armonía entre estos proyectos y evitar que las edificaciones se destaquen en forma exagerada por sí mismas o por medio de anuncios.

13.3.3 Estructuras no visibles desde el camino

Las estructuras que no son visibles desde el camino tienen también importancia desde el punto de vista paisajista, ya que la buena apariencia de la carretera se debe tener tanto dentro como fuera de ella, permitiendo que los habitantes de la zona obtengan una impresión favorable de la obra.

La construcción de un camino generalmente trae beneficio a las zonas que atraviesa, pero al mismo tiempo causa ciertos trastornos, tanto físicos como estéticos. Es por ello que se debe tratar de eliminarlos o disminuirlos, por medio de proyectos en los que se tome en cuenta este aspecto y no únicamente la solución específica del funcionamiento del camino. Al proyectar una obra con un presupuesto determinado se debe tender a que ésta sea estética, sin que por ello su costo varíe.

Dentro de este grupo de estructuras que no son vistas desde el camino se incluyen especialmente los pasos inferiores, sean éstos para alguna vía de comunicación o bien para pasos de peatones e inclusive de ganado. Existen también algunas estructuras, como alcantarillas, puentes y acueductos, cuya función es permitir el paso bajo el camino de alguna corriente de agua. Estas estructuras ameritan también la obtención de soluciones estéticas, pues siempre habrá algún punto desde donde sean visibles.

13.3.4 Obras auxiliares

La existencia de las obras menores o auxiliares, como son lavaderos, cunetas, muros de alcantarillas y bordillos, tiene también influencia en la apariencia general del camino, por lo que se debe procurar el aspecto estético de ellas y reducir su notoriedad, disminuyendo así artificialidad al camino. Al lograr que las obras sean menos notorias, se resuelve en parte el problema de la destrucción que causan las erosiones (Figura 13.27).

En el caso específico de los lavaderos, es necesario solucionar su anclaje al terraplén, ya que si se construyen una vez terminada la carretera, surgen

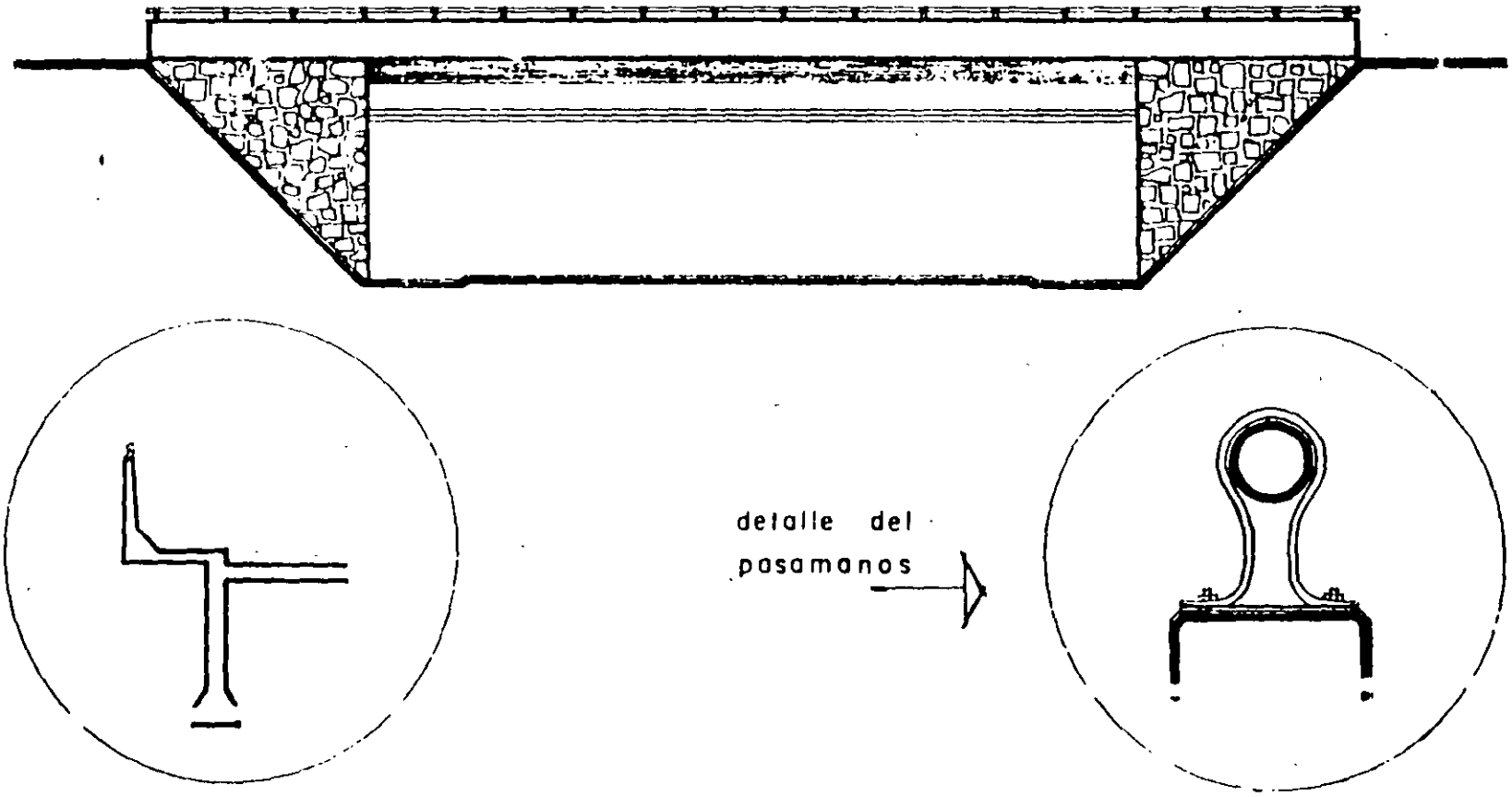
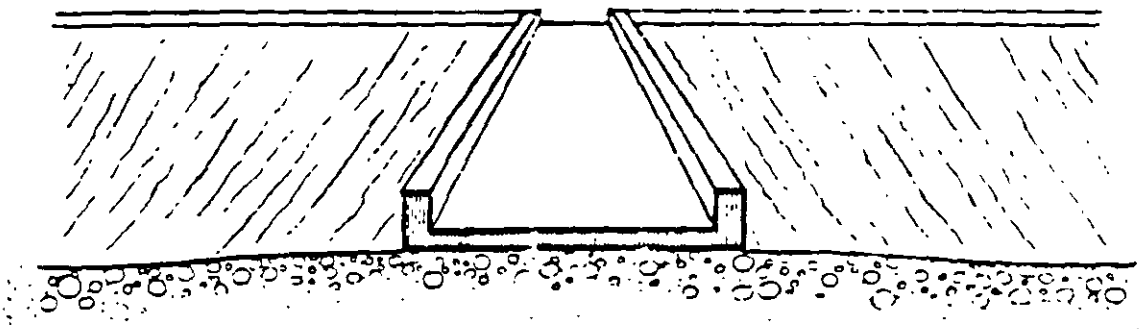
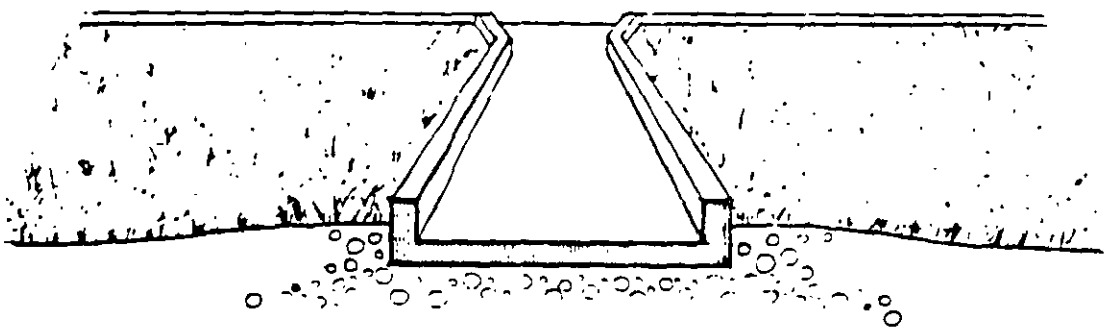


FIGURA 13.26 PARAPETO DE CONCRETO COMO PRIMER PLANO, OBTENIENDOSE SOMBRA SOBRE LA ESTRUCTURA



(a)

La sección transversal de un lavadero en el ejemplo (a) tiene un aspecto de artificialidad además de estar expuesto a la erosión por lo que se debe proteger, ejemplo (b)



(b)

FIGURA 13.27. PROTECCION DE LAVADEROS

problemas derivados de los movimientos diferenciales entre lavadero y terraplén, lo que ocasiona agrietamientos en aquél y erosiones en éste, con las consecuencias correspondientes. Es conveniente considerar también que el nivel del acotamiento donde se construya un lavadero, debe tener una ligera variación de pendiente que encamine el agua hacia él, complementando esto con un cambio de alineamiento en la guarnición o bordillo, formando un abanico hacia el lavadero (Figura 13.28).

Al propiciar que la vegetación llegue a la guarnición, ésta se hace menos notoria integrándose el camino al terreno, perdiendo artificialidad (Figura 13.29).

Las bocas de alcantarillas pueden tener mejor apariencia, al ser menos notorias, si los muros de cabeza y los aleros se proyectan con la misma pendiente que el talud, en vez de ser verticales (Figura 13.30).

El aspecto de las cunetas y las contracunetas es también importante en la apariencia general del camino, mejorando éste cuando su trazo sigue la pendiente del terreno, evitando contrapendientes que hacen suponer una colocación arbitraria. Es especialmente importante la localización y pendiente de la zona de descarga, pues cuando no se sigue la dirección general de las curvas de nivel en el terreno se tiene mala apariencia.

13.3.5 Criterio en préstamos de material

La excavación de préstamos de material para la construcción de carreteras es casi siempre indispensable; sin embargo, es uno de los factores que más perjudican la apariencia de los caminos, por ser los préstamos perturbaciones que ofrecen un aspecto de destrucción a lo largo de las carreteras. Por ese aspecto de destrucción es que su proyecto amerita análisis específico, con el fin de mejorar su apariencia.

En particular, los préstamos laterales son los que más afectan la apariencia de los caminos, además de que presentan, entre otros, los siguientes problemas:

Falta de seguridad para los vehículos que accidentalmente abandonen la carretera, pues el impacto de la colisión será mayor, por la profundidad del préstamo. Este peligro es aún más grave cuando se trata de zonas lluviosas y terrenos impermeables, en que los préstamos se inundan, dando lugar a un riesgo adicional.

El estancamiento del agua en los préstamos los convierte en lugares insalubres, facilitándose el desarrollo de plagas que pueden afectar tanto a la población de la zona como a los usuarios del camino.

Por las razones expuestas es conveniente estudiar cuidadosamente el proyecto de los préstamos laterales, ya que, aun desde el punto de vista económico, algunos resultan incosteables, sobre todo en el caso de una ampliación del camino en un lapso previsible.

La localización de los préstamos está supeditada, tanto a la calidad de los materiales requeridos para la construcción del camino como a los acarreos hasta el punto de destino del material; sin embargo, tomando en cuenta las consideraciones señaladas, debe procurarse, siempre que sea posible, localizar los préstamos en los sitios menos visibles desde el camino.

Desde el punto de vista estético es mejor atacar un préstamo de grandes dimensiones que hacer préstamos continuos de tamaño reducido. Un solo préstamo es más fácil de disimular por medio de un tratamiento adecuado y con el uso de plantaciones y otros artificios ópticos.

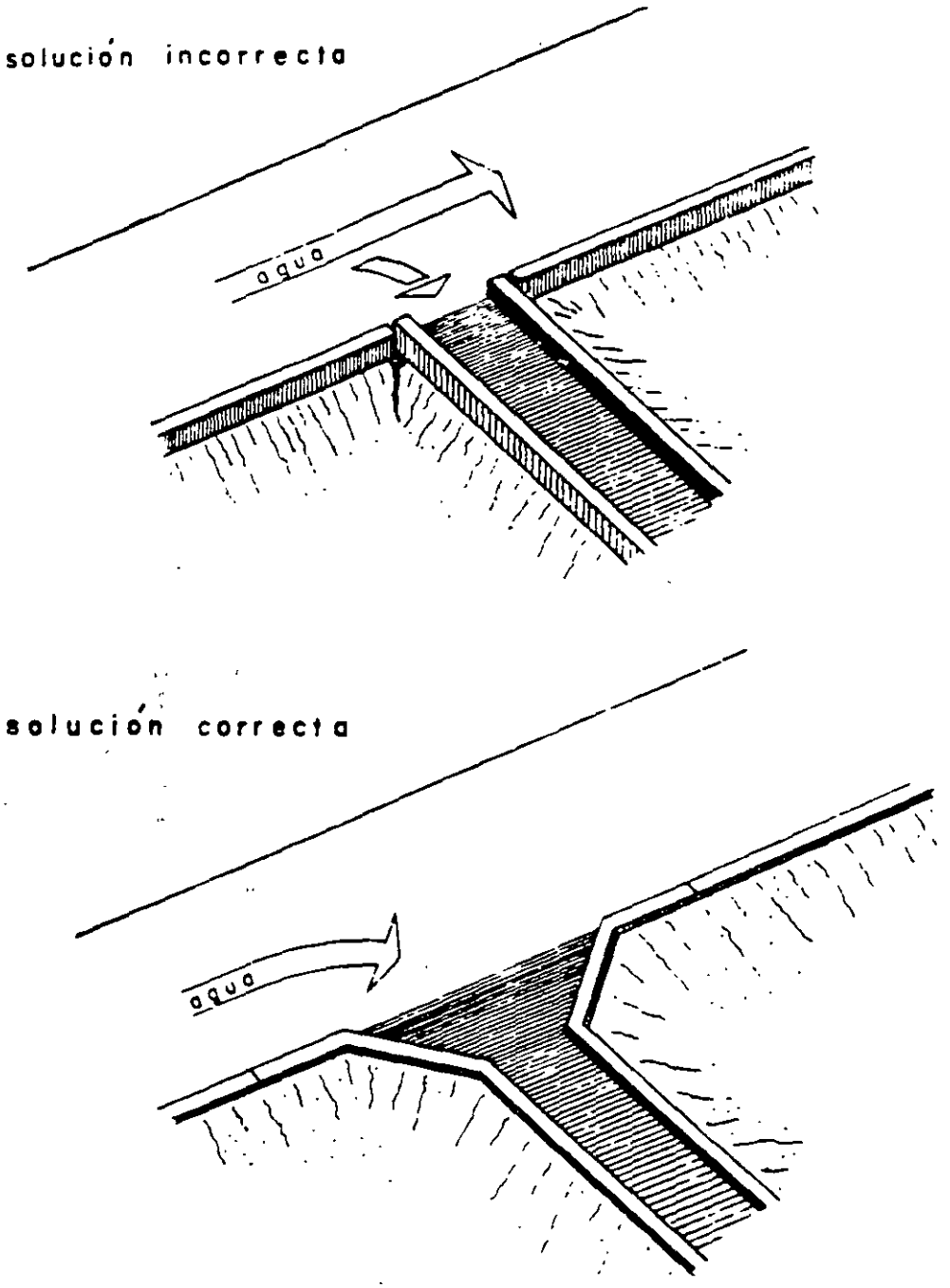


FIGURA 13.28. BOCA DE LAVADEROS

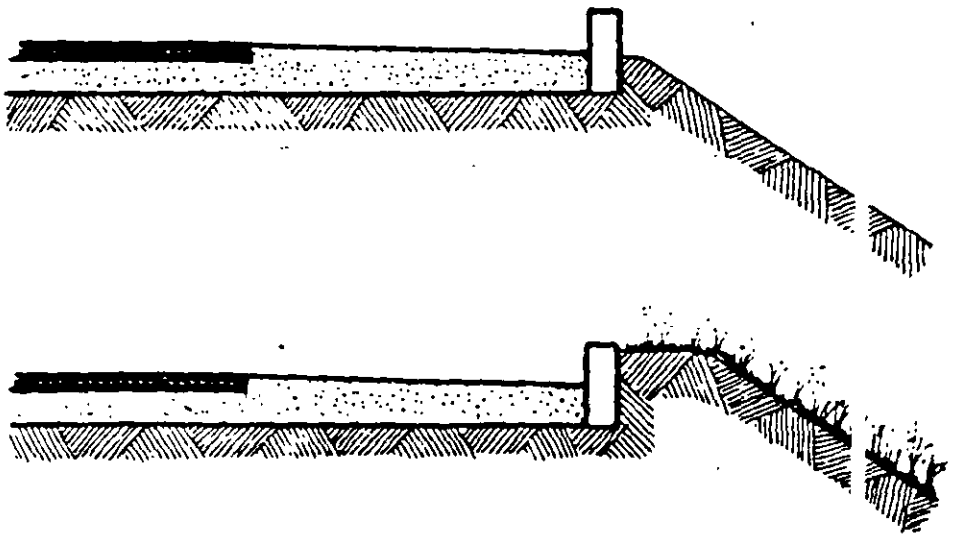


FIGURA 13.29. VEGETACION JUNTO A GUARNICIONES O BOI DILLOS

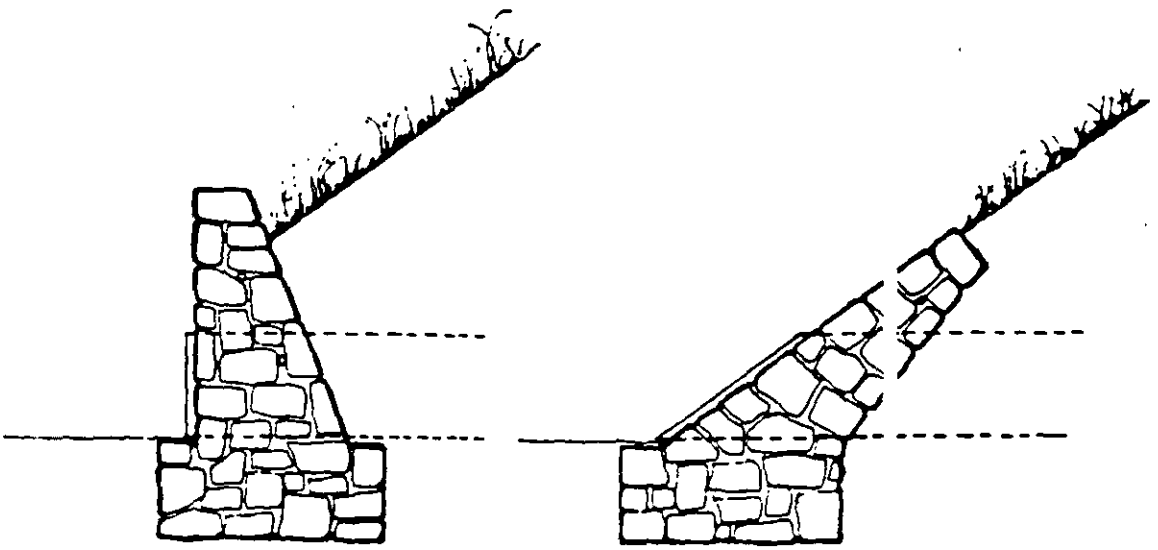


FIGURA 13.30. BOCAS DE ALCANTARILLAS

Al proyectar los préstamos de material debe especificarse claramente, tanto su localización, dimensiones y forma, como su acabado, para lograr una buena apariencia, lo que puede obtenerse si se proyecta con taludes de pendiente suave, evitando las líneas rectas. El material producto del despalme se debe almacenar y posteriormente vaciarlo en los puntos cuyo aspecto sea más crítico al verlos desde el camino, permitiendo en esa forma que la vegetación prospere.

Existen casos de construcción de grandes préstamos, previniendo su inundación como almacenamiento de agua para uso agrícola, presas o jagüeyes, o bien con fines recreativos cuando existe la posibilidad de abastecimiento de agua corriente.

13.3.6 Zona del derecho de vía

El tratamiento de las zonas del derecho de vía tiene gran importancia en la apariencia general del camino, por lo que es conveniente que se siga el criterio expresado a continuación.

En términos generales, se requiere que estas zonas se encuentren libres de todo desperdicio de materiales de la construcción del camino, así como de obstáculos como los descritos en los incisos anteriores.

La limpieza del derecho de vía comprende dos etapas principales:

Limpieza mayor, la que se debe efectuar antes de iniciarse la construcción del camino. Cuando existen numerosas rocas sueltas cuyo movimiento implique un costo excesivo, se pueden acumular en algún sitio adecuado, no muy cercano al camino, y posteriormente cubrirlos con algún otro material, preferentemente tierra vegetal, evitando así que su apariencia sea de desperdicio, ya que la tierra permitirá que la vegetación prospere y su aspecto parezca natural. Cuando la construcción de la carretera interfiera con algún otro camino y queden tramos de carpeta abandonados, es muy importante proceder a levantarlos, ya que, además de su mal aspecto, en algunos casos se presta a confusiones sobre el desarrollo del camino.

La limpieza menor, o de acabado, es la que se realiza una vez que el camino se encuentra pavimentado y estén terminadas las obras menores, como guarniciones, cunetas y lavaderos. En esta limpieza se extraerán los desperdicios y excedentes de la construcción y se nivelarán las zonas perturbadas.

Al efectuar la limpieza se debe tener cuidado de no destruir la vegetación existente, ya sean árboles, arbustos o pastos, pues éstos ayudan a que los suelos sean más estables, además de servir de base a las plantaciones que se efectuarán inmediatamente después de terminada dicha limpieza.

13.4 ECOLOGIA EN EL TRATAMIENTO DE ZONAS ADYACENTES AL CAMINO

El tratamiento con vegetación de las zonas adyacentes al camino debe en esencia, tratar de imitar a la naturaleza cuando ésta la restablece en sitios perturbados. Las perturbaciones naturales que han ocurrido siempre incluyen hechos como el desgajamiento de un árbol con raíces y parte de suelo, la formación de médanos y dunas y fenómenos como fallas y deslizamientos en las pendientes naturales.

La construcción de un camino, los cortes, drenaje, pavimentación, explotación de bancos de material y otras actividades similares implican, desde luego, una perturbación del sitio. Un corte puede exponer un manto rocoso con muchos problemas para ser tratado con vegetación.

Es necesario estar conscientes de la importancia de tratar esas zonas perturbadas a todo lo largo del camino.

Si se examinan algunos principios ecológicos o sea la forma en que la naturaleza trata los sitios perturbados, puede verse con mayor claridad la manera de llevar a cabo esta tarea. A continuación se tratarán algunos de los principios más importantes.

13.4.1 Clima y sitio

Diferentes clases o grupos de plantas crecen en diversas partes del mundo. Les ha tomado tiempo establecerse, se dice que se han adaptado. Los primeros agrupamientos se han hecho por razón de los climas. El clima implica principalmente temperatura y humedad. Después del clima los agrupamientos se hacen en virtud del sitio. El sitio está determinado por numerosos factores, incluyendo el suelo, la elevación, el drenaje, la orientación, la distribución del agua, el calor, la luz, los minerales y demás.

De acuerdo con la temperatura se tienen los grupos de plantas familiares, que son llamados tropical, templado y ártico (Figura 13.31).

Cuando se considera la humedad, los grupos comienzan con los húmedos y llegan a los áridos, tales como forestas lluviosas o pantanosas, bosques, matorrales, sabanas, pastizales y desiertos (Figura 13.32). Para cada sitio de un clima particular, por lo general se usa un término de doble descripción, como tierra de pastos tropicales, foresta templada y otras combinaciones.

Parece evidente que la elección de plantas tropicales para una zona templada está equivocada, pero una elección debe ser analizada mucho más allá de los grupos generales. Algunas plantas de clima templado, como pastos y leguminosas, funcionan bien en zonas de clima tropical. Una planta, para ser útil en un sitio determinado, necesita ser tolerante a las temperaturas locales.

La irrigación y el drenaje se usan para modificar la cantidad de agua prevaleciente. La irrigación es particularmente importante en el periodo de establecimiento de las plantas. El drenaje se puede usar para variar las condiciones locales en un sitio con pobre permeabilidad, mejorando ésta. Pero para casi todos los caminos, las plantas deben ser escogidas de tal manera que funcionen correctamente en el régimen natural de aguas.

13.4.2 Sucesión

La naturaleza provee de vegetación a sitios perturbados, en forma de serie ordenada. A esto se le llama sucesión. Al final del proceso de sucesión se le llama climax.

Cuando la perturbación se lleva a cabo, la serie ordenada retrocede. A esto se le llama regresión. Las primeras plantas invasoras en un sitio perturbado son por lo general anuales, las cuales son subsecuentemente reemplazadas por plantas herbáceas perennes, usualmente pastos, que a su vez son reemplazados por plantas de tipo leñoso como rosales silvestres, zarzas

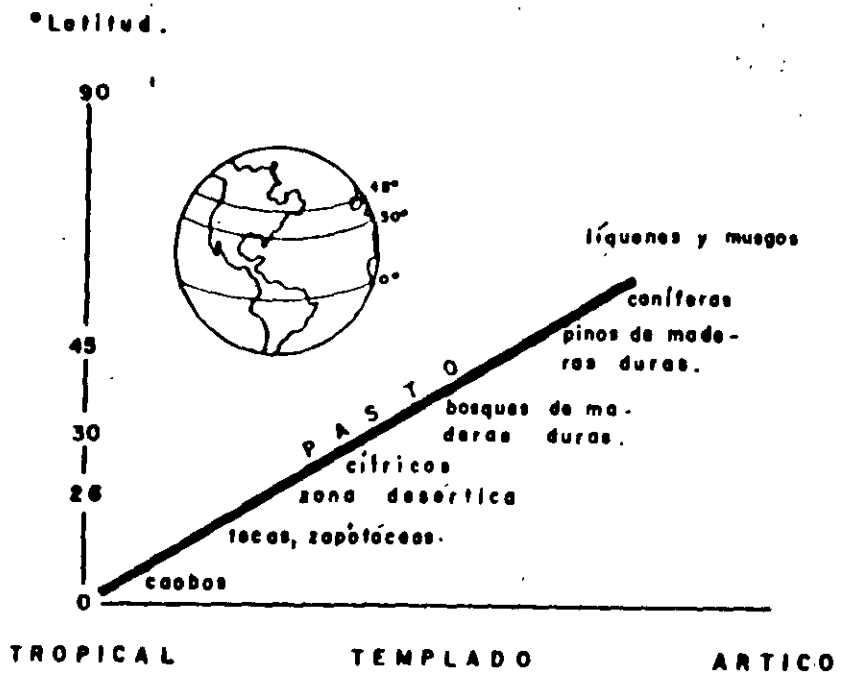


FIGURA 13.31. TIPICA CUBIERTA VEGETAL

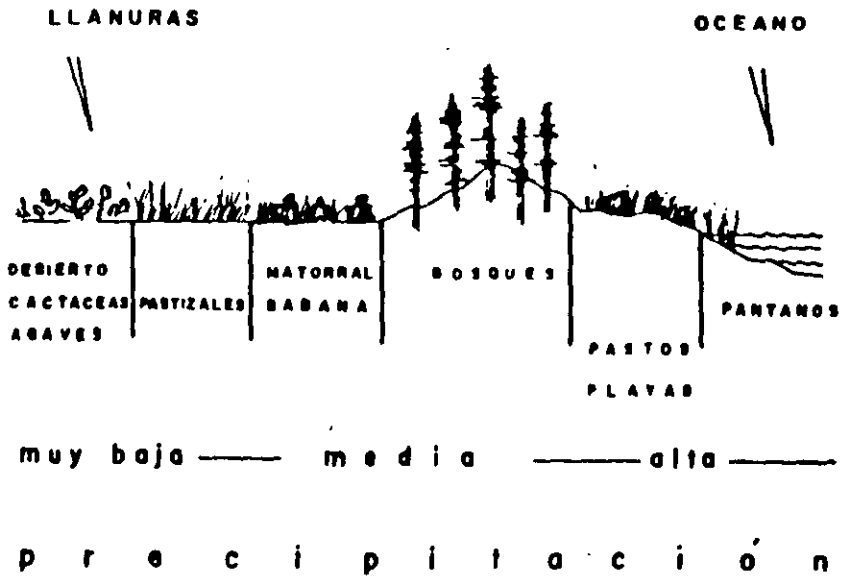


FIGURA 13.32. GRUPOS DE PLANTAS DE ZONAS DESERTICAS A HUMEDAS

y después arbustos. Donde las condiciones de agua son adecuadas, los árboles constituyen la etapa final o clímax (Figura 13.33).

La experiencia muestra que generalmente es más fácil tener éxito en el establecimiento de plantas para proteger un terreno perturbado, si las plantas usadas son de bajo orden de sucesión, en vez de grandes plantas. Esto es bueno porque los pastos generalmente son deseados como base y son bajos en el orden de sucesión. Por ello, el mantenimiento del sitio debe ser dirigido en tal forma que el desarrollo de sucesión no prospere, siempre y cuando sean pastos lo que se desea. Las zarzas y arbustos deben sacarse o el pasto se perderá en la serie sucesiva del área.

Para asegurar una cubierta permanente de pastos, es generalmente deseable empezar con pastos anuales o temporales, aunque se desee finalmente un pasto perenne. Se usa el término amadrinar cuando se siembra el anual primero, o también cuando se desarrolla una cubierta vegetativa protectora, conformando un orden natural de sucesión.

En muchos casos se siembra pasto inglés *rye grass* junto con pasto bermuda. El inglés prospera rápidamente, aunque posteriormente es el bermuda el que dominará. El inglés en este caso proporciona inmediata estabilidad, aunque el bermuda lo hará en forma permanente cuando se desarrolle. Siempre debe aprovecharse el principio de sucesión para obtener el final deseado.

13.4.3 Clímax

Es el balance natural entre las plantas de la comunidad y los minerales existentes, por el que se logra una relativa estabilidad natural.

Un grupo característico de plantas ocupará un sitio y permanecerá relativamente estable. Lo que se desea hacer al tratar una zona adyacente al camino, es asegurar el más próximo acercamiento a este nivel de estabilidad en el período más corto que sea posible, ya que la naturaleza por sí sola tomaría largo tiempo en hacerlo.

Generalmente es verdad que las plantas rústicas nativas se adaptan mejor al clima y suelo locales que las plantas introducidas. Las nativas ya se han aclimatado en los lugares que ocupan.

Existen algunas notables excepciones en esto, como el pasto bermuda, que en muchas zonas de nuestro país se desarrolla como nativo, manteniéndose a base de competencia natural. Para el más alto grado de establecimiento en el tiempo, las plantas nativas o aquellas que actúan como tal, son las mejores elecciones.

13.4.4 Tolerancia

Las plantas tienen límites en las situaciones en que pueden desarrollarse. Esto es generalmente llamado límite de tolerancia. Para cualquier factor ambiental, cualquier planta particular tiene un mínimo y un máximo grado de tolerancia a dicho factor. Una planta puede tolerar estrechos límites entre necesidades mínimas y máximas y estar restringida al límite más bajo del factor; otra puede ser más ampliamente tolerante, mientras que una tercera puede ser de límites estrechos y confinada al más alto grado de este factor (Figura 13.34).

El calor, la luz, la humedad, los minerales, el oxígeno, el carbón y la acidez del suelo, son algunos de los factores involucrados. Cuando un factor

FIGURA 13.33. ETAPAS DE SUCESION VEGETAL NATURAL

se acerca al nivel limitativo, tenderá a hacer que la tolerancia de la planta para otros factores sea más reducida.

La tolerancia puede ser ilustrada por la fertilidad. Algunas plantas tienen reducidos límites de fertilidad, como el *centiped grass,* que crece con niveles relativamente bajos de fertilidad en el suelo y que si se intenta incrementarlos mediante fertilizantes, algunos de los elementos de éstos matarán a la planta. Por otro lado, un pasto, como alguno de la gran variedad de bermuda, requiere más fertilidad en el suelo para crecer que el *centiped grass* y responde a una amplia serie de crecientes incrementos de fertilidad aplicada, especialmente nitrógeno.

Se observa en algunos cortes y taludes de caminos que durante la primavera y el verano crecen algunas plantas que mueren en el invierno. La causa básica es la sequía. Algunos experimentos muestran que las plantas débiles pueden desarrollarse por medio de fertilizantes. Cuando se fertilizan las siembras adecuadamente, germinan y se desarrollan satisfactoriamente, ampliando su tolerancia a la interacción del agua y los fertilizantes. Las plantas desarrollan un sistema de raíces de extensión suficiente, formando un estrato húmedo que les permite sobrevivir.

Muchos pastos sembrados a lo largo de los caminos han muerto por la sequía; sin embargo, en muchos casos un fertilizante y no sólo el agua, los hubiera salvado.

Es necesario escoger plantas para el tratamiento de las zonas adyacentes a los caminos, cuyos límites de tolerancia sean suficientes en las condiciones prevalecientes en el sitio específico, o bien plantear técnicamente su mantenimiento. Mantener un nivel fértil artificial para las plantas que no tienen los límites de tolerancia lo suficientemente amplios para las condiciones naturales, puede llegar a ser costoso y prolongado.

13.4.5 Ciclos minerales o fértiles

Las plantas utilizan diversos elementos químicos. Cuando todos los elementos necesarios existen en abundancia, pero sin exceso y la reacción del suelo es adecuada, la tierra se llama fértil. Si algunos elementos no son suficientes se llama pobre. Donde el suelo es pobre, se cambia agrícolamente con la adición de fertilizantes, lo cual no es sino cambiar los componentes minerales del suelo, ajustándolos al nivel de tolerancia de la planta que se va a cultivar. La agricultura moderna se basa en el uso continuo de fertilizantes.

La naturaleza mantiene cubiertos de plantas muchos sitios sin la adición artificial de los fertilizantes; ha reunido los elementos necesarios lentamente, los ha acumulado en el suelo a través del crecimiento y descomposición de las plantas, acompañados por cambios de sucesión a lo largo del tiempo y ha creado un suelo propicio para la vegetación existente. Un sitio natural, con una flora más o menos estable, continuamente está reuniendo y devolviendo al suelo los elementos necesarios, tan rápidamente como se necesitan y en las cantidades requeridas.

La mayoría de los sitios perturbados, con el paso del tiempo, producirán la misma clase de flora que existe en la zona. Generalmente estos sitios no presentan suelos adecuados. Cuando más drástica es la perturbación, más lejana será su restauración natural. Cuando los elementos minerales son reducidos o excesivos, los suelos que los contienen se clasifican como pobres. En general, estas condiciones pueden corregirse rápidamente con

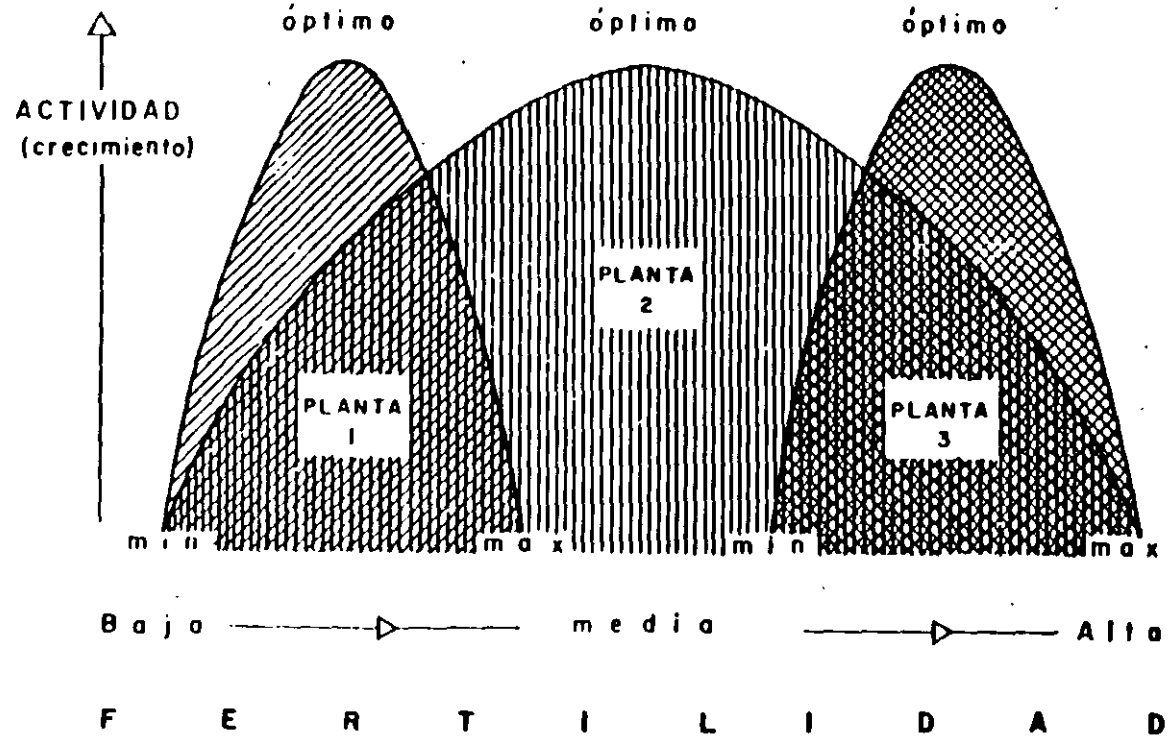


FIGURA 13.34. DIFERENTES INDICES DE TOLERANCIA EN LAS PLANTAS

los fertilizantes apropiados. La acidez puede ser neutralizada y el proceso natural quedará a cargo del tiempo. Pero si el nivel de un elemento necesario es muy bajo, requerirá muchos años la creación de las condiciones que aseguren la estabilidad de la cubierta vegetal. Esto es particularmente cierto en las pendientes, donde la pérdida del fertilizante aplicado puede ocurrir debido a desplazamientos por gravedad, escurrimientos, volatilización y fijación. En estos casos es impráctico suministrar todas las cantidades de fertilizante que se supongan adecuadas para los años sucesivos, ya que lo que pudiera llegar a adherirse a las plantas del año corriente y suponiendo que no se descomponga, no será aprovechable en los años subsecuentes.

Los fertilizantes deben ser aplicados hasta que los ciclos naturales y el nivel de suministro sean adecuados para la etapa sucesional deseada, condición necesaria para que el establecimiento se logre.

La elección de las plantas juega también un papel importante en el régimen de fertilidad. Las que presentan amplios límites de tolerancia, llegando hasta el punto más bajo de la serie, tienen mayores posibilidades de éxito sobre un largo periodo de tiempo que aquellas especies que requieren grandes aplicaciones anuales de fertilizantes. Nuevamente, las plantas rústicas del área, o las que actúan como tal, tienen los mejores límites de tolerancia.

13.4.6 Suelos

Las plantas se adaptan a diferentes tipos de suelos, dependiendo de sus tolerancias y de las propiedades de aquéllos. Algunas crecen mejor en suelos ácidos, otras en suelos alcalinos, algunas en arcillosos y otras en arenosos.

Los suelos varían en su capacidad de retención del agua y este factor puede ejercer una profunda influencia en la producción y tipo de planta que allí pueda desarrollarse. Bajo condiciones naturales un material se clasifica por su capacidad de retención de agua y por su fertilidad, dando un índice de productividad. Las arenas tienen un índice reducido, pero con un 20% de arcilla y aluvión, presentarán condiciones suficientes para permitir la vida y estas condiciones existen en la mayoría de los sitios naturales. Se debe, asimismo, anotar que hay un cambio sucesional en el tipo de plantas que se desarrollan en forma natural en los suelos que difieren en su proporción de aluvión y arcilla.

Por lo tanto, es muy importante en suelos arenosos la elección de plantas resistentes a la sequía.

La exposición a los elementos naturales, principalmente al sol, influye y controla el tipo de vegetación que se desarrolla mejor en un sitio determinado. Un corte en un camino que corre de norte a sur puede tener un tipo específico de pastos en la exposición oriente, que podría no ser mantenido en la exposición contraria. Las diferencias en el microclima entre una y otra exposiciones, llevaría a pensar en diferentes soluciones para un costado y otro. En el hemisferio norte, por lo general, las exposiciones al noroeste son las más difíciles.

13.4.7 Establecimiento

La naturaleza provee de medios para que algunos tipos de plantas prosperen durante la primavera y en la temporada de lluvias, aun en los

terrenos más difíciles, tales como cortes y terraplenes; pero la sequía, la fertilidad y los movimientos mecánicos de la superficie pueden destruir este resurgimiento.

El suelo de la superficie es removido por gravedad, por hielo y deshielo y por deslaves. El suelo, las semillas y las plantas simplemente descienden. En la Figura 13.35, se ve cómo el material de la superficie cae a la base del corte, donde se acumula y llena la cuneta. Cuando se logra la estabilidad en la base, la vegetación se inicia, permitiendo mayores acumulaciones y lográndose un nivel más alto, como una lenta pero continua mejoría en la estabilidad, creciendo la vegetación de abajo hacia arriba. Este método natural ha sido utilizado para proteger algunos terraplenes.

La acumulación del deslave en la base de los cortes comunmente azolva la cuneta, por lo que necesita ser removida, si la erosión continúa. Sería conveniente considerar tal estabilización natural desde las fases de proyecto y construcción del camino, cuando sea posible; lo cual podría lograrse dejando un espacio de reserva entre la cuneta y la iniciación del talud del corte.

La estabilidad mecánica de la superficie es necesaria para que prospere la vegetación. Las plantas por sí mismas no sostendrán un sitio que es mecánicamente inestable. En taludes escarpados la estabilidad de la superficie generalmente se mejora por medio de una cubierta, ya sea de paja, heno o similar. En algunos casos es preferible no preparar el talud para sembrar especies vegetales, pues el resultado puede ser negativo.

13.4.8 Material de cobertura

La naturaleza protege de manera espontánea a las plantas, principalmente de la sequía y de otros agentes externos que la perjudican, como la lluvia torrencial y el granizo, mediante una cubierta como la que forman las hojas desprendidas de los árboles. La cubierta, además de proteger las semillas y las plantas incipientes, propicia un buen desarrollo de éstas, debido a que ayuda a mantener la humedad en los suelos disminuyendo la evaporación del agua. Asimismo, con el tiempo se descompone, proporcionando materia orgánica que ayuda al desarrollo de los vegetales. Es por esto que la elección del material de cobertura, para una especie determinada, debe ser el indicado con objeto de que ayude orgánicamente a la planta.

Existen algunas plantas que exigen suelos ácidos; por lo tanto, el tipo de cubierta empleado deberá corresponder a estas características, como son la tierra de hojas, la turba, la materia vegetal en descomposición y las hojas de ocote.

En zonas templadas o calurosas se puede ahorrar considerablemente en riego y en trabajo, con el uso de materiales de cobertura, tales como paja, heno, aserrín, viruta de madera, cortezas, hojas, olotes o cualquier material similar, compuesto de materia orgánica.

Cuando se trabaja en zonas calizas es mejor utilizar materiales de cobertura que se descompongan lentamente, como el aserrín o la corteza, o quizá alguno inorgánico, como la piedra pómez o el carbón en polvo.

Estos dos últimos, cuando se incorporan al suelo calizo después de haber servido como cubierta, quedan allí aligerando el suelo.

La acumulación del suelo con vegetación prospera en la parte baja, subiendo progresivamente hasta estabilizarse.

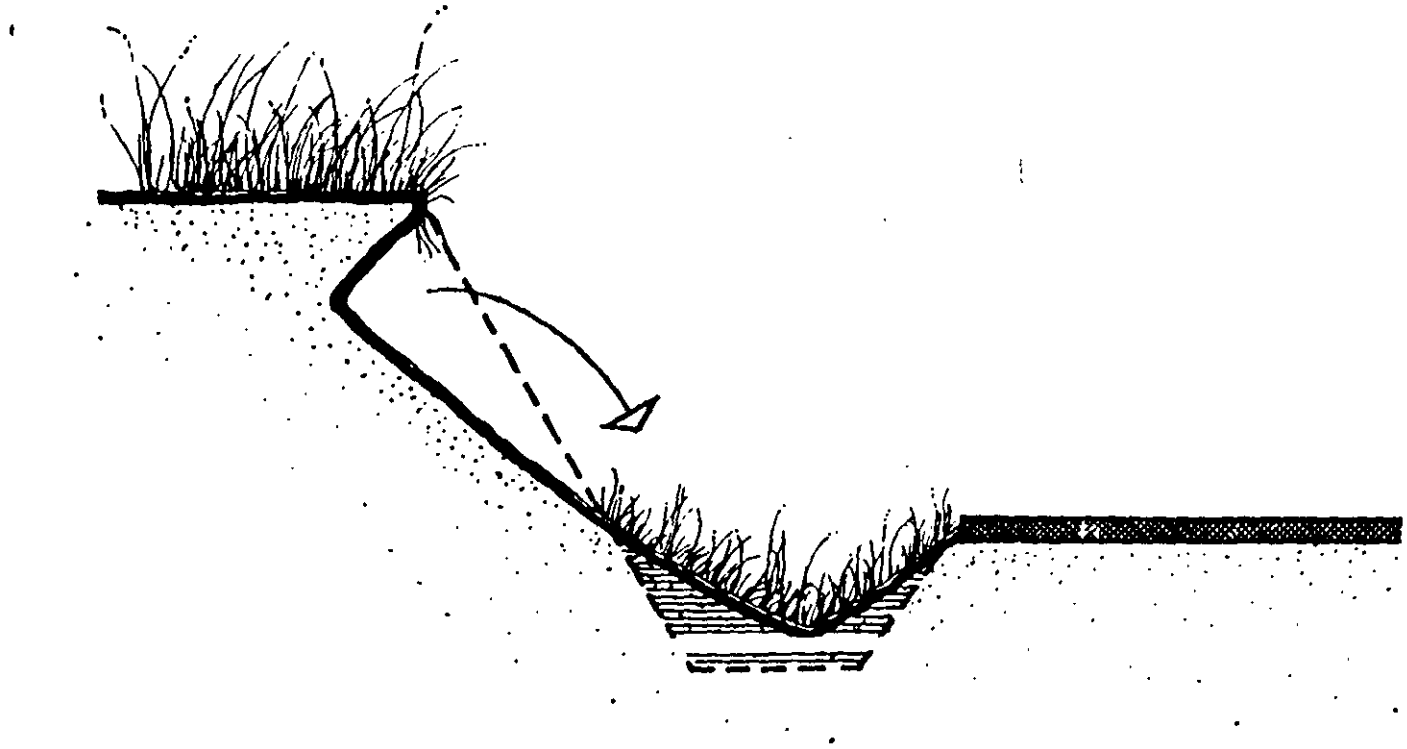


FIGURA 13.35. CORTE SIN NINGUN TRATAMIENTO VEGETAL

En suelos de arena suelta, la paja y la turba son benéficas porque ayudan a aumentar la capacidad de retención de la humedad.

Las semillas al germinar tienen hojas pequeñas, que no sobrepasan una cubierta espesa y las plantas deben tener luz tan pronto como germinan; por lo tanto la cubierta, para ser efectiva, debe proveerse en cantidad suficiente para proporcionar estabilidad a la semilla y a las plantas, pero también ser lo suficientemente ligera para que reciban luz y se desarrollen debidamente.

Los diferentes materiales de cobertura tienen diversas caracteristicas y deben ser aplicados en las proporciones requeridas en cada caso, tratando de lograr una distribución uniforme y dejar algo de suelo visible a modo de enrejado o celosía.

Para sembrar una zona con plantas nativas es conveniente emplear paja de esas mismas plantas. Esto se hace usualmente en el otoño, y se fertiliza en la primavera, cuando ya se llevó a cabo la germinación.

13.4.9 Paisaje

A los cortes, terraplenes y bancos a lo largo del camino, es muy conveniente dotarlos de una cubierta vegetal para protegerlos de la erosión y al mismo tiempo darles buen aspecto.

Es relativamente fácil proteger una zona con plantas, esparciendo semillas, así como hacer una selección razonable de las plantas si se cuenta con sitios mecánicamente estables, en los que se pueden aplicar generosamente cubiertas, agua y fertilizantes. En el curso del tiempo habrá cambios en los tipos de plantas, dependiendo de la elección inicial de las mismas, su cantidad, su conservación y los factores ecológicos. Estos cambios pueden tender hacia el clímax o pueden ser una regresión hacia un orden de serie más bajo. Mientras la regresión no dé lugar a erosión o, en el sentido del climax, dé lugar al desarrollo de árboles que impliquen peligro al tránsito, no importa si cambian los tipos de plantas. Estos cambios llevarán hacia una situación más estable que la inicial, por lo que el movimiento debe ser planeado y apoyado, obteniéndose así un paisaje natural.

13.4.10 Sumario

Al examinar los sitios a lo largo de los caminos, se encuentran por lo general suelos pobres con una amplia variedad de caracteristicas fisicas y quimicas. Las áreas más criticas tienen problemas de estabilidad superficial y algunas veces orientaciones que cambian el clima local de un lado al otro del camino.

Se deben elegir plantas nativas o adaptables a las condiciones del clima y el sitio, así como dar estabilidad mecánica a los taludes para la siembra. También se debe fertilizar el terreno suficientemente para obtener un desarrollo rápido, en tal forma que se saque partido del gran potencial de la zona de raíces. Es conveniente repetir la fertilización durante el tiempo suficiente para el establecimiento de la planta y permitir la sucesión ecológica hacia la serie deseada.

Muchos caminos atraviesan, aun en cortas distancias, una variedad de suelos, sitios y exposiciones. En distancias mayores pueden, inclusive, pasar por varias condiciones climáticas.

Debe considerarse separadamente cada variación radical de suelo, sitio, exposición y zona climática, en la selección de plantas, para su uso en el tratamiento de caminos. Para zonas donde la conservación vaya a ser mínima, las plantas nativas o las que actúan como tal son las más indicadas, ya que se adaptarán mejor y tendrán mayor estabilidad al entrar en comunicación con las de la región.

13.5 PLANTACIONES

El proyecto de plantación de especies vegetales en las zonas adyacentes a los caminos, así como en los elementos destinados a ello en las carreteras, se inicia sobre el resultado del proyecto geométrico del camino y su enfoque paisajista, ya que las plantaciones complementarán el camino y los efectos buscados en el proyecto en general.

Las plantaciones para su establecimiento exigen, por ser elementos vivos, una serie de factores. Esos factores son en general humedad del suelo, humedad relativa, temperatura, fertilidad del suelo e inclinación del terreno. La cantidad o proporción entre esos factores actúa variablemente en ciertos grupos de plantas; sin embargo, debe preverse que ninguno de estos factores opere excesivamente en un suelo y clima, por apropiados que sean, si el terreno tiene una pendiente exagerada, pues será difícil el establecimiento de vegetales. En términos generales, puede afirmarse que la pendiente máxima para el establecimiento de vegetales es de 1:1.

Los factores climatológicos no son tan limitativos, puesto que existen especies vegetales para los diferentes climas; sin embargo, cuando éstos son extremosos, especialmente en cuanto a falta de agua, es importante atender a la calidad del suelo, su profundidad y pendiente, en tal forma que las plantas puedan desarrollarse, sobre todo durante su establecimiento, época en que requieren especialmente humedad, fertilidad y demás factores indispensables.

Al proyectar la plantación en una zona con pendiente considerable, con objeto de evitar la erosión, es necesario dotar dicha zona, con especial atención, de los requerimientos que las plantas exijan.

Las plantaciones comprenden los árboles, los arbustos, los pastos y rastreras.

13.5.1 Objetivos

Las plantaciones a lo largo de los caminos tienen por objeto ayudar a la solución de:

A) Problemas de circulación. En correlación con el trazo del camino, la topografía local, el señalamiento y los acotamientos, ayudan a destacar los cambios de alineamiento y aumentan la seguridad de la circulación. Facilitan la captación del desarrollo de la carretera a gran distancia y disminuyen la fatiga del conductor. Funcionan como cortina reductora de los deslumbramientos en caminos con carriles separados. Disminuyen el peligro de deslumbramiento o de error, en caso de caminos o vías férreas cercanas al camino principal. Protegen los caminos de la acumulación de nieve.

B) Problemas de estabilidad. Consolidan los cortes y taludes. Refuerzan las fajas centrales entre dos cuerpos.

C) Problemas de seguridad para las zonas habitacionales aledañas. Protegen los edificios contra los deslumbramientos, el ruido, los humos, los olores y el polvo, debidos a la circulación en el camino. Delimitan el derecho de vía del camino, obteniéndose, además, una mayor seguridad para los vecinos.

D) Problemas de paisaje. Armonizan el camino y sus obras accesorias, con los sitios por donde pasan. Suprimen o disminuyen las perturbaciones causadas al paisaje por la construcción del camino. Ocultan los resultados antiestéticos de la construcción de la carretera, como depósitos de material, préstamos y obras accesorias.

E) Problemas biológicos y económicos. Contribuyen a mantener el equilibrio de la naturaleza en los lugares que atraviesa el camino, permitiendo que la flora y la fauna se desarrollen.

13.5.2 Relación con el camino

Las plantaciones a lo largo del camino representan un complemento necesario en la concepción de una carretera, y deben considerarse como parte integrante del proyecto y de la ejecución de la obra.

La elección de las especies y su emplazamiento, será función del objeto perseguido en cada caso, evitando en la medida posible los inconvenientes que provienen de la caída de hojas, de la sombra y de las raíces.

13.5.3 Relación con el paisaje

Las plantaciones a lo largo de los caminos no deben efectuarse en forma sistemática. Deben armonizar naturalmente con las condiciones locales, el paisaje, el desarrollo del camino, la topografía, y el habitat natural de las plantas.

Las plantaciones alineadas o de trazo regular son convenientes sólo en casos excepcionales, cuando el sitio así lo requiere para responder a necesidades de composición, como en los suburbios, en que es muy importante establecer la diferencia del campo raso y de los conglomerados, marcando con las plantaciones el carácter del lugar.

Los elementos de plantaciones existentes, sean silvestres o aclimatadas, tales como bosques, florestas, grupos de árboles y arbustos, árboles aislados, así como otros elementos como estanques, aljibes y similares, deben ser conservados en la medida posible, ya que esos elementos determinan el paisaje y su carácter, siempre y cuando con ello no se afecte la seguridad de los usuarios del camino.

Las especies existentes serán el punto de partida para la ordenación vegetal que se proyecta, ya que el conocimiento de las especies de la zona, informa de un modo claro y directo sobre las plantas más adecuadas al medio, además de que el paisaje está determinado por ellas, por lo que el proyecto debe tender a complementarlo sin variar ese carácter, sino por el contrario, enfatizarlo.

13.5.4 Extensión

Las plantaciones a lo largo de los caminos no deben ser ni excesivamente pequeñas o pobres, ni sobrecargadas. Por regla general, no se plantarán

flores y plantas meramente ornamentales. Las plantaciones deben corresponder a la importancia y dimensiones del camino.

13.5.5 Procedimientos

Desde el punto de vista del programa de trabajo se procederá de la siguiente manera:

Inicialmente se fijará la forma y posición de las plantaciones a establecer a lo largo del camino y, según el caso, en las fajas centrales y laterales se escogerán las plantas que convengan mejor a los fines perseguidos y de acuerdo con los condicionantes climatológicos y biológicos locales. Posteriormente se tomarán las providencias necesarias de tierras, humus y, en caso necesario, fertilizantes para la alimentación de las plantas. Finalmente se pasará a la ejecución de las plantaciones, procurando hacerlo cuando los trabajos de construcción del camino hayan terminado, permitiendo así que las plantas no sean destruidas durante los trabajos. Después se conservarán las plantaciones, poniendo especial cuidado el primer año, ya que este periodo es vital para el establecimiento de las plantas, el cual requiere de riegos, fertilizaciones, fumigaciones y demás cuidados que permitan su fortalecimiento.

13.5.6 Disposición a lo largo de los caminos

Las plantaciones a los lados de los caminos tienen por objeto cumplir con diversas funciones, relativas a los aspectos de circulación y de construcción, así como de paisaje.

A) Conceptos generales. En los grandes espacios, las plantaciones complementarias son útiles para captar mejor el desarrollo del camino, disminuir la monotonía del mismo e integrar la carretera al paisaje. En espacios reducidos lo indicado será disminuir la importancia de las plantaciones. Un desarrollo claro del camino debe obtenerse, en este caso, por las formas del terreno y el señalamiento, pues el exceso de vegetación podría volverlo confuso. A lo largo de las tangentes y las curvas suaves, es suficiente en general, plantar arbustos a distancias variables, formando grupos irregulares en ambos costados del camino, con el fin de mejorar la definición de la ruta y suprimir la monotonía (Figura 13.36). En los casos en que ya existe vegetación, las plantaciones se limitarán a completarla (Figura 13.37).

B) Curvas horizontales. La parte exterior de las curvas debe ser marcada por plantaciones. Los elementos demarcantes, completados por elementos menos elevados, deben guiar la vista del conductor que se dirige hacia la curva (Figura 13.38). La parte interior de las curvas debe quedar libre de toda plantación que pueda limitar la visibilidad.

C) Curvas verticales en cresta y en columpio. Las curvas verticales son peligrosas, ya que en ocasiones no se percibe el cambio de nivel, por lo que estos cambios deben ser acentuados por las plantaciones, decreciendo en tamaño hasta desaparecer en el punto más bajo (Figuras 13.39 y 13.40). Si la curva vertical está en una tangente horizontal, las plantaciones tendrán igual altura en ambos lados del camino (Figura 13.40). Pero si la curva vertical se encuentra en una horizontal, es necesario escoger plantaciones bajas para los extremos de su costado interior; mientras que

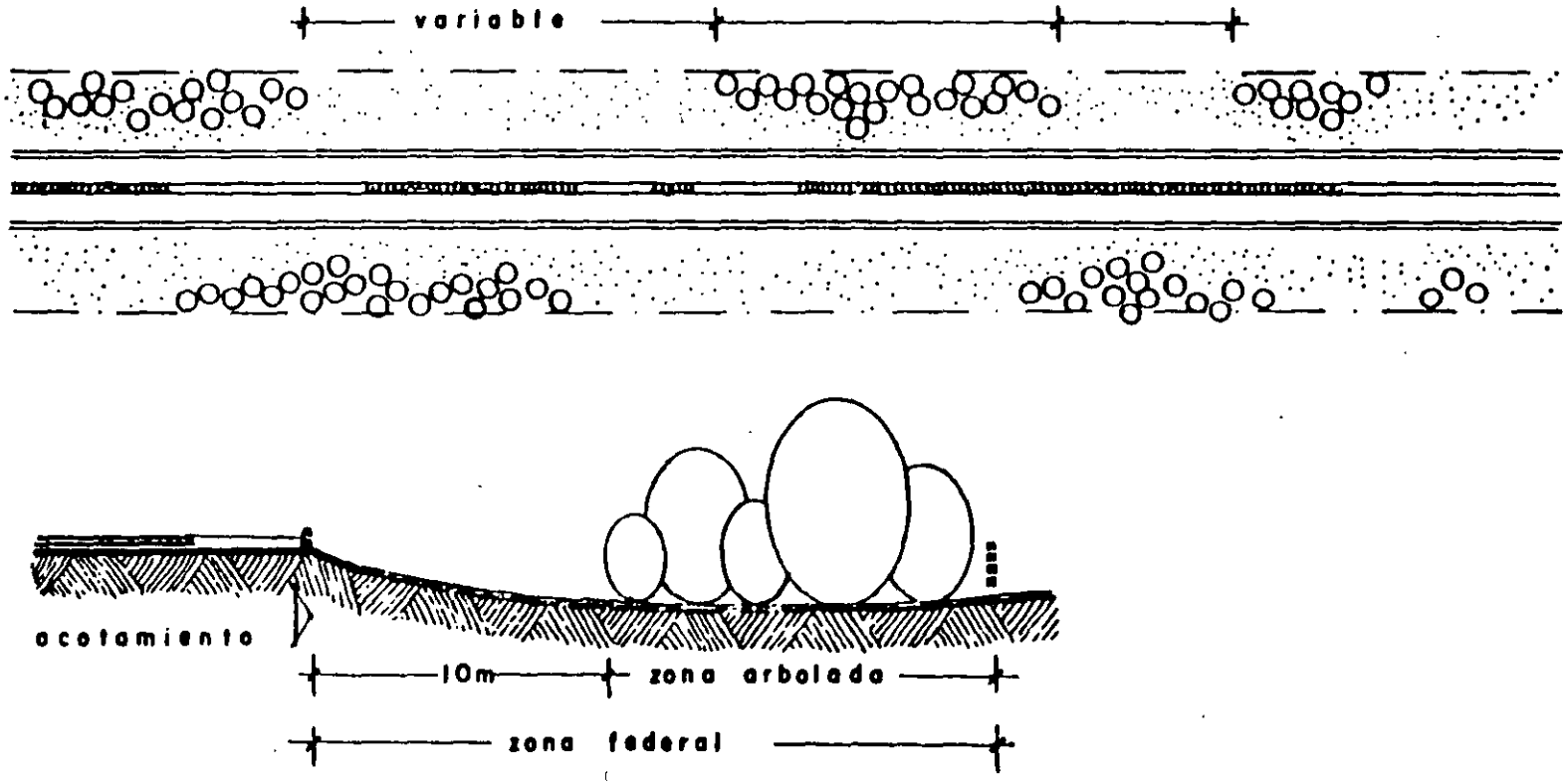
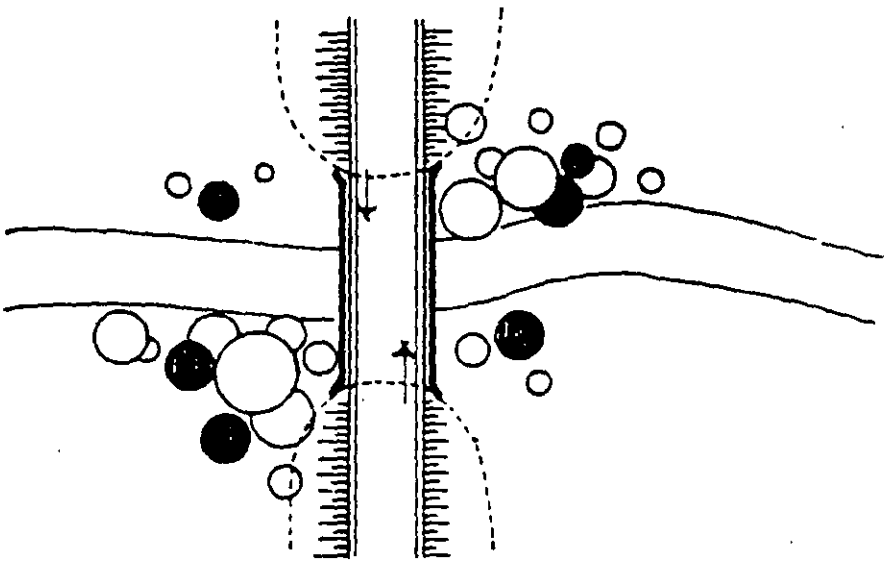


FIGURA 13.36. CRITERIO DE ZONIFICACION DE PLANTACIONES EN TANGENTE



Plantaciones existentes

Plantaciones complementarias

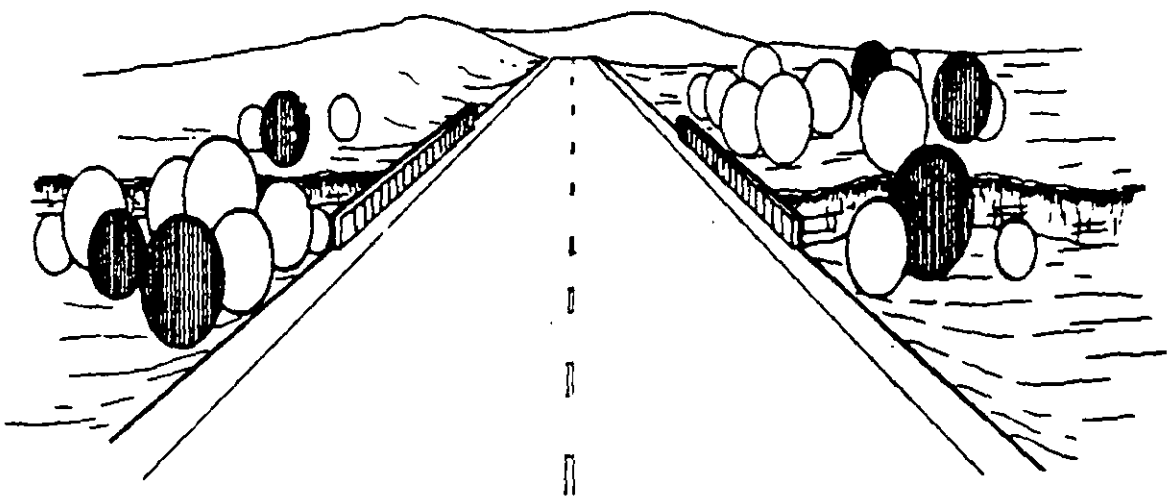


FIGURA 13.37. PLANTACIONES COMPLEMENTARIAS

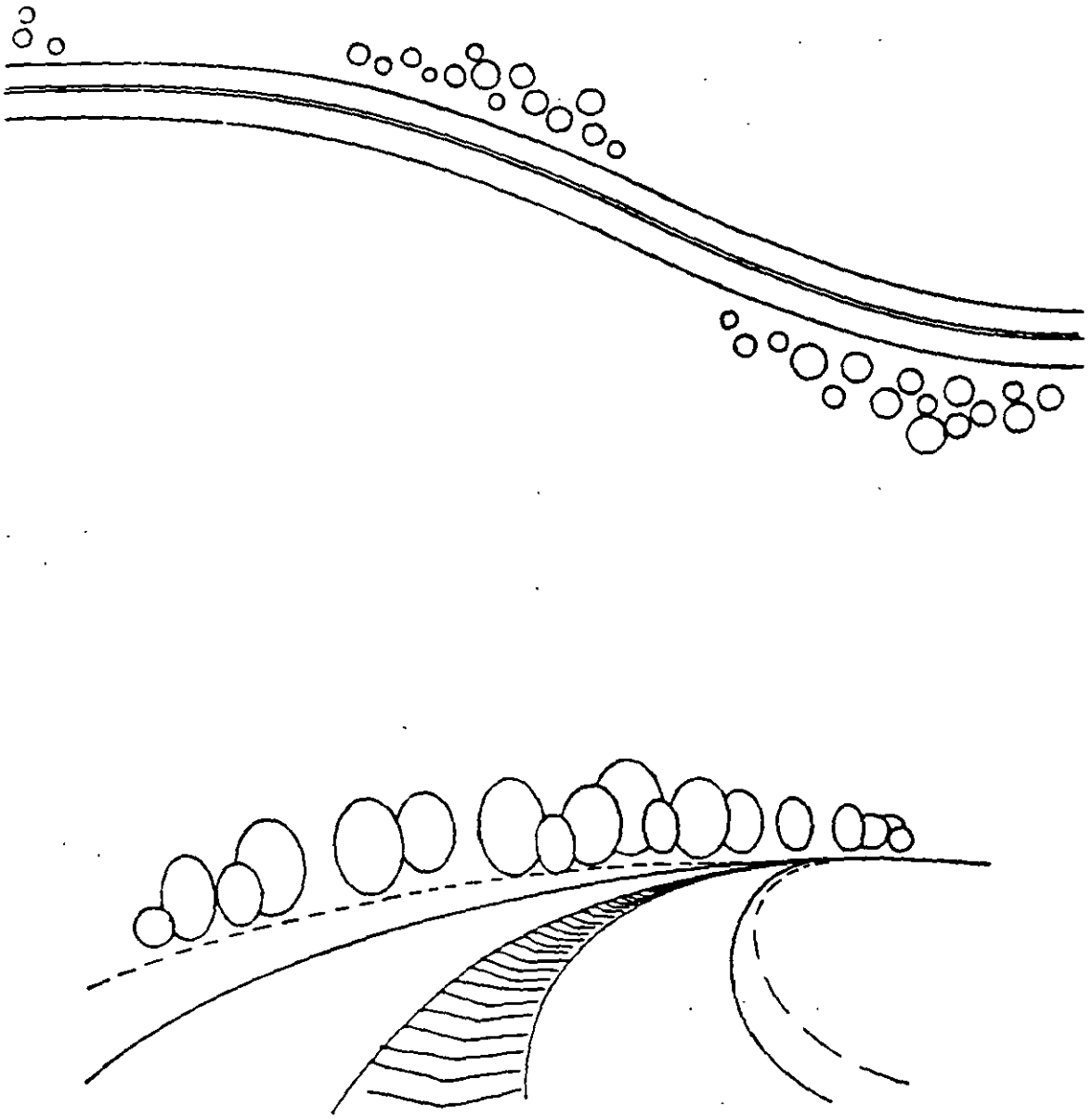
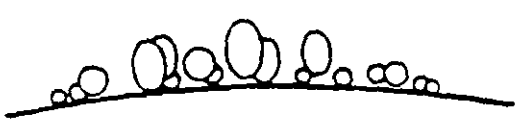
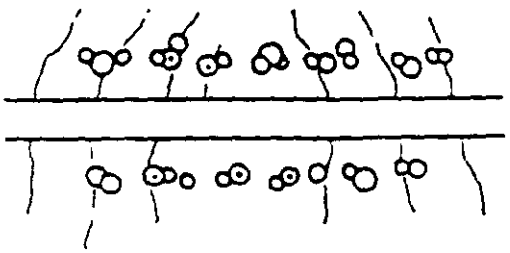
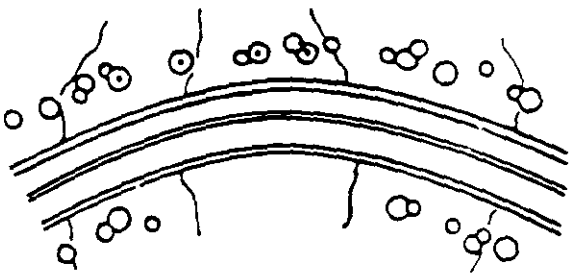
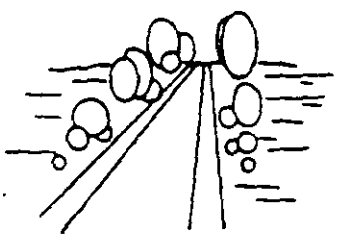


FIGURA 13.38. CRITERIO DE PLANTACION EN CURVA HORIZONTAL









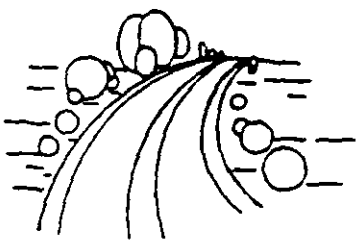


FIGURA 13.39

FIGURA 13.40

CRITERIO DE PLANTACION EN CURVAS VERTICALES EN CRESTA

en el costado exterior se plantarán árboles grandes en el punto culminante, debiendo haber árboles de tamaño regular en toda su longitud, a fin de marcar el desarrollo de la curva (Figura 13.41).

D) Cortes y terraplenes. Las plantaciones en los taludes tienen especial interés desde el punto de vista de fijación de suelos, además de obtener efectos paisajistas. En cortes debe dejarse libre de arbolado la parte inferior de los taludes, por lo menos los dos primeros metros, con objeto de no obstaculizar el tránsito (Figura 13.42). En terraplenes conviene la plantación de grupos irregulares de arbustos en la parte superior del talud, pero sin que lleguen a obstaculizar la visibilidad (Figura 13.43).

13.5.7 Protección de sitios

La aplicación de las presentes recomendaciones y la conservación de las plantaciones existentes es suficiente, en general, para limitar las perturbaciones causadas a la naturaleza por la construcción de un camino y reconstituir en la medida posible el paisaje natural.

En lo particular deben tenerse en consideración las medidas complementarias siguientes:

A) Las zonas de almacenamiento o descarga de materiales, así como los préstamos, deben ser, después de terminados los trabajos, debidamente recubiertos con vegetación, armonizando las plantaciones con el paisaje (Figura 13.44).

B) La apariencia de ciertas obras, tales como muros, zampeados y similares, puede ser mejorada por medio de vegetación.

C) Las plantaciones que enmarquen instalaciones, como zonas de estacionamiento, miradores, moteles, estaciones de combustible, restaurantes y similares, deben ser realizadas con el mismo criterio que se haya aplicado en el camino, armonizando con las instalaciones.

13.5.8 Protección y delimitación

En ciertas condiciones es indicado hacer plantaciones en beneficio de propietarios vecinos al camino, sea como protección contra deslumbramientos, ruidos, humos, olores y polvo, o bien para reemplazar barreras artificiales, como bardas y similares (Figura 13.45).

13.5.9 Distancia de las plantaciones

La distancia entre las plantaciones y el borde de un camino debe ser tal, que el follaje no llegue a obstaculizar el tránsito. En los casos en que se prevea una ampliación del camino debe tomarse en cuenta la posibilidad de que los árboles no sean destruidos, así como evitar que se encuentren demasiado próximos al nuevo camino.

La faja libre de arbolado a partir del acotamiento podrá variar según el tipo de arbolado y sus características de desarrollo, ya que los árboles de talla reducida cuentan con troncos proporcionales a su talla y en algunos casos flexibles, lo que no ocasiona mayor peligro en un accidente, sino al contrario, pues funcionan como los arbustos que frenan o amortiguan al vehículo que se accidenta.

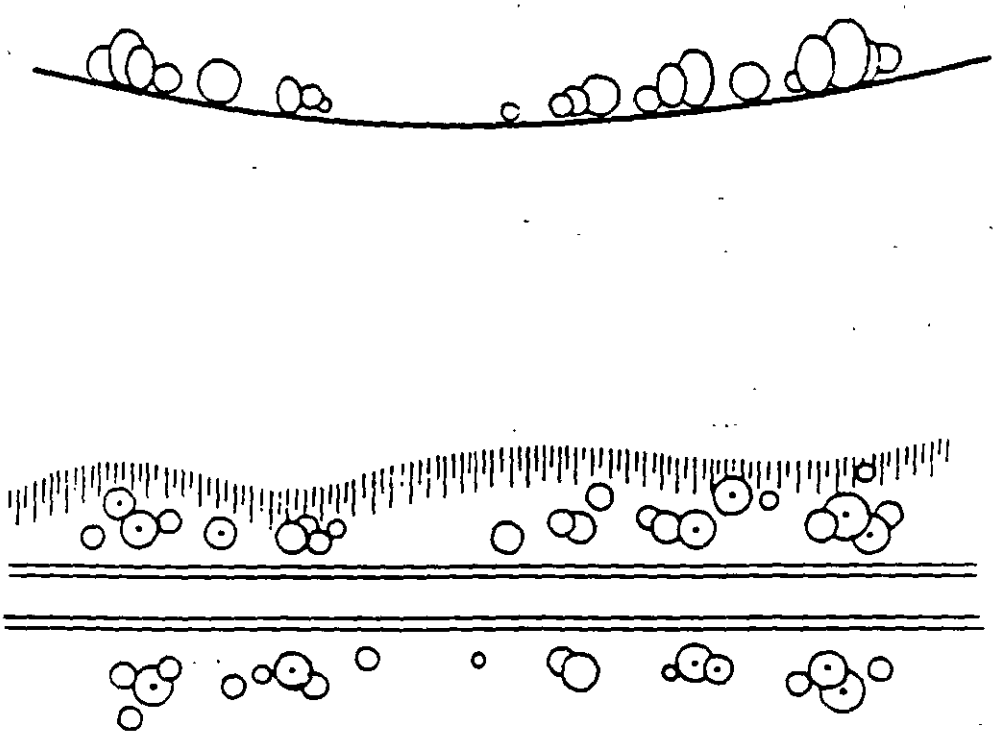


FIGURA 13.41. CRITERIO DE PLANTACION EN CURVA VERTICAL EN COLUMPIO

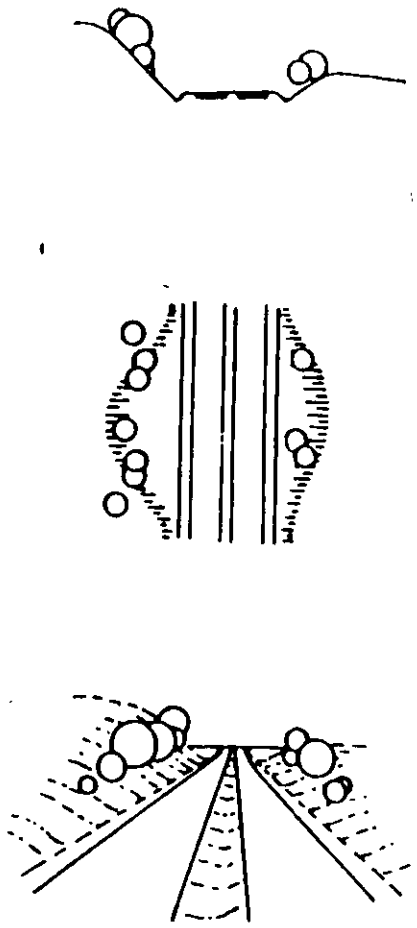


FIGURA 13.42

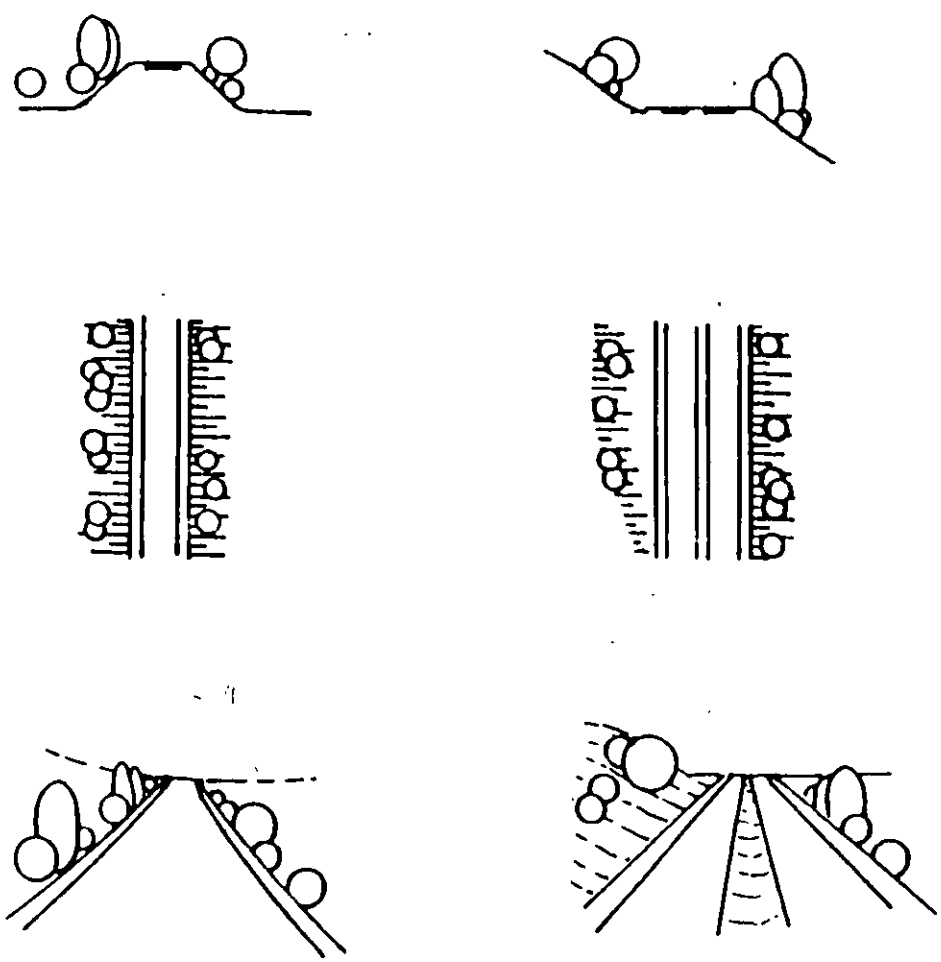


FIGURA 13.43

CRITERIO DE PLANTACION EN CORTES Y TERRAPLENES

Se consideran peligrosos los troncos de árboles con diámet o de 0.15 m en adelante, por lo que en caso de plantaciones con esas cara eristicas se dejará una faja libre de árboles que funcione como amortiguar te. Esa faja medirá como minimo 6.00 m (Figura 13.46).

En caso de paisajes laterales al camino, de especial inter s, se deben prever espacios libres de plantación, para que esas vistas pue an ser captadas desde los vehiculos sin que éstos reduzcan su velocidad por lo que se tomará en cuenta la velocidad de proyecto y un lapso mini no de cinco segundos para poder captar una vista (Figura 13.47).

13.6 PROCEDIMIENTOS EN BOSQUES

Directamente ligados con la resolución de los problemas c ausados por la construcción de un camino en zonas boscosas y Parques Nacionales, existen otros, como la economía forestal y la protección de s tios; por lo que debe subrayarse la necesidad de establecer una estrecha colaboración con las autoridades competentes a cargo de los mismos.

13.6.1 Circulación

La seguridad del tránsito en bosques está influida por l s siguientes factores:

La humedad y el hielo en el camino.
La acumulación de nieve y hojas secas.
Las condiciones variables de luminosidad.
Los vientos laterales.
La caída de ramas o de árboles.
La fauna.

13.6.2 Elección de trazo

La elección de trazo en una región boscosa se hará en fu ción de los siguientes puntos de vista:

Conservar las zonas de población forestal de mayor valor.

Establecer el trazo con anticipación a las obras para tom ar las medidas necesarias de protección.

Evitar que el trazo del camino afecte el límite de los b sques, pues destruiría las defensas naturales que provee la subvegetaci n limitrofe.

Evitar la canalización del viento dentro del bosque, por medio de un trazo sinuoso, particularmente en las entradas y salidas del bosque.

13.6.3 Medidas de seguridad

Una ve determinado el trazo de un camino dentro de u bosque, se procederá a desforestar la zona a afectar, así como las fa as laterales necesarias para evitar que las ramas o los mismos árboles que puedan llegar a caer invadan el camino.

El ancho de esa faja estará determinado por la talla adult a de las especies mayores (Figura 13.48).

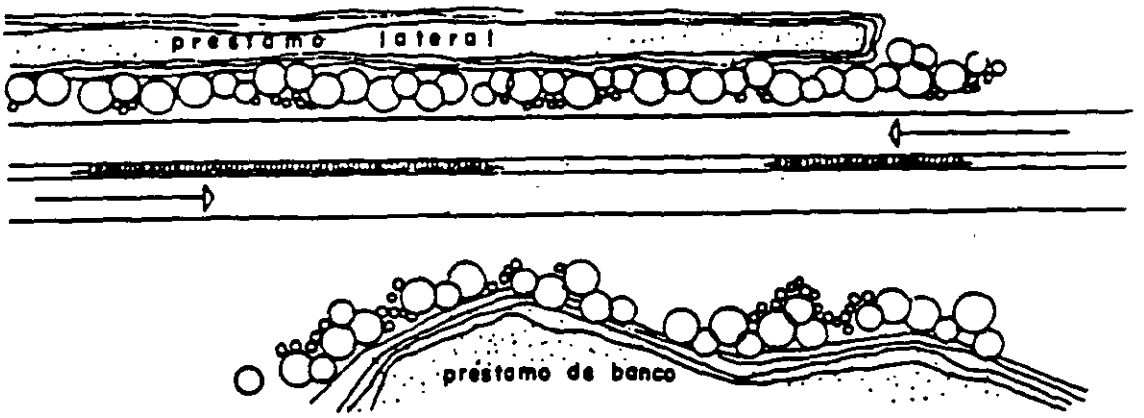


FIGURA 13.44. CRITERIO DE ARBOLADO EN PRESTAMOS DE MATERIAL

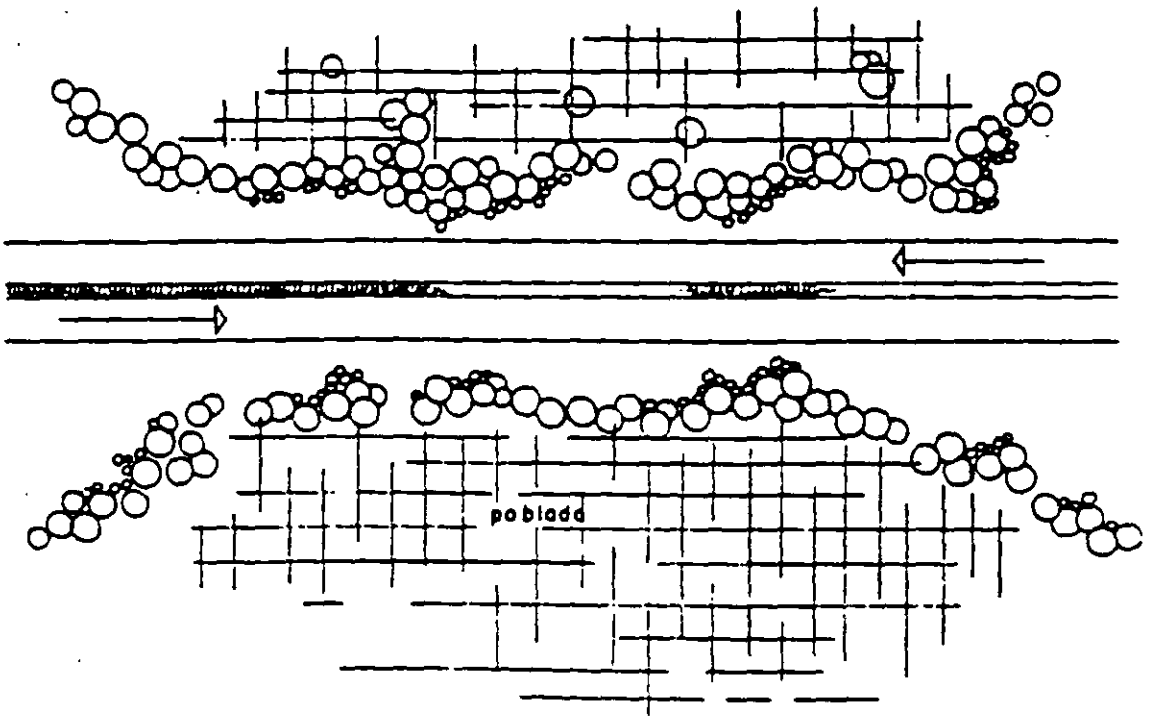


FIGURA 13.45. CRITERIO DE ARBOLADO EN POBLADOS

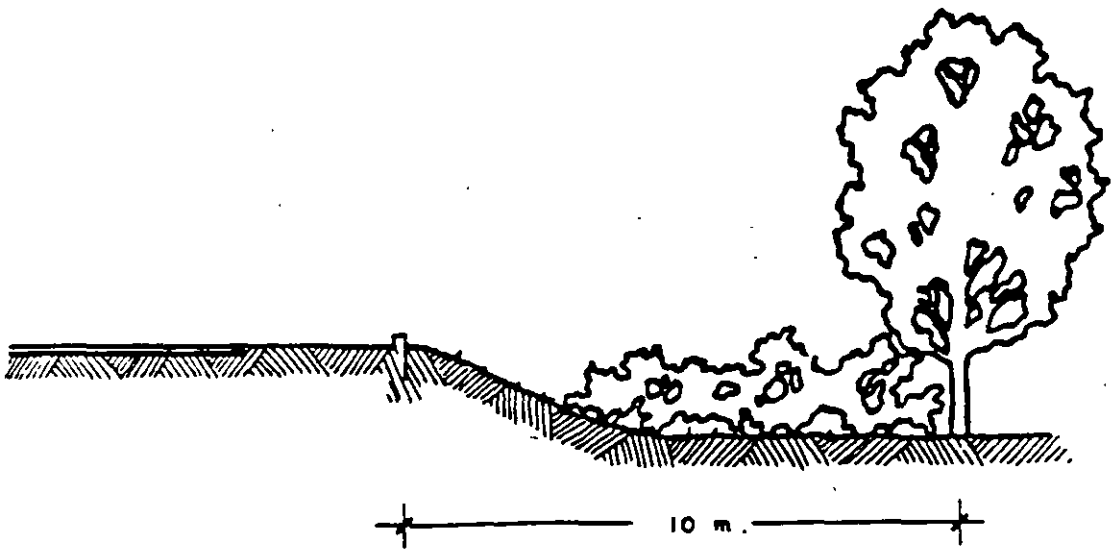


FIGURA 13.46. CRITERIO DE PLANTACION DE ARBUSTOS COMO PROTECCION CONTRA PUNTOS DE IMPACTO

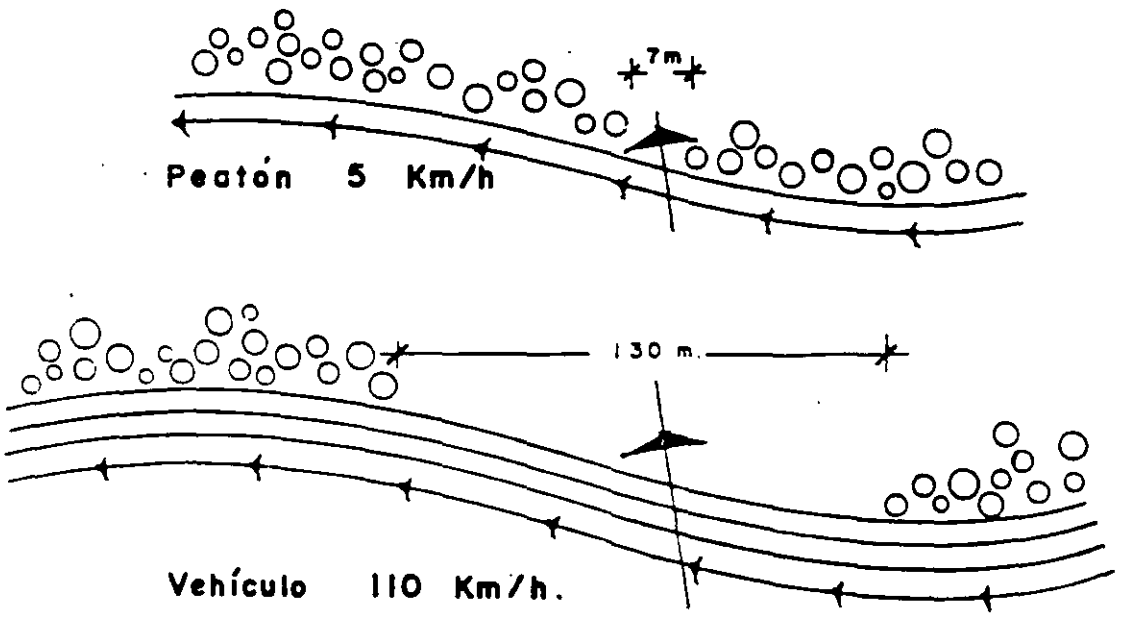


FIGURA 13.47. CAPTACION DE UNA VISTA EN UN INTERVALO DE 5 SEG.

La faja desforestada deberá replantarse en forma irregular con especies de menor talla, cuya misión será proteger al bosque de los vientos y el sol, restableciendo en esa forma el clima interno del bosque.

Una plantación profusa es indicada al inicio y terminación del tramo boscoso para disimular la desforestación y para disminuir el efecto de bruscos vientos laterales sobre los vehículos que salen del bosque (Figura 13.49).

13.7 PASTOS Y PLANTAS RASTRERAS O CESPITOSAS

La plantación o siembra de pastos y plantas rastreras o cespitosas tiene dos funciones principales: fijar suelos y taludes, evitando la erosión superficial, y mejorar su apariencia cubriendo con vegetación las zonas perturbadas por las obras.

13.7.1 Control de erosión

El control de la erosion superficial es un problema que se presenta en la mayoría de los caminos, aunque en diferentes proporciones. Es necesario evitar dichas erosiones, ya que sus efectos sobre el camino son negativos, por exigir reparaciones y limpieza de costo generalmente considerable.

Existen diversos métodos para controlar la erosión de los que, en general, el más económico y ornamental es el establecimiento de cubiertas vegetales.

Al proyectar una cubierta vegetal es necesario tomar en cuenta las condiciones prevalecientes en el lugar que afecten en forma directa a la plantación, variando las especies y métodos a emplear en cada caso particular. Los factores que influyen de manera directa y que, por lo tanto, es necesario conocer son: humedad relativa, precipitación pluvial promedio, época de sequia, época de lluvia máxima, tipo de suelo, componentes químicos, acidez y alcalinidad ph, temperaturas mínimas y máximas y vegetación existente. Es también importante conocer la pendiente o niveles de las superficies a tratar, con objeto de poder establecer el tipo vegetal adecuado, así como el método de plantación o siembra conveniente.

Los factores de orden climatológico indicarán en gran parte el tipo de vegetación adecuada en cada caso, pero la composición del suelo es un factor más rigido en cuanto a la tolerancia general de las plantas, por lo que se puede afirmar que, salvo excepción de las plantas crasas y xerófitas, que se desarrollan en suelos pobres, la generalidad de las plantas requieren de suelos fértiles, como tierra vegetal, la cual debe tener como mínimo un espesor de 15 cm.

El estudio de la vegetación existente es una base indiscutible de partida para la ordenación vegetal que se proyecta. Es el conocimiento de las especies existentes en la zona por donde se desarrolla el trazo de un camino, lo que informa de modo claro y directo sobre las plantas más adecuadas al medio y sirve también para prefigurar una distribución que armonice con el ambiente y paisaje contiguo.

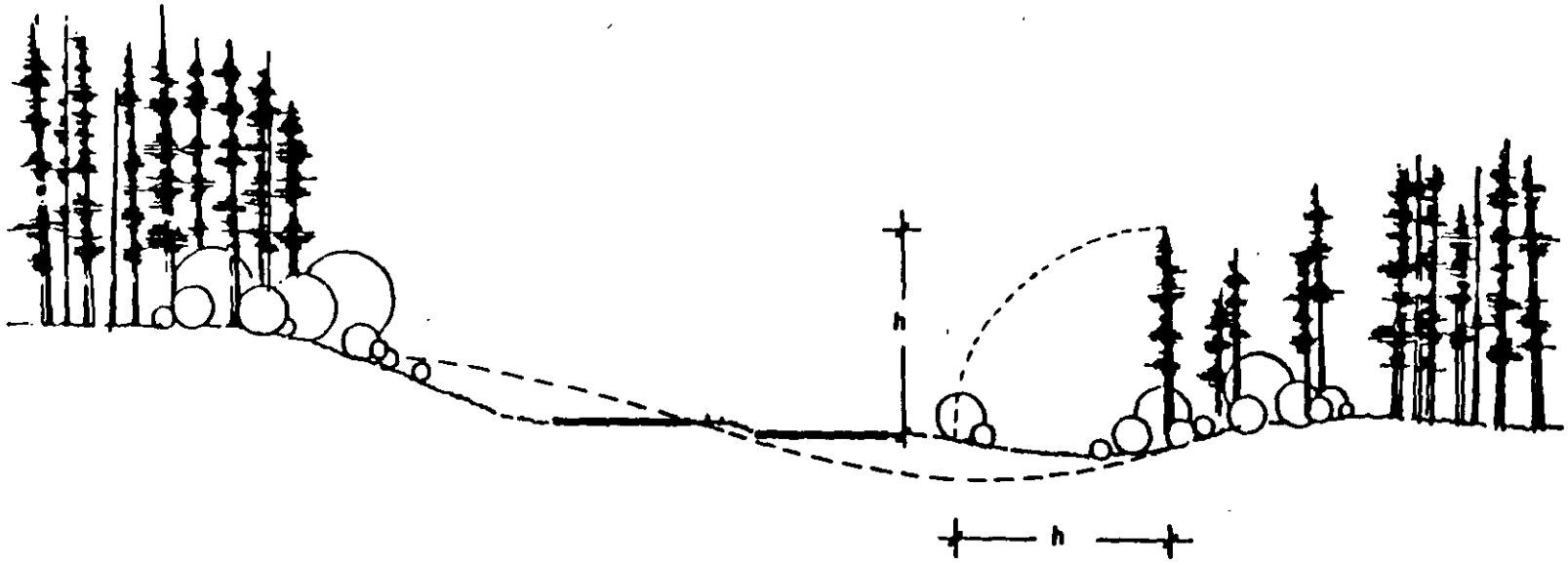


FIGURA 13.48. FAJA LIBRE DE ARBOLADO DE GRAN TALLA REPLANTADA CON ARBUSTOS

FIGURA 13.49. PLANTACIONES PROFUSAS AL INICIO Y TERMINACION DE TRAMOS BOSCOSOS COMO PROTECCION CONTRA EL VIENTO

13.7.2 Métodos de establecimiento

Las plantas pueden ser establecidas por medio de sus semillas, o bien por algún otro medio vegetativo como el de estolones o estacas, plantando céspedes o tepes que cubran toda la superficie, o bien pequeñas porciones separadas, lo que se llama mateado.

La siembra es el método más fácil de distribuir y es más barato que los otros medios de plantación mencionados, siempre y cuando se cuente con un suelo apropiado. Para que se tenga éxito será necesario colocar sobre la siembra algún material de cobertura que permita la germinación de las semillas sin verse afectadas por el calor, la lluvia y demás fenómenos naturales.

En taludes con pendientes considerables, la siembra o plantación de pastos y rastreras, presenta el problema de que el mismo riego o bien la lluvia arrastran la semilla, depositándola en las partes bajas del talud. En estas circunstancias, los métodos más favorables son la plantación de tepes, o bien el mateado, ya que al cubrir la superficie con porciones de pasto y tierra ya establecidos y de regular tamaño, una lluvia ligera no le causa el mismo deterioro que causaría a una siembra. En taludes con pendientes exageradas, la plantación de céspedes o tepes, requiere que éstos se fijen por medio de estacas, a fin de evitar que puedan deslizarse por su peso, especialmente cuando por riego o lluvia se humedecen.

Existe un método de siembra, mecanizado, que actualmente se emplea con éxito en diversos países. Se le llama Hidrosiembra y consiste en regar a presión, una mezcla a base de semillas de pastos, fertilizantes, celulosa, agua y en algunos casos, algún aglutinante apropiado. La mezcla se riega sobre la superficie y la semilla germina al estar protegida por medio de la celulosa, que cuenta con los nutrientes necesarios proporcionados por el fertilizante. De este modo la humedad se preserva y el aglutinante, cuando por necesidad se aplica, evita que la mezcla se deslave por el agua de riego o de lluvia.

Otro procedimiento similar, pero realizado en dos etapas, es el de lanzar inicialmente las semillas, el fertilizante y el agua, y posteriormente paja desmenuzada, con aglutinante, para proteger la siembra inicial.

Aunque estos procedimientos son aplicables en casi cualquier condición, no debe pensarse que sea una solución infalible, por lo que las zonas que se destinen a una cubierta vegetal deberán tener las condiciones necesarias a su establecimiento, es decir, que su pendiente no sea exagerada, que el material que componga la superficie tenga ciertas características que permitan su desarrollo, como estabilidad y, de ser posible, que tenga cierta fertilidad, ya que de lo contrario será necesario fertilizar regularmente las superficies, para que la vegetación subsista.

En los casos en que se proyecte cubrir grandes taludes con vegetación, es recomendable plantar en puntos variables, zonas con arbustos o árboles que ayuden a amarrar la cubierta vegetal, ya que la película que forma la subvegetación compuesta por plantas cespitosas, en ningún caso tiene raíces profundas, y en una superficie de grandes dimensiones y con pendiente exagerada, pueden llegar a ocurrir deslizamientos de la capa superior, aun con vegetación de tipo cespitoso.

Al proyectar una cubierta vegetal es importante tomar en cuenta la necesidad de agua que exigen las plantas para su establecimiento y desarrollo. Por tal razón es necesario cuidar este aspecto, que desde el punto

de vista económico juega un importante papel, debido a lo cual deben programarse los trabajos de acuerdo con el régimen pluvial de la zona, preferentemente un poco antes de que se inicie la época de lluvias, con objeto de que la fase inicial de plantación y establecimiento, se haga con agua de riego controlada, evitando así que la siembra o plantación pueda ser arrastrada por exceso de agua. Una vez que las plántulas hayan germinado y se establezcan, podrán soportar el agua de lluvia que les permita desarrollarse.

En la primer temporada de secas que soporten las plantaciones, será necesario darles riegos periódicos, ya que ese primer año de vida es definitivo para un establecimiento total que, una vez aclimatado, podrá posteriormente soportar el régimen pluvial de la zona.

13.8 ARBOLES Y ARBUSTOS

La plantación que se proyecta en un camino determinado se basará en las condiciones climatológicas prevalecientes en la zona y en las características físico-químicas de su suelo. Estos factores son determinantes, así como también la vegetación existente, a la que de preferencia hay que imitar en las nuevas plantaciones, de modo que constituya un complemento armónico del paisaje vegetal, restablezca su equilibrio y no represente riesgo para la circulación de los vehículos.

Hay que considerar que las especies que han alcanzado en forma natural buen desarrollo en un determinado medio climático y edafológico, son las que exigen menos cuidados y han acreditado por ello su idoneidad.

13.8.1 Arboles

La talla de las especies al plantarse puede ser pequeña, de 0.40 a 0.60 m en arbustos y de 0.75 a 1.50 m en árboles, ya que se adaptan mejor al medio, son fácilmente manejables, económicas y alcanzan en pocos años, el mismo porte que si se hubieran elegido plantas más desarrolladas.

Se plantarán especies que estén debidamente enraizadas, con un cepellón o banco proporcional a su talla, y de preferencia serán plantas desarrolladas en envase, el que se quitará al plantarlas. La cepa de plantación deberá corresponder tanto al tamaño del cepellón y planta como al tipo de suelos existente, agrandándose la excavación cuando se trata de suelos pobres, tepetate o roca. La medida promedio de una cepa para arbolado en tierra franca será de 0.60 × 0.60 × 0.60 m con sus paredes verticales, lo que garantiza sus medidas mínimas requeridas. Se excavará con anterioridad a la plantación, permitiendo que la tierra se meteorice por efecto del aire y el sol, y un mes después, como mínimo, se efectuará la plantación, rellenando la cepa con tierra de tipo vegetal y regándola abundantemente al plantar. La tierra proveniente de la excavación se utilizará para hacer un bordo o cajete de la cepa, permitiendo en esa forma que el agua de riego o de lluvia se concentre.

Para permitir que el agua penetre hasta las raices sin evaporarse, en tal forma que la humedad subsista, se colocará una capa de 0.05 m de espesor, de paja, hojas u otro producto vegetal similar, colocándose alrededor del tallo y abarcando toda la superficie del cajete (Figura 13.50).

Con objeto de que el porte de los árboles sea vertical y no se incline

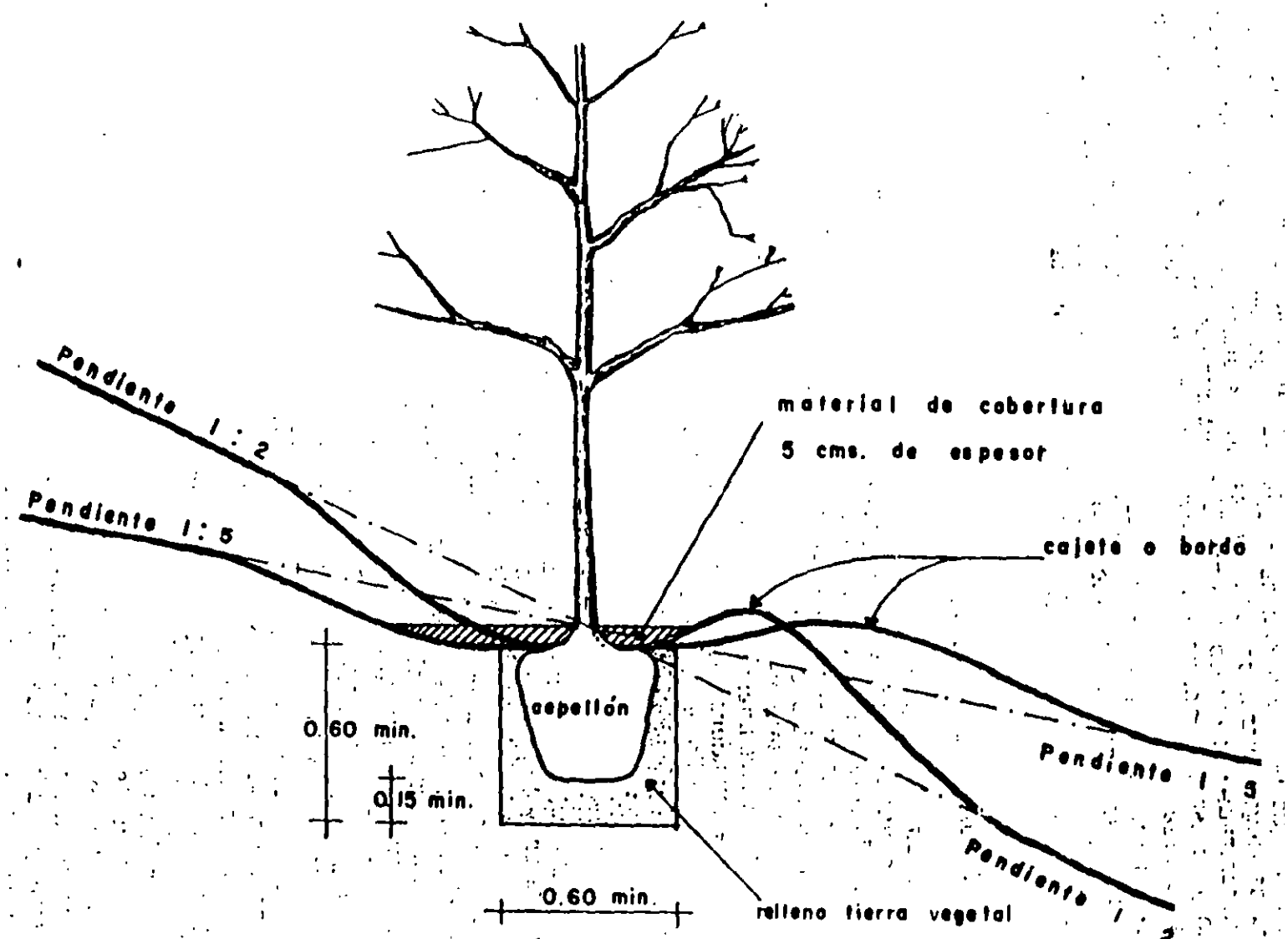


FIGURA 13.50. PLANTACION DE ARBOLES

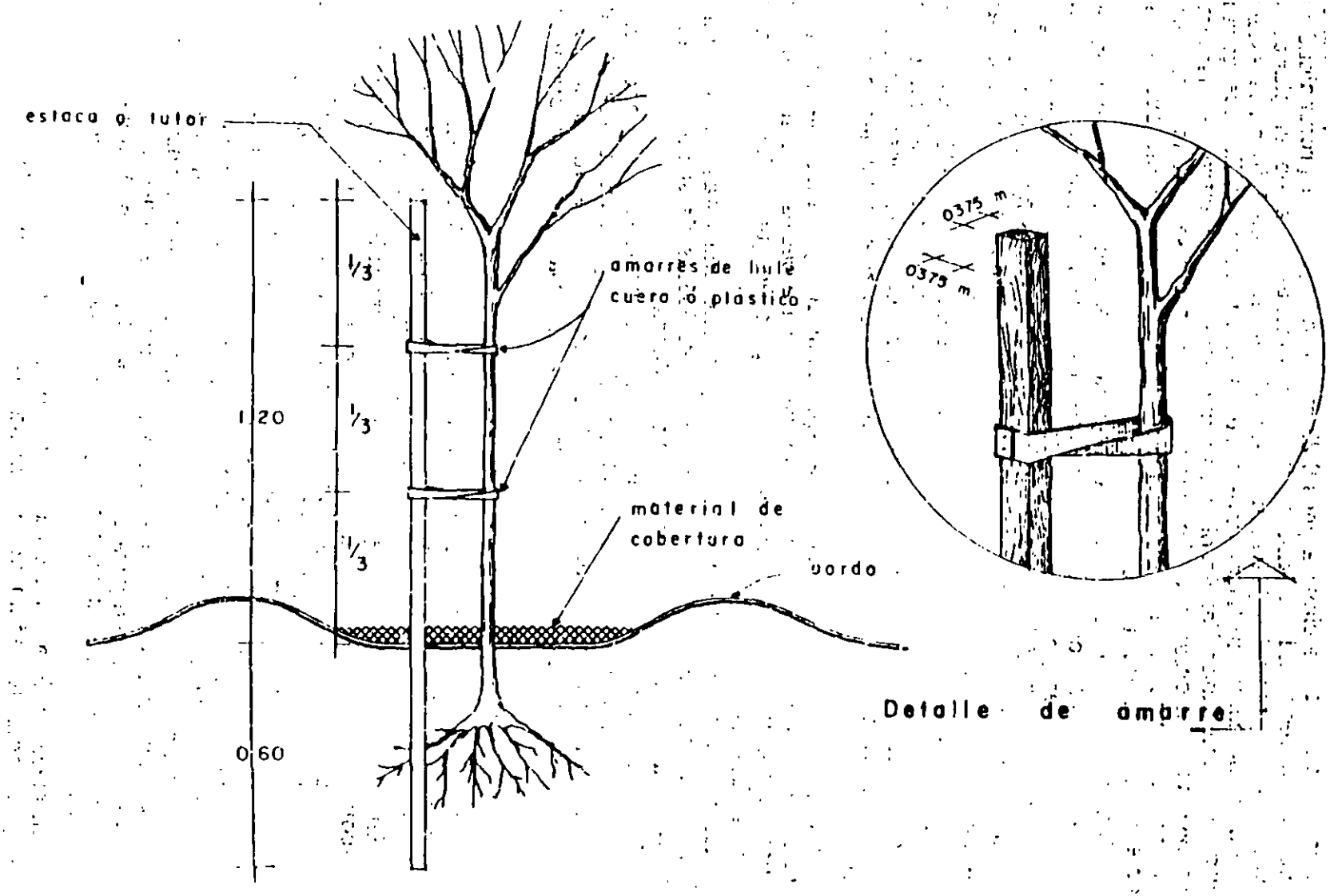


FIGURA 13.51. COLOCACION DE TUTORES EN ARBOLES

por el viento y la lluvia, se colocará un soporte, llamado tutor, que consiste en una estaca que se clava a unos 0.20 m del tallo y a una profundidad de 0.60 m, sobresaliendo a una altura proporcional a la de la planta, o sean 0.60 m enterrados y 1.20 m fuera. En un árbol de 1.50 m, la estaca o tutor tiene como fin hacer unos amarres entre tutor y tallo, que garanticen la verticalidad del árbol, hasta que éste se encuentre debidamente establecido y en desarrollo. En ciertos casos el tutor se cambiará por otro mayor, conforme vaya desarrollándose el árbol, para seguir guiando su porte vertical (Figura 13.51).

Cuando las especies por plantar sean de hojas caducas y se encuentren con follaje, o sean de follaje persistente, es necesario quitarles las hojas en un 90% o bien podarlos dejando algunas hojas, que se llaman testigos, que permiten ver si la planta continúa viva y al mismo tiempo que se nutra evitando que haya mayor evaporación, como sería con su follaje completo.

La poda es necesaria cuando se planta por banco o cepellón, ya que en esa forma se equilibra el corte efectuado en su sistema radicular. Los cortes efectuados tanto en las raíces como en las ramas deben ser diagonales y en forma limpia y neta, sin que se machaquen o astillen, evitando así su pudrición.

La época ideal de plantación de especies de follaje caduco será al final del invierno, antes de que broten las hojas. En especies de follaje persistente, la plantación deberá hacerse en la época en que se hayan establecido las lluvias.

Al ejecutar las plantaciones es indispensable que éstas tengan humedad, por lo que se regarán cada 72 horas en épocas de sequía, y aun en época de lluvia se evitará que les falte humedad.

El periodo de adaptación de las plantas en general es de un año, por lo que será necesario efectuar una conservación estricta durante ese periodo, comprobando que tengan humedad, que no tengan plagas, que no les falten nutrientes y demás factores esenciales para su desarrollo y adaptabilidad.

13.8.2 Arbustos

Los arbustos requieren para su establecimiento el mismo tipo de acciones que el arbolado, aunque proporcionalmente a su talla, y la medida de las cepas deberá ser como mínimo 0.40 × 0.40 × 0.40 m (Figura 13.52).

En el caso específico de setos, en fajas separadoras, se plantarán a tresbolillo (Figura 13.53). La profundidad de la cepa será de 0.50 m, debido a que sus condiciones de localización son difíciles al estar enclavadas en una terracería compactada y pavimentada, lo que no ofrece ninguna ventaja al no existir ni humedad ni elementos nutrientes. El tránsito de los vehículos castiga fuertemente a los arbustos, tanto por el viento que produce, como por el gas de los escapes. Es por las razones expuestas que se requiere un especial cuidado en la plantación del seto, al que debe proveerse de un relleno de tierra vegetal tan rico como sea posible y cuidar que los arbustos que se plantan estén debidamente establecidos en envases, de los que se extraerán para plantarse en su sitio. Es importante controlar con especial cuidado su humedad y su fertilidad, para obtener resultados óptimos.

La elección de arbustos para seto deberá hacerse con especial cuidado ya que, como se señaló anteriormente, las condiciones de plantación en

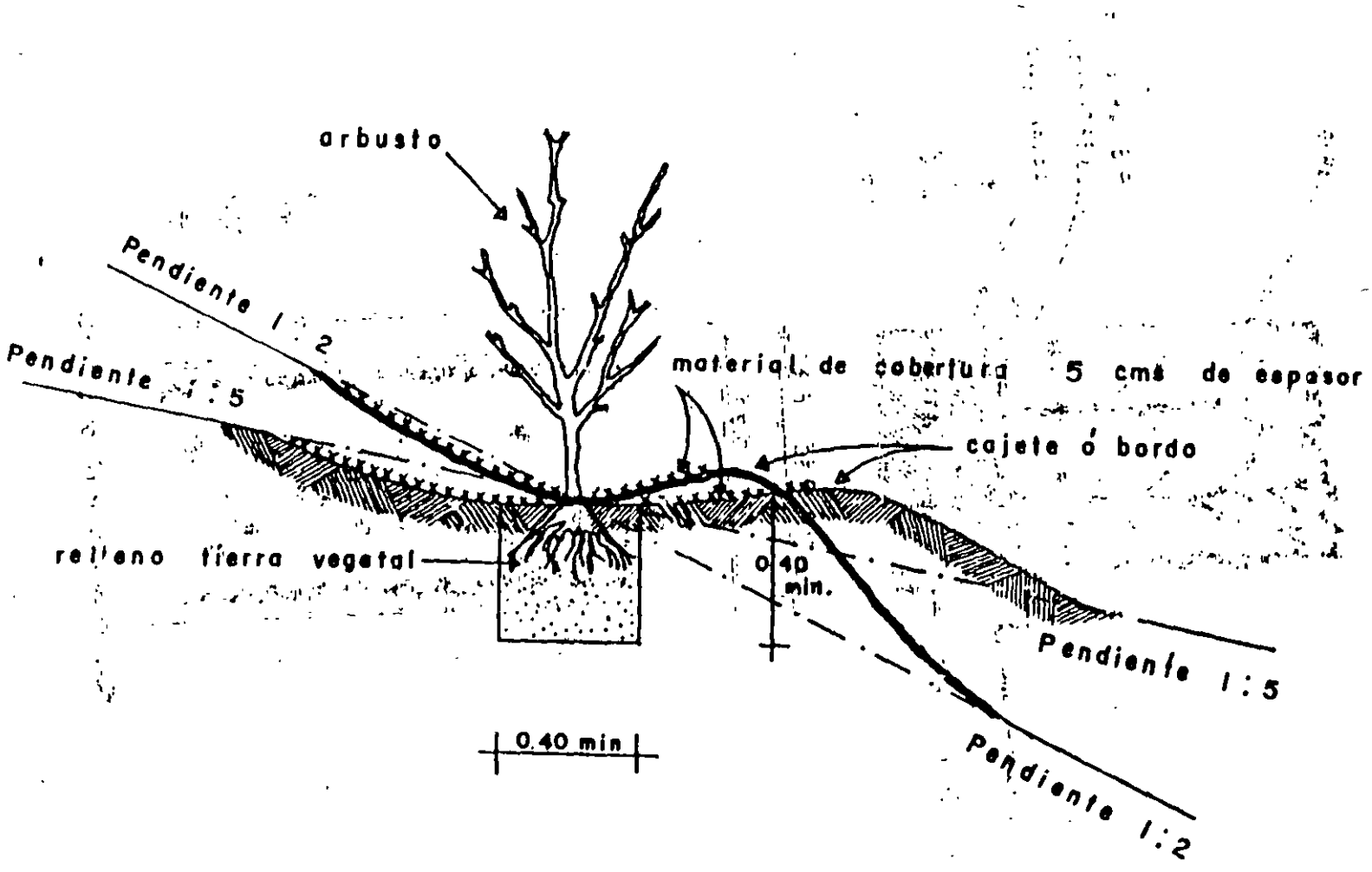


FIGURA 13.52. PLANTACION DE ARBUSTOS

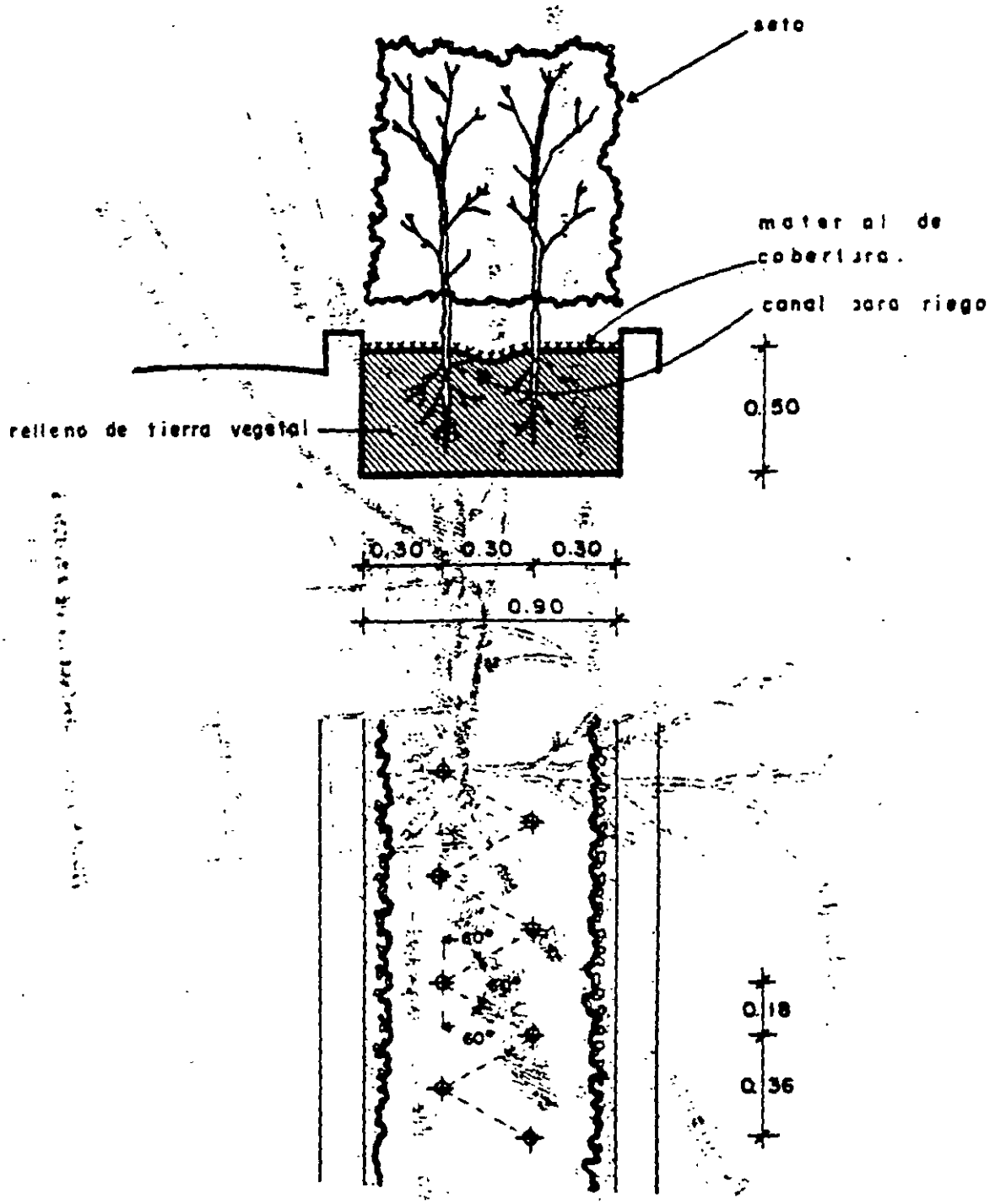


FIGURA 13.53. PLANTACION DE SETO VIVO

el camellón entre carriles, son difíciles para su desarrollo, por lo que deberán elegirse especies apropiadas a la zona y de gran resistencia, además de contar con follajes perennes para que cumplan con su misión de funcionar como barreras antideslumbrantes. La altura que se requiere en un seto será de 1.50 m, para que cumpla con su función debidamente, por lo que será necesario controlar su crecimiento a base de podas que permitan lograr una masa densa y uniforme sin que el ancho del seto invada los carriles.

Los macizos de arbustos que no se encuentren en un camellón de reducida sección y que por su localización puedan desarrollarse libremente, no deberán ser podados, ya que idealmente deben tener un aspecto natural, disminuyendo así el elemento de artificialidad en conjunto del camino.

Los arbustos, desde el punto de vista de la seguridad, son de especial importancia en los caminos, por sus características tales como talla media, follaje denso, tallo flexible y sistema radicular mediano, que no representan puntos de impacto a los vehículos, sino al contrario funcionan como colchones amortiguadores, frenando o disminuyendo un impacto directo. Por esta razón es indicado localizar macizos arbustados frente a puntos de impacto que representan peligro al tránsito de un camino, como una estructura, un muro, rocas, árboles de gran tamaño y elementos similares, proporcionando así un colchón amortiguador en caso de accidentes.

Los arbustos en la faja central entre dos cuerpos, son de especial interés para la seguridad, ya que frenan o reducen la velocidad de algún vehículo accidentado.

La disposición de los arbustos, como de los árboles, no debe hacerse en una forma sistemática y ordenada, pues una de sus funciones es precisamente evitar o disminuir la monotonía que implica un camino con sección y elementos dispuestos paralelamente y a todo lo largo del trayecto.

ATENCION A USUARIOS

EN EL CASO DE QUE ESTE ARTICULO SEA DE INTERES, O DE QUE SE REQUIERA SOLICITAR CUALQUIER SERVICIO DEL CENTRO DE DOCUMENTACIÓN TÉCNICA, LOS USUARIOS PODRAN DIRIGIRSE A:

ING. ALFREDO MARTINEZ DURAN
DIRECTOR GENERAL DE SERVICIOS TECNICOS
AV. COYOACÁN No. 1895
COL. ACACIAS
DELEG. BENITO JUAREZ
03240 MÉXICO, D.F.

COMUNICAMOS A NUESTROS USUARIOS, QUE EL CENTRO DE DOCUMENTACIÓN TÉCNICA CUENTA CON UNA BIBLIOTECA DONDE PODRÁN CONSULTAR LIBROS TÉCNICOS Y DE INTERÉS GENERAL, ESTA BIBLIOTECA SE UBICA EN:

AV. DR. VÉRTIZ No.780
COL. NARVARTE
DELEG. BENITO JUÁREZ
03020 MÉXICO, D.F.

757

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

METODOS HIDROLÓGICOS PARA PREVISIÓN DE ESCURRIMIENTOS

EXPOSITOR: ING. FERNANDO ROMERO MAGAÑA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

I N D I C E

I.- INTRODUCCION

II.- ASPECTOS GENERALES DE HIDROLOGIA

2.1 Ciclo hidrológico

A) Descripción somera del fenómeno desde el punto de vista — físico; delimitación de las componentes por estudiar.

B) Enfoque como sistema

2.2 Precipitación

A) Descripción del fenómeno

B) Tipos de precipitación

C) Formas de medición. Aparatos

2.3 Escurrimiento

A) Fuentes del escurrimiento

B) Descripción del proceso del escurrimiento

C) Medición.

2.4 Análisis de tormentas

A) Análisis de los registros de lluvia en un punto

B) Precipitación media sobre una zona

C) Curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno

D) Relación de un punto al área de lluvia

E) Precipitación máxima probable

F) Distribución geográfica de la precipitación

2.5 Análisis de escurrimientos

A) Características de los hidrogramas

B) Análisis de hidrogramas

2.6 Relaciones lluvia-escurrimiento

A) Descripción cualitativa de las relaciones lluvia-escurrimiento.

III.- RELACION DE LA INFORMACION DISPONIBLE EN LA REPUBLICA MEXICANA

3.1 Introducción

A) Cartas topográficas

B) Cartas de climas

C) Cartas geológicas

D) Cartas de uso del suelo

E) Cartas edafológicas

F) Cartas de uso potencial

3.2 Información de la Comisión de Estudios del Territorio Nacional

A) La Carta Topográfica

B) La Carta de Climas

C) La Carta Geológica

D) La Carta de Uso Actual del Suelo

a) Uso Agrícola

b) Tipos de Cultivo

c) Uso Pecuario

d) Uso Forestal

e) Otros Tipos de Vegetación

E) La Carta Edafológica

F) La Carta de Uso Potencial.

a) Clasificación de la capacidad de uso del suelo

b) Proposiciones para controlar la erosión de los suelos.

c) Proposiciones de obras de infraestructura

d) Servicios

G) El Mapa Urbano

H) Fotografías Aéreas

a) Reseña histórica

b) Fotointerpretación

c) Algunas aplicaciones

d) Imágenes de satélites artificiales

3.3 Estaciones hidrométricas. Período de registros.

3.4 Estaciones climatológicas. Período de registros.

3.5 Información disponible en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

V.- METODOS PARA EL CALCULO DE AVENIDAS MAXIMAS.

4.1 Clasificación

4.2 Métodos de uso actual en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

4.2.1 Método de Creager

4.2.2 Método de Lowry

4.2.3 Método del Departamento de Puentes

4.2.4 Método de Talbot

4.2.5 Método Racional

4.2.6 Método FAA

4.2.7 Método ARMCO

4.2.8 Método de Dickens

4.2.9 Método de Bürkli-Ziegler

4.2.10 Método de Horton

4.2.11 Método de Sánchez Bribiesca

4.2.12 Método de Chow

4.2.13 Método de Seschapa-Rao, Assenzo y Harp

4.2.14 Métodos estadísticos

A) Análisis de frecuencia

B) Período de retorno

C) Distribuciones de probabilidades

D) Representación gráfica

E) Ajuste de curvas

4.2.15 Distribución de probabilidad de Gumbel

4.2.16 Método de Nash

4.2.17 Método de Lebediev

4.2.18 Métodos Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III

4.2.19 Selección del método estadístico más adecuado

4.2.20 Selección del gasto de diseño

I.- INTRODUCCION

1.1 Objeto de la ponencia.

Dentro de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas - existen varias Dependencias encargadas, entre otras cosas, de proyectar y construir diversas obras hidráulicas relacionadas con el - drenaje transversal de las carreteras, vías férreas y aeropuertos,- tales como puentes, vados, obras menores, etc. (Convencionalmente - se ha llamado en la S.A.H.O.P. obra menor a la que mide 6 m o menos de claro).

Uno de los datos fundamentales con que se debe contar para proyectar cualquiera de las obras mencionadas, es el gasto de la corriente en avenidas máximas extraordinarias asociadas a un cierto período de - retorno, mismo que se determina en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que falle la obra, el — cual a su vez es función de la importancia de ésta, de los daños — que ocasionaría en caso de falla y del costo de la reparación ó reconstrucción.

La determinación del gasto de la corriente es importante porque, si el valor que se adopte para el proyecto es excesivo aumenta el costo inicial, y si es escaso aumenta el costo de las reparaciones o - reconstrucciones.

Por lo anterior se ve la necesidad de determinar el gasto de proyecto lo más adecuadamente posible, y para esto el ingeniero se vale de la Hidrología, que se puede definir como la ciencia que trata de — las propiedades, la distribución y la circulación del agua en la — Naturaleza en sus tres estados: gaseoso, líquido y sólido, estando una de sus ramas principales consagrada al análisis del gasto de — las corrientes de agua.

El desarrollo de la hidrología como materia fundamental y el de — materias afines, ha traído como consecuencia la aparición de muy diversos métodos para el cálculo de avenidas de diseño. El objeto - primordial de este trabajo es describir aquellos métodos más usuales o que se consideren más útiles dentro de la Secretaría de Obras Públicas, su aplicabilidad y sus limitaciones.

En este subtema no están incluídos los métodos de cuantificación de gastos basados en mediciones directas o indirectas de la velocidad de la corriente, ya que éstos se tratan en el subtema 3 "Hidrometría" de este mismo tema, ni se repetirá, aunque mucho tiene que - ver en la relación precipitación-escurrimiento, lo relativo a clasificación de las corrientes y patrones de drenaje de las cuencas, ya que esto se trata ampliamente en el subtema 2 "Hidrografía" también de este tema.

Con objeto de que resulte más clara y comprensible la exposición - de los métodos mencionados, se presentan en el capítulo II algunos aspectos generales de hidrología, tales como el ciclo hidrológico, el cual se enfoca desde diferentes puntos de vista, la precipitación y el escurrimiento, que son componentes de dicho ciclo, describiendo cómo son medidos y los métodos más usuales de análisis, y por último la relación lluvia-escurrimiento que comprende una descripción de cómo la cuenca transforma la lluvia en escurrimiento.

En el capítulo III se presenta un compendio de la información disponible en la República Mexicana relacionada con los métodos hidrológicos de que se trata, como son las cartas topográficas, climatológicas, geológicas y de uso del suelo a diferentes escalas, y estaciones hidrométricas y climatológicas.

Finalmente en el capítulo IV y con base en los dos capítulos anteriores se clasifican y describen los métodos hidrológicos de cálculo de avenidas máximas, indicando las ventajas y desventajas de cada -

uno de ellos, así como una aplicación práctica de los mismos, lo cual puede servir como guía para escoger el método más adecuado en función de la información con que se cuente en cada problema específico, y a la vez para dar una idea del grado de confianza que se puede tener en los resultados.

II.- ASPECTOS GENERALES DE HIDROLOGIA

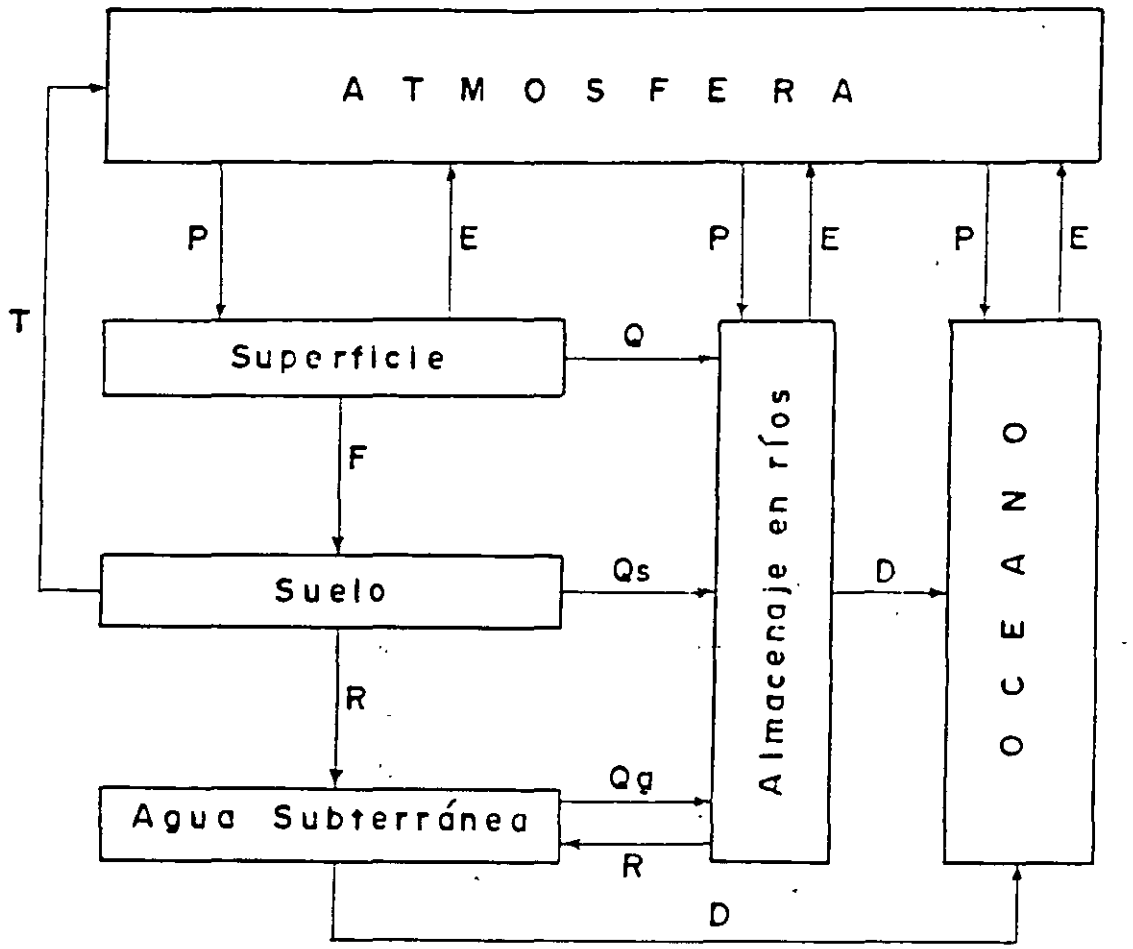
2.1 Ciclo hidrológico.

A) Descripción somera del fenómeno desde el punto de vista físico. Delimitación de las componentes por estudiar.

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicado a la circulación general del agua (fig 2.1). Este ciclo puede empezar con la evaporación del agua de los océanos. El vapor resultante es transportado por las masas de aire en movimiento. En determinadas condiciones, el vapor se condensa formando nubes que, a su vez, pueden ocasionar precipitaciones. De la precipitación sobre el terreno, una parte es retenida por la superficie, otra escurre sobre ella y la restante penetra en el suelo.

El agua retenida es devuelta a la atmósfera por evaporación y por la transpiración de las plantas. La parte que escurre sobre la superficie es drenada por arroyos y ríos hasta el océano, aunque parte se pierde por evaporación. El agua que se infiltra satisface la humedad del suelo y abastece los depósitos subterráneos, de donde puede fluir hacia las corrientes de los ríos, o bien descargar en los océanos; la que queda detenida en la capa vegetal del suelo es regresada a la atmósfera por transpiración.

Esta descripción simplificada del ciclo hidrológico es de tipo cualitativo y en ella no se ha incluido el tiempo. Por ejemplo, después de ocurrida una tormenta, el efecto inmediato en un río se deja sentir por el escurrimiento superficial, además de existir recarga del agua subterránea. Puede decirse también que no hay evaporación durante la tormenta, y que toda el agua de lluvia se intercepta, infiltra y escurre superficialmente.



E — Evaporación
Q — Escurrimiento superficial
F — Infiltración
P — Precipitación
Qs — Escurrimiento subsuperficial
D — Descarga a los océanos
T — Transpiración
Qg — Escurrimiento subterráneo
R — Recargas

Fig. 2.1. Ciclo hidrológico. Representación cualitativa

El ciclo hidrológico es de importancia básica para delimitar el campo de la Hidrología, la cual comprende la fase entre la precipitación sobre el terreno y su retorno a la atmósfera o al océano (fig. 2.2); corresponde el análisis de la atmósfera a la Meteorología y el estudio del océano a la Oceanografía.

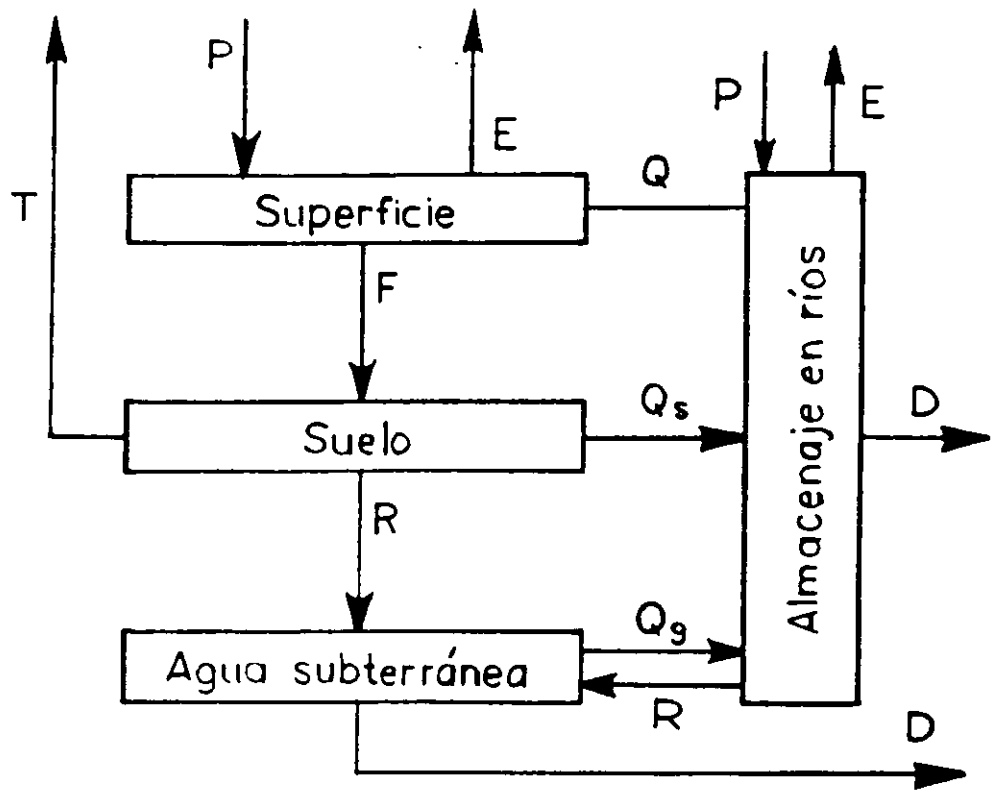


Fig. 2.2 Fases que estudia la hidrología.

B) El ciclo hidrológico como sistema.

Otra manera de visualizar el ciclo hidrológico es considerándolo un sistema, y así está enfocado en algunos de los métodos hidrológicos que se verán en el capítulo IV, por lo cual se incluye aquí una breve ilustración de este enfoque.

Una definición útil de sistema es la que propone Dooge:

Cualquier estructura, dispositivo, esquema o procedimiento, real o abstracto, que interrelacione en el tiempo una entrada, causa o estímulo de materia, energía o información, y una salida, efecto o respuesta de información, energía o materia.

Esta definición de sistema puede esquematizarse de la siguiente forma:

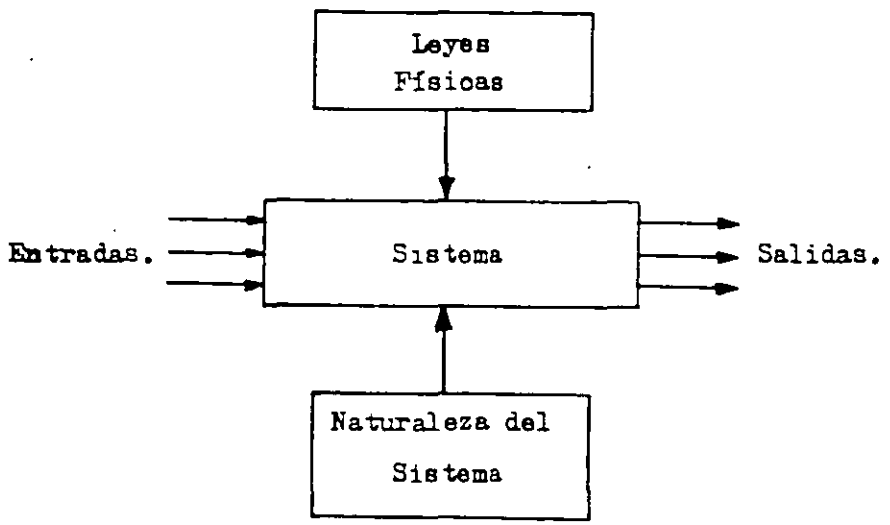


Fig. 2.3. Ilustración de la definición de Sistema.

De acuerdo con esta definición, podemos asimilar el ciclo hidrológico a un sistema, en el cual las entradas son las lluvias (P), que son afectadas por la cuenca, de acuerdo con la naturaleza de la misma y con las leyes de la física, para producir salidas en la forma de escurrimiento ó pérdidas.

La caracterización del ciclo hidrológico como sistema es una abstracción que nos permite encaminar nuestros estudios hacia las relaciones funcionales que lo rigen, simplificar dichas relaciones de acuerdo con las técnicas matemáticas disponibles y tener una idea cuantitativa de los errores que cometemos en la simplificación. Permite también decir si la cuenca es "grande" ó "chica" de acuerdo con la velocidad de respuesta al estímulo lluvia.

En términos muy generales, se puede decir que la hidrología en su desarrollo se inició con la interpretación de los fenómenos físicos involucrados en el ciclo hidrológico; posteriormente se tendió hacia enfoques que lo consideraban como un sistema y que permitieron una utilización muy amplia de las herramientas matemáticas existentes. Finalmente en la actualidad y gracias al desarrollo de las computadoras la tendencia es de tratar de simular con mucho detalle las componentes del ciclo hidrológico desde el punto de vista físico.

2.2 Precipitación.

A) Descripción del fenómeno.

Precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera. Para que se origine la precipitación debe previamente producirse la condensación del vapor atmosférico y esto generalmente sucede por enfriamiento de una parte de la atmósfera.

B) Tipos de Precipitación.

De acuerdo con los fenómenos meteorológicos que les dan nacimiento o que las acompañan, se pueden dividir las precipitaciones en tres clases:

B.1. Precipitación por convección;

B.2. Precipitación orográfica;

B.3. Precipitación ciclónica o de frente.

B.1.- Precipitación por convección.

Cuando en tiempo tranquilo el aire, saturado o no, en la vecindad del suelo es calentado por la radiación solar (directamente pero, sobre todo, indirectamente por intermedio del suelo), se dilatan y elevan en el centro numerosas "células de convección" que se forman poco a poco. En el curso de su ascenso, se enfrían según el gradiente "adiabático seco" (1°C por 100m), o saturado (del orden de 0.5°C por 100 m) según el caso considerado y alcansa su punto de condensación a una altura llamada nivel de condensación. Hay entonces, a partir de ese nivel, formación de nubes llamadas "cúmulos", y si la corriente de convección vertical inicial es intensa y puede continuar suficiente tiempo, se concibe que el sistema nuboso así formado puede alcansar una sona donde reina una temperatura bastante baja o un grado de turbulencia bastante fuerte y puede desatar la lluvia. Esas precipitaciones, llamadas por "convección", resultan, pues, de un tiempo cálido; pueden estar acompañadas de relámpagos, de truenos y vientos locales; consisten enteramente en lluvia y ocasionalmente granizo.

Estas precipitaciones son características de las regiones ecuatoriales donde, a consecuencia de la debilidad habitual de los vientos, los movimientos del aire son esencialmente verticales; en esas regiones las nubes se forman en el curso de la mañana bajo la acción de la insolación intensa, y dan por la tarde o al anochecer violentos aguaceros acompañados de relámpagos y truenos; más tarde, en la noche, las nubes se disuelven en la atmósfera y, al salir el sol, el cielo está generalmente claro; ese proceso produce la mayor parte de los 2 500 mm de lluvia que caen -- anualmente, en promedio, en la vecindad del ecuador.

Precipitaciones de convección tienen lugar igualmente en - la zona templada en los períodos calientes, casi únicamente bajo la forma de tempestades de verano locales y violentas.

B.2. Precipitación orográfica.

Cuando los vientos cargados de humedad -soplándo ordinariamente del océano a tierra- encuentran una barrera montañosa o pasan de la zona de influencia de un mar relativamente caliente a la de vastas extensiones de suelo más frío, las masas de aire húmedo tienen tendencia a elevarse y el - estado de calma relativa que de ello resulta, produce un - enfriamiento que puede alimentar la formación de una cobertura nubosa y desatar precipitaciones.

Esas precipitaciones, llamadas "orográficas", se presentan bajo la forma de lluvia o de nieve en las vertientes de la barrera montañosa que están del lado de donde sopla el -- viento; son muy irregulares en importancia y localización y en ocasiones dependan de las grandes perturbaciones ciclónicas.

Así como la intercepción de un flujo luminoso por un cuerpo opaco da una sombra, la obstrucción producida en el trayecto de las masas de aire húmedo por un macizo montañoso, engendra sobre la vertiente que está del lado opuesto a donde sopla el viento una zona de pluviosidad relativamente débil. El aire que desciende sobre esa vertiente se calienta por - compresión, su humedad relativa disminuye (efecto de "foehn") y puede aun resultar de ello un régimen de vientos secos y calientes que dan nacimiento a zonas semiáridas.

B.3. Precipitacion ciclónica.

La precipitación ciclónica está asociada al paso de ciclones y está ligada con los planos de contacto (superficies frontales) entre masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta precipitación puede ser no frontal y puede ocurrir donde exista una depresión barométrica. El levantamiento del aire se origina por convergencia horizontal del mismo hacia una zona de baja presión.

La precipitación frontal es originada por el levantamiento del aire caliente sobre el frío. Este levantamiento puede - ocurrir cuando el aire caliente se mueve sobre el frío, o — cuando el aire frío se mueve bajo el caliente; si ocurre lo primero se dice que se tiene un frente caliente y si ocurre lo segundo, un frente frío. La precipitación producida por un frente caliente se distribuye sobre una zona bastante — grande y es ligera y continua. La precipitación originada - por un frente frío es intensa y de corta duración; generalmente se distribuye cerca de la superficie frontal. En la fig. (2.4)se muestra una idealización de un ciclón extratropical en sección vertical; en el corte BB' se indican del - lado izquierdo la forma como el aire frío desplaza - -

al caliente, originándose un frente frío, y en el lado derecho se muestra cómo el aire caliente, al avanzar sobre el — frío, es levantado, formándose un frente caliente.

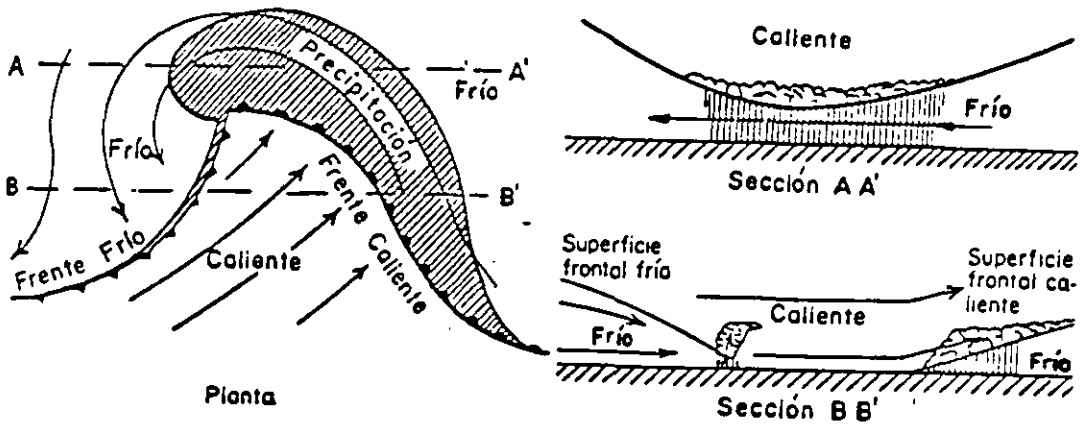


Fig. 2.4. Idealización de un ciclón extratropical

C) Formas de medición. Aparatos.

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de — agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente — cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el - agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registrando su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo - con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógrafos.

En la República Mexicana se dispone de aproximadamente 2,600 pluviómetros y 350 pluviógrafos. Estos aparatos están operados, principalmente, por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad, Servicio Meteorológico - Nacional y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

En la ponencia "Obras complementarias.- Diseño hidráulico, construcción y conservación" se describen detalladamente estos aparatos y su funcionamiento.

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación i, que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se produjo.

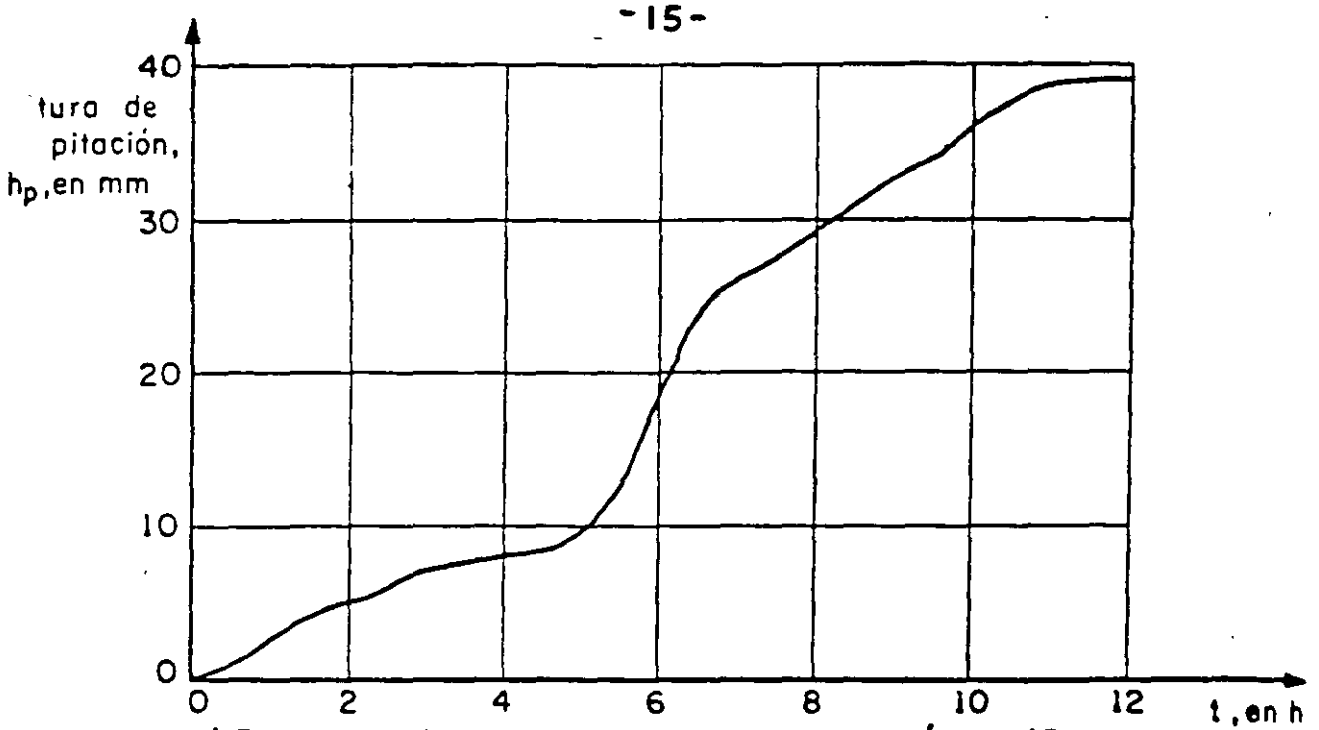
Los registros de pluviógrafos se pueden transformar y obtener el hietograma de las diversas tormentas medidas. El hietograma es una gráfica de barras que indica el incremento de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge siguiendo ciertas convenciones que en seguida se indican.

Ejemplo 2.1. Obtener el hietograma de una tormenta cuyo registro aparece en la fig. 2.5. En la tabla 2.1, columnas 1 y 2, se tiene el mismo registro tabulado cada dos horas.

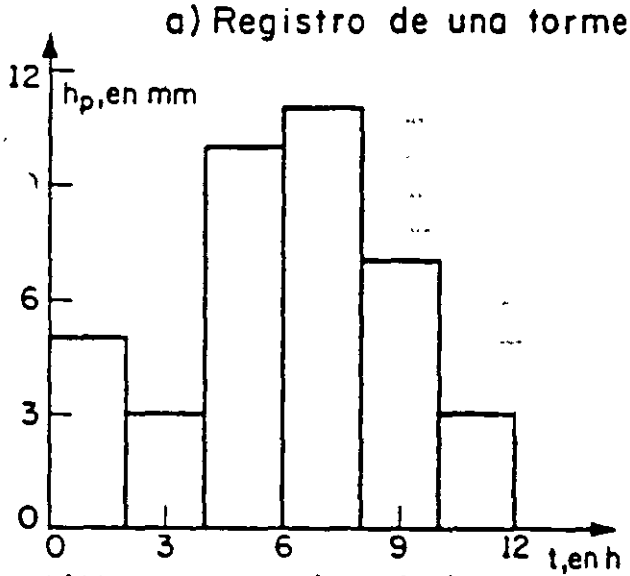
Para mostrar la variación del hietograma respecto a diferentes intervalos de tiempo, en la tabla 2.1 se hace el análisis para intervalos de 2, 4, 6 y 12 h, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso. Como se observa, para calcular el hietograma para un intervalo de 12 h o sea la duración total de la tormenta, se tiene la misma información que si sólo se dispusiera de un pluviómetro. Conforme disminuye el intervalo de tiempo, el hietograma se aproxima más a la variación real de la lluvia (figs. 2.5b, c y d), o sea, que debe procurarse escoger intervalos pequeños, pero no exageradamente para que no resulten demasiados intervalos que hagan excesiva la labor de cálculo.

Hora	Altura de lluvia, h (mm)	Variación h_p para $\Delta t = 2h$	Variación h_p para $\Delta t = 4h$	Variación h_p para $\Delta t = 6h$	Variación h_p para $\Delta t = 12h$
0	0				
		5			
2	5		8		
		3		18	
4	8				
		10			
6	18		21		39
		11			
8	29				
		7		21	
10	36		10		
		3			
12	39				

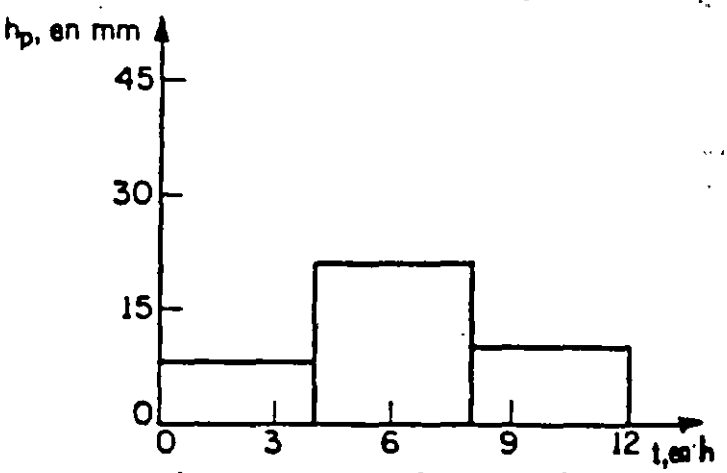
Tabla 2.1 Cálculo del hietograma de una tormenta.



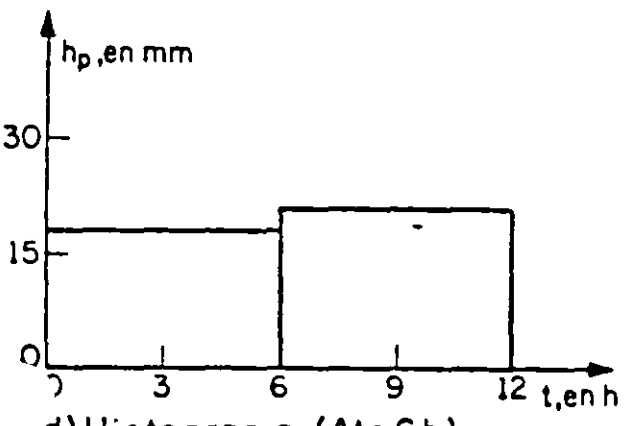
a) Registro de una tormenta con duración de 12 horas



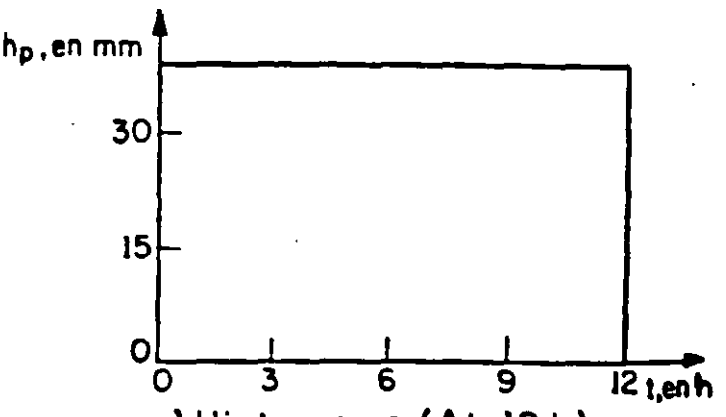
b) Hietograma ($\Delta t = 2$ h)



c) Hietograma ($\Delta t = 4$ h)



d) Hietograma ($\Delta t = 6$ h)



e) Hietograma ($\Delta t = 12$ h)

Fig. 2.5. Determinación del hietograma de una tormenta

2.3 Escurrimiento.

A) Fuentes del escurrimiento.

El escurrimiento es la parte de la precipitación, así como de — cualquier otro flujo contribuyente, drenada por las corrientes - superficiales de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no in— filtrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que ésta cese. La parte de la precipitación que contribuye al escurrimiento superfi— cial se denomina precipitación en exceso.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infil trada en la superficie del suelo, pero que se mueve sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado, dependiendo de las caracterís ticas del suelo. En general, si es inmediato se le da el mismo tratamiento que al escurrimiento superficial; en caso contrario, se le considera como escurrimiento subterráneo. Este último es el que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por - la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que éste se ha saturado. La contribución del escurri- - miento subterráneo al total varía muy lentamente con respecto al superficial.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerársele compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial. En la fig. 2.6 se muestra el ciclo del escurrimiento, indicando las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

La consideración anterior tiene como finalidad distinguir la participación de cada escurrimiento. A la salida de una cuenca, en el caso de tener una corriente perenne, mientras no ocurra tormenta alguna, por dicha corriente sólo se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al originarse una tormenta, si la cuenca es pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. Ahora bien, el efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el agua que se infiltra, y que pasa a formar parte del agua subterránea, sea drenada.

B) Descripción del proceso del escurrimiento.

El proceso presentado anteriormente depende de las condiciones existentes y de la cantidad de agua producida por la tormenta. De esta forma, cuando llueve sobre una determinada zona, parte del agua es interceptada por la vegetación existente en la zona, como son arbustos, pastos ó árboles y otra parte se infiltra en el suelo o llena las diferentes depresiones de la superficie. La primera de estas cantidades se denomina lluvia interceptada y, aunque no es muy importante, puede disponer de la mayor parte de una lluvia ligera. La segunda cantidad se llama infiltración; se denomina capacidad de infiltración al máximo volumen de agua que absorbe un suelo en determinadas condiciones. La última cantidad se designa alma-

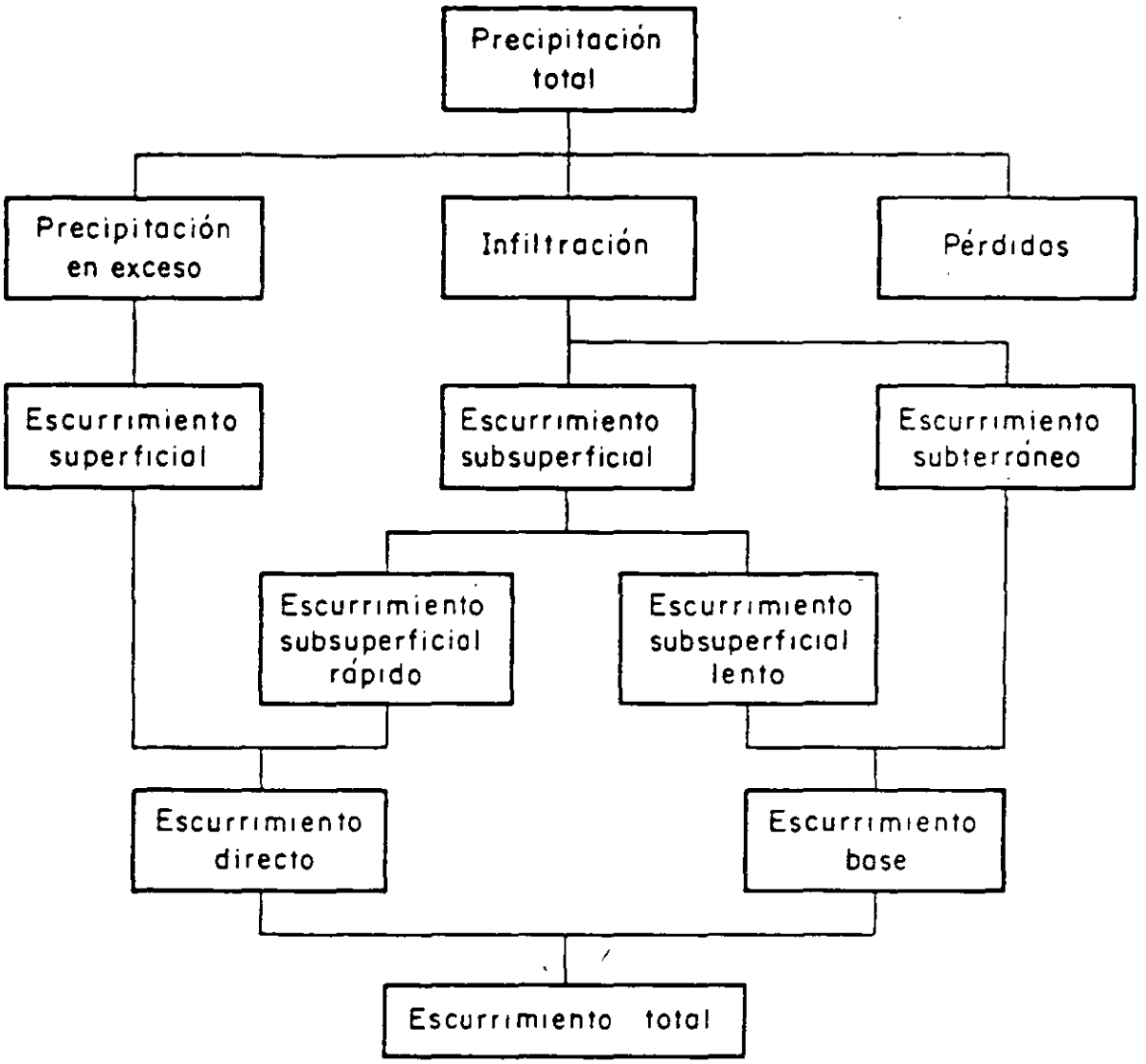


Fig 2.6 Relación entre la precipitación y el escurrimiento totales

cenaje por depresión; posteriormente este almacenaje se evapora, es empleado por la vegetación, o se infiltra en el suelo, pero no origina escurrimiento superficial.

Después de que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, la diferencia es la llamada lluvia en exceso. Esta lluvia en exceso primero se acumula sobre el terreno como detención superficial, y a continuación fluye hacia los cauces. A este movimiento se le denomina flujo por tierra, y el agua que en esta forma llega a los cauces es el escurrimiento superficial.

En general, debajo de la superficie del suelo hay un manto de agua, a cuyo límite superior se le denomina nivel freático; a la que se encuentra por debajo de este nivel se le llama agua subterránea, y a la que se encuentra sobre él, humedad del suelo. A la cantidad de agua que cualquier suelo puede retener indefinidamente contra la acción de la gravedad se le llama capacidad de campo. La diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad que contenga en un cierto instante, se conoce como deficiencia de humedad del suelo. De acuerdo con esto, cuando ocurre una tormenta, el agua que se infiltra primero satisface la deficiencia de humedad del suelo y posteriormente recarga al agua subterránea. Por lo tanto, puede ocurrir que muchas veces no exista recarga aunque haya infiltración.

El nivel freático del agua subterránea normalmente tiene una pendiente muy suave hacia su salida, que puede ser una corriente, un lago o el mar. El movimiento del agua subterránea usualmente es muy lento y depende principalmente del gradiente del nivel freático y de la textura del suelo.

C) Medición.

Aforar una corriente en una sección consiste en determinar el —

gasto que pasa por ella. Existen diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible.

En la ponencia titulada "Hidrometría" se describen ampliamente los diferentes procedimientos y equipos que se usan actualmente, tanto dentro como fuera de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, para propósitos de aforo, por lo cual no se repetirá este tema dentro de esta ponencia.

2.4 Análisis de tormentas.

A) Análisis de los registros de lluvia en un punto.

Debido a la gran escasez de pluviógrafos, generalmente se desconocen las características de las lluvias en una zona determinada, aunque se disponga de pluviómetros. En realidad, el problema que se tiene es que como las lecturas del pluviómetro se hacen cada 24 h, no se puede conocer, al anotar una altura de lluvia registrada en ese período, si corresponde a una sola tormenta o a una sucesión de ellas y cuál es la duración real de cada una de las mismas.

En el caso de disponer de un pluviógrafo dentro de la zona por analizar, los registros de los pluviómetros se pueden ajustar e inferir la curva masa de la tormenta correspondiente a cada pluviómetro con base en una relación lineal con el registro de pluviógrafo. (Se llama curva-masa de lluvia a la representación gráfica de la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo). La precisión de esta relación depende de la exactitud de la correlación entre cada estación pluviométrica con la estación pluviográfica. Además, es necesario considerar la distancia entre las estaciones y si éstas se encuentran en una zona meteorológicamente homogénea.

Una zona es meteorológicamente homogénea, si la posibilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad es la misma en todos los puntos de la zona.

Lo anterior implica que si la zona es meteorológicamente homogénea, la curva-masa de la lluvia registrada por un pluviógrafo es representativa de la distribución de la tormenta en dicha zona.

B) Precipitación media sobre una zona.

En muchos problemas hidrológicos se requiere conocer la altura de precipitación media en una zona, ya sea durante una tormenta, una época del año o un período determinado de tiempo. Para hacerlo se tienen tres criterios.

a).- Promedio aritmético. Para calcular la altura de precipitación media en una zona empleando el promedio aritmético, se suma la altura de lluvia registrada en un cierto tiempo en cada una de las estaciones localizadas dentro de la zona y se divide entre el número total de estaciones. La precisión de este criterio depende de la cantidad de estaciones disponibles, de la forma como están localizadas y de la distribución de la lluvia estudiada. Es el criterio más impreciso, pero es el único que no requiere del conocimiento de la localización de las estaciones en la zona en estudio.

Ejemplo 2.2 Determinar la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., usando el promedio aritmético, para una tormenta que duró 24 h.

La cuenca, así como las alturas de lluvia registradas durante 24 h en las estaciones, se muestran en la fig. 2.7.

En este caso

$$hp_m = \frac{54+53+43+64+102+144}{6} = 76.7 \text{ mm}$$

b).- Método de Thiessen. En este criterio, es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, ya que — para su aplicación se requiere delimitar la zona de influencia de cada estación dentro del conjunto. Para determinarla, primero se trazan triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí (fig. 2.7). A continuación se trazan mediatrices a los lados de los triángulos, las cuales forman, junto con los límites de la zona, una serie de polígonos; cada uno de ellos contiene una estación.

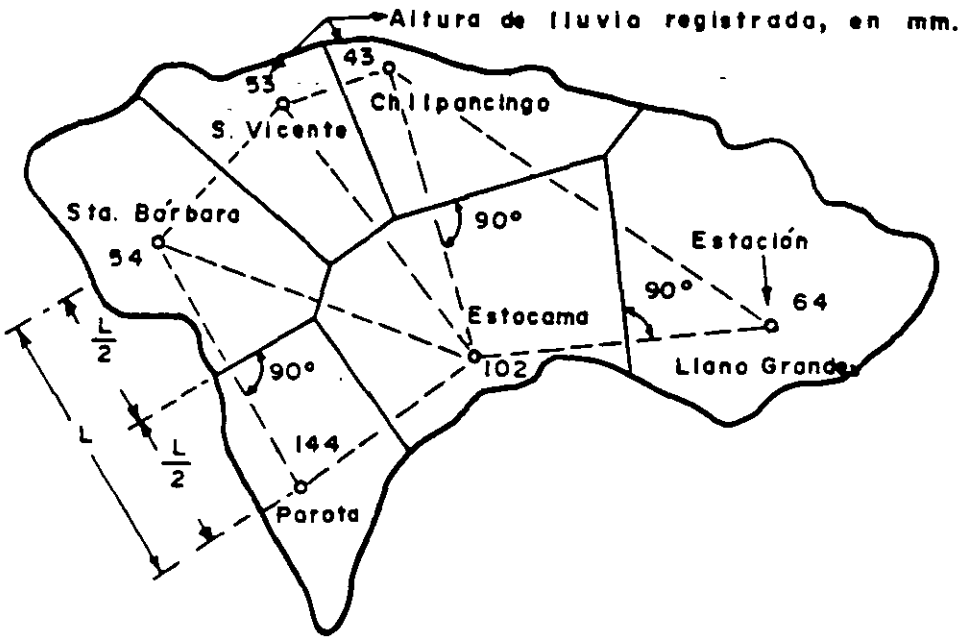


Fig. 2.7 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro.
Polígonos de Thiessen.

Cada polígono es el área tributaria de cada estación. Entonces, la altura de precipitación media es

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^{n} hp_i \; A_i}{A} \qquad (2.1)$$

donde

- A = área de la zona, en km2
- A_i = área tributaria de la estación i, en km2
- hp_i = altura de precipitación registrada en la estación i, en mm
- hp_m = altura de precipitación media en la zona en estudio, en mm
- n = número de estaciones localizadas dentro de la zona.

Ejemplo 2.3 Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., aplicando el método de Thiessen, para una tormenta que duró 24 h.

En la fig 2.7 se muestra el trazo de los polígonos de Thiessen para la cuenca en estudio, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones durante la tormenta. Para aplicar el método se elaboró la tabla 2.2.

A partir de los valores de la tabla 2.2, y utilizando la ec. 2.1, se obtiene

$$hp_m = \frac{555270}{7345} = 75.6 \text{ mm}$$

Tabla 2.2 Ordenamiento del cálculo para usar el método de Thiessen.

Estación	Altura precipitación (mm) (hp_i)	Area polígono Thiessen (km2) (A_i)	$hp_i A_i$ (mm Km2)
Santa Bárbara	54	1244	67176
San Vicente	53	837	44361
Chilpancingo	43	995	42785
Llano Grande	64	1888	120832
Estocama	102	1494	152388
Parota	144	887	127728
Suma		7345	555,270

c).- Método de isoyetas. Para emplear este criterio se necesita un plano de isoyetas de la precipitación registrada en las diversas estaciones de la zona en estudio. Las isoyetas son curvas que unen puntos de igual precipitación (fig. 2.8). Este método es el más — exacto pero requiere de un cierto criterio para trazar el plano de isoyetas. Se puede decir que si la precipitación es de tipo orográfico, las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. Por supuesto, entre mayor sea el número de estaciones dentro de la zona en estudio, mayor será la aproximación con la cual se trace el plano de isoyetas.

Para calcular la altura de precipitación media en una determinada — zona, se usa la ec 2.1, pero en este caso A_i corresponde al área entre isoyetas, hp_i es la altura de precipitación media entre dos isoyetas y n el número de tramos entre isoyetas.

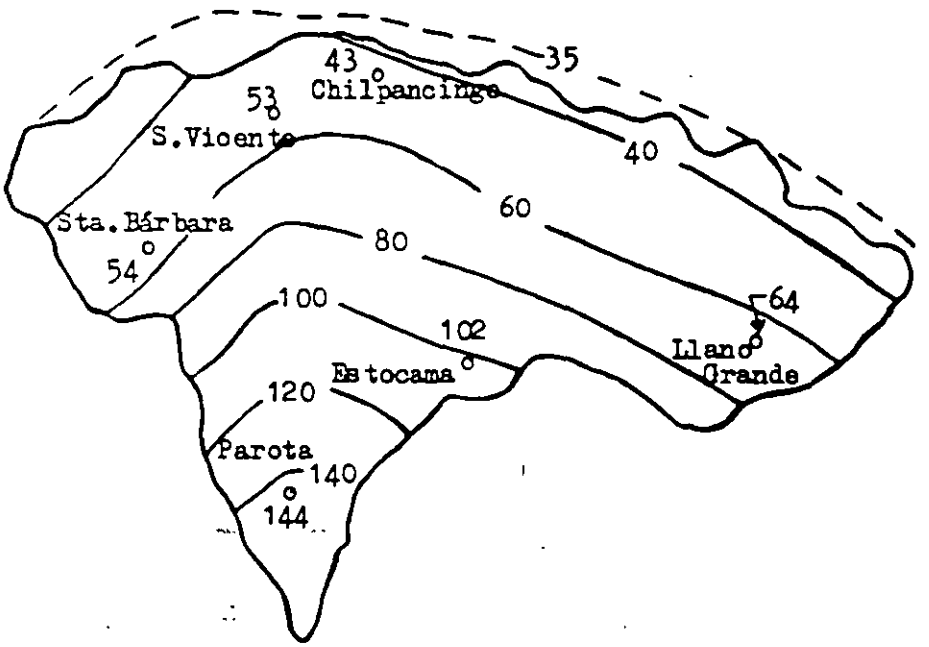


Fig 2.8 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro.
Plano de isoyetas, en mm.

Ejemplo 2.4 Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., usando el método de las isoyetas para una tormenta que duró 24 h.

En la fig 2.8 se tiene el plano de isoyetas de la cuenca, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones para esa tormenta. Para aplicar este método se construye la siguiente tabla:

Tabla 2.3 Ordenamiento del cálculo para usar el método de las isoyetas

Isoyetas	Altura de precipitación (mm) hp_i	Area entre isoyetas (km2) A_i	$hp_i A_i$ (mm km2)
160 - 140	150	335	50250
140 - 120	130	397	51610
120 - 100	110	602	66220
100 - 80	90	1142	102780
80 - 60	70	1667	116690
60 - 40	50	2403	120150
40 - 35	37.5	799	29963
Suma		7345	537,663

Sustituyendo los valores obtenidos en la tabla 2.3 en la ec. 2.1, se - obtiene

$$hp_m = \frac{537663}{7345} = 73.2 \text{ mm}$$

C) Curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno

Las características de precipitación en una cuenca pequeña están dadas por las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno, que relacionan la intensidad de la precipitación con el intervalo de tiempo que dura, y con el período promedio que transcurre entre dos precipitaciones de intensidad igual o mayor que la considerada.

Para definir las curvas es necesario contar con el registro de un pluviógrafo instalado de preferencia dentro de la cuenca en estudio, y — que tenga un período suficientemente grande de registro, de acuerdo con la vida útil de la obra y el período de retorno de diseño que se considere. Generalmente se acepta que se pueden obtener resultados confiables usando métodos probabilísticos para períodos de retorno de hasta el doble del intervalo de tiempo cubierto por los registros, aunque en

la práctica se amplía mucho más la aplicación de estos métodos. Del análisis de los registros mencionados se obtienen las intensidades máximas anuales correspondientes a cada duración, las cuales se ordenan de mayor a menor y se calcular sus correspondientes períodos de retorno empíricos mediante la fórmula de Weibull:

$$T = \frac{n + 1}{m} \qquad (2.2)$$

en la cual:

T = Período de retorno, en años

n = Número de años de registro

m = Número de orden de la precipitación.

Existen diferentes métodos estadísticos aplicables al análisis de frecuencias de lluvias, pero el más ampliamente usado en la actualidad es el de Gumbel, al cual nos referiremos a continuación.

Para realizar el análisis de frecuencia, para cada una de las duraciones, se supone que los valores máximos anuales representan a una población con una distribución de probabilidad de Gumbel F (i) dada por la siguiente expresión:

Probabilidad de que $\{I \leq i\} = F(i) = e^{-e^{-(i+a)/c}}$ (2.3)

en la cual:

I = variable aleatoria que representa la intensidad de la lluvia.

i = valores de la intensidad de lluvia.

e = base de los logaritmos naturales

a y c = parámetros.

Por otra parte, si un evento hidrológico I igual o mayor que i ocurre en T años, la probabilidad P $\{I \geq i\}$ es igual a 1 en T casos, o sea:

$$P\{I \geq i\} = \frac{1}{T} \qquad (2.4)$$

La probabilidad de que I sea menor o igual que i es el complemento de la anterior, o sea:

$$1 - P\{I \leq i\} = \frac{1}{T} \qquad (2.5)$$

De donde

$$P\{I \leq i\} = 1 - \frac{1}{T} \qquad (2.6)$$

Substituyendo esta expresión en la (2.3) se obtiene:

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-(i + a)/c}} \qquad (2.7)$$

Para ajustar la función (2.7) a los datos de la muestra, se iguala la media (μ) de la función de Gumbel a la media ($\bar{i}$) de los valores registrados y la desviación estándar (σ) de la función a la correspondiente (s) de los datos.

Las fórmulas utilizadas son las siguientes, en las cuales N es el número de observaciones.

$$\bar{i} = \frac{\sum_{j=1}^{N} i_j}{N} \qquad (2.8)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^{N} (i_j - \bar{i})^2}{N - 1}} \qquad (2.9)$$

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s \doteq 0.780\, s \qquad (2.10)$$

$$a = 0.577\, c - \bar{i} \qquad (2.11)$$

Para cada serie de valores de "i" asociados a una misma duración se obtiene una pareja de valores correspondientes a los parámetros "a" y "c", los cuales definen la función que mejor se ajusta a cada serie de datos. Estos valores se substituyen en la ecuación (2.7), así como el valor del — período de retorno de proyecto, con lo cual se pueden determinar los valores de la intensidad de precipitación asociada a cada duración y al período de retorno considerado.

Al final se tendrá un conjunto de parejas de valores que relacionan la intensidad con la duración correspondientes a dicho período de retorno, las cuales en general, muestran una distribución sensiblemente hiperbólica - que se puede representar matemáticamente por una expresión de la siguiente forma:

$$i = \frac{A}{d + B} \qquad (2.12)$$

En la cual

i = intensidad de precipitación (mm/hr)

d = duración de la tormenta (min.)

A y B = parámetros.

Para determinar los valores de los parámetros A y B de la fórmula (2.12) se utiliza el siguiente par de ecuaciones derivadas del método de ajuste por mínimos cuadrados:

$$A = \frac{N\sum_{j=1}^{N} d_j^2 - \left(\sum_{j=1}^{N} d_j\right)^2}{N\sum_{j=1}^{N}\frac{d_j}{t_j} - \sum_{j=1}^{N} d_j \sum_{j=1}^{N}\frac{1}{t_j}} \qquad (2.13)$$

$$B = \frac{A\sum_{j=1}^{N}\frac{1}{t_j} - \sum_{j=1}^{N} d_j}{N} \qquad (2.14)$$

Ejemplo 2.5

Obtener las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno correspondientes a la estación pluviográfica de León, Gto., para períodos de retorno de 5 y 10 años.

En la tabla 2.4 se anotan los valores de las precipitaciones máximas anuales registradas en la estación.

TABLA 2.4.- Registro histórico de las precipitaciones máximas anuales (mm.)

AÑO	DURACION (Min.)					
	5	10	20	30	60	120
1945	4.5	7.2	12.1	14.5	19.1	26.7
1946	4.0	7.0	12.0	16.5	27.6	31.5
1947	10.0	20.0	30.5	33.0	36.0	38.9
1948	14.0	21.0	27.0	32.0	35.3	40.4
1950	3.5	6.0	9.9	13.7	23.1	24.0
1951	5.0	7.0	8.0	9.0	12.0	15.0
1952	7.0	11.5	20.0	22.8	30.5	32.7
1954	15.0	24.0	33.0	40.0	43.2	45.7
1955	5.5	10.0	17.0	21.5	32.5	35.1
1956	5.5	10.5	20.0	24.5	27.0	29.5
1957	10.0	14.0	21.0	23.3	29.0	33.4
1958	5.5	7.5	11.1	14.7	21.5	27.6
1959	15.0	22.3	31.8	37.1	37.7	38.9
1960	10.0	18.0	30.0	32.0	35.0	38.6
1969	10.0	20.0	21.0	22.0	23.5	25.0
1970	10.0	17.0	27.0	28.5	33.0	37.2
1971	10.0	20.0	24.0	27.0	31.5	35.6
1972	5.5	11.0	21.0	25.0	32.2	34.1
1973	10.0	17.0	19.0	20.3	24.0	31.5

Dividiendo los valores de la precipitación entre su duración correspondiente se obtienen los de las intensidades máximas, los cuales aparecen en orden decreciente en la tabla 2.5.

TABLA 2.5 Intensidades máximas anuales, i, (mm/hr).

RANGO (m)	D U R A C I O N, d, (min.)						Período de retorno años(T)
	5	10	20	30	60	120	
1	180.0	144.0	99.0	80.0	43.2	22.9	20.0
2	180.0	133.8	95.4	74.2	37.7	20.2	10.0
3	168.0	126.0	91.5	66.0	36.0	19.5	6.7
4	120.0	120.0	90.0	64.0	35.3	19.5	5.0
5	120.0	120.0	81.0	64.0	35.0	19.3	4.0
6	120.0	120.0	81.0	57.0	33.0	18.6	3.3
7	120.0	108.0	72.0	54.0	32.5	17.8	2.9
8	120.0	102.0	63.0	50.0	32.3	17.6	2.5
9	120.0	102.0	63.0	49.0	31.5	17.1	2.2
10	120.0	84.0	63.0	46.6	30.5	16.7	2.0
11	84.0	69.0	60.0	45.8	29.0	16.4	1.8
12	66.0	66.0	60.0	44.0	27.6	15.6	1.7
13	66.0	63.0	57.0	43.0	27.0	15.6	1.5
14	66.0	60.0	51.0	40.6	24.0	14.8	1.4
15	66.0	45.0	36.3	33.0	23.5	13.8	1.3
16	60.0	43.2	36.0	29.4	23.1	13.4	1.2
17	54.00	42.0	33.3	29.0	21.5	12.5	1.2
18	48.0	42.0	29.7	27.4	19.1	12.0	1.1
19	42.0	- 36.0	24.0	18.0	12.0	7.5	1.1
Σ i	1,920.0	1,626.0	1,186.2	915.0	553.8	310.8	

Aplicando las fórmulas (2.8) a (2.11) a estos datos, se obtienen los valores de "$\bar{i}$", "s", "c" y "a" para cada duración, los cuales se indican en la tabla 2.6.

TABLA 2.6 - Ordenamiento del cálculo para obtener las intensidades correspondientes a 5 y 10 años de período de retorno.

PARAMETRO	DURACION (Mín.)					
	5	10	20	30	60	120
$\bar{i}$	101.05	85.58	62.43	48.16	29.15	16.36
s	44.01	36.13	23.29	16.71	7.41	3.55
c	34.33	28.18	18.17	13.03	5.78	2.77
a	-81.24	-69.32	-51.95	-40.64	-25.81	-14.76
i_5	132.7	111.6	79.2	60.2	34.5	18.9
i_{10}	158.5	132.7	92.8	70.0	38.8	21.0

Por ejemplo, para la duración de 5 minutos se tiene:

$$\bar{i} = \frac{1,920}{19} = 101.05$$

Para el cálculo de la desviación estándar conviene ordenar los cálculos como se muestra en la tabla 2.7. Para esto se utiliza los valores de "i" de la tabla 2.5 y el valor de "$\bar{i}$" de la 2.6, correspondientes a la duración indicada de 5 minutos.

TABLA 2.7 - Cálculo de "s" para la duración de 5 minutos.

i	$i-\bar{i}$	$(i-\bar{i})^2$
180.0	78.95	6,233.10
180.0	78.95	6,233.10
168.0	66.95	4,482.30
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
84.0	-17.05	290.70
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
60.0	-41.05	1,685.10
54.0	-47.05	2,213.70
48.0	-53.05	2,814.30
42.0	-59.05	3,486.90
Σ		34,866.90

$$s = \sqrt{\frac{34,866.9}{19-1}} = 44.01$$

En la misma forma se determina la desviación estándar para las demás duraciones.

Prosiguiendo con la duración de 5 minutos, se calcularán los parámetros "c" y "a" de las ecuaciones (2.10) y (2.11):

$$c = 0.78 \times 44.01 = 34.33$$

$$a = 0.577 \times 34.33 - 101.05 = -81.24$$

A continuación se calculan, mediante la ecuación (2.7), las intensidades correspondientes a los períodos de retorno que se desean estudiar, lo cual se ejemplificará también con la duración de 5 minutos:

Para el período de retorno de 5 años se tiene:

$$1 - \frac{1}{5} = e^{-e^{-\frac{i+a}{c}}}$$

tomando logaritmos de ambos miembros:

$$\text{Ln } 0.8 = \text{Ln } e^{-e^{-\frac{i+a}{c}}}$$

$$-0.223144 = -e^{-\frac{i+a}{c}}$$

Multiplicando por (-1) ambos miembros y tomando nuevamente logaritmos:

$$-1.499940 = -\frac{i+a}{c}$$

$$\therefore \quad i = 1.49994\, c - a$$

Substituyendo los valores de "c" y de "a" determinados previamente y añadiendo el subíndice "5" a la "i" para indicar el período de - retorno, se obtiene el valor de la intensidad que corresponde a la duración de 5 minutos y período de retorno de 5 años.

$$i_5 = 1.49994 \times 34.33 + 81.24$$

$$i_5 = 132.7 \text{ mm/hr.}$$

Procediendo de igual manera para el período de retorno de 10 años se obtiene:

$$i_{10} = 158.5 \text{ mm/hr.}$$

Los anteriores valores de i_5 e i_{10} se muestran en la parte final de la tabla 2.6, en la columna correspondiente a la duración de 5 minutos.

De igual modo se calculan los valores de i_5 e i_{10} para las demás duraciones, los cuales aparecen también en la parte inferior de la mencionada tabla. Con estos valores se dibujan las curvas intensidad-duración-período de retorno, como se muestra en la figura — 2.9. La ecuación que representa matemáticamente a cada una de - estas curvas se obtiene haciendo uso de las ecuaciones (2.13)y - (2.14).

Para poder aplicar estas fórmulas conviene elaborar previamente - una tabla como la que se inserta a continuación (tabla 2.8), correspondiente al período de retorno de 5 años. De la misma manera se procede para el período de retorno de 10 años aunque, por brevedad, se omiten aquí los cálculos.

TABLA 2.8 - Elementos para aplicarlas ecuaciones (2.13) y (2.14). Período de retorno de 5 años.

d	i	1/i	d/i	d^2
5	132.7	0.0075	0.038	25
10	111.6	0.0090	0.090	100
20	79.2	0.0126	0.253	400
30	60.2	0.0166	0.498	900
60	34.5	0.0290	1.739	3,600
120	18.9	0.0529	6.349	14,400
Σ 245		0.1276	8.967	19,425

De las ecuaciones (2.13) y (2.14) se obtiene:

$$A = \frac{6 \times 19{,}425 - (245)^2}{6 \times 8.967 - 245 \times 0.1276} = 2{,}507.76$$

$$B = \frac{2{,}507.76 \times 0.1276 - 245}{6} = 12.50$$

y substituyendo los valores de A y B en la ecuación (2.12) se llega a:

$$i_5 = \frac{2{,}507.76}{d + 12.5}$$

Para el período de retorno de 10 años la ecuación que resulta es la siguiente:

$$i_{10} = \frac{2{,}750.34}{d + 10.64}$$

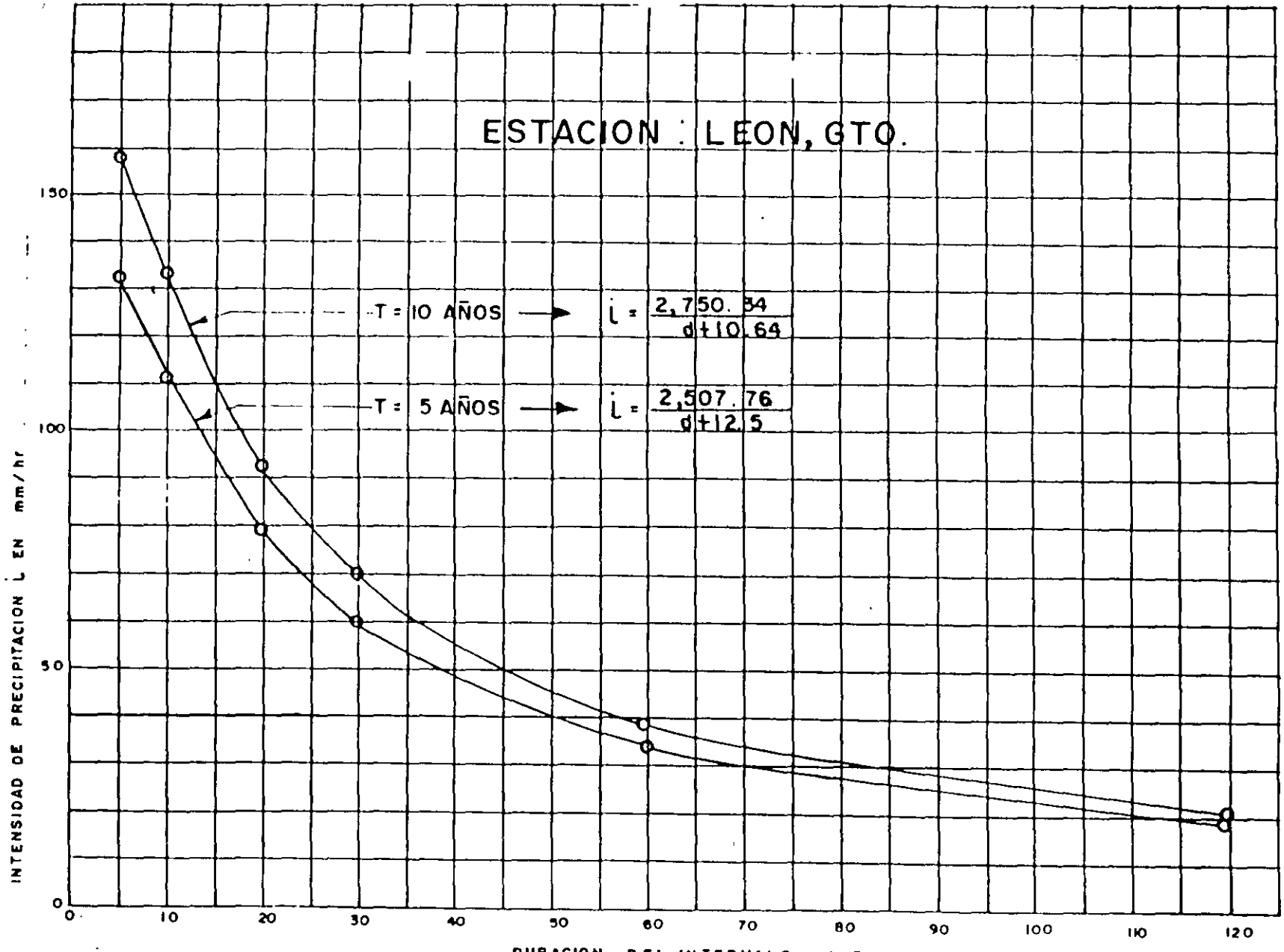


FIG. 2.9.- CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERIODO DE RETORNO DE LA ESTACION LEON, GTO.

D) Relación entre la precipitación máxima puntual y su valor medio en un área circundante.

Al ocurrir una tormenta se presenta un punto en el que la precipitación es máxima y, alrededor de él, dicha precipitación va disminuyendo. La rapidez con la que la disminución se produce es una característica del tipo de la tormenta y de la zona en la que ocurre; por ejemplo, para las lluvias de origen ciclónico la disminución es más lenta que en las de tipo convectivo. Por otra parte, para tomar en cuenta la duración de la tormenta, podemos suponer un área fija; resulta fácil comprender que mientras más corta sea la duración y por consiguiente, más intensa la precipitación, será menos probable que ésta cubra toda el área con la misma intensidad máxima observada en un punto dentro de ella.

Estos conceptos se suelen representar gráficamente mediante las curvas de "Altura de Precipitación-Area-Duración". A continuación se presenta un ejemplo de estas curvas (Fig. 2.10) obtenidas por el U.S. Weather Bureau para los Estados Unidos de América y publicadas en el Rainfall Frecuency Atlas for the United States, Tech. Paper 40 (mayo 1961).

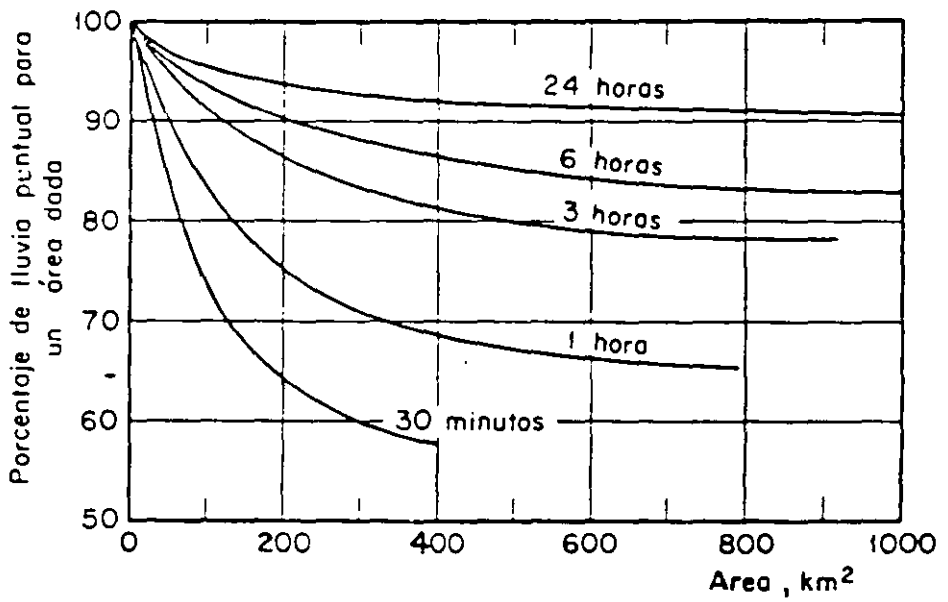


Fig. 2.10 - Relación altura de precipitación-área-duración

E) Precipitación máxima probable (PMP).

Se designa con este término a la máxima altura de lluvia que puede presentarse en una región determinada. Debido a las posibilidades de error en el cálculo de este máximo, ya sea por deficiencias en las mediciones o en los modelos físicos, fué incluída la palabra - probable.

El cálculo de la PMP es útil en el diseño de las obras de excedencias de grandes presas casi exclusivamente, las cuales deben de — construirse con un grado de seguridad muy alto, ya que la falla de una obra de esta naturaleza generalmente pone en peligro muchas — vidas humanas y propiedades, además de que el costo de la obra misma es muy grande.

Por lo que respecta a las obras de drenaje que construye la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, en ningún caso se justifica diseñarlas con los gastos que resultan de considerar la PMP, pues esto encarecería demasiado e innecesariamente las obras, ya que las fallas de éstas nunca son catastróficas y únicamente — provocan pérdidas económicas que, en muchos casos, pueden ser menores que el incremento en el costo de la obra originado por tratar de evitarlas. Por tal motivo, en esta ponencia no se incluyen los métodos de previsión de escurrimientos basados en la PMP.

F) Distribución geográfica de la precipitación.

En la República Mexicana las tormentas más desfavorables que han - ocurrido son de origen ciclónico, a excepción del noroeste, donde generalmente ocurren en invierno debido al choque de masas de aire frío continental con masas de aire húmedo.

Además, debido a la variación tan fuerte que existe en la orografía no se puede hablar de una distribución uniforme de la lluvia. - En general, se puede decir que las máximas precipitaciones se tienen en la parte sur del país, así como en las vertientes del Golfo y del Pacífico, estando limitadas éstas por las cordilleras montañosas.

Se han hecho estudios sobre la precipitación en la República Mexicana y se han elaborado diversas cartas.

En la fig 2.11 se muestra un plano de isoyetas medias anuales levantado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Como puede observarse, las precipitaciones medias anuales mayores de 1000 mm se encuentran al sur del paralelo 22° N y comprende las zonas montañosas de las porciones central y sur del país. Las cuatro zonas - con precipitaciones mayores de 3000 mm son: una sobre el paralelo - 20° N en la zona de Teziutlán y Zacapoaxtla, otra en la cabecera de la cuenca del río Atoyac, en el estado de Oaxaca, y las dos restantes en el estado de Chiapas.

La parte norte de la altiplanicie es una zona de escasa precipitación; dentro de ésta, la zona más árida, con menos de 300 mm de lluvia anual, se extiende en la parte norte central y abarca desde el río Bravo hasta las inmediaciones del paralelo 24° N. Las partes - más secas del país son la porción noroeste de la llanura costera — del Pacífico y la península de Baja California.

Isoyeta	Precipitación, en mm
0.1	100
0.2	200
0.3	300
0.5	500
1.0	1000
1.5	1500
2.0	2000
2.5	2500
3.0	3000
4.0	4000
5.0	5000

Fig 2.11 Precipitación media anual en la República Mexicana
(Datos tomados del plano obtenido por - la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos).

2.5 Análisis de escurrimientos.

A) Características de los hidrogramas.

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, arregladas en orden cronológico. En general, para expresar el flujo se usa el gasto, que indica el volumen escurrido en la unidad de tiempo. En la figura 2.12 se muestra un hidrograma simple típico; las ordenadas son gastos en m^3/s y las abscisas tiempo en horas.

El hidrograma puede considerarse como una expresión integral de las características fisiográficas y climáticas que gobiernan las relaciones entre la precipitación y el escurrimiento en una cuenca particular, definiendo las complejidades de dichas características por una sola curva empírica.

Un hidrograma simple típico producido por una tormenta concentrada es una curva con una sola cresta o pico, pero el caso más general es el del hidrograma compuesto por varios picos, lo que indica variaciones bruscas en la intensidad de precipitación, — una sucesión de lluvias u otras causas. El primero de los mencionados (Fig. 2.12) consta de las siguientes partes o segmentos: el A B correspondiente al flujo precedente, el B D llamado curva de concentración y el D G denominado curva de vaciado. El segmento C E se conoce como segmento de pico o cresta. La parte inferior de la curva de vaciado se denomina curva de agotamiento y — representa el decrecimiento del gasto después de un tiempo suficientemente largo para que todo escurrimiento de superficie haya cesado; luego, la corriente es sólo alimentada por las capas subterráneas.

En las curvas mencionadas se muestran los siguientes puntos característicos: el B o punto de levantamiento que marca el inicio del escurrimiento directo producido por la tormenta, los puntos C y E que son dos puntos de inflexión que limitan el segmento de pico, el punto D llamado punto de pico que representa el gasto máximo del hidrograma, y el punto F que señala el fin del escurrimiento directo a partir del cual continúa exclusivamente el escurrimiento base.

El tiempo que transcurre entre los puntos B y D se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos B y F, tiempo base del hidrograma de la tormenta. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa del hietograma de la lluvia al punto de pico del hidrograma.

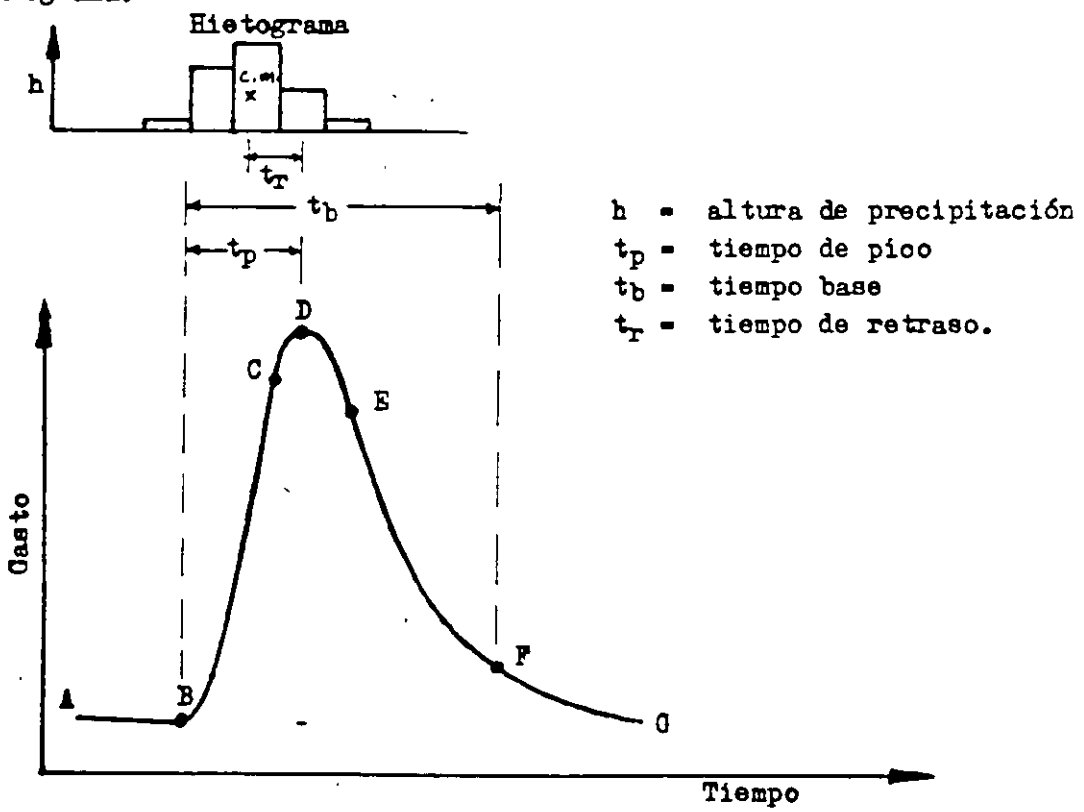


FIG. 2.12.- Hidrograma típico de una tormenta aislada.

2.5.B) Análisis de hidrogramas.

El análisis de un hidrograma consiste en separar de él los escurrimientos con base en las diversas fuentes que los originan. Para — fines prácticos se consideran los escurrimientos base y directo como los componentes principales de un hidrograma.

2.5.B.1) Análisis de hidrogramas de tormentas aisladas.

En la fig. 2.13 se muestra en forma idealizada la frontera entre los escurrimientos base y directo. En la realidad esta frontera es difícil de precisar, ya que cuando ocurre una tormenta el escurrimiento directo puede ocasionar una sobrelevación del nivel del agua en - el cauce que sea superior al nivel freático. En ese instante se tendrá que parte de dicho escurrimiento drena del cauce hacia el manto freático, originando simultáneamente una anulación momentánea del escurrimiento base; esto se puede intuir pero no cuantificar.

Si se observa la fig. 2.13, la determinación del punto B, inicio del escurrimiento directo, no presenta dificultad, ya que en ese momento se tiene un cambio brusco en el hidrograma; el problema consiste en obtener el punto F, que es la transición entre la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base. Existen diversos criterios para determinar la frontera entre los dos escurrimientos, aunque se diferencian en la forma de obtener dicho punto F.

En la fig. 2.13 se muestran las diferentes fronteras que se pueden - obtener de los distintos criterios al analizar el hidrograma de una tormenta que se presentó en la cuenca de los ríos Omitlán y Papagayo, Gro.

El criterio más sencillo para separar escurrimientos consiste en aceptar como frontera una línea recta horizontal a partir del punto B; -

tiene la desventaja de incurrir en graves errores al estimar el tiempo base del hidrograma del escurrimiento directo (Fig. 2.13, línea a).

El criterio más usual es trazar una línea recta entre los puntos B y F (Fig. 2.13, línea b), pero presenta el inconveniente de tener que fijar el punto F; para determinarlo, se requiere conocer la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo.

Dicha curva se obtiene analizando una serie de hidrogramas y seleccionando los intervalos en que no aparezca escurrimiento directo. De esta forma se tienen una serie de tramos con escurrimiento base exclusivamente. Desplazándolos horizontalmente se logra una variación completa de la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo. De igual manera se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento directo.

Conocida la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo, se superpone ésta sobre el hidrograma de la tormenta por analizar; cuando coincida con la parte de la extrema derecha de éste, en el punto donde la curva se separe del hidrograma se conocerá el punto donde cesa el escurrimiento directo (Fig. 2.13).

Barnet* ofrece otro procedimiento de análisis para la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base. La curva de vaciado se puede expresar mediante la ecuación

$$Q_t = Q_0 K_r \qquad (2.15)$$

donde

K_r constante de vaciado
Q_0 Gasto inicial sobre la curva de vaciado, en m^3/seg
Q_t Gasto un tiempo t después del gasto Q_0, en m^3/seg

* B.S. Barnet, "Discussion of Analysis of Runoff Characteristics by O.H. Meyer", ASCE Transactions, Vol. 105 (1940), p. 106

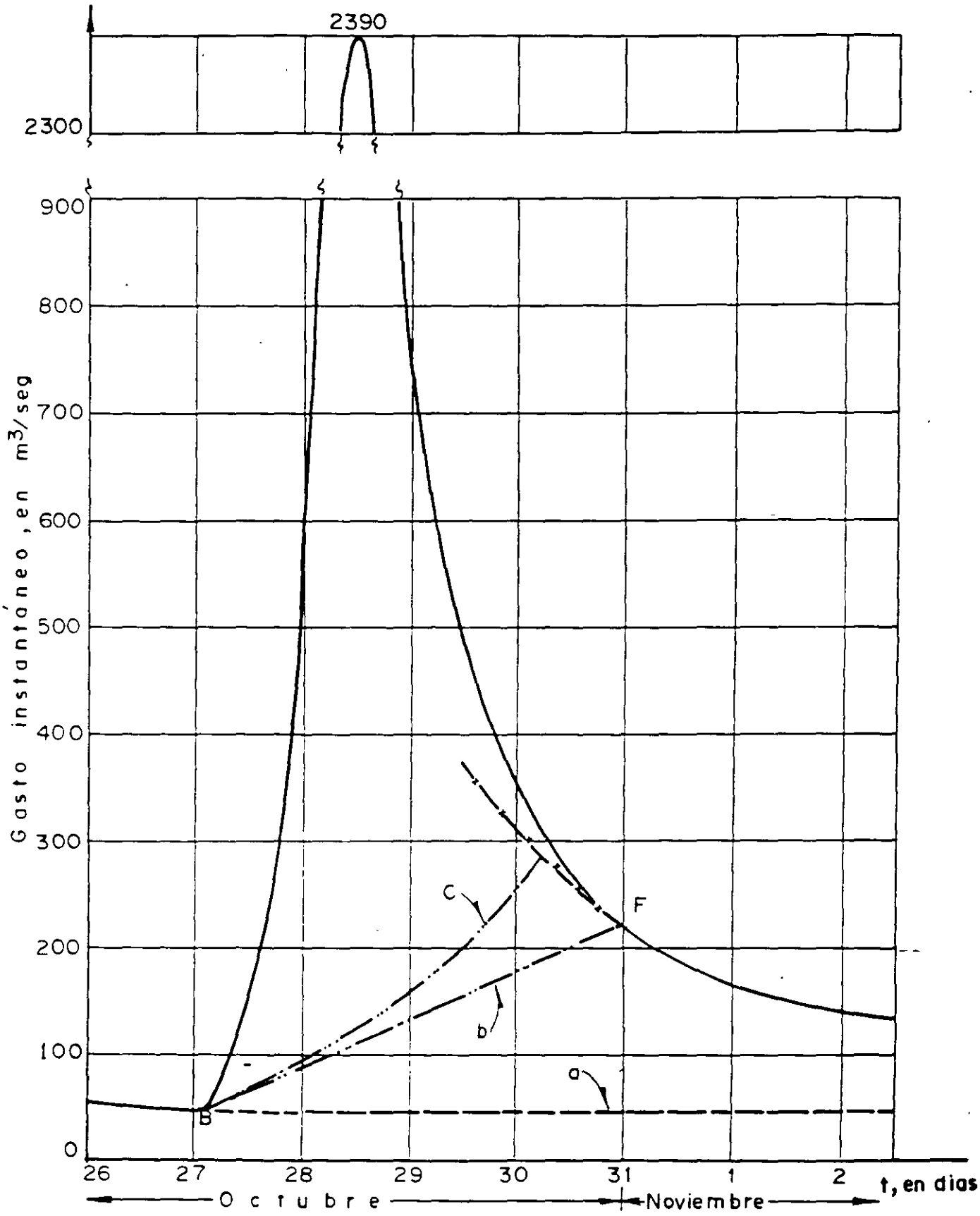


Fig 2.13 Análisis de un hidrograma de una tormenta aislada

La ecuación anterior se expresa también como

$$Q_{t+1}=K_r Q_t \qquad (2.16)$$

Al trazar la gráfica Q_{t+1} contra Q_t, la ec. 2.16 será una recta de pendiente K_r. En las figs. 2.14 a y b se muestran las rectas obtenidas para las curvas de vaciado de los escurrimientos directo y base de la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., deducidas del hidrograma de la fig 2.13.

Lo anterior permite conocer las curvas de vaciado a partir del hidrograma de una tormenta. Conocida la curva de vaciado del escurrimiento base se podrá determinar, como ya se dijo anteriormente, el punto de frontera sobre el hidrograma donde se separan los escurrimientos.

Otro procedimiento para separar los escurrimientos de un hidrograma consiste en prolongar la curva de vaciado del agua subterránea hacia atrás del punto de intersección con la curva de vaciado del escurrimiento directo, y ligando un punto arbitrario de la primera con el punto del inicio del escurrimiento directo. Ese punto arbitrario de la curva de vaciado del escurrimiento base se localiza bajo la curva de vaciado del hidrograma (fig 2.13, línea c).

Para aplicar este criterio se requiere de un conocimiento previo del fenómeno en la zona donde se produce el escurrimiento, por lo cual no se emplea muy frecuentemente; es más usual el criterio de la línea recta entre los puntos B y F (fig 2.13, línea b). Como se puede observar, en el cálculo del volumen de escurrimiento directo existe una diferencia mínima entre ambos criterios.

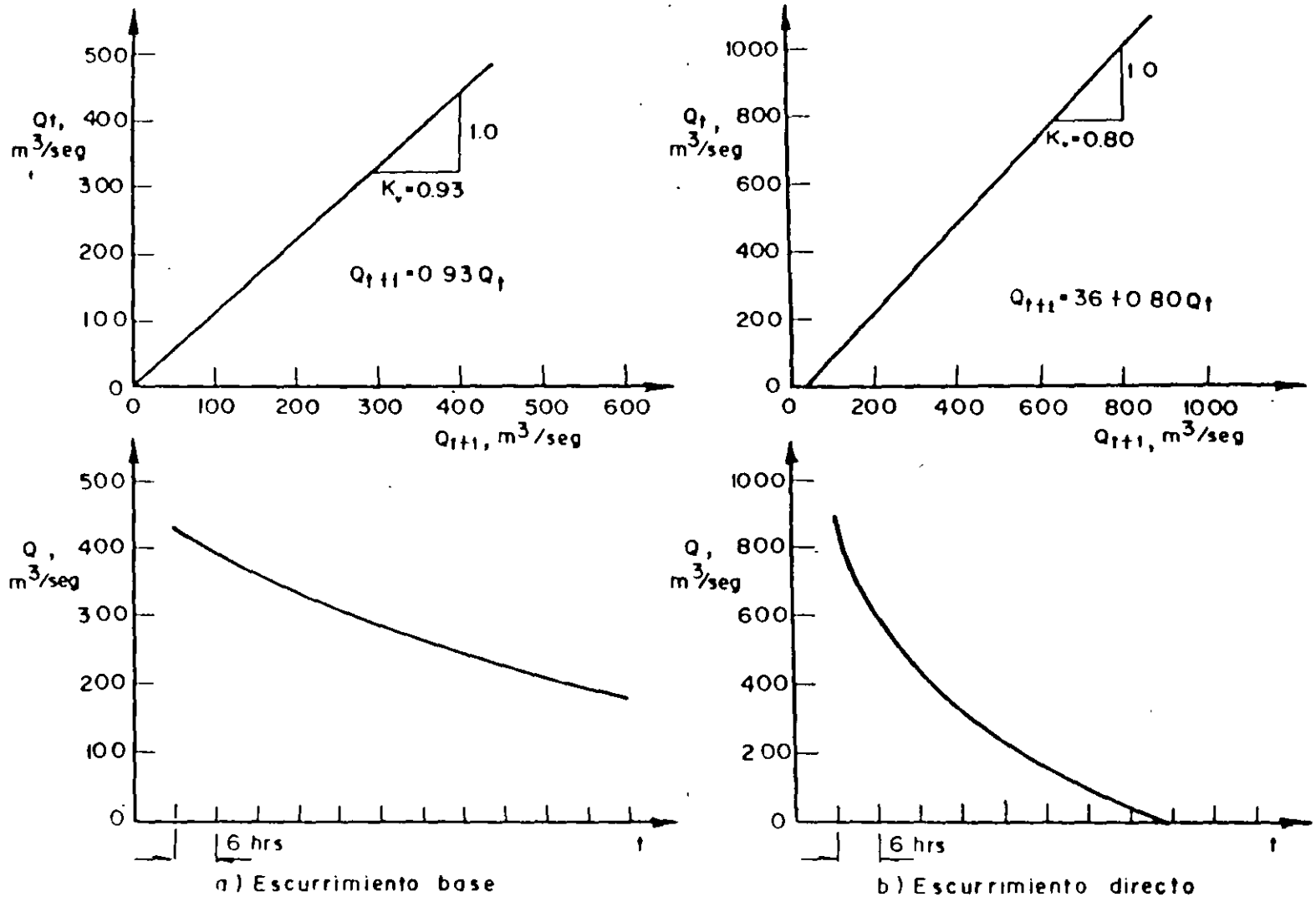


Fig 2.14 Cálculo de la ecuación que define la curva de vaciado del escurrimiento de la cuenca de los ríos Omitlán y Papagayo, Gro.

2.5.B.2) Análisis de hidrogramas múltiples.

En algunos casos se puede presentar el problema de separar el escurrimiento base del directo cuando se presentan dos o más hidrogramas consecutivos. El análisis en estos casos es, por supuesto, más complicado y se utilizan técnicas de separación más sofisticadas. Considerando que en la práctica se busca trabajar con hidrogramas simples, evitando en lo posible los casos anteriores, no se presentarán dichas técnicas en esta ponencia.

2.6.- Relaciones entre la lluvia y el escurrimiento.

2.6.A) Descripción cualitativa de las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento.

En términos generales se puede decir que los métodos hidrológicos para predicción de escurrimientos basados en mediciones directas de éstos, es decir, en registros de aforos, son preferibles a aquellos basados en relaciones entre la lluvia y el escurrimiento, ya que en éstos intervienen casi siempre parámetros cuya valuación es imprecisa y, en algunas ocasiones, subjetiva. Sin embargo, existen muchos casos en los que la información relativa a gastos máximos aforados es deficiente o nula, por lo cual no se pueden usar los métodos primeramente mencionados y es necesario empezar estableciendo las precipitaciones de diseño para después, mediante una función de liga, inferir con base en éstas los gastos de diseño. De acuerdo con la función de liga entre las tormentas y las avenidas producidas por éstas se han desarrollado diversos métodos basados en relaciones entre la lluvia y el escurrimiento, algunos de los cuales se presentan en el capítulo IV de esta ponencia.

La mayoría de las relaciones utilizadas incluyen como parámetros solamente algunos de los factores que afectan el escurrimiento, los cuales son numerosos y, con frecuencia interdependientes. Estos factores se pueden clasificar en dos grupos: factores climáticos y factores fisiográficos. Los primeros incluyen principalmente los efectos de la precipitación, la evaporación y la transpiración, todos los cuales presentan variaciones estacionales. Los factores fisiográficos se pueden a su vez clasificar en dos: los característicos de la cuenca y los característicos del cauce. Dentro de los primeros se pueden incluir factores tales como tamaño, forma y pendiente de la cuenca, permeabilidad y uso del suelo, presencia de lagos, — etc. Los característicos del cauce están relacionados principalmente con las propiedades hidráulicas del mismo, las cuales gobiernan el movimiento de las corrientes y determinan su capacidad de almacenamiento. A continuación se presenta una lista de los principales factores que afectan el escurrimiento.

a) Factores climáticos.

Precipitación: forma (lluvia, nieve, granizo, etc.), intensidad, duración, distribución en el tiempo, distribución en la superficie, frecuencia de ocurrencia, dirección del movimiento de la tormenta, precipitación antecedente, humedad del suelo.

Intercepción: especies vegetales, composición, edad y densidad de los bosques; estación del año; magnitud de la tormenta.

Evaporación: Temperatura, viento, presión atmosférica, naturaleza y forma de la superficie sujeta a evaporación.

Transpiración: Temperatura, radiación solar, viento, humedad del aire, humedad del suelo, clase de vegetación.

b) Factores fisiográficos.

b.1) Características de la cuenca.

b.1.1) Factores geométricos: Tamaño, forma, pendiente, orientación, elevación, densidad de drenaje.

b.1.2) Factores físicos: Uso del suelo, infiltración superficial, - tipo de suelo, permeabilidad y capacidad de almacenamiento de las - capas del subsuelo, presencia de lagos, drenaje artificial.

b.2) Características del cauce.

Tamaño y forma de la sección hidráulica, pendiente, rugosidad, longitud, efecto de remanso.

III.- RELACION DE LA INFORMACION DISPONIBLE EN LA REPUBLICA MEXICANA

3.1.- Introducción.

En la República Mexicana, a la fecha no se tiene una evaluación de recursos completa, por eso la Secretaría de la Presidencia creó la Dirección de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL) para lograr el conocimiento de los recursos del país, expresándolo en cartas. Anteriormente otros organismos gubernamentales, ya habían realizado las cartas que a continuación se describen.

A) Cartas Topográficas.

Las hay a escala 1:500,000 cubriendo todo el país; a 1:250,000 del paralelo 24° hasta la frontera norte del país; a 1:100,000 de la zona del paralelo 22° hacia el Sur; a 1:25,000 del Valle de México, que han sido editadas por la Secretaría de la Defensa Nacional.

Hay además cartas de ciertas regiones del país que han levantado algunos organismos gubernamentales, para su uso interno, como la propia Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, Petróleos Mexicanos, etc.

B) Cartas de Climas.

Dentro de este tipo de cartas, las que tienen aplicación en los métodos hidrológicos que se verán más adelante son las cartas de isoyetas.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene editadas 20 cartas, a escala 1:1'000,000, de las 37 regiones hidrológicas en que ha dividido a la República Mexicana, donde aparecen la hidrografía con sus ríos, presas, lagunas y pantanos; las isoyetas medias anuales con registros en el período de 1931 a 1970; la localización de las estaciones climatológicas, así como las capitales y ciudades importantes de los esta-

dos; los límites estatales e internacionales, las carreteras y los ferro-- carriles. Además tiene representada por medio de gráficas la distribución media mensual de la lluvia, de estaciones representativas de cada región.

Las isoyetas están representadas por líneas rojas y hay zonas coloreadas - que tienen como contorno isoyetas diferentes, así la amarilla comprende — las isoyetas de valor igual o menor que 250 mm/año; la de café claro las - comprendidas entre 250 y 500 mm/año; las de color ocre entre 500 y 1000 — mm/año; las verdes del metro a los dos metros anuales; las verde claro de los dos a los tres metros por año y por último las azules que correspon— den a las isoyetas de 3 ó más metros de altura de precipitación anual, — siendo las isoyetas máximas en la república de 5.5 m/año, correspondientes a la Finca Covadonga a 30 Km al N de Tapachula, Chis. y a Tenango, Oax., a 20 Km al SW de la Presa Miguel Alemán, que tiene registrados 5,720 mm/ año.

Las zonas con la isoyeta de 50 mm por año se localizan al SE de Mexicali, en la región comprendida entre esta ciudad y el Río Colorado y en Baja — California Sur, en el desierto del Vizcaíno, teniendo como valor registra do el de 32 mm por año, registrado en San José del Pacífico.

C) Cartas Geológicas.

El Instituto de Geología de la Universidad Nacional Autónoma de México - acaba de reeditar la carta geológica a escala 1:2,000,000 que cubre toda la república y tiene también de algunos estados a escalas 1:500,000 y — 1:250,000, así como a 1:100,000 de ciertas regiones del país.

La Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, la de Agricul— tura y Recursos Hidráulicos y Petróleos Mexicanos, tienen cartas de di- versas zonas del país a escala 1:50,000.

El Consejo de Recursos Minerales tiene editadas cartas de varios estados a escala 1:500,000 y de zonas diversas a escalas 1:50,000 y 1:25,000.

D) Cartas de Uso del Suelo.

El Plan Nacional Hidráulico de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.) cubre toda la república a escala 1:1,000,000. Hay también las cartas de uso de suelo del Instituto de Geografía de la Universidad Nacional Autónoma de México y la llamada Carta de Vegetación de la S.A.R.H., ambas a escala 1:2,000,000.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene también cartas a escala 1:100,000; hay estudios de ciertas regiones del país de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas a escalas grandes, del orden de 1:5,000 y 1:10,000.

E) Cartas Edafológicas.

Existe la Carta de Suelos de México, a escala 1:2,000.000 de la Dirección de Agrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, que también ha hecho estudios agrológicos de los distritos de riego a diferentes escalas.

Hay una carta de suelos del proyecto Puebla-Tlaxcala elaborada cuidadosamente por la Fundación Alemana para la Investigación Científica en México.

F) Cartas de Uso Potencial.

Existe la Carta de Uso Potencial a escala 1:1,000,000 de aproximadamente la mitad del país hecha por el Plan Nacional Hidráulico de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, que también ha hecho, por medio de la Dirección de Agrología, cartas a diferentes escalas para la mayoría de los distritos de riego.

3.2.- Información de la Dirección de Estudios del Territorio Nacional.

A continuación se describen las cartas de la Dirección de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL), por ser un conjunto bien fundamentado y tener una secuencia ordenada, es decir, la carta topográfica se apoya en fotografías aéreas y técnicas fotogramétricas, la carta de uso de suelo se apoya a su vez en la carta topográfica y técnicas fotointerpretativas. Después se elaboran las cartas geológica, edafológica y de uso potencial, que se apoyan en todas y cada una de las anteriores.

Otras ventajas de estas cartas, es que cubrirán, en un futuro próximo, la totalidad del Territorio Nacional y que el precio y la disponibilidad son accesibles a toda clase de público.

La carta topográfica.

Es la carta básica para todas las demás; se hace a escala 1:50,000 con curvas de nivel a 10 ó a 20 m de equidistancia, según las características del terreno y a cada 50 m las curvas maestras.

Se forma a partir de las fotografías aéreas a escala 1:50,000 por medio de métodos fotogramétricos, o sea haciendo mediciones en modelos estereoscópicos, montados en instrumentos de precisión, para conocer posiciones y elevaciones, es decir las coordenadas, de puntos consignados en cada modelo. Se dispone de coordenadas tridimensionales terrestres conocidas y con la triangulación aérea se propaga el apoyo terrestre.

La triangulación aérea analítica se efectúa con estereocomparador STK-1 con registradores electrónicos de coordenadas y con el auxilio de modernos sistemas de cómputo, a efecto de obtener la propagación del apoyo terrestre a puntos fotogramétricos de control suplementario.

Las poligonales de primero y segundo orden se ligan a los vértices trigonométricos de la red geodésica nacional. Las primeras para proporcionar

apoyo geodésico en las zonas carentes de él y las segundas para el apoyo terrestre necesario. Así también se propagan líneas a lo largo de las carreteras pavimentadas a partir de los bancos de precisión existentes, formando circuitos de nivelación de menor precisión a través de caminos de orden secundario.

Las mediciones del apoyo horizontal se efectúan con aparatos electrónicos y teodolitos de 1" de aproximación.

El apoyo vertical se efectúa por medio de nivelaciones hechas con niveles NA2, NAK2 ó NI2 y estadales de madera con niveleta, utilizando el método de doble altura de aparato.

Se usan la metodología y las especificaciones de precisión y tolerancias establecidas por la Unión Geodésica y Geofísica Internacional.

Las precisiones absolutas obtenidas en el producto cartográfico es del orden de $\pm$ 25 m planimétricamente y de $\pm$ 3 m en elevación.

Se fijan monumentos en los bancos de nivel, describiendo clases y orden en una placa de aluminio.

La restitución o transferencia de los detalles de importancia cartográfica de los modelos estereoscópicos al mapa se efectúa con la ayuda de los Stereosimplex II C.

La anterior descripción se refiere a la forma de la obtención de datos y transcripción de los mismos a la carta y que en última instancia, sirve para conocer la posición en la superficie de la tierra de los elementos que forman el paisaje, tanto los naturales como los artificiales. La posición está dada por coordenadas geográficas: latitud y longitud, que se indican en grados, minutos y segundos y la altitud, por medio de curvas de nivel, en m.

Los elementos culturales que se pueden localizar son las poblaciones, las rancherías y las chozas; las vías terrestres y los aeropuertos con su clasificación respectiva.

Se localizan también las líneas de conducción de energía eléctrica, telégrafo, teléfono, ductos, poliductos, torres de microondas, etc.; almacenamientos de agua, orografía, elementos hidrográficos como ríos, arroyos, canales, esteros, etc.; vegetación cuya clasificación general es, en el uso agrícola, cultivos y huertos; en el uso forestal, bosques o selvas; - en las asociaciones, palmar, manglar, chaparral, etc.

Se indican los límites tanto internacionales como estatales y la ubicación de los puntos de verificación de vértices geodésicos, apoyo horizontal, - bancos de nivel de precisión, bancos de nivel topográfico y cotas fotogramétricas.

En resumen, la carta topográfica describe la ubicación de los rasgos superficiales de la corteza terrestre y sirve para estudiar las cuencas — hidrográficamente.

B) La carta de climas.

El clima es un recurso natural importante; influye en la disponibilidad de agua, en cantidad, frecuencia, etc.; en el tipo de suelo, en la fauna, en la vegetación y en el hombre mismo, determinando sus costumbres, vestidos, alimentos, habitación, transportes, estado de ánimo, etc.

El conocimiento adecuado del clima permite prevenir las épocas de calor o frío, inundaciones y sequías para implementar actividades productivas.

La carta de climas de la República Mexicana la formó la Dra. Enriqueta - García Amaro en 1964 con base en la clasificación de W. Köppen, que definió cinco grupos de climas.

En 1969 se imprimieron las cartas de climas sobre la lámina negra de la carta topográfica de la Secretaría de la Defensa Nacional a escala 1:500,000.

El grupo de climas A es el de los tropicales lluviosos, con temperatura media del mes más frío mayor que 18° C. En nuestro país se encuentran a lo largo de las vertientes de ambos océanos. Los del Pacífico tienen como límite norteño el paralelo 24° N, hacia el Oeste el mar y hacia el Este unas curvas de nivel con altitud entre 800 y 1000 m. Los del Atlántico se extienden desde el paralelo 23° N hacia el Sur y hacia el Oeste hasta una altitud de 1300 m.

El grupo de climas B es el de los secos; se encuentran éstos en amplias regiones de la mitad septentrional del país.

El grupo de climas C comprende los templados lluviosos, con temperatura media del mes más frío en un intervalo de - 3 a 18° C y la del mes más caliente mayor que 10° C. Se localizan en las zonas montañosas o llanuras con altitudes mayores que 800 m y menores que 1000 m.

El grupo de climas D o boreal, que se subdivide en continental boreal o transbaicálico y ruso canadiense u oceánico boreal. No existe en el país.

El grupo de climas E es el de los fríos con temperatura media del mes más caliente menor que 10° C. Se encuentran en superficies reducidas, como son las partes más altas de las grandes montañas del centro del país.

El sistema de Köppen es un sistema general de clasificación que define grandes zonas climáticas del mundo, el cual al ser aplicado a México en su concepción original, clasifica extensas regiones dentro de un mismo grupo cuando en realidad hay diferencias climáticas notables.

Las designaciones de Köppen se establecieron con base en formaciones vegetales que constituyen zonas latitudinales y en México no existen algunas - de esas formaciones vegetales o no coinciden con los tipos climáticos que deben de definir.

Se les cambió el nombre también a varios tipos de climas, con lo que quedan mejor definidos; como ejemplo está el siguiente: el clima Af, "clima - de selva" se cambió por "clima caliente y húmedo con lluvias todo el año".

A los tipos de climas se les agregaron más características para que quedaran mejor definidos y adaptados a las condiciones climáticas de México. - Hubo necesidad de introducir nuevas fórmulas empíricas para delimitar ciertos tipos fundamentales de clima con regímenes de lluvia que no se habían tomado en cuenta. Las modificaciones y adaptaciones se hicieron sin apartarse de los lineamientos generales de la clasificación original, pues se siguen usando todos los símbolos y fórmulas ideados por Köppen.

La temperatura del aire es el elemento que expresa la intensidad de la — energía solar, que es función del ángulo de incidencia y tiempo de exposición a los rayos solares; también influyen la altitud y la latitud. — Se registra por medio de termómetros manuales o automáticos.

La precipitación es el agua que proviene de la atmósfera en cualquier estado físico, está influída directamente por la latitud, los vientos y el relieve. Se mide su altura en mm por medio de pluviómetros o pluviógrafos cuando se dispone de ellos. En el capítulo anterior se habló más — extensamente de estos aparatos.

El sistema de clasificación de climas se basa fundamentalmente en los — promedios mensuales y anuales de precipitación y temperatura. Se tomaron en cuenta unas 2000 estaciones meteorológicas con un mínimo de 10 años de

registro, dentro del lapso de 1921-1960; datos tomados del Servicio Meteorológico Nacional, de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de la Comisión Federal de Electricidad.

La clasificación de la Dra. García está definida en cada una de las 45 cartas climáticas de la Dirección de Estudios del Territorio Nacional. En dichas cartas se iluminan con un mismo color todas las zonas que tienen la misma denominación climática. Aparecen las isoyetas medias anuales con diferencia de 100 mm entre ellas y las isotermas medias anuales con diferencia de 2° C. En las cartas se localizan las estaciones meteorológicas, en cuyo reverso además de explicar el sistema de clasificación climática están graficados los climogramas, que relacionan la temperatura y la precipitación medias mensuales con el tiempo, en las diferentes estaciones. También se han anotado la división estatal, las vías de ferrocarril, estaciones climatológicas, localidades y altitudes de los puntos más elevados.

C) La carta geológica.

Esta carta se elabora mediante la interpretación fotogeológica, tanto en fotografías aéreas en color, como en blanco y negro, a escala 1:25,000, completándola siempre con la verificación en el campo de las unidades litológicas. En el mapa se ilustran los diferentes tipos de rocas o suelos superficiales con diversos colores.

Las rocas se clasifican en tres grupos, que comprenden a la gran mayoría de ellas: las ígneas, las sedimentarias y las metamórficas. Las ígneas, provenientes del magma, se subdividen en extrusivas o lavas y cenizas, e intrusivas que se presentan en forma de batolitos, lacolitos, diques, etc. Las rocas sedimentarias resultan del depósito y diagénesis de materiales de varias dimensiones arrastrados por el agua o el viento. Las rocas metamórficas son aquellas ígneas o sedimentarias que han sufrido grandes cambios por esfuerzos muy intensos, por temperaturas muy elevadas y procesos químicos.

El suelo es el producto de la destrucción de las rocas, con dimensiones de grava o más pequeñas. Se clasifican en residuales y transportados. Este tema está ampliamente tratado en el seminario de terracerías y pavimentos con el título de Clasificación de Materiales Pétreos y Suelos.

También aparecen en las cartas las estructuras, que son los plegamientos o deformaciones en forma de ondulaciones, como son los anticlinales, los sinclinales y las características de ellas tales como los echados, rumbos y ejes. Trae representadas las fracturas, fallas, diques, vetas, volcanes, dolinas, manantiales, minas, catas y bancos de material. — Aparecen también los caminos y ferrocarriles, almacenamientos, límites estatales e internacionales, aeropuertos, líneas de conducción y en general rasgos culturales.

Al ubicar la cuenca en estudio en la carta geológica, se conocen los materiales de que está formada, así como sus características, pues hay información adicional de los puntos de verificación, que son representativos de la unidad geológica de que forman parte. Una de las propiedades importantes que nos describen éstos es la permeabilidad la cual, como ya se vió en el capítulo anterior, es determinante del escurrimiento superficial que se puede esperar en el sitio en estudio.

D) La Carta de Uso Actual del Suelo.

Esta carta se elabora utilizando las técnicas de fotointerpretación en gabinete, apoyada con trabajos de campo y realizada por biólogos, agrónomos y geógrafos.

El trabajo de gabinete consiste en hacer la interpretación de uso del — suelo y tipos vegetativos, utilizando las fotografías pancromáticas y a colores a escala media 1:25,000 de la zona en estudio, indicando a lo — que esté dedicado el terreno en el momento en que fué fotografiado.

La información que contiene se refiere a las actividades agrícolas, pecuarias y forestales, señalando los diferentes tipos de vegetación, clasificándolos de acuerdo con los sistemas del Dr. Faustino Miranda y del Ing. Efraín Hernández Xalocotzi y el Dr. J. Kzedowski modificados en — parte por la Dirección de Estudios del Territorio Nacional.

) Uso Agrícola.

El uso agrícola se representa en la carta mediante el color naranja, el cual se sustituirá en ediciones próximas por color blanco para las zonas de agricultura de temporal y por azul claro para las de riego.

El uso agrícola comprende aquellas zonas dedicadas a la agricultura. La de temporal es la que depende básicamente del agua de lluvia en el período vegetativo y puede ser de tipo permanente o nómada. La permanente es la sujeta a una actividad contínua, regular, que se efectúa año con año y la nómada, la que el hombre efectúa por un lapso entre 1 y 5 años y la suspende por el agotamiento del suelo y la erosión.

Los indicadores de las zonas de agricultura nómada son la fuerte pendiente, el suelo delgado y la huella de la perturbación de la vegetación.

La agricultura de riego es la que asegura el ciclo vegetativo y reproductivo de los cultivos mediante el agua de riego. Este puede ser por gravedad, bombeo, goteo o cualquier otra técnica.

Hay agricultura de temporal que recibe algún riego de punteó o auxilio, es decir un riego eventual.

Donde hay zonas con agricultura de temporal mezclada con agricultura de riego se pondrán las dos claves, dándole preferencia a la dominante.

b) Tipos de cultivo.

Los tipos de cultivo clasificados son los anuales, semipermanentes y permanentes.

Los anuales son aquellos cuyo período vegetativo transcurre en un período menor que 1 año, como sucede con el maíz, el frijol, la cebada, el trigo, el garbanzo, etc.

Los semipermanentes tienen una duración variable en el terreno dependiendo de la costeabilidad. Esta duración varía de un año a 10 años. Algunos de ellos son la alfalfa, la caña de azúcar, la piña, el plátano, etc.

Los cultivos permanentes son aquellos que permanecen en el terreno más de 10 años, como son los frutales leñosos, es decir, el durazno, el naranjo, el manzano, etc., y otros como el cocotero, los nopales, los magueyes cultivados, etc.

c) Uso Pecuario.

Clasifica a los pastizales que se dedican a la ganadería en tres grupos.

Pastizales Naturales: se consideran en este grupo aquellos de vegetación climal, es decir, que son producto del suelo y clima, sin que hayan influído otros factores.

Pastizales Inducidos: son los que resultan cuando se perturba la vegetación primaria. Se inducen estas gramíneas, principalmente cuando el hombre elimina la vegetación arbustiva o arbórea y entonces se establece una cubierta herbácea.

Pastizales Cultivados: se consideran como tales aquellos pastos que se han introducido en una región intencionalmente, donde no existían, haciendo un verdadero cultivo.

Proceden de otros países como los zacates pangola, jaragua, guinea, bermuda, etc.

d) Uso Forestal.

El uso forestal comprende las zonas que están cubiertas por bosques y selvas.

Se entiende por bosque, la vegetación arbórea de clima templado y frío, - con poca variación de especies, las cuales no tienen espinas y generalmente tienen pocos o ningún bejuco.

El árbol es una planta leñosa generalmente con más de cuatro metros de - altura y fuste bien desarrollado.

Los bosques se clasifican de acuerdo con su naturaleza, en bosque natural, cultivado, de galería y mesófilo de montaña.

El bosque natural es producto del suelo y clima, sin intervención de la - mano del hombre. La mayoría de los bosques del país son naturales.

El bosque artificial es el que el hombre ha establecido mediante plantaciones. Están formados por una o varias asociaciones de árboles.

El bosque de galería es el que se localiza a la orilla de los ríos o arroyos con agua permanente o estacional. Hay bosques de ahuehuete o sabino, de álamo, de eucalipto, de sauce, etc.

Además, los bosques se clasifican en bosques de coníferas y de latifoliadas. Los bosques de coníferas, de hojas aciculares, pueden ser de pino, oyamel, enebro, cedro blanco, junípero, ahuehuete, ciprés, tuxa, etc. — Los bosques de latifoliadas, de hojas anchas, pueden ser de roble, encino, aile, álamo, etc.

Se entiende por selva la vegetación densa arbórea de clima cálido con numerosas especies mezcladas, con bejucos y lianas o con árboles espinosos dominantes. Hay selva baja, media y alta. La selva baja es la que tiene de 4 a 15 m de altura; la media de 15 a 30 m y la alta, mayor que 30 m.

Por la persistencia o caducidad de la hoja se clasifica como perennifolia si no tira la hoja; caducifolia si la tira en alguna época del año, por lo general en época de sequía; subperennifolia si entre el 25 y 50% de las especies tiran las hojas y subcaducifolia si entre el 25 y 50% de las especies se quedan con la hoja.

e) Otros tipos de vegetación.

Existe además vegetación herbácea, subarbustiva, arbustiva o arbórea no considerada en el uso pecuario, aunque en un sentido estricto caiga en alguno de los usos mencionados anteriormente, pero que tiene características especiales. Dentro de este grupo quedan comprendidos los siguientes tipos:

Palmar: grupo de plantas conocidas con el nombre de palmas en las zonas tropicales; se encuentran en grupos dentro de la zona de selvas o sobre suelos con características de sabana. Alguna de las mas comunes tienen los siguientes nombres: corozo, palma de coquito de aceite, manacá, que tienen hojas pinatifidas; botan, guano, tasiste, con hojas en forma de abanico.

Manglar: vegetacion con característica de selva muy espesa, que llega a alcanzar hasta 25 m de altura; tiene sistema radicular parcialmente aéreo en forma de zancos; crece en los climas tropicales, en las orillas bajas

y fangosas de las costas en ambos litorales tanto del Golfo como del Pacífico, en los esteros, en las penilagunas costeras y estuarios de ríos bajo influencia de agua salobre.

Los manglares más comunes son el mangle rojo, el mangle blanco, el mangle prieto y el botoncillo.

Popal: vegetación herbácea que se desarrolla en lugares pantanosos con agua permanente de aproximadamente un metro de profundidad. Las plantas están enraizadas en el fondo; tienen grandes hojas largas y anchas que sobresalen del agua. Los popales crecen densamente; los más conocidos son el popay, el quentó, el platanillo y algunos zacates acuáticos.

Tular: vegetación herbácea que vive en el agua y cuyos tallos sobresalen de la superficie. Las plantas tienen hojas largas y angostas; se encuentran en los climas cálidos, templados húmedos o secos, a la orilla de lagos y lagunas. El tule, el tule rollizo, etc. y los carrizales se incluyen dentro de este grupo.

Cardonal: agrupación de plantas crasas altas de 5 a 10 m; se encuentran en zonas de climas áridos o semiáridos con temperaturas altas y casi siempre sobre suelo somero y de difícil aprovechamiento; se conocen comúnmente con el nombre de: cardones, órganos, sahuaros, candelabros, garambullos, viejitos, teteches, gigantes, etc.

Izotal: se presenta en climas áridos, subcálidos o templados, sobre suelos profundos o someros. Predominan en esta asociación los izotes, como se conocen en el sur del país y palmas, es decir la palma china, la palma loca, la palma samandoca, etc.

Nopalera: Asociación de nopales: se presenta en climas subtemplados áridos de las mesas centrales, sobre suelos someros. Se incluyen los de —

tallo cilíndrico que crecen en las zonas de extrema aridez del norte y - noreste, como las chollas, cardenche, tasajillos, etc.

Sabana: pradera constituída por gramíneas principalmente, áspera, amacollada, con vegetación arbórea dispersa o nula, sobre suelos con drenaje deficiente, inundable en época de lluvias y muy seco en época de sequías; los árboles que con más frecuencia se encuentran son el nanche y el techicón. Estos árboles se encuentran dentro de la selva en climas tropicales.

Chaparral: agrupación densa de encinos arbustos, asociada generalmente - con otras especies arbustivas de otro género como el madroño, manzanita, etc.

Se encuentran en el contacto del clima árido con el templado y a veces - mezclado con los pinares y encinares.

Matorral: vegetación arbustiva con varios tallos que nacen cerca de la - superficie del suelo. Se encuentran en zonas de clima cálido, semiseco y árido, a veces como resultado de perturbaciones en los diferentes tipos de selva, sobre todo en la Baja California.

Algunos ejemplos de matorral son el huizache, con espinas terminales, — el mezquite, con espinas laterales, la gobernadora que es parvifolia. - Otros tienen importancia industrial como el guayule y la candelilla.

El matorral se clasifica de acuerdo a la presencia o ausencia de espina como matorral espinoso, inerme y subinerme.

El matorral espinoso es aquel que tiene como composición florística un - mínimo de 70% de elementos espinosos ya sea de espinas laterales, terminales o de las dos. Se pueden citar el huizache, mezquite, grangeno, -

uña de gato, chaparro prieto, barreta, etc.

El matorral inerme tiene una composición de por lo menos 70% de elementos no espinosos, tales como la gobernadora, el hojasén, mariola, etc.

El matorral subinerme tiene una composición intermedia de los anteriores, es decir, menor que 30% de elementos espinosos o mayor que 70% de elementos inermes. Como ejemplos, el conjunto de acacia, mimosa o mezquite con gobernadora u hojasén.

Vegetación secundaria: Vegetación en vías de recuperación tendiendo a veces al estado original y otros presentando un aspecto de composición diferente. Se establece como consecuencia de la perturbación humana o de — cualquier otro factor que ha hecho que desaparezca la vegetación primaria y original.

Vegetación halófita: Crece sobre suelos con fuerte concentración de sales, o sea en las cuencas cerradas de las zonas áridas y semiáridas, como las asociaciones de chamizo, la jauja, que son plantas herbáceas o — subarbustivas bajas, de hojas pequeñas y carnosas; los zacates salado y - toboso, etc.

En los climas cálidos, en los lugares cercanos a la costa que se inundan temporalmente con agua salada y en las orillas de las lagunas de agua — salobre crecen los saladillos, zacates salados, etc.

Vegetación de dunas costeras: Vegetación que invade a las dunas costeras; la composición florística es variable desde cactáceas, gramíneas, leguminosas, hasta algunas especies arbustivas y arbóreas que proceden de la - selva contigua y en último caso alguna especie que se establece en forma artificial, como la casuarina que sirve para estabilizar las dunas.

Vegetación de desiertos arenosos: Pequeños manchones de vegetación sobre dunas más o menos fijas en las zonas desérticas del norte del país. Vegetación que procede de las partes áridas contiguas, por ejemplo el mezquite, la gobernadora, nopales, zacates, rodadilla, etc.

Vegetación de páramos de altura: Son plantas bajas de pocos centímetros de altura, por lo general de aspecto cespitoso o arrosetado como la arenaria bryoides, draba popocatepetlensis, algunas gramíneas, etc.

Se encuentran arriba del límite altitudinal de la vegetación arbórea, cerca de las nieves perpetuas, es decir, arriba de los 4000 m de altitud.

Crasirasulifolios espinosos: Agrupaciones de plantas de hojas en roseta, carnosas, espinosas y de tallo reducido como el maguey, la lechuguilla, guapillas, espadines, así como el sotol, yuca de tallo reducido, etc.

Mezquital: Vegetación arbórea cuya altura es mayor que 4 m formada por mezquites y por huizaches; crecen en los aluviones profundos o a la orilla de los arroyos.

Encinar tropical. Conjuntos de encinos que se desarrollan en las zonas de clima cálido en las planicies de la vertiente del Golfo de México; la especie más abundante es el Quercus Oleoides.

Vegetación de galería: Vegetación arbustiva o arbórea, generalmente compuesta por una mezcla de varias especies que se desarrolla a lo largo de las riberas de los ríos y arroyos, presentando una fisonomía diferente a la de la vegetación que la rodea; por sus mismas condiciones de humedad, se presenta en zonas tanto de clima árido como cálido.

Zonas desprovistas de vegetación: La superficie terrestre está cubierta

parcialmente por la vegetación, pues la otra parte carece de ella, o — mejor dicho hay otra porción que está en proceso de desmonte.

Esta última comprende las zonas cuya vegetación se está eliminando con determinado fin, como son los terrenos que se destinarán a la agricultura, al uso pecuario, a la industria, a la construcción de vías terrestres, etc.

En las zonas desprovistas de vegetación, la acción del agua o del viento, en general deja huellas preceptibles. Esta erosión se clasifica según el agente y se nombra hídrica, causada por el agua, y eólica, causada por el viento; se mencionan los grados de erosión, siendo éstos los siguientes:

Leve: Si solamente presentan pequeños deslaves o canalillos.

Moderada: Erosión laminar o combinada con surcos y cárcavas menores de medio metro de profundidad.

Fuerte: Si se aprecian cárcavas profundas mayores que medio metro de profundidad, torrentes, canalillos, erosión laminar considerable, cuando se ha perdido prácticamente el horizonte "A", que es más o menos rico en materia orgánica humificada y generalmente más oscuro que los demás horizontes del perfil.

Hay lugares característicos desprovistos de vegetación, como el erial que es un roquerío, el arenal, la laguna en zonas áridas y en general aquellas zonas que han carecido de sucesión vegetal por falta de suelo; la escoria que es el desecho de las plantas de beneficio de minerales o zonas de jales; las dunas costeras, es decir, montículos de arena sin vegetación, acumuladas por acción del viento a lo largo de los litorales; los desiertos arenosos que son aquellas zonas de dunas sin vegetación

en las zonas desérticas del norte del país; la playa que es la franja de arena a las orillas del río, mar, lago o laguna; las salinas, es — decir, depósitos artificiales de agua usados con el fin de extraer sal.

Se localizan además los cuerpos de agua tanto permanentes como estacionales, las zonas industriales tanto de extracción como de procesamiento y de fabricación, los aserraderos, etc.

La carta de uso del suelo se considera básica, pues aparte de señalar los usos de cada porción de suelo, informa de los servicios existentes en cada población, así como la localización, en forma semejante a la - que se hace en la carta topográfica, de los caminos, desde autopistas hasta brechas; de los almacenamientos, sean presas, bordos o en general depósitos de agua; de los límites internacionales y estatales; de los aeropuertos en sus diferentes clasificaciones; de las líneas de conducción de energía eléctrica, de telégrafo, de teléfono, de los conductos superficiales y subterráneos; de los elementos culturales, tales como - ruinas, edificios mayores que 25 m de longitud, cementerios, iglesias, hospitales, escuelas, cercas, bardas, divisiones, faros, minas, casas aisladas, etc.

Como se dijo anteriormente esta carta informa de los servicios existentes en las poblaciones. Informa del abastecimiento de agua y de la fuente de procedencia, del medio de almacenamiento y de la forma de distribución en algún sistema de eliminación de aguas negras. Informa también de la existencia de los centros médicos asistenciales, de rastros, de - cementerios, de los centros escolares tanto de los de pre-primaria como de enseñanza superior, pasando por toda la gama de niveles intermedios.

Informa también cuando se proporciona al público fluído eléctrico y la clase de comunicaciones que disfrutan, como pueden ser el correo, teló-

grafo, teléfono, radio comunicación, radio difusora y televisión.

En resumen la carta de uso del suelo informa de las actividades agrícolas, pecuarias y forestales del suelo, señalando los diferentes tipos de vegetación; figuran en la carta las poblaciones con sus nombres, el número de habitantes, servicios con los que se cuentan, zonas industriales y arqueológicas, nombres de los principales accidentes topográficos, cuerpos de agua, vías de comunicación, líneas de conducción y transmisión, zonas erosionadas, así como las desprovistas de vegetación y las que están en proceso de desmonte.

En general, la carta de uso del suelo sirve para dar a conocer en qué está ocupado o cómo se aprovecha cada porción de territorio y con qué servicios municipales, asistenciales y educacionales dispone cada una de las poblaciones, por pequeñas que éstas sean.

Los puntos de verificación, información disponible y adicional a esta carta, aportan dimensiones como la altura promedio, la altura dominante y diámetros de los árboles, rendimiento, precio, etc. de los cultivos y propiedades y observaciones generales, útiles para fines hidrológicos.

E) La carta edafológica.-

Esta carta proporciona la información del suelo, considerándolo tridimensional, limitándolo por la superficie terrestre, por el lecho rocoso, y a los lados por otras clases de suelo. La información se refiere a la clasificación empleada por la FAO/UNESCO que sirve como marco de referencia nacional e internacional para comparar la productividad agropecuaria bajo diferentes tratamientos en suelos de la misma clase ubicados en muy diferentes lugares y así aprovechar la experiencia lograda en las regiones que cuentan con tecnología más avanzada.

La clasificación taxonómica de los suelos de la FAO/UNESCO es ecléctica y se basa en las propiedades fisicoquímicas y biológicas de los mismos que determinan su vocación agrícola, pratícola o forestal.

El recurso suelo es de suma importancia en el desarrollo económico, - - pues hasta la fecha es la fuente principal de productos alimenticios y también fuente de materia prima para la elaboración de habitación, vestido, así como obras de infraestructura.

Esta carta se elabora por medio de técnicas fotointerpretativas sobre - fotografías aéreas a colores y pancromáticas a escala 1:25,000 y analizando los mapas topográfico, geológico y de uso del suelo de la propia Comisión. Se hace la respectiva verificación de campo por medio de pozos a cielo abierto de 2.5 m de profundidad, hechos exprofeso y representativos. Se usan vehículos de doble tracción y a veces helicópteros en regiones inaccesibles.

Se verifican los límites de unidades de suelo mediante barrenación. Se obtienen muestras superficiales para obtener datos relativos a la fertilidad y a la vez para hacerles análisis fisicoquímicos.

Posteriormente se reinterpreta y se vacían los datos a la carta planimétrica a escala 1:50,000.

Los datos de campo de las verificaciones de todas las cartas se archivan en microfilm; también se archivan los cuestionarios de campo que comprenden la descripción morfológica de los perfiles de suelo y la descripción de las condiciones ambientales del lugar del perfil. Se archivan tam— bién los registros de los análisis físicoquímicos de las muestras de — suelo.

La descripción de las diferentes clases de suelo no se incluyen aquí, -

pues aparecen en el apéndice, en el "Manual para la Aplicación de las - Cartas Edafológicas de DETENAL para Fines de Ingeniería Civil", desde - la página 3a. a la 14a.

Cada unidad de suelo es fácil de localizar en la carta, pues cada una - se representa por un color diferente y por su símbolo de la unidad re— presentado por una letra mayúscula y el de la subunidad por una minúscu la a continuación, abajo de las cuales se indican con un número y una - letra minúscula, la clase textural y la pendiente del terreno, respecti vamente. Por medio de pantallas diferentes de líneas y figuras se men- cionan las fases.

No es indispensable que el ingeniero civil comprenda a fondo la clasifi- cación usada en esta carta, pues existe la traducción en el manual ya - mencionado, el cual es conveniente consultar al usar esta carta.

La carta edafológica también proporciona la información de caminos, fe- rrocarriles y aeropuertos, almacenamientos, líneas de conducción, límites y obras culturales.

La permeabilidad de los suelos es una de las principales características que se obtiene de las cartas, de los puntos de verificación y del - manual.

F) La Carta de Uso Potencial.-

La carta de Uso Potencial se elabora, a semejanza de las demás cartas, - usando técnicas fotointerpretativas sobre las fotografías aéreas tanto a color, como en blanco y negro a escala 1:25,000, por ingenieros agrónomos y civiles y biólogos; se verifica la fotointerpretación en el campo y pos teriormente se reinterpreta.

Esta carta clasifica la capacidad de uso del suelo, según la clasificación adoptada por el Departamento de Conservación de Suelos de los Estados — Unidos de América.

La segunda parte indica proposiciones del control de erosión de los suelos. Se hacen también proposiciones de obras de infraestructura, como son caminos, aeropistas, presas, etc.

Por último se proponen servicios a las poblaciones.

a).- Clasificación de la capacidad de uso del suelo.

La clasificación de la capacidad agrológica del terreno se señala con números ordinales del I al VIII.

La I clase no tiene limitantes, es la óptima; la VIII es inservible agrológicamente.

Las clases de la II a la VII están determinadas por uno o más de los factores limitantes, suelo, clima, topografía, erosión, inundación y salinidad y/o sodicidad.

Actualmente está en estudio el aumento de los factores limitantes para una más completa descripción y clasificación de la potencialidad de los diferentes suelos con que cuenta el país y además, mediante el conocimiento de un mayor número de propiedades y características de los suelos y de la región, se podrá aconsejar la clase de los cultivos más apropiados y la manera de mejorar las condiciones del suelo.

Las clases de suelo de la I a la IV son propias para la agricultura.

La I clase no tiene limitaciones, es un suelo muy bueno, con más de 1 m de profundidad, con agua suficiente todo el año, con pendiente igual o menor que 2%, careciendo de erosión, pedregosidad, inundación y teniendo sales y sodio en cantidades mínimas. No presentan problemas la textura, el drenaje interno y el drenaje externo o superficial, ya sea natural o artificial.

La II clase tiene limitaciones leves. El suelo es bueno y se trabaja con

prácticas de labranza especiales, pero sencillas; hay buena disponibilidad de agua; el suelo tiene una mediana profundidad de medio metro a un metro; la pendiente del terreno es "suave" de 2 a 6%. Presenta salinidad y/o sodicidad baja, e inundaciones ocasionales o periódicas; la pedregosidad no estorba las labores agrícolas; la erosión es incipiente.

Las prácticas de conservación de suelo más usuales son los cultivos en contorno, los cultivos en fajas, las fajas amortiguadoras, las barreras vivas y los desvíos de agua.

La clase III tiene limitaciones moderadas en cuanto al uso agrícola; es un suelo medianamente bueno, susceptible a la erosión por lo que necesita métodos de labranza especiales para controlarla. Hay regular disponibilidad de agua; la pendiente se considera entre 4 y 12%; el espesor de suelo es de 35 a 50 cm, puede tener piedras grandes en el estrato, poca retención de humedad y una salinidad y/o sodicidad ligera. Cuando la pendiente es "suave", el factor limitante puede ser el de inundación, por ser frecuente o por dañar en forma moderada las cosechas. La causa de la inundación puede ser el mal drenaje interno y/o superficial.

Las prácticas de cultivos en esta clase de suelo son las fajas en contorno y las barreras vivas situadas a menor distancia que en la clase II. Hay otras prácticas más complejas como las terrazas, los bancanales y la construcción de desagües.

La clase IV es la apropiada para cultivos ocasionales o limitados, es decir, tiene limitaciones severas para cultivos anuales; más bien es adecuada para la praticultura o cultivos permanentes.

El suelo es somero de 25 a 35 cm de espesor; la pendiente es de 12 a 20%; tiene alta susceptibilidad a la erosión del viento y del agua; hay frecuentes inundaciones que permiten el crecimiento de pasto; son difíciles de drenar o regar; presenta salinidad y/o sodicidad en grado moderado; la pe-

dregosidad es tal que no impide las labores agrícolas mecanizadas; no tiene suficiente disponibilidad de agua.

Los suelos de las clases V a VII son apropiados para la praticultura.

Las clases V y VI se diferencían solo en la pendiente. La clase V tiene una pendiente igual o menor que 2%, por lo que es propicia a fuertes inundaciones; por ejemplo las ciénagas difíciles de drenar, pero que producen buenos pastizales. La clase VI tiene una pendiente entre 20 y 35%, ofreciendo escasa resistencia a la erosión del agua.

Estas clases son adecuadas para los cultivos perennes y vegetación natural, es decir, para la praticultura y la silvicultura con pequeñas o moderadas limitaciones. El espesor del suelo fluctúa entre 15 y 25 cm; la pedregosidad es tal, que permite el crecimiento del pasto, pero impide las labores agrícolas; la salinidad y/o sodicidad es fuerte; son suelos donde la precipitación anual es de 300 a 400 mm.

La clase VII es propicia para la silvicultura con limitaciones severas. El suelo es somero, con un espesor entre 8 y 15 cm y fuerte pendiente, mayor que 35%; las piedras son muy abundantes y la salinidad y/o sodicidad interviene en muy grandes concentraciones.

Son terrenos por lo general escarpados, quebrados, erosionados o muy susceptibles a la erosión del viento, aunque también los hay planos, como las planicies de las zonas áridas.

La clase VIII comprende a los suelos inútiles agrológicamente y a las zonas sin suelo, donde aflora la roca madre, como son: las zonas muy escarpadas, rocosas; los pantanos, los playones de arena, las zonas atravesadas por numerosas cárcavas profundas o casi completamente erosionadas, las tierras áridas que a lo sumo producen plantas esparcidas, durante pocas semanas del año; los flancos escarpados de los barrancos rocosos con pocos y dis-

persos arbustos ó árboles. Estos terrenos propician la vida silvestre.

La profundidad del suelo es menor que 8 cm, la pendiente, mayor que 100%, la precipitación anual, menor que 100 mm, la erosión, casi total, la pedregosidad y la salinidad y/o sodicidad impiden el crecimiento de plantas útiles y la inundación dura casi todo el año.

A los factores antes citados se les denominas "limitantes" porque el más desfavorable de un suelo es el que lo clasifica; por ejemplo, si se tiene un suelo que es I por suelo, II por topografía, III por clima, III por — erosión, I por inundación y II por salinidad, su clasificación será III - por clima y erosión.

La limitante suelo considera la pedregosidad, la retención de humedad y básicamente la profundidad efectiva del suelo debida a capas duras, como mantos rocosos, horizontes petrocálcicos, duripanes y en general horizontes concrecionados, endurecidos o cementados. La profundidad también está limitada por el manto freático.

En resumen la capacidad agrológica se señala con diferentes y variados colores en el plano, es decir, se separan zonas indicando la actividad a la cual se deben de dedicar esos terrenos para obtener el máximo beneficio, considerando el aspecto de la relación del recurso suelo con la vegetación.

b).- Proposiciones para controlar la erosión de los suelos.-

El control de la erosión se propone atendiendo a la calidad de los suelos, a su empleo y a la posibilidad de uso.

Se señala considerando tres grupos de suelos; los aptos agrícolamente, aunque pueden tener otros usos combinados, los suelos restringidos a praderas o a pastizales y por último los suelos restringidos a bosques o a frutales.

Se señalan dos tipos de control de erosión, el inmediato y el futuro.

A todos los suelos erosionados comprendidos desde la clase II a la IV por erosión, se les propone control inmediato; a los de la clase V a la VII — por erosión, control al futuro.

A los suelos erosionados comprendidos en las clases V y VI por clima se — les propone control de erosión al futuro.

Al VII por clima, de regiones áridas, no se le propone control de erosión.

Los suelos clasificados por el factor topografía, desde la clase III a la VII podrán llevar uno u otro control, aunque no aparezca la limitante erosión en la clasificación. La manera de efectuar el control de erosión no se propone, pues queda a juicio de quien se encargue de hacerlo.

c).- Proposiciones de obras de infraestructura. Almacenamientos.

Los almacenamientos, los hay para diferentes usos, sirven para la irrigación, el abastecimiento de agua, el control de avenidas, la piscicultura o la recreación.

Los usos que se les dan a los almacenamientos pueden ser únicos o combinados.

Se emplean todas las cartas, es decir, la topográfica, la de climas, la - geológica, la de uso del suelo y la edafológica, lo mismo que los mapas - disponibles de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos de la zona en cuestión, para formulas las proposiciones de los almacenamientos, los cuales, una vez construídos, deben de cumplir las siguientes condiciones: tener una capacidad mínima anual de medio millón de m3; que la corriente tenga un estrechamiento natural y que las condiciones geoló- -

gicas del lugar sean apropiadas; que se garantice una carga hidráulica de por lo menos 20 m, para generar energía; que las tierras de riego estén cuando mucho a 5 km de la presa y que las afectaciones y en general la inversión, sean congruentes con el beneficio esperado.

Caminos.

Se hace la proposición de camino a todas las poblaciones con más de 500 habitantes que carecen de él y a las zonas potencialmente económicas.

El estudio considera la topografía de la franja del camino, las condiciones geológicas, el aprovechamiento de las brechas existentes, que la alternativa propuesta sea la de mínima longitud y que la afectación de los terrenos mejores sea mínima.

Se proponen libramientos en las poblaciones que tienen problemas de tránsito en sus calles. Los acortamientos se proponen cuando se observan posibilidades de abatir costos y tiempos de transportación.

Las aeropistas se proponen a las poblaciones con más de medio millar de habitantes y que no se les puede proporcionar camino. La distancia máxima al aeropuerto más próximo será de 100 km.

El lugar debe ser plano, despejado, bien drenado, sin obstáculos y a no más de 5 km de distancia del poblado a communicar.

d).- Servicios.

Todas las poblaciones requieren de obras de variados tipos para satisfacer las necesidades físicas, intelectuales, sociales y políticas de sus moradores.

Las proposiciones se hacen tomando en cuenta básicamente datos estadís

ticos de las poblaciones, que carecen de los servicios necesarios.

Los servicios que se proponen son:

Abastecimiento de agua a poblaciones que tienen más de 300 habitantes; la fuente de abastecimiento puede ser superficial, como las presas, los bordos, los aljibes, etc; o puede ser subterránea. Para la desición - entre una y otra alternativa se ayuda con el plano geológico y los informes complementarios del mismo.

La escuela se propone a poblaciones con más de 500 habitantes.

La telecomunicación se propone a poblaciones de más de 500 habitantes y puede efectuarse por medio de radio, telégrafo o teléfono.

El drenaje, ya sea por fosa séptica o por emisor, a todas las poblaciones con más de 500 habitantes.

El centro asistencial se propone a las poblaciones de más de un millar de habitantes.

La energía eléctrica a las poblaciones de también mil habitantes o más.

Esta carta nos proporciona la localización de caminos, ferrocarriles, - aeropuertos y almacenamientos existentes, así como límites y obras culturales.

Hay disponible información adicional en cada punto de verificación de - cada zona clasificada con datos más específicos y desglosados de cada - factor.

C) EL MAPA URBANO.

Se elabora para poblaciones mayores que 40,000 habitantes, por procedimientos fotogramétricos, a colores y a escala 1:5,000.

Se marcan las carreteras rurales y urbanas, las vías de ferrocarril, las calles, las brechas y veredas, las líneas de energía eléctrica, los canales de aguas negras, los acueductos, etc; también se ilustra la conformación de las manzanas, las zonas construídas y baldías, las bardas, cercas o divisiones.

Señala los servicios municipales, médicos y públicos en general, centros de enseñanza, culturales, recreativos y turísticos: muestra, a colores, las zonas arboladas, los matorrales y los cultivos; la hidrografía consta de ríos, corrientes intermitentes y lagunas perennes e intermitentes.

El mapa urbano es útil, pues proporciona información para el diseño del drenaje urbano y de obras de arte de las carreteras urbanas.

H) Fotografías aéreas.

Las fotografías aéreas están ubicadas dentro del grupo de sensores utilizados para la obtención de información del terreno.

De acuerdo con la longitud de onda utilizada por el instrumento que recibe la información del terreno, se tiene:

1) **Detectores de partículas de gran energía y alta frecuencia.**
2) **Cámara fotográfica convencional con emulsiones sensibles en la banda comprendida entre el ultravioleta y el infrarrojo.**
3) **Instrumentos especialmente sensibles al infrarrojo.**
4) **Instrumentos pasivos de microonda.**
5) **Radar.**
6) **Radio.**
7) **Instrumentos acústicos.**
8) **Magnetómetros.**
9) **Gravímetros.**

En las figuras 3.1 y 3.2 se muestra esquemáticamente el espectro electromagnético, con objeto de ubicar dentro de él la zona utilizada en fotografías aéreas convencionales.

Las cámaras aéreas son los instrumentos para obtener las fotografías y se clasifican según: a) el tipo o formato, b) el uso, c) la inclinación del eje y d) el material empleado para las fotografías. De acuerdo con la primera clasificación se consideran cámaras con formato y sin formato; las con formato a su vez se subdividen en normal cuyo campo angular es menor que 75°, la gran angular, entre 75° y 100° y la supergranangular, con campo angular mayor que 100°. Las sin formato, llamadas también panorámicas, las hay con lente giratorio o con espejo giratorio. Las clasificadas según su uso se conocen como de reconocimiento, que sirven para identificación, las métricas, para realizar mediciones, y las especiales, como las que sirven para tomar fotografías nocturnas o infrarrojas.

Las del tercer grupo se subdividen en verticales, que como máximo tienen 3° de inclinación, las inclinadas, entre 3° y 90°, y las que sirven para fotogrametría terrestre, a las cuales se les adapta un teodolito. Las del último grupo se dividen en de placas y de película.

La distancia focal o principal es por lo general de 152 mm aproximadamente.

Se captan desde aviones o avionetas que vuelan en líneas paralelas con una separación y altitud que dependen de la escala propuesta.

La sobreposición lateral debe ser de 20 a 30% y la longitudinal de 60 a 80%, para que un mismo punto aparesca por lo menos en dos fotografías y así lograr el efecto de visión estereoscopio.

Las restricciones al tomar las fotografías son que las nubes no cubran más del 5% del área fotografiada y que el ángulo de altura del sol esté

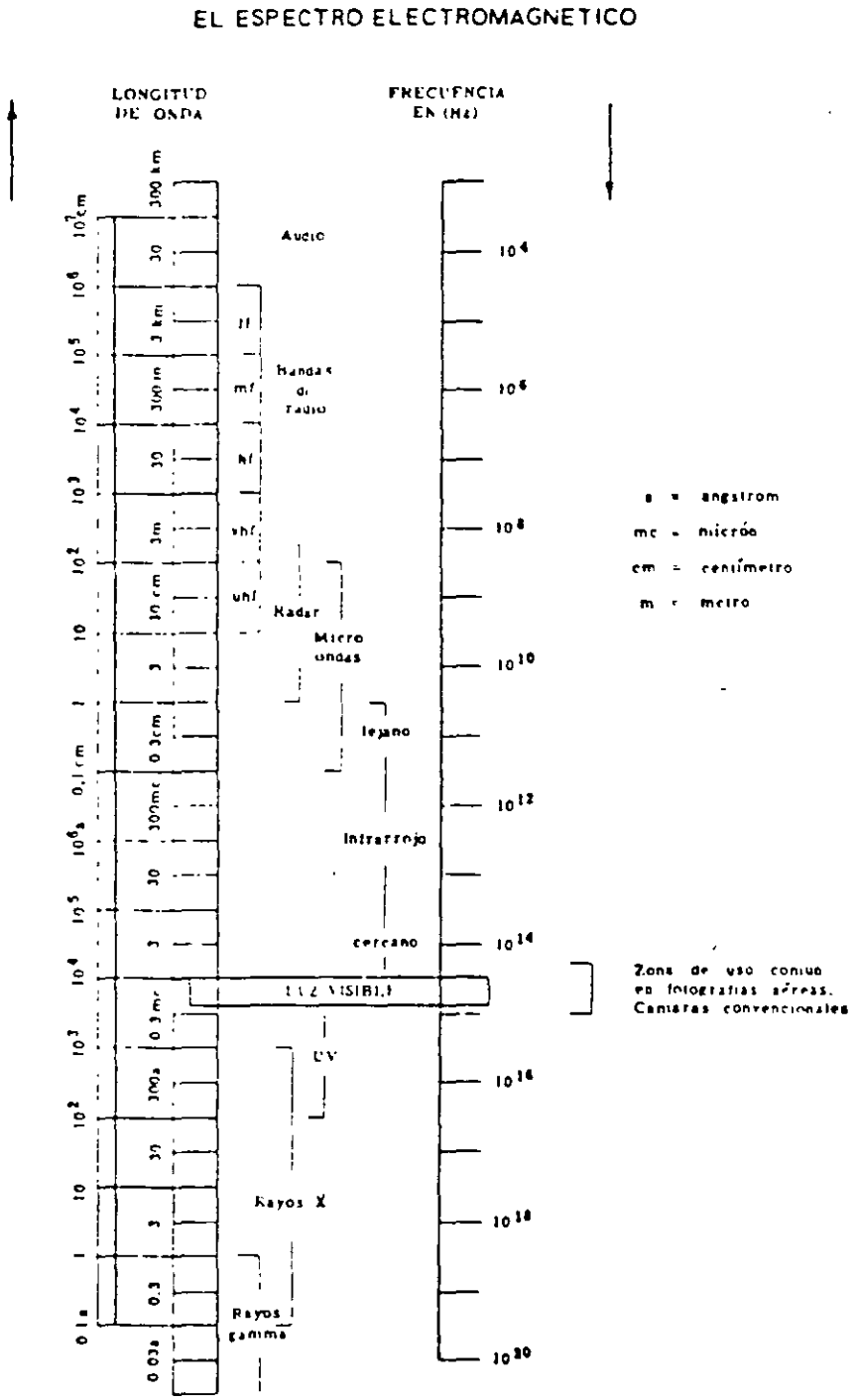


Fig. 3.1.- El espectro electromagnético.

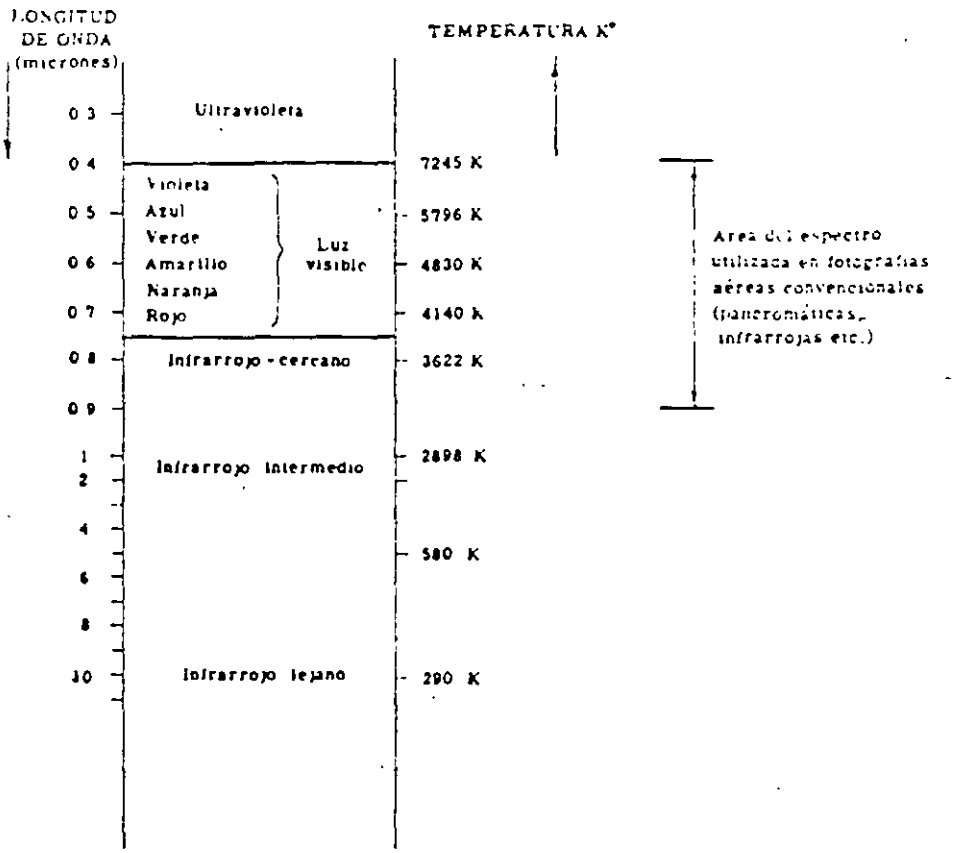


Fig. 3.2.- Fracción del espectro electromagnético.

entre 45° y 75° con respecto al horizonte, dependiendo de la topografía del terreno; como ejemplo está el siguiente: al fotografiarse un terreno demasiado plano donde haya que resaltar los pequeños rasgos, ya sean los topográficos, como promontorios u oquedades, así como los de la vegetación o los artificiales se procurará que el ángulo mencionado sea del orden de 15°, ya que así dichos rasgos proyectarán mayor sombra y se distinguirán mejor.

La deriva o ángulo horizontal formado por la línea del vuelo y el eje longitudinal de la cámara, no debe exceder de 4°; el giro alrededor del eje de vuelo o balanceo y el giro alrededor del eje normal al de vuelo o cabeceo, no deben exceder de 3°.

La escala media de las fotografías o escala del vuelo se determina por la relación de la distancia focal de la cámara f entre la altura de vuelo H, es decir:

$$Em = \frac{f}{H} \qquad (3.1)$$

Además tenemos que l es el formato o longitud de cada lado del negativo de toma y L es la longitud del terreno cubierta por la fotografía, por lo que

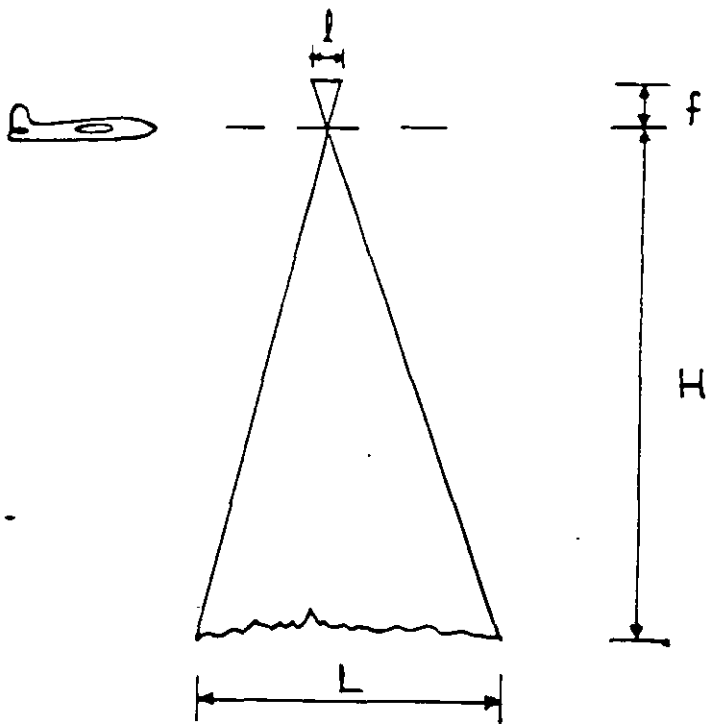


Figura 3.3

también la escala la podemos representar por:

$$Em = \frac{1}{L} \qquad (3.2)$$

Por lo tanto, como para una cámara la distancia focal y el formato son — constantes, la escala y el área cubierta por cada fotografía dependen únicamente de la altura de vuelo.

La manera de conocer la escala sin conocer la distancia focal, ni la altura de vuelo es proceder a comparar una distancia conocida en el terreno - con la distancia que refleja en la fotografía.

Cuando se tienen reveladas las fotografías de las diferentes líneas, se - forma el fotoíndice de vuelo o mosaico uniendo las fotografías adyacentes procurando utilizar de preferencia la parte central de la fotografía, - que es la menos distorsionada.

Las escalas apropiadas para estudios hidrológicos son entre 1:70,000 y — 1:30,000 para exploración y reconocimiento, de 1:35,000 a 1:15,000 para - el semidetalle y de 1:20,000 a 1:5,000 para el detalle.

Las fotografías son herramientas que el fotointérprete, mediante el arte técnico de fotointerpretación, que es la determinación de la naturaleza y descripción de los objetos cuyas imágenes aparecen en una fotografía, utiliza para obtener la información requerida.

a) Breve reseña histórica.

La primera insinuación para lograr fotografías aéreas aparece en una litografía francesa de 1840. En 1858 el fotógrafo Gaspard Félix Tournachón - ascendió en globo cautivo para tomar fotografías aéreas de los alrededo— res de París con objeto de obtener planos topográficos de algunas villas.

los Estados Unidos Samuel A. King. y J.W. Black tomaron las primeras - fotografías desde globos cautivos a 400 m de altura sobre la ciudad de — Boston en 1860. Posteriormente, durante la guerra civil, el general - -

Mc Clellan ordenó a los especialistas en globos La Montaine y Allon tomar fotografías de las posiciones confederadas.

En 1879 Triboulet tomó fotografías aéreas de París a 500 m de altura y — usó por primera vez placas fotográficas a base de gelatina seca. En 1880 Desmarets usó placas de gelatina con bromuro de plata obteniendo excelentes negativos. En Viena en 1885 Silberer efectuó más experimentos de fotografías aéreas.

Para que se desarrollara la fotointerpretación fué necesario que los aviones desplazaran a los globos, así las primeras fotografías tomadas desde un avión las realizó WilburWright el 24 de abril de 1909 tomando vistas - de Centocelli, Italia, mediante película en movimiento. Poco tiempo después los estudiantes de la aviación alemana empezaron a usar cámaras en - los vuelos de entrenamiento.

Durante la primera guerra mundial un grupo de aviadores ingleses logró — tomar fotografías aéreas a baja altura que resultaron de gran valor para el servicio de inteligencia; esto dió gran impulso a la toma de fotografías por ingleses y franceses, al proceso de revelado, a la fotointerpretación y a la investigación sobre las cámaras aéreas, siendo el coronel - Moore Brabazón en colaboración con Thorton Pickard quienes fabricaron la primera cámara aérea práctica.

En la segunda guerra mundial, los países involucrados contribuyeron grandemente al desarrollo de aviones, cámaras, películas, filtros, etc. y a - la fotointerpretación misma.

b) Fotointerpretación.

Puede considerarse que de 1950 data el desarrollo intenso de la fotointerpretación en actividades civiles.

En México alrededor del año de 1958 arrancan fuertes programas de fotointerpretación, en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, aunque con anterioridad en pequeña escala ya se trabajaba, sobre todo en el sector privado o en planes de investigación.

El paso de más trascendencia en este campo data de 1968 cuando fué fundada la Dirección de Estudios del Territorio Nacional, en la que la fotointerpretación se emplea como técnica fundamental para elaborar la cartografía temática de la República Mexicana.

El fotointérprete trabaja fundamentalmente con su mente, analizando fotografías estereoscópicas verticales, aunque algunos estudios también pueden hacerse con fotografías oblicuas, cuya escala está en función de la naturaleza del estudio.

La formación del modelo estereoscópico puede hacerse a simple vista pero normalmente se usan estereoscopios de bolsillo, de espejos y aún dobles, que proporcionan más comodidad, permiten hacer el trabajo más sistematizado y observar las imágenes magnificadas.

Este equipo, lápiz y goma suelen ser suficientes para el fotointérprete.

Los elementos de la fotointerpretación son cinco:

Topografía: Observando las formas de relieve como montes, lomas, valles, gargantas, etc., el emplazamiento de los accidentes del terreno, las pendientes y rupturas de las mismas, los alineamientos, las anomalías y discordancias, se obtiene información sobre la naturaleza de los materiales, suelos y rocas que lo forman.

Drenaje: Según su forma, densidad e integración, se obtiene una idea del tipo de suelo o de la roca, de los espesores, su formación, permeabilidad, etc.

Erosión: Según el comportamiento de rocas y suelos ante la erosión se obtiene información sobre su naturaleza, resistencia, textura, etc.

Tono o color: Permite el color del suelo o de la vegetación distinguir la forma de los objetos y sus variaciones, humedad, etc.

Uso de la tierra: Muestra el destino que da el hombre o la naturaleza al terreno. Es muy importante dar especial atención al clima.

Estudiando detenidamente las imágenes y dando especial atención a estos elementos, el fotointérprete puede ir avanzando en el conocimiento del área estudiada, hasta niveles de gran profundidad.

c) Algunas aplicaciones.

La fotointerpretación es un estupendo método de reconocimiento cuando se va a explorar una zona en la que se ha planeado alguna obra.

Las aplicaciones principales que de ella pueden hacerse abarcan casi todos los campos de la actividad humana; a continuación mencionamos algunos de ellos.

Geografía: A través de la fotointerpretación puede obtenerse información de: poblaciones, vías de comunicación, obras de infraestructura, uso del suelo, vegetación, rocas, hidrografía, etc.

Demografía: Se obtiene información sobre: localización y distribución de centros de población, áreas urbanas, comunicaciones, electrificación, educación, agricultura, zonas industriales, muestreos estadísticos de vivienda y habitantes.

Geología: Se obtienen los siguientes aspectos: morfología, fisiografía, cuencas de captación, escurrimientos superficiales, datos geohidrológicos, manantiales, rocas y su clasificación, estructuras, estratigrafía, suelos, vulcanismo, etc.

Suelos: Se obtiene información geológica, agrológica y de mecánica de suelos sobre los siguientes aspectos: clasificación de suelos, aprovechamiento, uso y mejoramiento, protección a la erosión, problemas de cimentación, materiales de construcción y localización de zonas de prueba.

Agricultura: Se puede obtener información sobre: aspectos generales del clima, delimitación de zonas cultivadas, cultivos actuales y potenciales, áreas de riego o de temporal, praticultura, floricultura, presas y canales, obras de drenaje, tenencia y delimitación de propiedad, etc.

Vegetación: Se obtiene información sobre: bosques, selvas, pastos, asociaciones especiales de vegetación, densidad y volumen, reforestación, viveros, etc.

Explotación del subsuelo: Se obtienen datos para el estudio de: agua subterránea, minería, petróleo, zonas de posibilidad y profundidad de acuíferos, potencialidad estimada, métodos de extracción, control de explotación, recarga de acuíferos, áreas mineralizadas, accesos, sistemas de fallas y fracturamiento, - etc.

Son también muy importantes las aportaciones que la fotointerpretación — puede hacer a los usos militares, a la estadística, a la planeación económica y a otras disciplinas.

d) Imágenes de satélites artificiales.

Las imágenes de satélites artificiales son de escalas muy chicas. Los - satélites Erts tienen una órbita circular de 794 Km, el campo cubierto - de 160 por 160 Km y cada día efectúan un cubrimiento del 10%.

Varias Dependencias del Gobierno ya están trabajando con amplificaciones de estas imágenes.

Para los estudios de gran visión se está generalizando el empleo de estos materiales.

3.3.- Estaciones hidrométricas. Período de registros.

La Dirección General de Servicios Técnicos de esta Secretaría realizó en - 1973 un estudio titulado "Modelos de Análisis de las Características de la Precipitación y de las Condiciones de la Cuenca para Obtener Criterios de Diseño de Estructuras de Cruce y Drenaje de Carreteras", uno de cuyos capítulos consistió en recopilar la información de uso general en Hidrología - disponible hasta Diciembre de 1972. Del informe general de dicho estudio se tomaron los datos de la tabla N° 3.1 y la figura N° 3.4 que se insertan a continuación.

En la tabla mencionada se han separado las estaciones que sólo tienen escala de las que tienen escala y limnígrafo. En ella se indica el número de estaciones instaladas en cada Estado, la superficie promedio cubierta por cada estación y el período promedio de registro de cada una de éstas.

En la fig. 3.4 se muestra la República Mexicana con la misma división rectangular efectuada por la DETENAL en la que el tamaño de los rectángulos - es de 20' en el sentido de la longitud y 15' en el de la latitud. Cada — uno de los rectángulos está dividido en dos partes: en la superior se indica el número de estaciones instaladas dentro del mismo que solo tienen escala y en la inferior el de estaciones con escala y limnígrafo.

En el informe general ya mencionado se presenta una información más detallada relativa a las estaciones hidrométricas, la cual no se incluye aquí por ser demasiado voluminosa, que comprende el nombre, las coordenadas geográficas y la fecha de iniciación y de terminación del o de los períodos de - registro de cada estación, agrupadas éstas por Estado.

3.4.- Estaciones climatológicas. Período de registros.

De la misma fuente mencionada en el inciso anterior se tomaron los datos - de la tabla N° 3.2 y la figura N° 3.5 que se insertan más adelante, refe— rentes a la información climatológica disponible en nuestro país hasta Diciembre de 1972.

En la tabla mencionada se han separado las estaciones que tienen pluviógra fo de las que no lo tienen, es decir de las que sólo disponen de pluviómetro y se proporciona la misma información que en el caso de las estaciones hidrométricas.

También en forma similar a la figura 3.4 se ha formado la 3.5 cambiando — únicamente los números que aparecen en cada rectángulo de la cuadrícula; - ahora el número superior representa las estaciones con pluviómetro y el - inferior las que cuentan con pluviógrafo.

3.5.- Información disponible en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

A lo largo de este capítulo se han mencionado cuales son las Dependencias Federales que miden, calculan, recopilan y en ocasiones editan la información hidrológica en nuestro país. Dentro de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, y como una de sus funciones, la Dirección General de Servicios Técnicos a través de la Oficina de Hidrología y Drenaje del - Departamento de Geotecnia, ha procurado hacer el mayor acopio posible de - información del tipo citado, misma que se encuentra disponible para el personal técnico de la Secretaría, en la Oficina mencionada.

La información disponible en la Oficina de Hidrología y Drenaje, hasta la fecha de esta publicación, es la siguiente:

Tabla 3.1.- Estaciones Hidrométricas.

ESTADO	Estaciones con Escala			Estac. con Escala y Limnígrafo.		
	Número	Area/Est. Km2	Período Prom de observ. años	Número	Area/Est. Km2	Período Prom. de observ. años
AGUASCALIENTES	16	349.	18.4	3	1863.	12.0
BAJA CALIFORNIA NORTE	10	7011.	17.9	4	17528.	12.8
BAJA CALIFORNIA SUR	4	18419.	12.0	1	73677.	12.0
CAMPECHE	2	25917.	18.0	1	51833.	3.0
COAHUILA	22	6890.	29.9	9	16841.	23.3
COLIMA	6	909.	11.3	4	1364.	9.8
CHIAPAS	116	637.	9.0	66	1120.	8.3
CHIHUAHUA	46	5371.	15.0	23	10743.	12.4
DISTRITO FEDERAL	5	300.	15.8	1	1499.	10.0
DURANGO	38	3149.	18.0	16	7478.	13.3
GUANAJUATO	37	827.	22.2	4	7647.	10.5
GUERRERO	59	1081.	12.2	23	2774.	11.5
HIDALGO	29	724.	23.4	14	1499.	19.9
JALISCO	80	1002.	18.9	47	1705.	15.6
MEXICO	92	233.	18.9	29	740.	15.2
MICHOACAN	98	611.	17.9	36	1663.	13.8
MORELOS	22	225.	13.9	8	618.	11.8
NAYARIT	25	1105.	14.0	20	1381.	11.0
NUEVO LEON	37	1745.	15.5	9	7173.	24.9
OAXACA	67	1423.	13.2	34	2805.	12.0
PUEBLA	104	326.	14.8	51	665.	13.5
QUERETARO	14	841.	20.5	6	1962.	17.0
QUINTANA ROO	2	25175.	17.0	1	50350.	26.0
SAN LUIS POTOSI	24	2619.	13.8	9	6983.	11.0
SINALOA	48	1210.	18.1	15	3873.	14.1
SONORA	46	4020.	15.0	24	7706.	13.1
TABASCO	24	1028.	13.0	8	3083.	9.3
TAMAULIPAS	49	1629.	16.2	15	5322.	22.7
TLAXCALA	6	652.	9.0	1	3914.	11.0
VERACRUZ	78	934.	14.5	46	1583.	13.8
YUCATAN	0	0.	0.0	0	0.	0.0
ZACATECAS	21	3573.	17.5	9	8338.	13.3

Tabla 3.2.- Estaciones Pluviométricas y Pluviográficas.

ESTADO	Estaciones con Pluviómetro			Estaciones con Pluviógrafo		
	Número	Area/Est. KM2.	Período Prom. de observ. años	Número	Area/Est. Km2	Período Prom. de observ. años
AGUASCALIENTES	29	193.	22.0	2	2795.	26.5
BAJA CALIFORNIA NORTE	69	1016.	16.8	8	8764.	14.1
BAJA CALIFORNIA SUR	70	1053.	19.4	37	1991.	9.6
CAMPECHE	33	1571.	22.6	3	17278.	26.3
COAHUILA	59	2569.	22.6	7	21653.	35.0
COLIMA	27	202.	20.4	6	909.	23.3
CHIAPAS	197	375.	16.9	39	1895.	13.9
CHIHUAHUA	173	1428.	15.5	8	30886.	21.8
DISTRITO FEDERAL	59	25.	19.2	19	79.	11.8
DURANGO	97	1233.	20.5	14	8546.	19.1
GUANAJUATO	95	322.	23.5	10	3059.	18.9
GUERRERO	130	491.	17.2	27	2363.	15.8
HIDALGO	81	259.	24.0	14	1499.	14.0
JALISCO	183	438.	23.7	21	3816.	17.5
MEXICO	196	109.	18.4	25	858.	15.0
MICHOACAN	159	377.	21.2	16	3742.	15.5
MORELOS	41	121.	20.2	2	2671.	11.5
NAYARIT	48	575.	19.4	5	5524.	27.4
NUEVO LEON	81	797.	22.2	24	2690.	18.5
OAXACA	216	442.	17.7	35	2725.	14.0
PUEBLA	148	229.	20.3	15	2261.	14.9
QUERETARO	28	420.	26.2	2	5885.	27.5
QUINTANA ROO	30	1678.	17.8	3	16783.	23.7
SAN LUIS POTOSI	112	561.	17.4	12	5237.	13.8
SINALOA	109	533.	18.9	11	5281.	18.5
SONORA	126	1468.	20.2	11	16812.	19.6
TABASCO	46	536.	16.9	14	1762.	11.0
TAMAULIPAS	108	739.	18.5	23	3471.	17.5
TLAXCALA	33	119.	14.9	5	783	14.0
VERACRUZ	215	339.	18.2	26	2801.	21.4
YUCATAN	41	960.	20.7	7	5620.	25.3
ZACATECAS	65	1154.	21.9	3	25013.	22.3

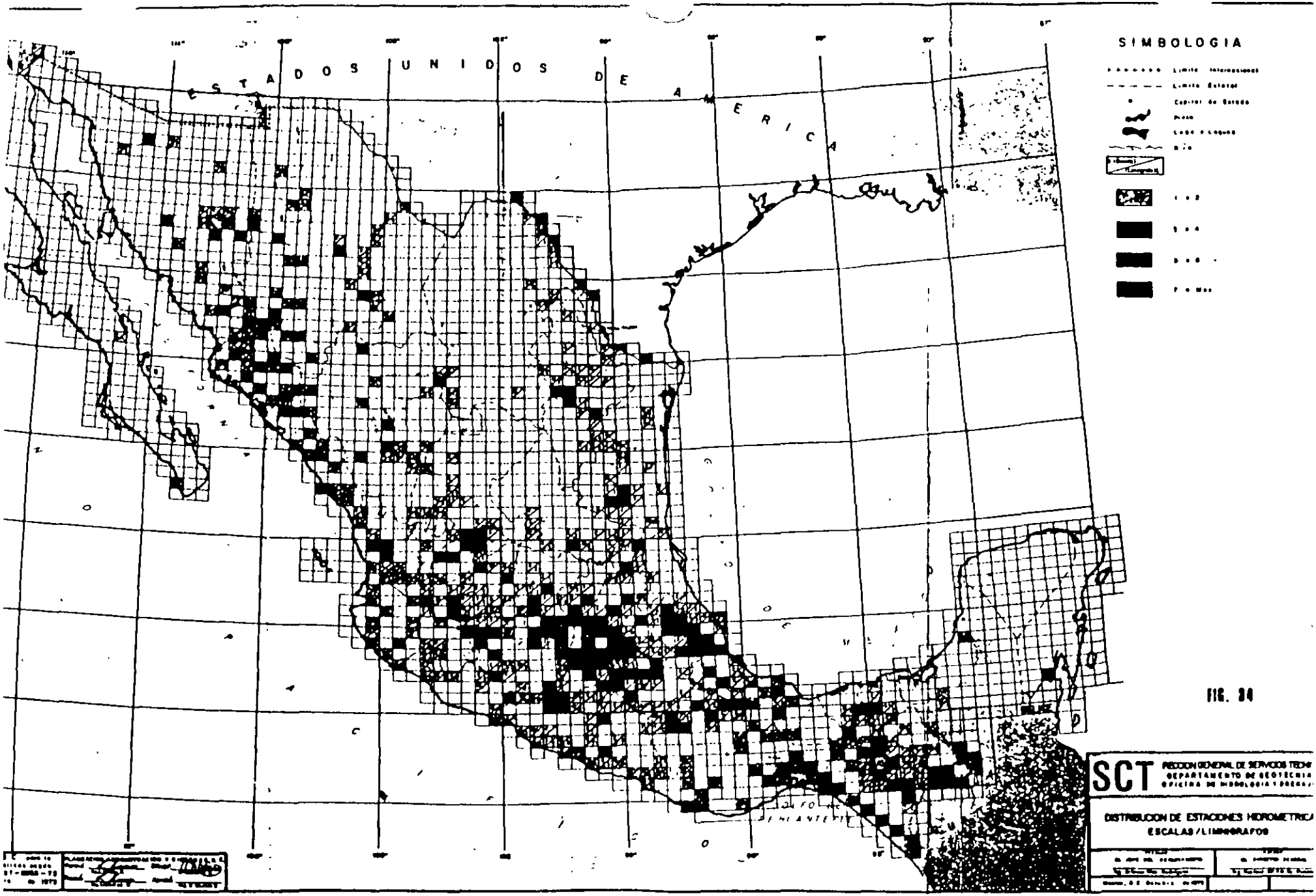

ESTADOS UNIDOS DE AMERICA
SIMBOLOGIA
SCT
DISTRIBUCION DE ESTACIONES HIDROMETRICA
ESCALAS/LIMNIGRAFOS

FIG. 84

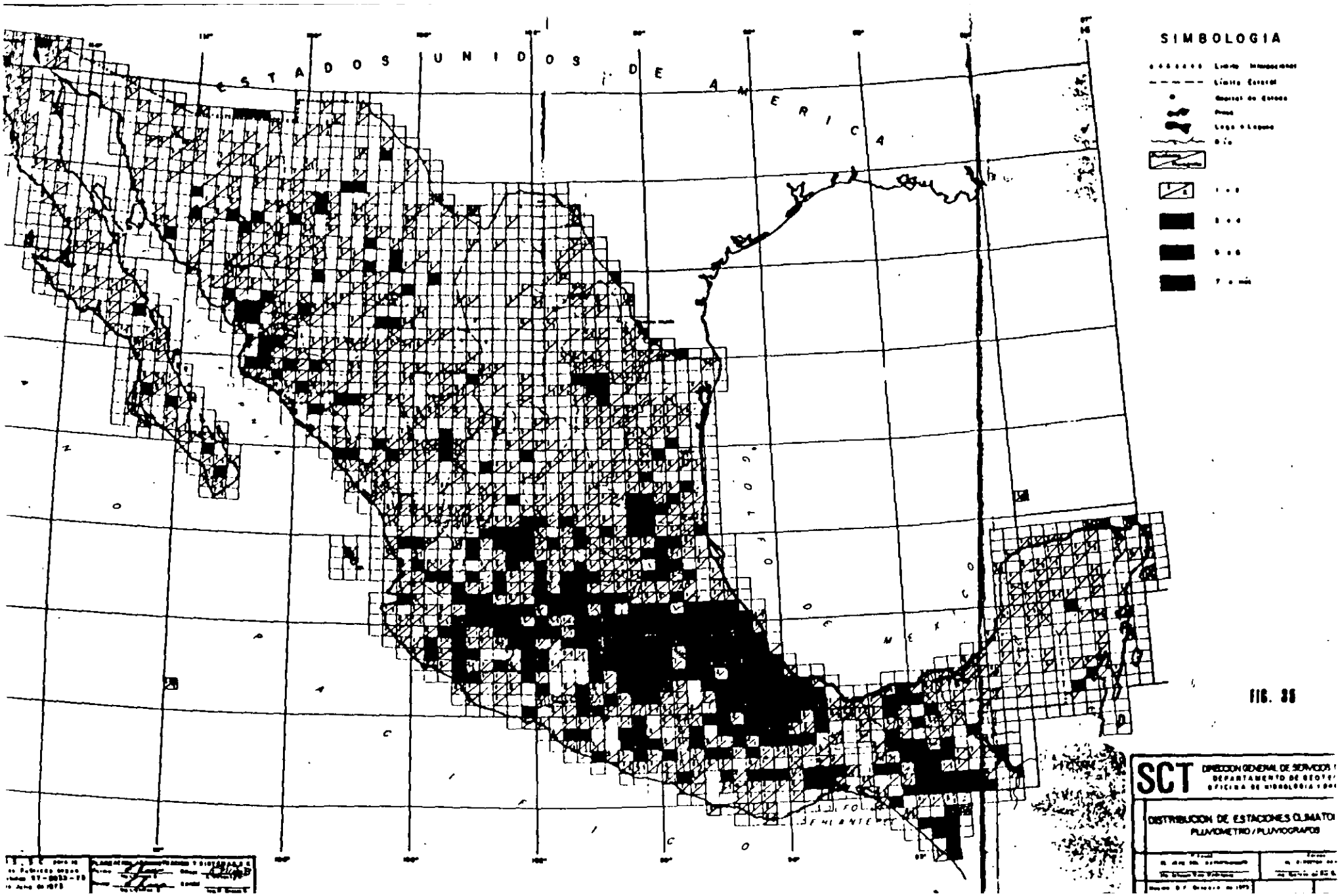

ESTADOS UNIDOS DE AMERICA
SIMBOLOGIA
SCT
DISTRIBUCION DE ESTACIONES CLIMATO
PLUVIOMETRO / PLUVIOGRAFOS

FIG. 38

a) Dirección de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL):

Se cuenta con la totalidad de cartas editadas hasta la fecha (topográficas, geológicas, de uso del suelo, de uso potencial, edafológicas y de climas), a escala 1:50,000 excepto la última que es a 1:500,000. - También se dispone de fotografías aéreas, a la primera escala, de algunas zonas particulares del país.

b) Secretaría de la Defensa Nacional (SDN):

Se cuenta con un juego completo de cartas topográficas, escala - - 1:500,000, que cubre la totalidad del territorio nacional. Se dispone también de todas las cartas topográficas escala 1:100,000 que ha editado la SDN. Se cuenta con cartas topográficas escala 1:25,000 del Valle de México.

c) Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH):

De esta dependencia se tiene la totalidad de Boletines Hidrológicos — que para cada una de las regiones hidrológicas del país ha editado. — También se cuenta con los Boletines Hidrológicos que algunas Comisiones de la misma Secretaría han editado, como son: Comisión de Aguas del — Valle de México y Comisión del Papaloapan.

Los Boletines en cuestión contienen prácticamente la totalidad de la - información hidrométrica existente en el país y, en algunos casos, información de tipo pluviométrico y pluviográfico, aunque esto es en general de carácter muy limitado.

Adicionalmente a lo anterior, la Oficina de Hidrología y Drenaje dispone de los registros históricos de un buen número de las estaciones — pluviográficas que son controladas por la SARH.

d) Comisión Internacional de límites y Aguas (CILA) (Dependiente de la - Secretaría de Relaciones Exteriores).

De este Organismo se cuenta con la casi totalidad de los Boletines Hidrológicos que en forma anual publica, conteniendo los datos hidrométricos y pluviométricos de las estaciones que controlan tanto la Sección Mexicana como la Americana de dicha Comisión, y que se localizan en la cuenca del río Bravo y la del río Colorado.

e) Comisión Federal de Electricidad (CFE):

Existen en la Oficina de Hidrología y Drenaje la totalidad de los Boletines Hidrológicos que la CFE ha editado, conteniendo información - de carácter hidrométrico y pluviométrico.

La información enlistada de que dispone la Dirección General de Servicios Técnicos está en constante actualización; sin embargo, en forma adicional, dicha Dirección dispone de los canales oficiales que le permiten ofrecer un servicio de recopilación de información hidrológica en todas las Dependencias mencionadas, cuando así se solicite por parte de alguna Dirección de la SAHOP.

Además de lo anterior, se dispone de alguna información ya procesada por el personal técnico de la propia Dirección General de Servicios Técnicos, como es:

a) Curvas Intensidad-Duración-Período de retorno para aproximadamente — 250 estaciones climatológicas, ubicadas en distintas regiones del país.

b) Planos de isoyetas para distintas Duraciones y Períodos de retorno, - que cubren la cuenca alta del río Lerma (incluye parte de los estados de México, Michoacán, Querétaro, Guanajuato y Jalisco).

o) Cuantificación de la información hidrológica en la República. Esto incluye el número de estaciones hidrométricas, pluviométricas y pluviográficas que existen en el país hasta 1975, y para cada una de ellas - su nombre, tipo de estación, Dependencia que la controla, ubicación — geográfica y años efectivos de operación.

IV.- METODOS PARA EL CALCULO DE AVENIDAS MAXIMAS.

4.1 Clasificación.

Para los fines de esta ponencia se pueden clasificar los métodos para determinar las avenidas máximas como sigue:

Empíricos

Semiempíricos

Estadísticos

Hidro-meteorológicos.

Los métodos empíricos se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien cuando no se conocen las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio, ya que en ellos intervienen como variables únicamente las características físicas de la cuenca. En nuestro medio se utilizan con frecuencia los métodos de Creager y Lowry que proporcionan el gasto de diseño en función del área de la cuenca y de un coeficiente que depende de la región hidrológica correspondiente.

Los métodos semiempíricos son similares a los empíricos, pero hacen intervenir además la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren unos de otros en el mayor o menor detalle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo.

Los métodos estadísticos son de gran utilidad en sitios en los que se cuenta con un buen registro de los gastos ocurridos. Se basan en suponer que los gastos máximos anuales aforados en una cuenca, son una muestra aleatoria de una población de gastos máximos. Difieren entre ellos en la forma de la función de distribución de probabilidades que suponen tiene la población.

Los métodos hidro-meteorológicos se basan en la determinación de la precipitación máxima probable (PMP), a partir de métodos meteorológicos, para determinar la tormenta de diseño, y en convertir dicha tormenta en el hidrograma de diseño mediante una relación precipitación-escurrimiento.

En el capítulo anterior ya se habló de la precipitación máxima probable y se mencionó que se utiliza casi exclusivamente en el diseño de las obras de excedencias de grandes presas, por lo que no se tratarán los métodos hidrometeorológicos en esta ponencia enfocada principalmente a las obras de drenaje de las vías terrestres y aeropuertos.

4.2 Métodos de uso actual en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

4.2.1 Método de Creager.

Para la obtención de su fórmula, Creager graficó los gastos máximos por unidad de área observados en cuencas de todo el mundo, contra el área misma de la cuenca.

Después trazó una curva que fuera envolvente de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente, la cual se indica a continuación:

$$q = 0.503\ C\ (0.386\ A)\left[\frac{0.894}{(0.386\ A)^{0.048}}\right] - 1 \qquad (4.1)$$

siendo

q = gasto unitario en m3/s/Km2

A = área de la cuenca en Km2

C = parámetro que depende de la región considerada.

Cuando se consideran las cuencas de todo el mundo el parámetro C vale 100.

Conviene hacer notar que el problema planteado admite múltiples soluciones, dependiendo de los puntos que se escojan para definir la curva envolvente, lo que ha dado lugar a otro método similar al de Creager que es el método de curva de Lowry, el cual se verá más adelante.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de su Departamento de Estudios Hidrológicos, de la Dirección de Hidrología, realizó un estudio para determinar el valor del coeficiente C de la ecuación (4.1) — considerando por separado 24 regiones hidrológicas en la república mexicana; los resultados están publicados en forma de gráficas, una por cada región hidrológica con su envolvente y su valor de C correspondientes y otra que engloba la información obtenida en toda la república. Más recientemente la secretaría mencionada modificó la división hidrológica de la república, considerando actualmente 37 regiones hidrológicas, para la mayoría de las cuales cuenta ya con el valor de C correspondiente. La misma secretaría está ya elaborando las nuevas gráficas de las 37 regiones mencionadas, con información actualizada hasta 1976, las cuales tiene planeado publicar durante el año de 1977.

Ejemplo 4.1.- Obtener el gasto máximo por el método de Creager para el arroyo "El Hueso" en el cruce con la carretera Irapuato-León, tramo Libramiento de León, Gto., localizado en el Km 65+487.00 con origen en Irapuato, Gto.

La cuenca se muestra en la figura 4.1 que es copia de una fracción de la carta topográfica F-14-C-42 "Nuevo Valle de Moreno" publicada por la DETENAL (Dirección de Estudios del Territorio Nacional).

La figura 4.2 es una copia de la lámina V-3, tomada del boletín hidrológico Nº 51, tomo V, publicado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en la cual se muestran las envolventes de Creager y Lowry para la región hidrológica Nº 12 (Parcial) a la cual corresponde la cuenca en estudio.

El área de la cuenca se puede obtener de la carta de la DETENAL ya indicada a escala 1:50,000, de la cual resulta

$$A = 2.75 \ Km^2$$

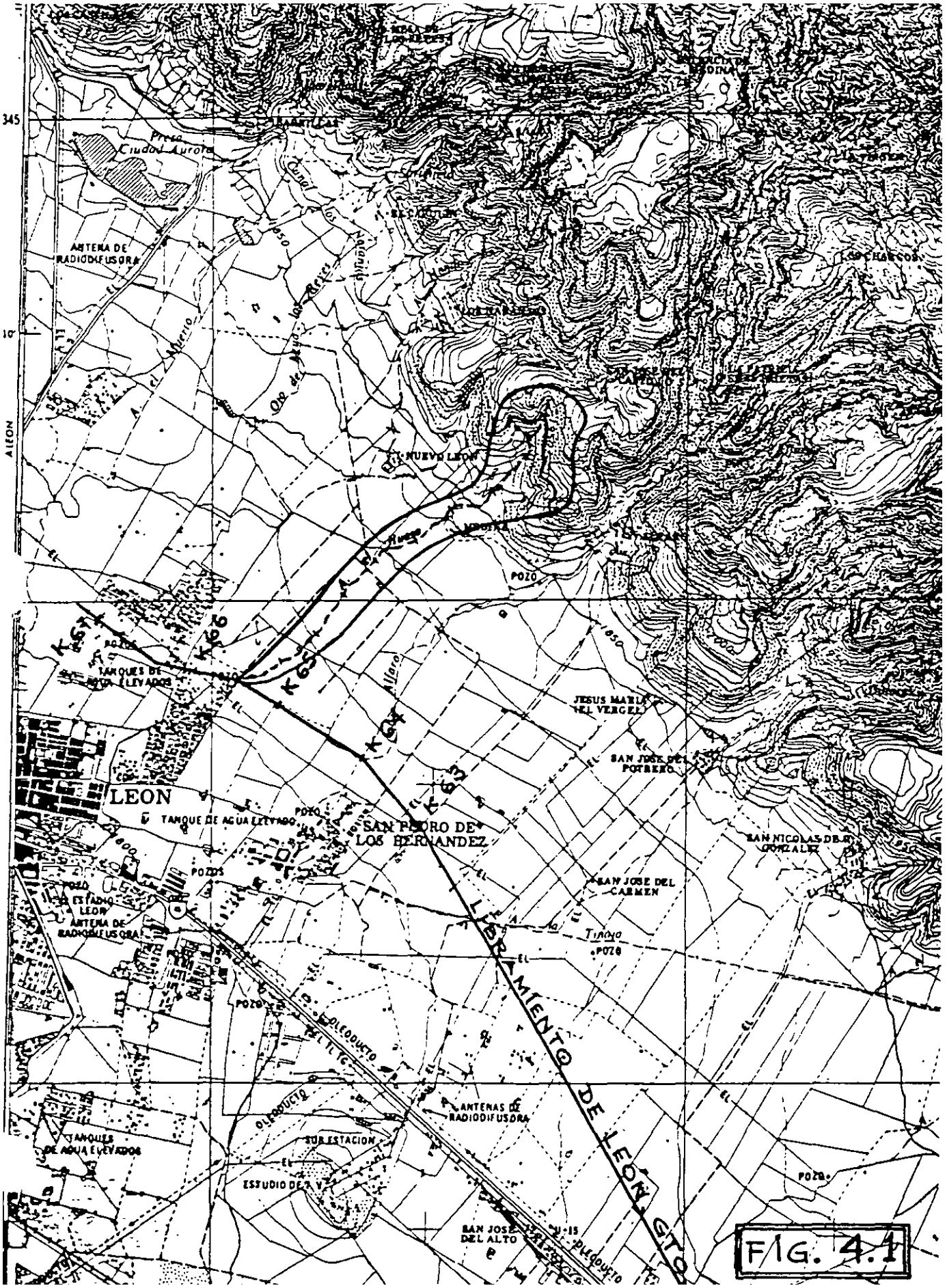
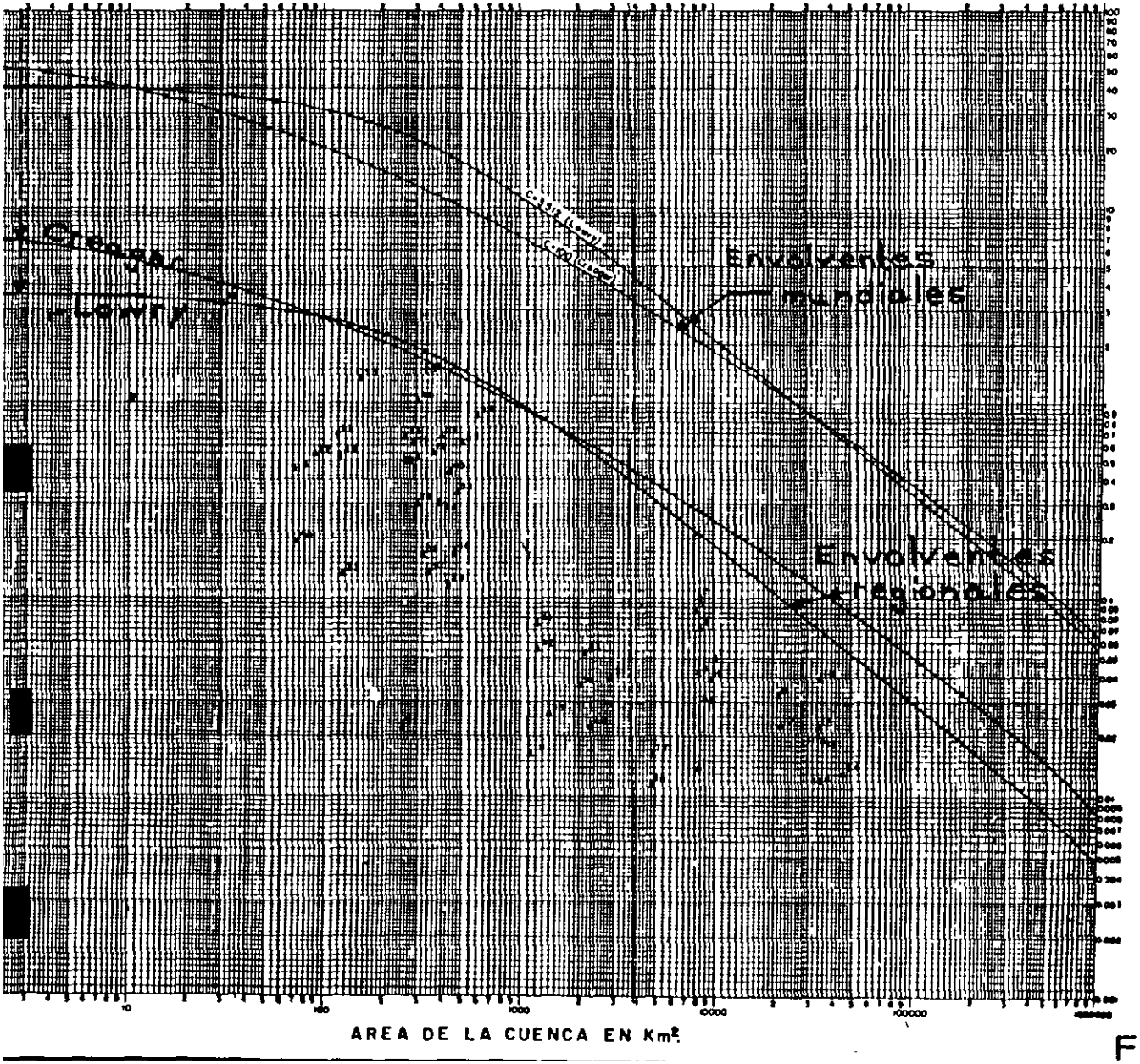

LEON
SAN PEDRO DE LOS HERNANDEZ
LIBRAMIENTO DE LEON, GTO.
ANTENA DE RADIODIFUSORA
TANQUES DE AGUA ELEVADOS
TANQUE DE AGUA ELEVADO
POZO
POZOS
OLEODUCTO
SUBESTACION
ESTUDIO DE T. V.
JESUS MARIA DEL VERGEL
SAN JOSE DEL POTRERO
SAN JOSE DEL CARMEN
SAN NICOLAS DE LOS GONZALEZ
SAN JOSE DEL ALTO
EL NUEVO LEON
Presa Ciudad Aurora
Canal
ALEON
345
10
K65
K66
K67
K68
K69
1650
1700
1750
1800

FIG. 4.1



VALORES DEL COEFICIENTE "C"

ZONA	C	CREAGER	LOWRY
Mundial (Creager) Texas, E. U. A. (Lowry)	100 3512	C= 0.503 log 386 A (A en Km²)	C=(A+259)^0.6

REGION HIDROLOGICA Nº 12 (PARCIAL)

CORRIENTE	ESTACION	CREAGER	LOWRY
Río de La Ene Río Andimdeuaro	Peñuelitas 20 Los Fresnos 39	C = 14	C = 302

CORRIENTES PRINCIPALES		ESTADOS COMPRENDIDOS
Río Lerma Río de La Laja Arroyo Temascalito Río Guanajuato Río Turbio Río Angulo Arroyo de Los Ocotes Río Andimdeuaro Río Huaracio	Río Duero Arroyo de Las Liebres Río Santiago Río Tula Río Atoyac	Querétaro Guanajuato Michoacán Jalisco

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE HIDROLOGIA

ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS INSTANTANEOS EN LA REGION HIDROLOGICA NUM. 12 (PARCIAL) CUENCA DEL RIO LERMA

Fig. 4.2

Con este valor como abscisa se entra a la gráfica de Creager (Fig.4.2), y - se obtiene el gasto unitario q correspondiente:

$$q = 6.8 \quad m^3/s/Km^2$$

$$\therefore \quad Q = 6.8 \times 2.75 = 18.7$$

$$Q \doteq 19 \quad m^3/s$$

Como se ve, este método es muy sencillo y rápido de aplicar, pero tiene el - inconveniente de que no toma en cuenta las características fisiográficas y - de precipitación de la cuenca particular en estudio. Además se desconoce el período de retorno asociado al gasto obtenido por este procedimiento lo cual impide adoptar un criterio económico de diseño en función de la probabilidad de falla de la estructura.

Como las envolventes de Creager se trazan por regiones hidrológicas y cada - región comprende un gran número de estaciones hidrométricas, se tiene una - probabilidad alta de que en alguna o algunas de éstas se presenten avenidas excepcionales correspondientes a períodos de retorno muy grandes, aun cuando individualmente muchas de estas estaciones posean un período de registro — corto.

Esto origina que en casi todas las regiones hidrológicas las envolventes de Creager den valores de los gastos muy exagerados para el proyecto de alcan— tarillas o de puentes, para los cuales se usan generalmente períodos de re- torno que varían de 25 a 50 y de 50 a 200 años, respectivamente.

Por lo que respecta a cuencas pequeñas, menores de 30 Km^2, se puede decir - que existe muy poca información en nuestro país, por lo que el método no está bien fundamentado en el intervalo de 0 a 30 Km^2.

4.2.2.- Método de Lowry.

Este método se basa en el mismo procedimiento que el de Creager, diferenciándose

dose de éste en la ecuación que define a la envolvente de los gastos máximos, la cual es más sencilla en el método de Lowry (ecuación 4.2).

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.8}} \qquad (4.2)$$

En esta ecuación las literales tienen el mismo significado que en la (4.1).

Ejemplo 4.2.- Obtener el gasto máximo por el método de Lowry para el mismo cruce del ejemplo 4.1, página 105.

Con el valor del área ya determinado ($A = 2.75$ Km^2) se entra a la gráfica de Lowry (Fig. 4.2) y se obtiene el gasto unitario q correspondiente:

$$q = 3.6 \ \text{m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$$

$$\therefore \ Q = 3.6 \times 2.75 = 9.9$$

$$Q \doteq 10 \ \text{m}^3/\text{s}$$

Por lo general este método da resultados más bajos que el de Creager para cuencas menores de 10 o mayores de 10,000 Km^2, pero más altos para cuencas comprendidas entre 100 y 1,000 Km^2. Entre 10 y 100 y entre 1,000 y 10,000 Km^2 puede dar más altos o más bajos.

Con respecto a este método se pueden hacer las mismas observaciones anotadas al comentar el de Creager.

4.2.3.- Método del Departamento de Puentes

El Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales de esta Secretaría, ha elaborado una gráfica que proporciona el gasto de proyecto para puentes en función del área y la forma de la cuenca y la pendiente del cauce principal. (Fig. 4.3).

La gráfica consta de 6 líneas quebradas, en papel logarítmico, formadas por 2 ó 3 tramos rectos. Cada línea es aplicable a varias regiones hidrológicas,

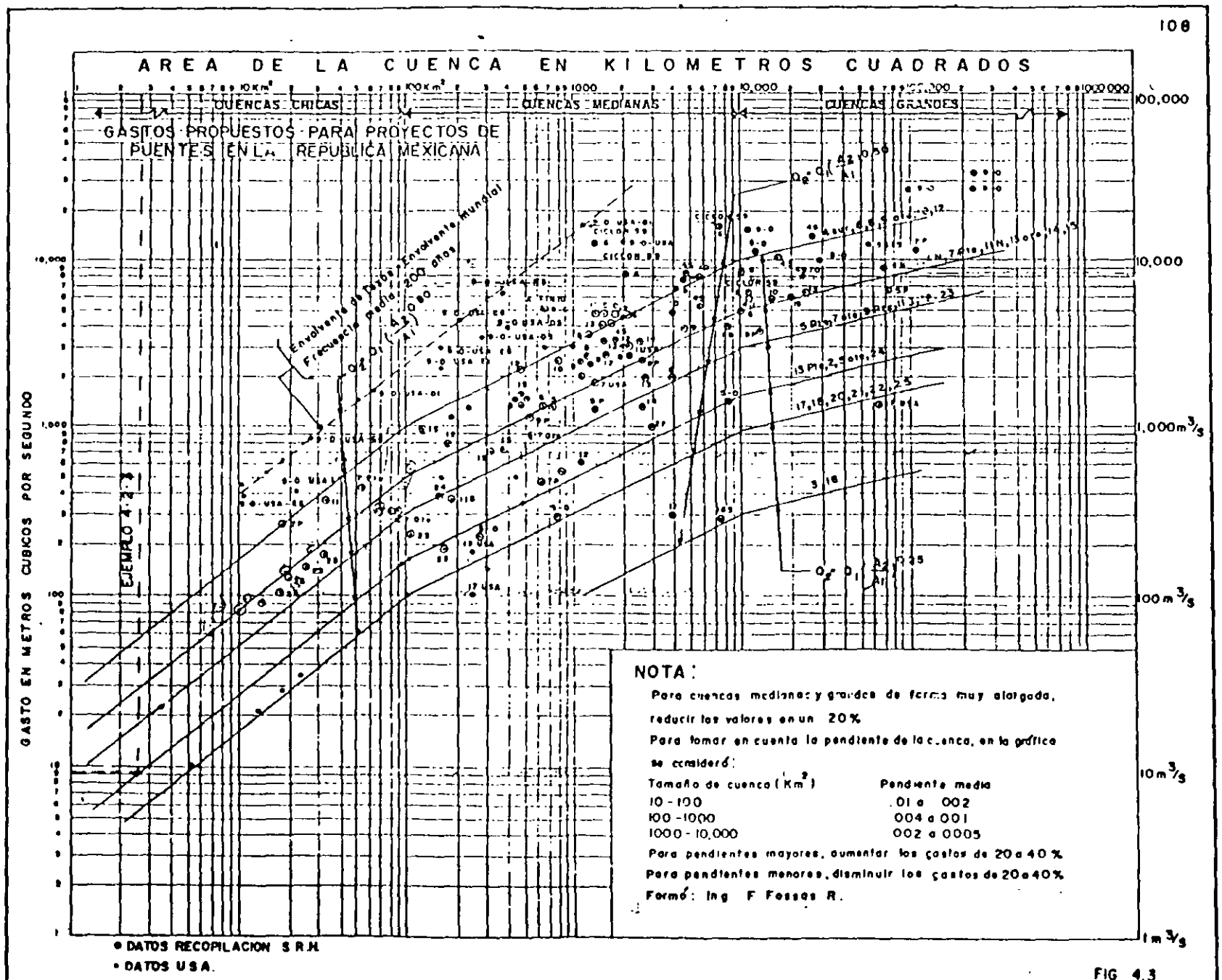

AREA DE LA CUENCA EN KILOMETROS CUADRADOS
CUENCAS CHICAS
CUENCAS MEDIANAS
CUENCAS GRANDES
GASTOS PROPUESTOS PARA PROYECTOS DE PUENTES EN LA REPUBLICA MEXICANA
Envolvente de Datos
Envolvente mundial
Frecuencia media 200 años
EJEMPLO 4.2.3
GASTO EN METROS CUBICOS POR SEGUNDO
100,000
10,000
1,000 m³/s
100 m³/s
10 m³/s
1 m³/s
NOTA:
Para cuencas medianas y grandes de forma muy alargada, reducir los valores en un 20%
Para tomar en cuenta la pendiente de la cuenca, en la gráfica se consideró:
Tamaño de cuenca (Km²) Pendiente media
10 - 100 .01 a 002
100 - 1000 004 a 001
1000 - 10,000 002 a 0005
Para pendientes mayores, aumentar los gastos de 20 a 40 %
Para pendientes menores, disminuir los gastos de 20 a 40%
Formó: Ing F Fossas R.
• DATOS RECOPILACION S R H.
• DATOS U S A.

FIG 4.3

anotadas en su extremo superior, para designar a las cuales se adoptó la primera clasificación de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. - El gasto en esta gráfica está dado en m3/s, a diferencia de las de Creager o Lowry que lo dan en m3/s/Km2.

Esta gráfica se elaboró con base en la información proporcionada por las estaciones hidrométricas con registros más amplios dentro de cada región hidrológica, complementada con datos históricos y registros de estaciones del vecino país del norte cercanas a nuestra frontera. En esta forma la información disponible se amplió, en algunos casos, hasta mediados del siglo pasado.

Después se graficaron en papel logarítmico los gastos máximos observados y - se trazaron líneas quebradas asociadas a las diferentes regiones hidrológicas, o sea que es un método similar al de Creager o Lowry pero, a diferencia de — éstos en los que se trazan curvas envolventes, en el del Departamento de Puentes se procuró trazar las líneas por en medio de los puntos graficados.

Si se tratara de asignar un período de retorno a la gráfica que estamos comentando, éste sería del orden de 100 años, de acuerdo con la experiencia — que se tiene en el Departamento mencionado al comparar los resultados de este método con los de otros que sí permiten relacionar la magnitud de los gastos con su frecuencia.

Ejemplo 4.3.- Obtener el gasto de proyecto por el método del Departamento de Puentes para el mismo cruce del ejemplo 4.1, página 105.

La región hidrológica a la que pertenece la cuenca en estudio es la Nº 5 ote., a la cual corresponde la tercera línea en orden ascendente de la gráfica mencionada (Fig. 4.3). El área de la cuenca es de 2.75 Km2 y la pendiente media del cauce de 0.034 por lo que de acuerdo con la nota incluída en la gráfica, el valor del gasto que resulte en el eje de las ordenadas se deberá - incrementar 20% para obtener el gasto de proyecto.

$\therefore$ Q = 1.2 x 9.2 = 11.04

Q ≐ 11 m3/s

Este método da valores más aproximados a los obtenidos por otros procedimientos más precisos, que los de Creager o Lowry, para el período de retorno de 100 años frecuentemente usado en el proyecto de puentes. Aún así debe considerarse de carácter preliminar y aplicarse sólo cuando se desea tener rápidamente una idea del orden de magnitud del gasto de proyecto.

4.2.4.- Método de Talbot.

Actualmente en la Secretaría de Obras Públicas se usa casi exclusivamente este método en el proyecto de las obras "menores" de drenaje o alcantarillas, es decir aquellas cuya longitud es igual o menor que 6 m.

Consiste en aplicar una fórmula empírica, publicada en 1887 por el Profesor A.N. Talbot de la Universidad de Illinois, E.U.A., la cual dedujo basado en los datos de escurrimiento de un gran número de observaciones efectuadas en el Oeste Medio de aquel país, sobre corrientes tributarias del río Mississippi.

La fórmula de Talbot es:

$$a = 0.183 \; C \; \sqrt[4]{A^3} \qquad (4.3)$$

en la cual

a = área hidráulica que deberá tener la alcantarilla (m2)

A = área de la cuenca por drenar (Ha)

C = coeficiente de escurrimiento que depende de la topografía de la cuenca. (Tabla 4.1)

Tabla 4.1.- Valores del coeficiente C de la fórmula de Talbot.

Características topográficas de la cuenca	Valor de C
Montañosa y escarpada	1.00
Con mucho lomerío	0.80
Con lomerío	0.60
Muy ondulada	0.50
Poco ondulada	0.40
Casi plana	0.30
Plana	0.20

Esta fórmula, por estar basada en las características de precipitación particulares de una región, no permite tomar en cuenta la variación en la intensidad de precipitación, factor de frecuencia y velocidad del flujo cuando se aplica a otras localidades.

El valor de la intensidad de precipitación asociada con las observaciones que sirvieron de base para la deducción de la fórmula fué del orden de 100 mm/hr, y la velocidad del agua dentro de la obra de drenaje fué de alrededor de 3 m/s.

Desde el moderno punto de vista hidrológico e hidráulico, la fórmula de Talbot da sólamente una idea muy tosca de la respuesta al problema, ya que supone que el área hidráulica de la alcantarilla es directamente proporcional al gasto y que éste varía con la potencia 3/4 del área de la cuenca. En realidad, la relación entre el área hidráulica de la alcantarilla y el área de la cuenca es bastante más compleja que la ley de la potencia 3/4, pues depende de muchas características físicas de la cuenca, así como de otros factores hidrológicos e hidráulicos involucrados en un problema dado.

La razón del uso tan extendido de esta fórmula radica en su simplicidad, pero

no hay que olvidar el formidable aliado que tenemos actualmente en la computadora electrónica y aún en la minicomputadora programable de bolsillo, que nos reduce muy importantemente la labor de cálculo, permitiéndonos aplicar - con igual facilidad métodos más elaborados pero también más precisos.

La fórmula de Talbot, según su autor, es aplicable a cuencas de hasta 200 - Km2 pero en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, al restringir su uso a las obras menores únicamente, se ha reducido ese valor a - 10 Km2 aproximadamente que es, en términos generales, el valor del área de la cuenca más grande que se puede drenar con una alcantarilla. Es de desear que en el futuro continúe la tendencia a eliminar este método y a substituirlo por otros mejor fundamentados.

Ejemplo 4.4.- Obtener el área hidráulica que deberá tener la obra de cruce del ejemplo 4.1, página 105.

Para determinar el valor del coeficiente C que se debe aplicar a este caso - se consideró la cuenca dividida en dos partes: una plana y una montañosa, — separadas por la curva de nivel 1,350 m. De la figura 4.1 se obtuvieron los siguientes valores de las áreas parciales:

Tipo de superficie	Area Km2	$\frac{\text{Area Parcial}}{\text{Area Total}}$	Coeficiente	Coeficiente Pesado
Plana	1.25	0.45	0.2	0.09
Montañosa	1.50	0.55	1.0	0.55
Sumas	2.75	1.00		0.64

El coeficiente pesado de escurrimiento es 0.64. Substituyendo este valor y el del área en la ecuación 4.3 se obtiene:

$$a = 0.183 \times 0.64 \times \sqrt[4]{275^3}$$

$$a = 7.91 \text{ m2}$$

Con objeto de comparar este resultado con los obtenidos por los otros métodos empleados, podemos deducir el gasto correspondiente a esta área hidráulica multiplicándola por la velocidad media obtenida en el estudio -- topohidráulico, que es de 2.7 m/s.

$$Q = 7.91 \times 2.7 = 21.37$$

$$Q \doteq 21 \ m3/s$$

4.2.5.- Método Racional.

A pesar de estar basado este método en ciertas hipótesis que generalmente no se cumplen y que se apartan más de la realidad mientras mayor es el área de la cuenca considerada, su uso se ha extendido ampliamente en muchos países debido a su gran sencillez. En el sistema métrico se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_p = 0.278\ C\ I\ A \qquad (4.4)$$

donde

Q_p = gasto de pico en m^3/s

C = coeficiente de escurrimiento, adimensional

I = intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en mm/hr.

A = área drenada en Km^2

0.278 = factor de homogeneidad de unidades.

El coeficiente C representa la relación entre el volúmen escurrido y el llovido y depende de las características de la cuenca. En la tabla 4.2 se muestran los valores de este coeficiente comúnmente empleados.

En caso de que la cuenca por drenar esté compuesta por diferentes tipos de suelo, el coeficiente de escurrimiento global C se calcula con la fórmula:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^{n} C_i\ A_i}{A} \qquad (4.5)$$

donde

C = coeficiente de escurrimiento global

C_i = coeficiente de cada área parcial

A_i = área parcial

n = número de áreas parciales

A = área total de la cuenca

Tabla 4.2 .- Valores del coeficiente "C" de la fórmula racional.

Tipo del área por drenar		Coeficiente de escurrimiento, C
Con césped	Pendiente, en porcentaje	
Suelo arenoso	2	0.05 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas comerciales		
Areas céntricas		0.70 - 0.95
Areas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales		
Areas familiares		0.30 - 0.50
Areas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Areas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Areas suburbanas		0.25 - 0.40
Areas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas industriales		
Claros		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Areas de recreo		0.20 - 0.35
Patios de FF CC		0.20 - 0.40
Areas provisionales		0.10 - 0.30

Calles	
Asfaltadas	0.70 - 0.95
De concreto	0.80 - 0.95
Enladrillado	0.70 - 0.85
Calzadas y banquetas	0.75 - 0.85
Azoteas y techados	0.75 - 0.95
Zonas rurales	
Campos cultivados	0.20 - 0.40
Zonas forestadas	0.10 - 0.30

Una de las hipótesis en que se basa la fórmula racional expresa que el gasto producido por una lluvia de intensidad constante sobre una cuenca es máximo cuando dicha intensidad se mantiene por un lapso igual o mayor que el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de salida de la cuenca, ya que al cumplir con esta condición toda el área de la cuenca contribuye al escurrimiento.

Por consiguiente, es necesario calcular previamente el tiempo de concentración para lo cual se emplea alguna de las muchas fórmulas empíricas que existen, como por ejemplo la determinada por Kirpich que se incluye a continuación:

$$Tc = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \qquad (4.6)$$

donde

Tc = tiempo de concentración, en horas

L = longitud del cauce principal, mas la distancia entre el inicio de éste y el parteaguas medida perpendicularmente a las curvas de nivel, en Km.

S = pendiente del cauce, adimensional, en decimales.

Una vez que se ha calculado el tiempo de concentración se puede determinar la intensidad de diseño, a partir de las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno de la estación pluviográfica más próxima a la cuenca en estudio, para lo cual se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado y se fija el período de retorno en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que la obra falle.

Las hipótesis más importantes en que se basa el método racional son las siguientes:

a) La duración de la precipitación coincide con el tiempo de pico del escurrimiento.

b) Todas las porciones de la cuenca contribuyen a la magnitud del pico del escurrimiento.

c) La capacidad de infiltración es constante en todo tiempo

d) La intensidad de precipitación es uniforme sobre toda la cuenca

e) Los antecedentes de humedad y almacenaje de la cuenca son despreciables.

Estas suposiciones básicas indican las limitaciones del método y son, por consiguiente, el punto crítico hacia el que se enfocan los ataques de que éste es objeto.

Además de las objeciones relativas a las hipótesis el método tiene los siguientes inconvenientes:

a) Proporciona solamente una estimación del gasto máximo sin tomar en cuenta la forma del hidrograma.-

b) El cálculo del tiempo de concentración se efectúa mediante fórmulas aproximadas, ensayadas en regiones que en general no son semejantes a las cuencas en estudio.

Ejemplo 4.5.- Obtener el gasto de proyecto por el método racional para el mismo cruce del ejemplo 4.1, página 105.

a) Cálculo del tiempo de concentración (fórmula 4.6):

Para aplicar esta fórmula necesitamos conocer los valores de L y S, los — cuales obtenemos de la figura 4.1:

$$L = 5.0 \quad Km$$

$$S = \frac{1,985 - 1,814}{5,000} = 0.034$$

substituyendo estos valores en la ecuación 4.6 se tiene:

$$Tc = 0.0662 \frac{(5)^{0.77}}{(0.034)^{0.385}} = 0.84 \text{ hr.} = 50.4 \text{ min.}$$

$$Tc \doteq 50 \text{ minutos}$$

b) Determinación del período de retorno.

En términos generales se puede decir que el período de retorno de proyecto depende principalmente de las dimensiones y del tipo de la obra de drenaje así como de la importancia de la vía terrestre. En el caso de las alcantarillas, un valor comúnmente empleado del período de retorno es el de 25 años, y en el caso de puentes de 50 ó 100 años. Por la magnitud del gasto obtenido con los otros métodos aplicados y por la topografía del cauce en la sección del cruce es de esperar que dicho gasto se pueda drenar con una estructura del orden de 6 m de claro, por lo que se considerará el período de retorno de proyecto de 25 años.

c) Cálculo de la intensidad de precipitación.

La estación pluviográfica que se usará será la misma que se usó en el ejemplo 2.5 para ilustrar el procedimiento de obtención de las curvas intensidad-duración-período de retorno. Repitiendo dicho procedimiento para el período de retorno de 25 años se obtiene la curva que se muestra en la siguiente figura 4.4.

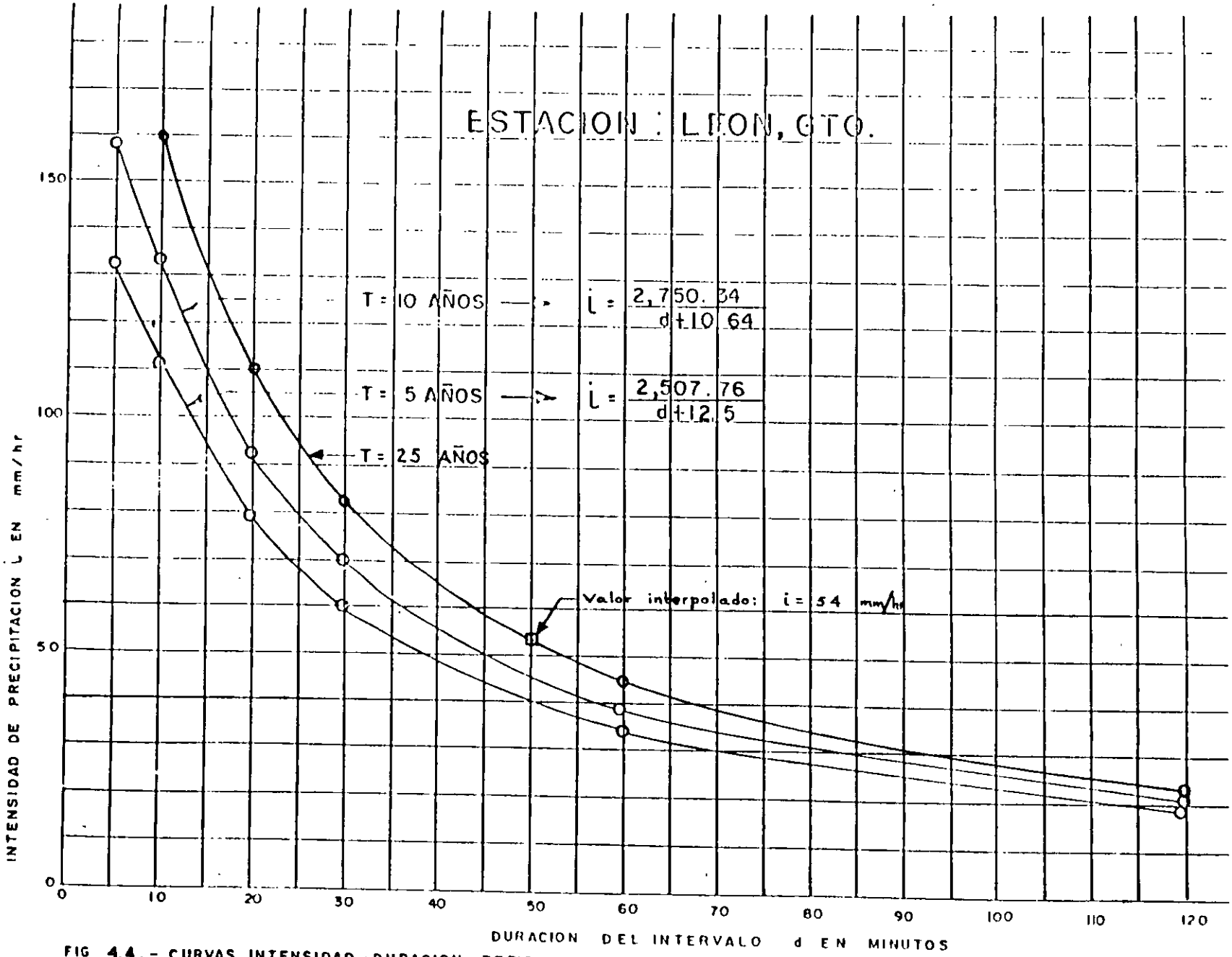


FIG 4.4.- CURVAS INTENSIDAD - DURACION - PERIODO DE RETORNO DE LA ESTACION LEON, GTO.

Entrando en dicha figura con la duración de 50 minutos (igual al tiempo de concentración determinado previamente) y el período de retorno de 25 años, se obtiene el valor de la intensidad de precipitación, que en este caso es de 54 mm/hr.

d) Cálculo del coeficiente de escurrimiento.

Por tratarse de una zona rural los valores aplicables son los correspondientes a los dos últimos renglones de la Tabla 4.2.

Se considerará la cuenca dividida en dos partes, en la misma proporción que en el ejemplo 4.4: la parte baja, que representa el 45% se usa para cultivo, por lo que el coeficiente aplicable es de 0.3, y la parte alta que representa el 55% está forestada, por lo que el coeficiente es de 0.2. Se han tomado los valores medios del intervalo indicado en la Tabla porque la fuente de donde se extrajo ésta no proporciona mayor información que permita afinar los valores del coeficiente.

Tipo de Superficie	Area Km2	Porcentaje del área total	Coeficiente	Coeficiente Pesado.
Cultivo	1.25	0.45	0.3	0.14
Forestada	1.50	0.55	0.2	0.11
Sumas	2.75	1.00		0.25

El coeficiente pesado de escurrimiento es 0.25.

Substituyendo los valores de los parámetros ya determinados en la expresión 4.4 se obtiene:

$$Qp = 0.278 \times 0.25 \times 54 \times 2.75$$

$$Qp = 10.3 \ m3/s$$

$$Qp \doteq 10 \ m3/s$$

4.2.6.- Método FAA.

Este método, al igual que el ARMCO que se verá enseguida, se usa exclusivamente en el proyecto del drenaje interior de los aeropuertos, es decir del sistema de drenaje destinado a evacuar las aguas pluviales que caen directamente sobre la superficie portuaria. Por consiguiente, dichos métodos no son aplicables a corrientes que se originan fuera de los límites del aeropuerto, para las cuales se usan otros métodos como, por ejemplo, el de Chow que se verá más adelante.

El método FAA es fundamentalmente igual al racional expuesto en el inciso anterior; la diferencia entre ambos radica exclusivamente en los valores del coeficiente de escurrimiento y en la fórmula usada para obtener el tiempo de concentración.

Este método lo desarrolló la Agencia Federal de Aviación (FAA) de los Estados Unidos de América, aplicando el método racional al caso específico de los aeropuertos y calibrando los dos parámetros básicos del método, es decir el coeficiente de escurrimiento y el tiempo de concentración, para las condiciones particulares que prevalecen en la mayoría de los aeropuertos.

Los valores del coeficiente de escurrimiento propuestos por la FAA se muestran en la Tabla 4.3 que se inserta a continuación, la cual sirve también para el método ARMCO que se verá más adelante.

Tabla 4.3.- Valores del coeficiente de escurrimiento de los métodos FAA Y ARMCC.

Tipo de Terreno o Superficie	Coeficiente de escurrimiento, C ó I (**)
Techos impermeables	0.75 a 0.95
Pavimentos flexibles	0.80 a 0.95
Pavimentos rígidos	0.70 a 0.90
Empedrados o enladrillados con juntas bien hechas	0.35 a 0.70
Suelos impermeables (*)	0.40 a 0.65
Suelos impermeables con césped (*)	0.30 a 0.55
Suelos ligeramente permeables (*)	0.15 a 0.40
Suelos ligeramente permeables con césped (*)	0.10 a 0.30
Suelos moderadamente permeables (*)	0.05 a 0.20
Suelos moderadamente permeables con césped (*)	0 a 0.10

(*) Con pendiente de 1 a 2%

(**) El coeficiente de escurrimiento se designa con la leta C en el método FAA y con la I en el ARMCO.

Para determinar el tiempo de concentración la FAA propone la siguiente fórmula:

$$Tc = \frac{1.3\ (1.1-C)\ \sqrt{D}}{\sqrt[3]{S}} \qquad (4.7)$$

en la cual

Tc = Tiempo de concentración, en minutos.

C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional.

D = Distancia, en piés.

S = Pendiente, en %

Esta ecuación se puede resolver gráficamente como se indica en la figura 4.5, la cual es aplicable a distancias de hasta 800 pies; para distancias mayores se debe usar la fórmula (4.7).

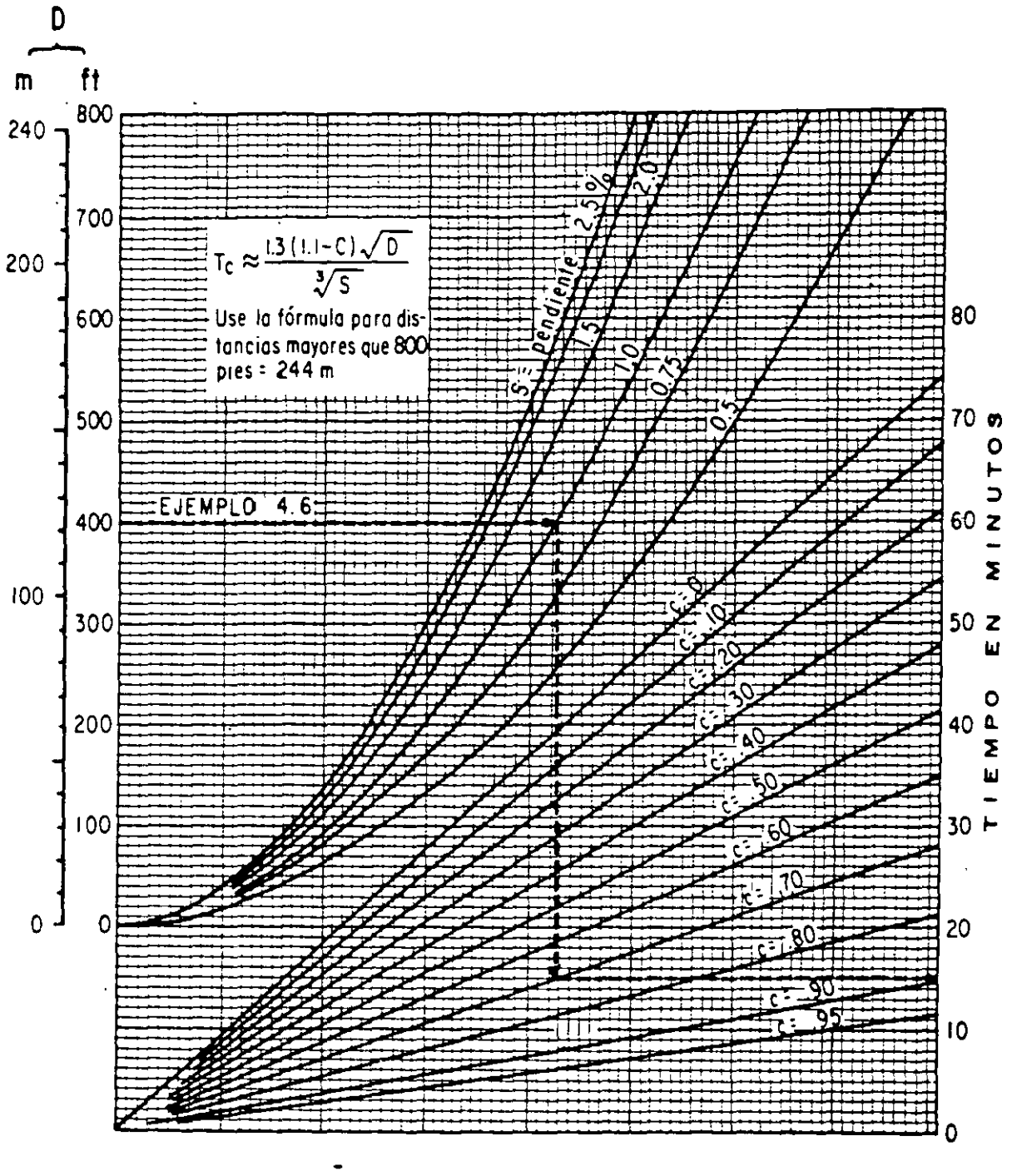


Figura 4.5.- Curvas para obtener el tiempo de concentración, en el flujo laminar.

A continuación se recurre a las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno para obtener la intensidad correspondiente a una duración igual al tiempo de concentración, para el período de retorno considerado. En el drenaje de aeropuertos se acepta comunmente la elección de un período de retorno de 5 años. Es cierto que tormentas de mayor período de retorno o asociadas a una perturbación atmosférica extraordinaria pueden ocasionar mayores volúmenes de escurrimiento; sin embargo, en esos casos, la perturbación por sí misma ocasiona el cierre de la navegación aérea al modificar notablemente las condiciones atmosféricas favorables al vuelo. Con este valor del período de retorno se tiene una probabilidad alta de que las obras de drenaje resulten excedidas durante la vida útil del aeropuerto, la cual generalmente se considera de 5 a 10 años. Sin embargo, se acepta exponer las obras de drenaje a esa eventualidad una o dos veces durante su vida útil, en virtud de que no representa un peligro serio para la propia estructura ni para otras instalaciones del aeropuerto, debido a que los volúmenes de escurrimiento no son muy grandes, por ser los correspondientes a la superficie portuaria exclusivamente, y a que las velocidades del flujo son relativamente bajas, por ser pequeñas las pendientes de los terrenos portuarios.

Ejemplo 4.6.- Obtener el gasto de proyecto de una alcantarilla que debe drenar la zona comprendida entre la pista, las calles de rodaje y la plataforma de operaciones de un aeropuerto, con las siguientes características:

$A = 0.02 \quad Km^2$

$S = 1.0\%$

$D = 400$ piés

El suelo se puede considerar impermeable (C=0.6) en el 50% de la superficie y pavimento flexible (C=0.8) en el otro 50%.

El aeropuerto se ubicará cerca de la ciudad de León, Gto., por lo que se usarán las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno de la figura 4.4 usadas en los ejemplos anteriores.

Cálculo del coeficiente pesado de escurrimiento.

Tipo de Superficie	Area Km2.	Porcentaje del área total.	Coeficiente	Coeficiente Pesado
Pavimento flexible	0.01	0.5	0.8	0.4
Suelo Impermeable	0.01	0.5	0.6	0.3
Sumas	0.02	1.0		0.7

El coeficiente pesado de escurrimiento es de 0.7.

Con los datos anteriores se entra a la gráfica de la figura 4.5 y se obtiene el tiempo de concentración

$$Tc = 15 \text{ minutos}$$

De las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno (Fig. 4.4) se obtiene la intensidad de precipitación correspondiente a la duración de 15 minutos (igual al tiempo de concentración), para un período de retorno de 5 años.

$$I = 95 \text{ mm/hr.}$$

Con los valores ya determinados de los parámetros que intervienen en la fórmula racional, ecuación 4.4, se resuelve ésta a continuación:

$$Q = 0.278 \times 0.7 \times 95 \times 0.02 = 0.37$$

$$Q = 0.37 \text{ m3/s.}$$

4.2.7.- Método ARMCO.

Este método es también una variante del método racional expuesto en el in-

ciso 4.2.5 y se usa, al igual que el FAA, exclusivamente en el proyecto — del drenaje interior de los aeropuertos.

La fórmula que da el gasto de proyecto es:

$$Q = \frac{A\ I\ R}{36f} \qquad (4.8)$$

en la cual

Q = Gasto de proyecto, en m3/s

A = Area drenada, en ha.

I = Factor de escurrimiento superficial o de impermeabilidad, adimensional.

R = Intensidad de lluvia para la duración de una hora, correspondiente al período de retorno considerado, en cm/hr.

f = Factor que depende de la pendiente de la superficie por — drenar, adimensional.

36 = Factor de homogeneidad de unidades.

Los valores del coeficiente I son los mismos que los del coeficiente de - escurrimiento C considerados en el método FAA (Tabla 4.3).

Los valores del factor f se indican a continuación (Tabla 4.4).

Tabla 4.4.- Valores del factor f del método ARMCO.

Pendiente S (%)	Factor de pendiente, f, (adimensional)
$S \leq 0.5$	3
$0.5 < S \leq 1$	2.5
$S > 1$	2

Ejemplo 4.7.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.6, página 124.

Se aplica la ecuación 4.8, de la cual ya se conocen A = 0.02 Km2 = 2 ha. e I = 0.7 que equivale al coeficiente C del ejemplo anterior.

El valor de R se obtiene de la figura 4.4 para d= 60 minutos y T = 5 años, resultando R = 35 mm/hr. = 3.5 cm/hr.

El valor de f se obtiene de la tabla 4.4, para S = 1%, de donde f = 2.5 -

Por último se aplica la ecuación 4.8:

$$Q = \frac{2 \times 0.7 \times 3.5}{36 \times 2.5} = 0.05 \text{ m3/s}$$

Como se puede observar, el gasto obtenido por este método es bastante menor que el del FAA. En general, se puede decir que los resultados de ambos métodos coinciden o son muy semejantes para casos en los que el tiempo de concentración es del orden de 2 a 3 horas; para tiempos de concentración menores el método ARMCO dará gastos de proyecto más pequeños que los del FAA y viceversa.

4.2.8.- Método de Dickens.

En 1865 C. E. Dickens publicó un artículo titulado "Gasto de Avenidas de - Ríos" en "Documentos Profesionales sobre Ingeniería Hindú". La fórmula que él propuso, en unidades del sistema inglés, es:

$$Q = CA^{0.75} \qquad (4.9)$$

donde

Q = Gasto de proyecto, en piés^3/s

A = Area de la cuenca por drenar, en ha.

C = Coeficiente que depende de las características de la cuenca y de la precipitación.

que es idéntica a la que 22 años más tarde propuso el profesor Talbot. - La diferencia entre ambas fórmulas radica exclusivamente en los valores - que dan los autores para el coeficiente C.

La fórmula 4.9, traducida al sistema métrico, resulta:

$$Q = 0.0139\ C\ A^{0.75} \qquad (4.10)$$

en la cual:

Q = Gasto de proyecto, en m3/s.

A = Area de la cuenca por drenar, en Km2

C = Coeficiente que depende de las características de la cuenca y de la precipitación.

0.0139 = Factor de conversión y de homogeneidad de unidades.

Dickens recomendó 5 valores para el coeficiente C, asociados con otras - tantas regiones de la India, los cuales oscilaban desde 200 hasta 2,200.

En 1924 S.K. Gurtu propuso otros valores para C en función de las caracte rísticas topográficas de la cuenca, así como de la clase y uso del suelo. El intervalo que cubrían estos valores de C era de 200 a 2,000 y presumiblemente eran también aplicables sólamente a la India.

En esta Secretaría se han usado otros valores de C, extraídos del "Manual para Ingenieros de Carreteras" de Harger y Bonney, los cuales se obtuvieron de experiencias en los Estados Unidos de América. Dichos valores de C toman en cuenta la topografía de la cuenca y la precipitación correspondiente a 24 horas de duración; se encuentran en la tabla que se incluye a continuación:

-

Tabla 4.5 Valores del coeficiente C de la fórmula de Dickens.

Características Topográficas de la cuenca.	Para Precipitaciones de 10 cm en 24 horas	Para Precipitaciones de 15 cm en 24 horas
Terreno plano	200	300
Con lomerío suave	250	325
Con mucho lomerío	300	350

Todos los comentarios hechos en relación con el método de Talbot son también aplicables al de Dickens, incluyendo lo referente a su rango de aplicabilidad.

Ejemplo 4.3.- Obtener el gasto de proyecto para el mismo cruce del ejemplo 4.1, página 103.

La altura de precipitación máxima en 24 horas registrada en la ciudad de León, Gto., es de 10.01 cm, por lo que se usarán los valores de C de la segunda columna de la tabla 4.5.

Por lo que respecta a la topografía de la cuenca, se considerará dividida en dos áreas parciales, en la misma forma que en el ejemplo 4.4.

Tipo de Superficie	Area Km2	Area Parcial / Area total	Coeficiente.	Coeficiente Pesado.
Plana	1.25	0.45	200	90
Con mucho lomerío	1.50	0.55	300	165
Sumas -	2.75	1.00		255

El coeficiente pesado de escurrimiento es de 255. Substituyendo este valor y el del área en la ecuación 4.10 se obtiene:

$$Q = 0.0139 \times 255 \times 2.75^{0.75} = 7.6$$

$$Q \doteq 8 \text{ m3/s}$$

4.2.9.- Método de Bürkli-Ziegler.

En 1880 el ingeniero hidráulico A. Bürkli-Ziegler publicó, en Zurich, Suiza, su conocida fórmula para el cálculo de atarjeas y colectores en los sistemas de drenaje citadinos. Las observaciones que sirvieron de base en la deducción de la fórmula se efectuaron en áreas relativamente pequeñas, de menos de 20 hectáreas.

No obstante las limitaciones inherentes a su deducción, se ha usado esta fórmula y aún se sigue usando dentro de esta Secretaría, aplicada al drenaje de carreteras y vías férreas, para cuencas mucho mayores que la indicada en el párrafo anterior, lo cual debe evitarse.

La fórmula se expresa como sigue:

$$Q = 0.022\ C\ A\ I\ \sqrt[4]{\frac{s}{A}} \qquad (4.11)$$

en la cual:

Q = Gasto de proyecto, en m3/s

C = Coeficiente que depende de la clase de terreno que forma la cuenca o área tributaria de la alcantarilla.

A = Area tributaria, en ha.

I = Precipitación en cm/hr correspondiente al aguacero más intenso (de 10 minutos de duración total)

s = Pendiente del terreno, en m/Km.

0.022 = Factor de conversión y de homogeneidad de unidades.

Los valores del coeficiente C se indican en la tabla siguiente:

Tabla 4.6.- Valores del coeficiente C de la fórmula de — Bürkli-Ziegler.

Clase de terreno	Coeficiente C
Calles pavimentadas y distritos comerciales	0.75
Calles ordinarias de la ciudad	0.65
Poblaciones con parques y calles con macádam	0.30
Terrenos de cultivo	0.25

Ejemplo 4.9.- Obtener el gasto de proyecto para el mismo cruce del ejemplo 4.1, de la página 103.

El coeficiente de escurrimiento, de acuerdo con la tabla 4.6, es de 0.25.

La intensidad de precipitación que se debe usar es la máxima registrada - para una duración de 10 minutos, o sea I = 14.4 cm/hr, obtenida de la tabla 2.5, página 31.

El valor de s se puede tomar del ejemplo 4.5, o sea s = 0.34 = 34 m/km — además, A = 2.75 Km2 = 275 ha.

Substituyendo los valores anteriores en la fórmula 4.11 se obtiene.

$$Q = 0.022 \times 0.25 \times 275 \times 14.4 \sqrt[4]{\frac{34}{275}} = 12.9$$

$$Q \doteq 13 \ m3/s$$

4.2.10.- Método de Horton.

Este método es aplicable especialmente al diseño de las obras de drenaje - del interior de los aeropuertos y está apoyado en un gran número de experiencias, por lo cual sus resultados son de gran confiabilidad.

Lo desarrolló el cuerpo de Ingenieros del Ejército y la Fuerza Aérea de — los Estados Unidos de América, aprovechando los amplios estudios desarrollados por R. E. Horton en materia de escurrimientos superficiales, así como la fórmula propuesta por éste para determinar el gasto de diseño, la — cual es aplicable a las superficies sensiblemente planas y de poca pendiente, en las que el escurrimiento no ha labrado cauces y fluye en forma de - lámina.

Como la aplicación directa de la ecuación que da el gasto de diseño es laboriosa, el Cuerpo de Ingenieros ya citado proporciona una serie de gráficas que dan la solución en el sistema inglés. Estas gráficas son muy útiles dentro de los Estados Unidos de América, pero no se pueden aplicar con igual confianza en cualquier otro país, ya que dentro de esas gráficas está la de las "Curvas Estándar de Intensidad de Precipitación-Duración" que están íntimamente asociadas con los factores climáticos característicos de aquella nación.

Por lo anterior, el coordinador de esta ponencia propone el procedimiento gráfico que se detalla más adelante, el cual posee, con respecto al del — Cuerpo de Ingenieros mencionado, las siguientes ventajas:

a) Es más general, es decir que se puede aplicar a cualquier sitio, ya que permite utilizar la información pluviográfica propia del lugar en que se - emplee.

b) Es más sencillo, ya que con una figura substituye a 16 del otro procedimiento. (Esto se puede lograr en virtud de que para el diseño de las obras de drenaje y para un período de retorno determinado interesa determinar — sólamente el gasto máximo).

c) Es más amplio, pues cubre un intervalo de σ (precipitación excedente) 75% mayor.

d) Es más riguroso, ya que elimina el error introducido por el Cuerpo de Ingenieros al considerar que las curvas de "Precipitación excedente-Duración" tienen la misma forma que las de "Intensidad de Precipitación-Duración". (Este error puede llegar a valer hasta 10% del resultado final, del lado opuesto a la seguridad).

e) Es más práctico, pues utiliza el sistema métrico en vez del sistema inglés.

A continuación se presenta la fórmula básica de este método, en unidades del sistema métrico:

$$q=0.0275\ \sigma \tan h^2 \left[0.3194\ t_c\ (\sigma/nL)^{0.50}\ s\ 0.25\right] \qquad (4.12)$$

en la cual

q = gasto máximo por unidad de área en el extremo inferior de una franja elemental de una superficie pavimentada, con césped o descubierta, en m3/ s/ha.
(También se aplica al gasto en el punto de concentración de una cuenca de forma cualquiera).

σ = intensidad de precipitación en exceso, en cm/hr.

$$\sigma = I_c - \phi \qquad (4.13)$$

I_c = intensidad de precipitación correspondiente a la duración t_c, en cm/hr.

ϕ = capacidad de infiltración, en cm/hr. (Tabla 4.7)

tanh = tangente hiperbólica, $\left(\tanh x = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}\right)$

t_c = duración crítica de la tormenta, en minutos, es decir, la duración correspondiente a la intensidad que produce el gasto máximo. (Fig. 4.7).

n = coeficiente de retardo, adimensional. (Tabla 4.8)

L = longitud efectiva de la cuenca por drenar, desde el punto más alejado del parteaguas hasta el punto de concentración, en metros. Se mide en dirección paralela a la máxima pendiente.

S = pendiente de la superficie, en decimales.

A continuación se incluye la tabla 4.7, en la cual se indican los valores medios de infiltración para los diferentes tipos de suelos considerados en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. (S.U.C.S.).

Tabla 4.7.- Valores de infiltración, ϕ

Descripción del Suelo	Símbolo S.U.C.S.	Infiltración, ϕ cm/hr
Mezcla de arena y grava	GW, GP, SW, SP,	2.0 - 2.5
Gravas limosas y arenas limosas a limo inorgánico, y margas -- descubiertas.	GM, SM, ML, MH, OL	0.8 - 1.5
Arena limoarcillosa a arcilla arenosa	SC, CL,	0.5 - 0.8
Arcillas, inorgánicas y orgánicas	CH, OH	0.25 - 0.5
Roca desnuda, no demasiado fracturada.	-	0.0 - 0.25

Estos valores medios son para suelos sin compactar. Cuando los suelos se compactan, los valores de infiltración decrecen entre 25 y 75%, dependiendo del grado de compactación y del tipo de suelo. El efecto de la vegetación generalmente es el de reducir la capacidad de infiltración de los suelos -- gruesos y de aumentar la de los suelos arcillosos, debido a que modifica la permeabilidad de dichos suelos.

Para superficies cubiertas de pasto se supone comúnmente una capacidad de infiltración de 1.2 cm/hr, aunque en ocasiones se pueden usar valores hasta del doble de éste. Para las superficies pavimentadas o techadas se considera una capacidad de infiltración nula.

Aunque se sabe que la infiltración es variable, ya que depende, entre otros factores, de la estructura y la humedad del suelo, la cobertura, la humedad y la temperatura ambiente, se supone, para fines de cálculo, que es constante durante la tormenta considerada. Como también la intensidad de precipitación se supone constante, se acepta que la precipitación en exceso C será uniforme durante la tormenta.

Si la cuenca en estudio se compone de varios tipos de superficie, se calcula la infiltración ϕ promedio en función directa del ára asociada a cada ϕ, es decir:

$$\phi = \frac{\sum_{i=1}^{m} \phi_i \ A_i}{A} \qquad (4.14)$$

donde

ϕ = capacidad de infiltración promedio en toda la cuenca, en cm/hr.

ϕ_i = capacidad de infiltración para cada área parcial, en cm/hr.

A_i = área parcial, en ha.

m = número de áreas parciales

A = área total de la cuenca, en ha.

De igual manera se obtiene el valor promedio del coeficiente de retardo n:

$$n = \frac{\sum_{i=1}^{m} n_i \ A_i}{A} \qquad (4.15)$$

donde

n = coeficiente de retardo promedio para toda la cuenca.

n_i = coeficiente de retardo para cada área parcial,

y las demás literales tienen el mismo significado que en la fórmula 4.14 .

A continuación se inserta la tabla 4.3 con los valores de n.

Tabla 4.8 Valores del coeficiente de retardo n.

Superficie	n
Pavimentos y acotamientos	0.01
Suelo desnudo compacto libre de piedra	0.10
Cubierta de pasto escaso o superficie descubierta moderadamente rugosa	0.30
Cubierta de pasto normal	0.40
Cubierta de pasto denso	0.30

Secuencia de cálculo.

a) Elaborar las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno.

En el capítulo anterior, páginas 26 a 37, se describió con detalle el procedimiento para elaborar estas curvas.

b) Determinar el valor de n de acuerdo con el tipo de superficie de la cuenca. En caso de haber varios tipos, obtener la n promedio con la ecuación 4.15.

c) Determinar la longitud efectiva L de la cuenca por drenar, de acuerdo con la definición dada en párrafos anteriores.

d) De la planta topográfica obtener el valor de S.

e) Con los valores ya determinados de n, L y S, obtener el valor de L" mediante la gráfica de la figura 4.6.

f) Con el valor de L" se encuentra el valor de la duración crítica t_c, mediante la gráfica de la figura 4.7.

g) Con este valor de t_c recurrir a las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno para obtener la intensidad de precipitación I_c asociada a la duración crítica t_c.

h) Obtener el valor de la infiltración de la tabla 4.7, en función del tipo de suelo o superficie de la cuenca. En caso de haber varios tipos, obtener la ϕ promedio con la ecuación 4.14.

i) Obtener el valor de σ , ecuación 4.13.

j) En la gráfica de la figura 4.8, se entra con el valor de L" obtenido de la figura 4.6 hasta encontrar la curva correspondiente a la σ determinada antes, para salir con el gasto q.

k) Como q es el gasto por unidad de área, simplemente se multiplica este valor por el área de la cuenca para tener el gasto total de diseño en el punto de concentración.

Ejemplo 4.10.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.6, página 120.

a) Las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno (Ver figura 4.4, pág. 115), ya se obtuvieron con anterioridad para este caso, en el ejemplo 4.6.

b) De la tabla 4.8 se obtienen los siguientes valores de n:

Pasto normal (1 ha), $n_1 = 0.40$

Pavimento (1 ha) $n_2 = 0.01$

y se aplica la ecuación 4.15 para obtener el valor promedio.

$$n = \frac{(0.40 \times 1) + (0.01 \times 1)}{1 + 1} = \frac{0.41}{2} = 0.205$$

$n \doteq 0.20$

c) L = 400 pies = 122 m

d) S = 0.01

e) En la figura 4.6 se entra con la longitud efectiva, es decir la medida en las plantas topográficas, igual a 122 m, se llega a la recta correspondiente a n = 0.20, después a la recta de S = 0.01, y por último al eje de las longitudes equivalentes donde se lee:

L" = 60 m

f) En la figura 4.7 se entra con este valor de L" y se obtiene t_c :

t_c = 19.5 minutos

g) En la figura 4.4 se entra con la duración de 19.5 minutos y período de retorno de 5 años, para obtener la intensidad de precipitación correspondiente.

I_c = 80 mm/hr = 8.0 cm/hr.

h) Por lo que respecta a la infiltración se usarán los valores más comunes para los tipos de superficies que se tienen en este problema, es decir:

Pasto normal (1 ha), ϕ_1 = 1.2 cm/hr

Pavimento (1 ha) ϕ_2 = 0

y se aplica la ecuación 4.14 para obtener el promedio pesado:

$$\phi = \frac{(1.2 \times 1) + (0 \times 1)}{1 + 1} = 0.6 \text{ cm/hr.}$$

i) Se obtiene el valor de la precipitación excedente:

σ = 8.0 - 0.6 = 7.4 cm/hr.

j) En la gráfica 4.8 no se encuentra dibujada la curva correspondiente a - σ = 7.4 cm/hr, pero se puede interpolar linealmente entre las 2 curvas más próximas a este valor, para salir con el valor de q.

q = 0.13 m^3/s /ha.

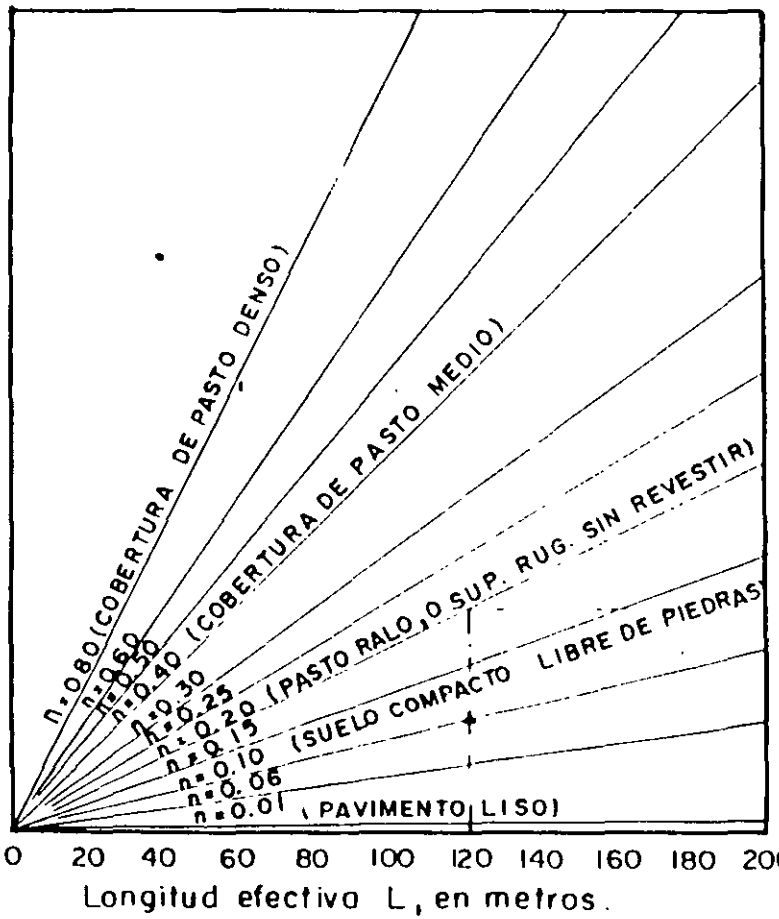
k) Por último se obtiene el gasto de diseño:

$Q = q \times A$

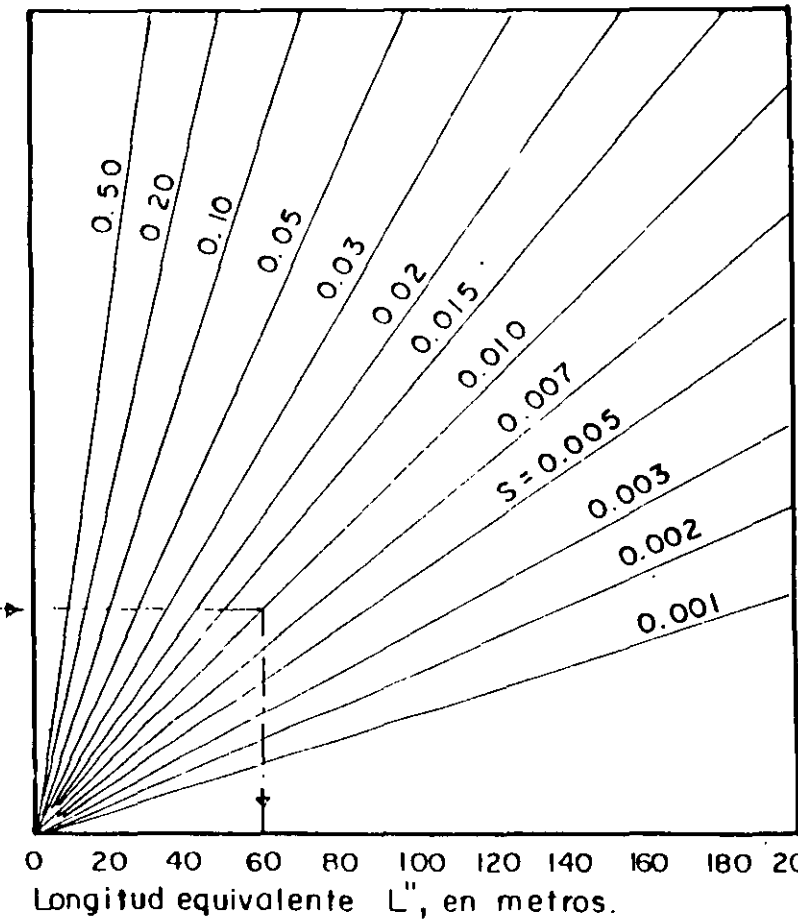
$Q = 0.13 \times 2$

$Q = 0.26 \ m^3/s$

A.- Efecto de n en la duración crítica t_c



B.- Efecto de S en la duración crítica t_c



NOTA : La longitud equivalente L" es tal que si se usa L" con n=0.40 y S = 0.01 se obtiene el mismo resultado que con la L, n y S originales, es decir, los propios de la cuenca.

Fig. 4.6.- Longitud equivalente L", con base en los parámetros L, n y S

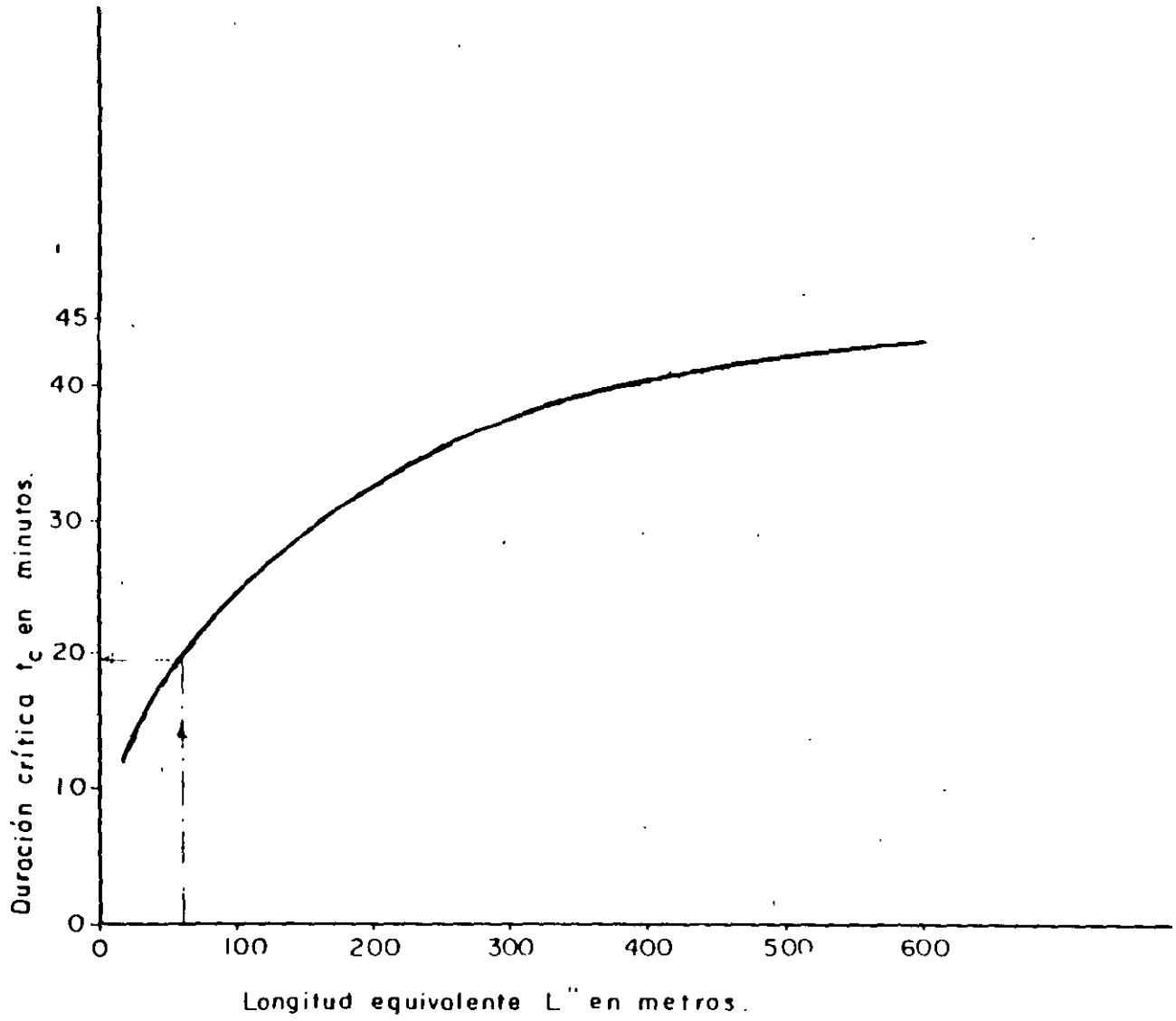


Figura 4.7 – Duración crítica t_c en función de L"

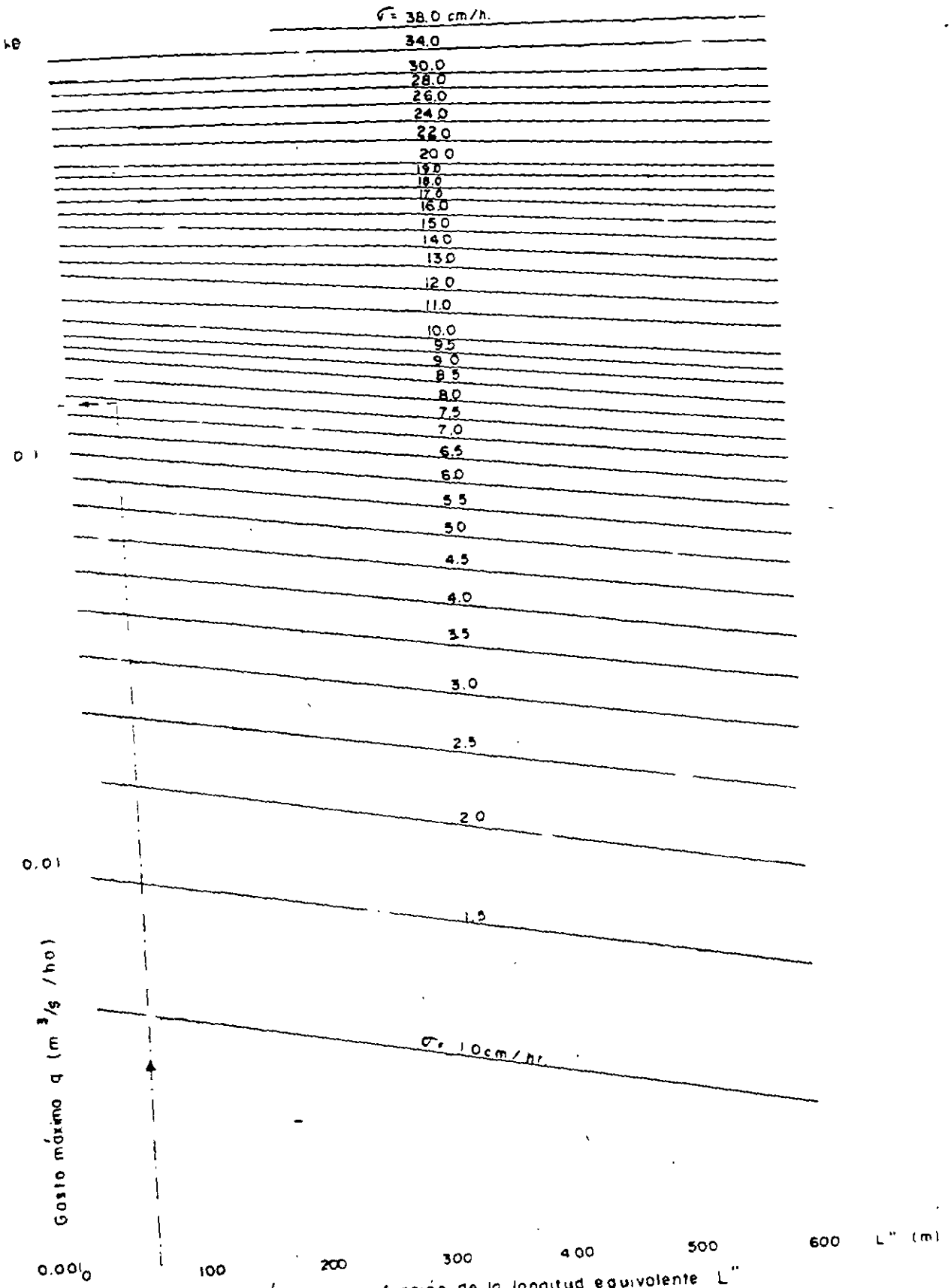


Fig 4.8- Gasto máximo q en función de la longitud equivalente L"

4.2.11.- Método de Sánchez Bribiesca.

La fórmula propuesta por el Ing. J.L. Sánchez Bribiesca para calcular el — gasto máximo de una cuenca pequeña (hasta de 100 Km2) es la siguiente:

$$Q = \frac{f_D\, f_W\, h_E\, A}{4500} \qquad (4.16)$$

donde

Q = gasto de diseño, en $\frac{m^3}{seg}$

f_D = coeficiente de duración, adimensional

f_W = coeficiente de precipitación, adimensional

h_E = altura de precipitación en exceso, en metros

A = área de la cuenca, en m^2.

La secuencia para obtener el gasto de diseño es la siguiente:

1° - Investigar la duración de las tormentas de la cuenca; si son rápidas e intensas se pensará en media hora o si son muy prolongadas, en 3 ó 4 - horas; esto permitirá escoger el factor f_D según la figura 4.8.

2° - De acuerdo con la frecuencia de las tormentas y con la humedad de la - zona se selecciona f_W, según la tabla 4.9. Los dos factores mencionados definen el clima por lo cual, a la tabla original que consta de la primera y tercera columnas solamente, se le agregó la columna central con la denominación equivalente del clima en términos de la clasificación adoptada por la CETENAL.

3° - Reconocer la cuenca, si no se ha calibrado previamente, para escoger - el número de escurrimiento N de la tabla 4.10.

Cuando la cuenca tiene diferentes valores de N, se calcula el promedio pesado de ellos.

4° - Determinar el valor de h_1 o sea la máxima precipitación correspondiente a una hora de duración, registrada en la cuenca o en la estación — más cercana a ella.

Sólamente en el caso de no encontrar ninguna información se considerará el valor obtenido de la figura 4.9.

El valor de h_1 será más confiable cuanto más cercana esté la cuenca a una de las 40 estaciones mostradas en la figura; en el caso de duda se recomienda usar el límite superior de la zona

5° - Obtener el valor de h_E de la figura 4.10, en función de h_1 y N.

6° - Medir el área de la cuenca sobre la carta topográfica o las fotografías aéreas, donde previamente se ha delimitado.

7° - Sustituir los valores de las literales en la fórmula 4.16 para encontrar el gasto de diseño.

8° - Por último debe comprobarse que el gasto determinado por este procedimiento no exceda el valor del gasto dado por la curva de la figura - - 4.11, la cual es una envolvente de Creager de gastos máximos correspondiente a la República Mexicana.

A continuación se inserta la tabla 4.9 con los valores del coeficiente de - precipitación f_W.

Tabla 4.9.- Valores del coeficiente de precipitación f_W.

CONDICION (SEGUN EL AUTOR)	FUENTE DE INFORMACION: CARTAS DE CLIMAS	VALOR DE f_W
Aguaceros aislados en zonas secas o de pluviosidad media.	Climas secos y Semisecos	1
Aguaceros en época de lluvias en zonas de pluviosidad media.	Clima Subhúmedo	1.5
Aguaceros en zonas muy húmedas de fuerte pluviosidad y de tormentas frecuentes.	Clima húmedo	2

En opinión de los autores de esta ponencia es mas apropiado comparar el valor del gasto máximo dado por la ecuación 4.16 con la envolvente de Creager de gastos máximos correspondiente a la región hidrológica dentro de la cual se encuentre la cuenca en estudio y no con la de la República Mexicana, ya que en algún caso podría resultar un gasto de diseño demasiado exagerado.

TABLA 4.10.- VALORES DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N.

C O B E R T U R A .			S U E L O		
DESCRIPCION SEGUN AUTOR	DESCRIPCION S/DETENAL.		Permeabilidad		
	Fuente de información: Carta de Uso del Suelo.	Fuente de información de pendiente y drenaje: Carta Topográfica; de Textura: Carta Edafológica.	Permeable (arenoso)	Medio	Poco permeable (arcilloso)
Ninguna	Desprovista de vegetación. Zonas urbanas e Industriales.	Cualquiera	80	87	94
Sembrado, fuerte pendiente y buen drenaje.	Uso agrícola	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje — bien integrado.	65	(75)	85
Sembrado, baja pendiente, ondulado. Mal drenaje.	Uso agrícola	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaja ausente, mal integrado.	60	(70)	80
Pastizal, fuerte — pendiente y buen — drenaje.	Uso pecuario	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje - - bien integrado.	70	80	90
Pastizal, ondulado y mal drenaje.	Uso Pecuario	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	50	65	80
Matorral	Agociaciones especiales de vegetación.		40	(60)	80
Bosque, fuerte pendiente y buen drenaje.	Uso forestal	Pendiente mayor que 12%, con textura de media a fina. Drenaje bien integrado.	50	65	80
Bosque con baja pendiente, ondulado y - mal drenado.	Uso forestal	Pendiente menor que 12%, con textura gruesa. Drenaje ausente, mal - integrado.	35	55	75

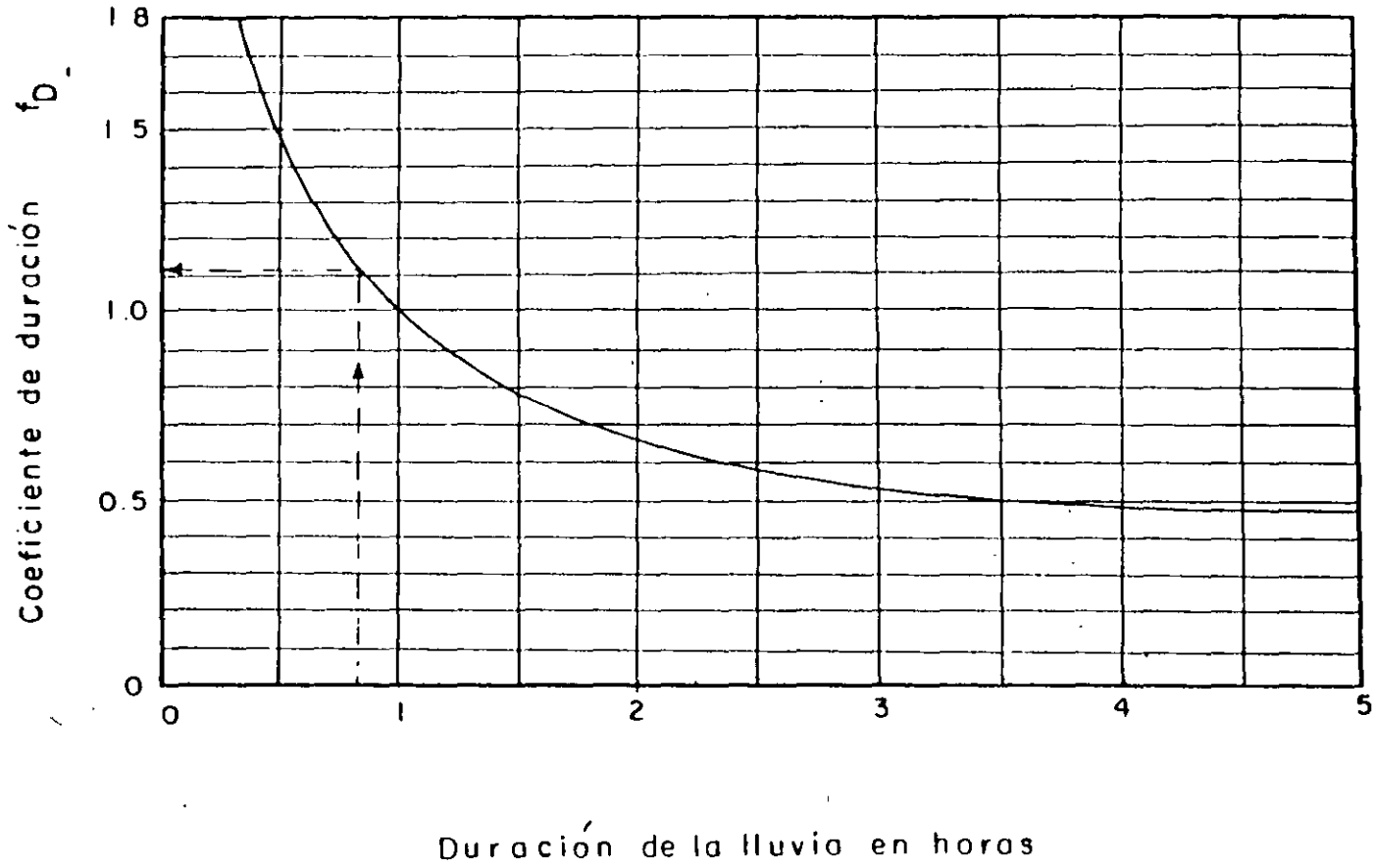


Figura 4.8. - Gráfica para obtener f_D

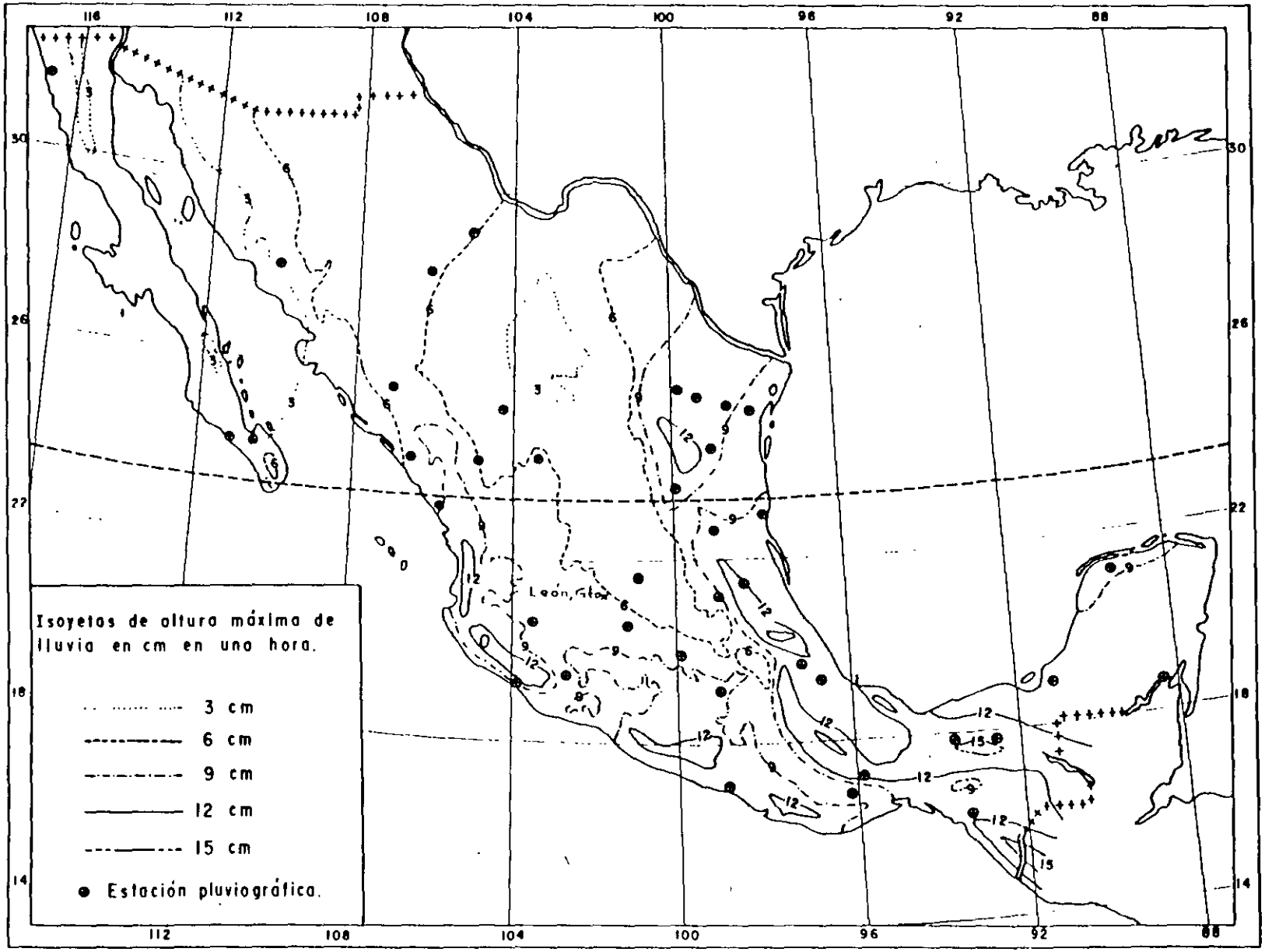


Fig. 4-9 .- Valores de h_1

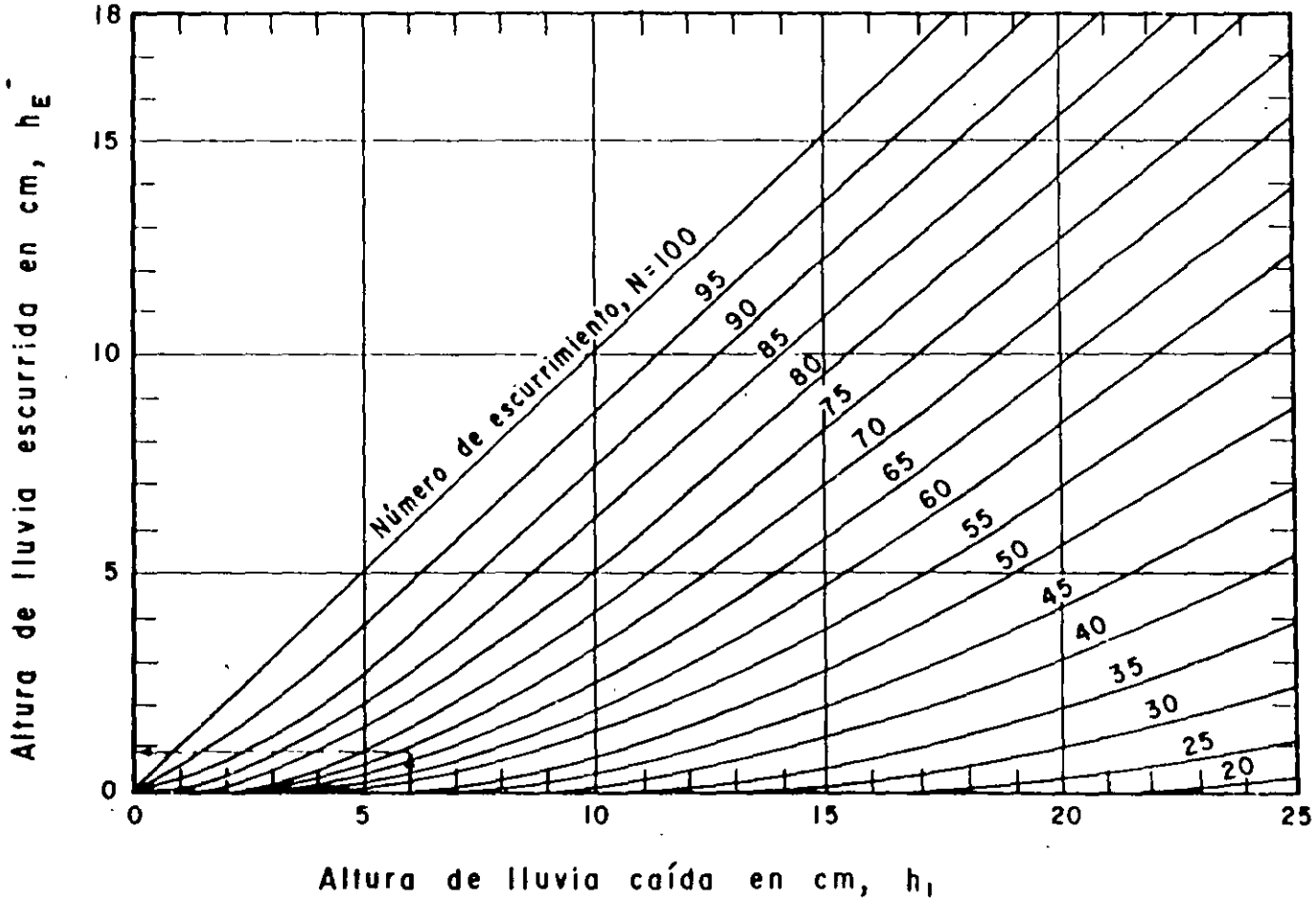

Altura de lluvia escurrida en cm, h_E
18
15
10
5
0
0
5
10
15
20
25
Número de escurrimiento, N=100
95
90
85
80
75
70
65
60
55
50
45
40
35
30
25
20
Altura de lluvia caída en cm, h_1

Fig. 4-10

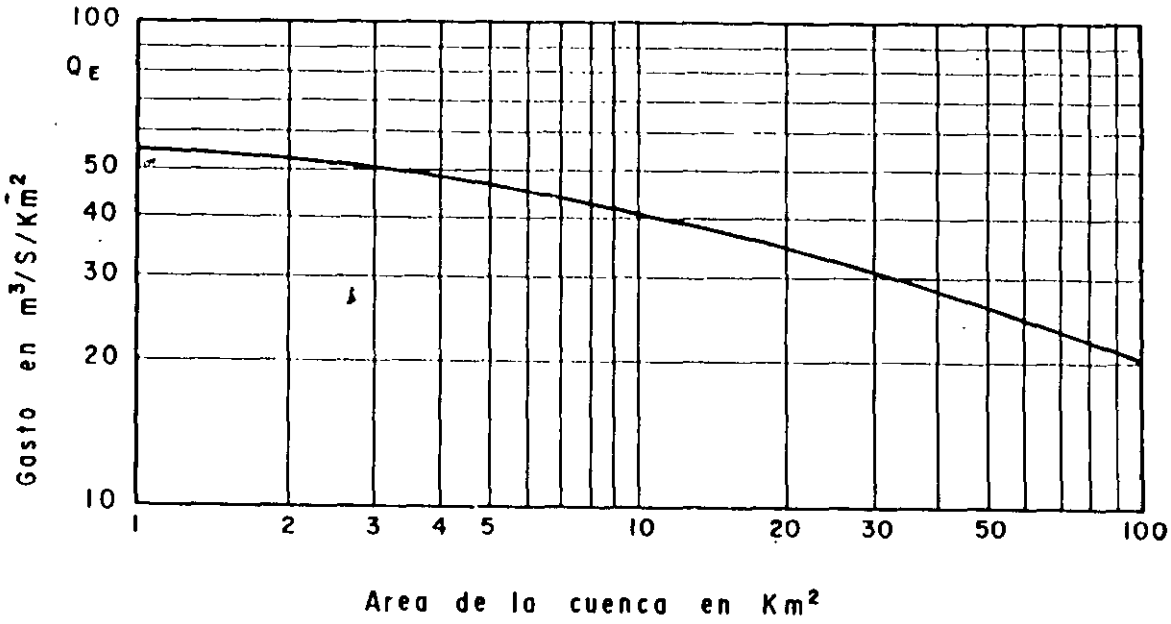


Fig. 4-II.-Envolvente de gastos máximos de la República Mexicana
(Curva de Creager)

Ejemplo 4.11.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.1, página 103.

1° El primer paso consiste en determinar el factor f_D en función de la duración de las tormentas de la cuenca, para lo cual el autor de este método proporciona un criterio subjetivo y muy vago. En vez de esto, el coordinador de esta ponencia propone usar la duración correspondiente al tiempo de concentración obtenido con la fórmula 4.6, página 112, es decir:

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \qquad (4.6)$$

en la cual:

$$L = 5.0 \text{ Km}$$

y $$S = 0.034$$

ambos parámetros obtenidos de la carta topográfica.

$$\therefore \quad T_c = 0.0662 \frac{(5)^{0.77}}{(0.034)^{0.385}} = 0.84 \text{ hr} = 50.4 \text{ min.}$$

$$T_c \doteq 50 \text{ minutos}$$

A continuación se entra a la gráfica de la figura 4.8 con el valor de la duración igual a 50 minutos y se obtiene el de f_D:

$$f_D = 1.12$$

2° En la carta de climas 14Q-III, QUERETARO aparecen junto a la ciudad de León, Gto., los siguientes símbolos relativos al clima:

$$BS_1hw\ (w)\ (e)_g$$

lo cual indica que se trata de un clima semiseco y semicálido.

A continuación se obtiene el valor de f_W de la tabla 4.9, en la cual se ve que a los climas semisecos les corresponde un coeficiente de precipitación de 1:

$$f_W = 1$$

3° El valor de N se obtiene con ayuda de las cartas de uso del suelo y edafológica de la DETENAL denominadas Nuevo Valle de Moreno F-14-C-42.

Combinando la información que aparece en las dos cartas se puede hacer una división simplificada de la cuenca en áreas parciales como se indica en el croquis de la figura 4.15, página 154.

La parte baja de la cuenca, en la carta de uso del suelo tiene los símbolos At_pA-ArA y $Ar(A-S_p)$ que corresponden al uso agrícola, y en la carta edafológica $\frac{Hh}{2a}$, indicando el "2" que se trata de un suelo con textura media y la "a" que es un terreno plano a ligeramente ondulado. Con esta información se escoge la N = 70 de la tabla 4.10.

La parte media de la cuenca tiene los símbolos At_p A, que también corresponde a uso agrícola y $\frac{Hh + Hl}{2c}$ que indica textura media y pendiente mayor de 20%, con lo cual se encuentra en la tabla 4.10 que N = 75.

Por último, la parte alta de la cuenca tiene los símbolos Ms No que significan "Matorral Subinerme" y "Nopalera", es decir, asociaciones especiales de vegetación, y $\frac{Hh + Hl}{2c}$, ya explicado en el párrafo anterior, con lo cual se encuentra en la tabla 4.10 que N = 60.

Con los valores anteriores se determina el promedio pesado de N.

Localización (1)	Area Parcial Km2 (2)	Area parcial / Area total (3)	Valor de N (4)	Producto de (3) x (4)
Parte baja	1.35	0.49	70	34.3
Parte media	0.35	0.13	75	9.7
Parte alta	1.05	0.38	60	22.8
Sumas	2.75	1.00		66.8

Se redondea el valor de N a 67.

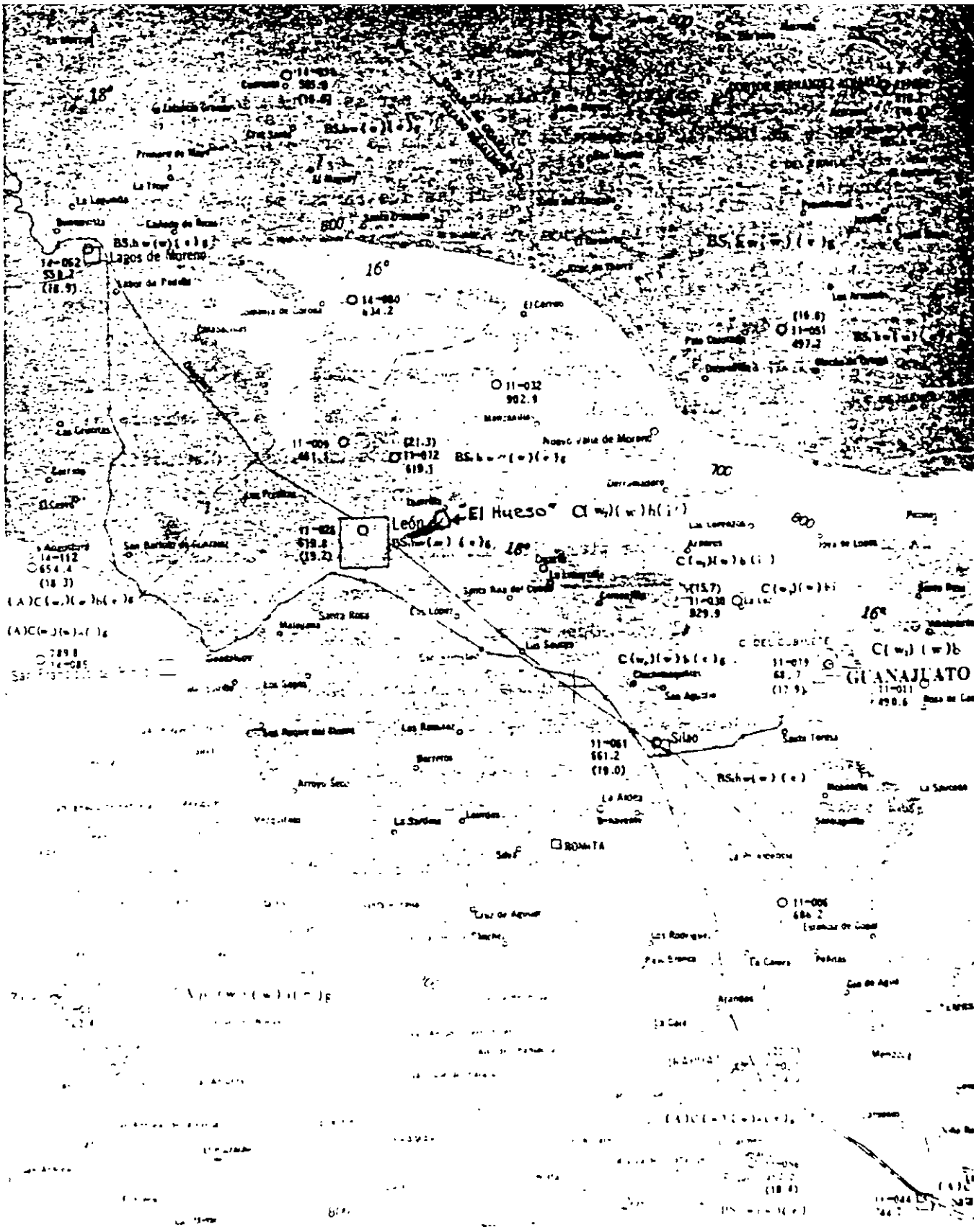


Fig. 4.12 Carta de climas.

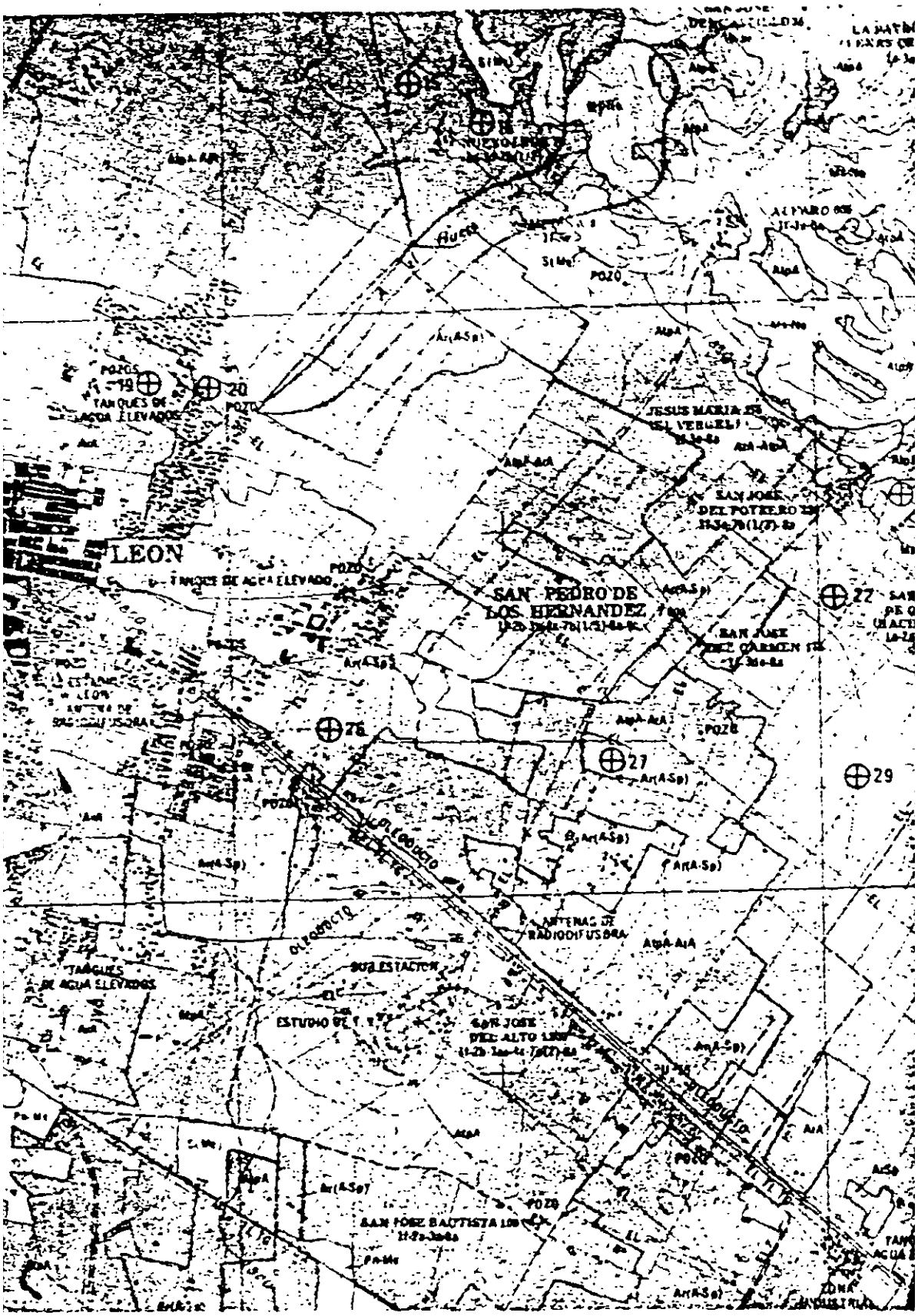


Fig. 4.13.- Carta de Uso del Suelo

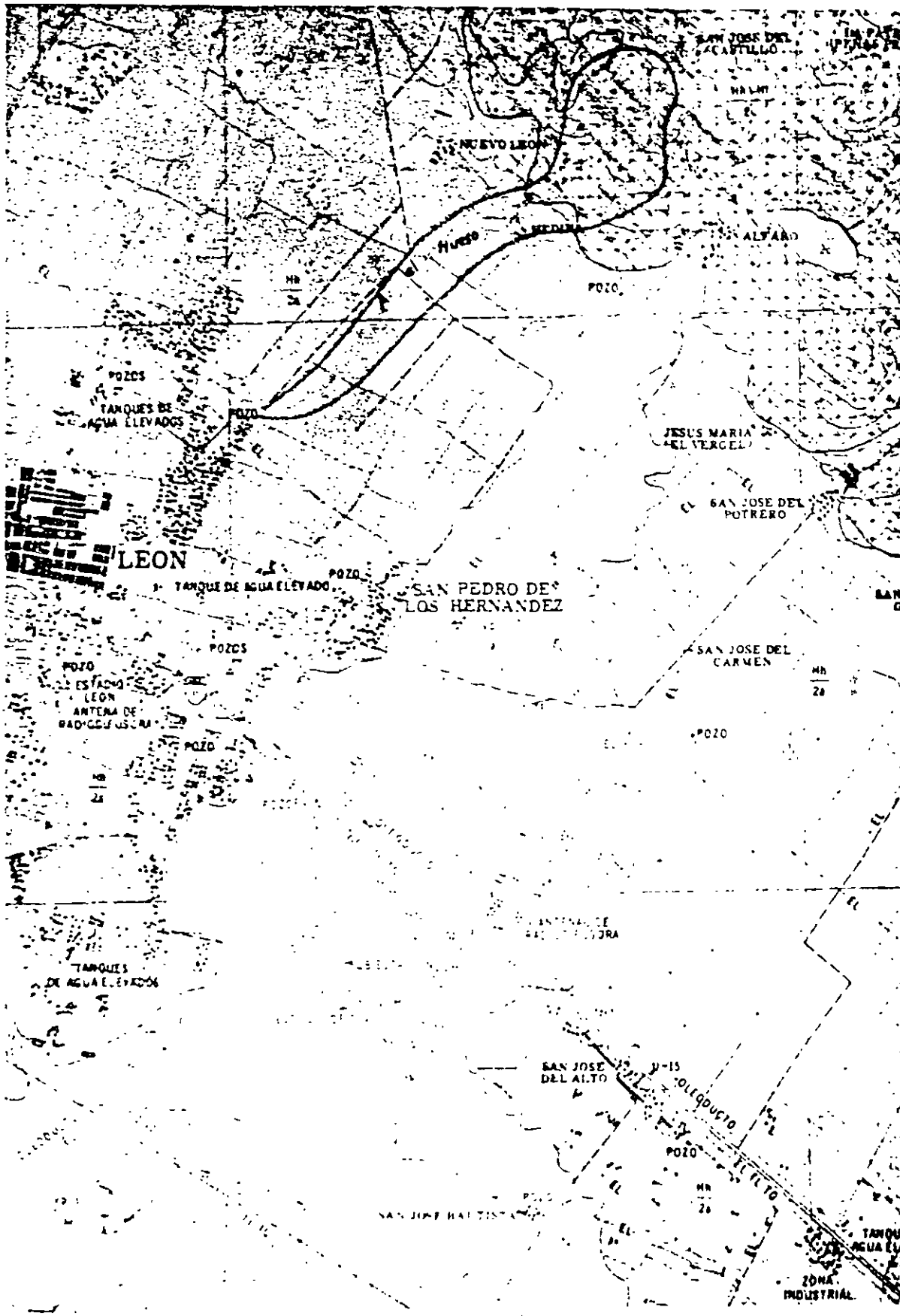


Fig. 4.14 -Carta Edafológica

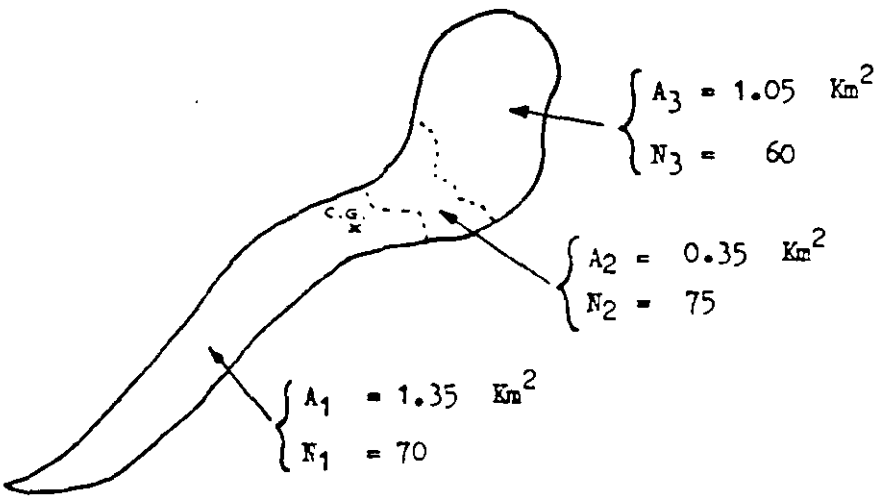


Fig. 4.15.- Croquis de la cuenca del arroyo "El Hueso".

4° De la carta topográfica se obtienen las coordenadas geográficas de la - cuenca:

Latitud : 21° 09' Norte

Longitud: 101° 38' W. G.

con las cuales se puede identificar la cuenca en la figura 4.9 y encontrar el valor de h_1 correspondiente, el cual en este caso es de 6 cm/hr.

$h_1 = 6$ cm/hr

5° Con los valores ya determinados de N y h_1 se obtiene el valor de h_E de la figura 4.10.

$h_E = 0.9$ cm/hr.

6° El área, en metros cuadrados, vale

$A = 2.75 \times 10^6$ m^2

7° Se sustituyen los valores de las literales en la fórmula 4.16 para encontrar el valor de Q:

$$Q = \frac{1.12 \times 1 \times 0.009 \times 2.75 \times 10^5}{4,500} = 6.16$$

$$Q \doteq 6 \ m^3/s$$

8° Por último, se comprueba que el gasto Q no exceda el valor máximo que se obtiene de la figura 4.11, el cual es:

$$Q_E = 51 \times 2.75 = 140 \ m^3/s$$

como $Q < Q_E$ se adopta como gasto de diseño

$$Q = 6 \ m^3/s.$$

Este método, como se puede observar, es relativamente sencillo de aplicar y tiene la ventaja de que permite tomar en cuenta factores fisiográficos y climatológicos que influyen importantemente en el escurrimiento resultante dentro de una cuenca.

Tiene la desventaja de que no se conoce el período de retorno al cual están asociadas las intensidades de precipitación dadas por las isoyetas de la figura 4.9, pero se puede subsanar el inconveniente cuando se dispone de información pluviográfica amplia de estaciones cercanas a la cuenca en estudio, como es el caso que nos ocupa para el cual ya se tienen las curvas de Intensidad-Duración-Período de Retorno de la estación León, Gto. (Fig. 4.4, página 115). Si se considera el valor de la intensidad dado por esta figura para la duración de 50 minutos y período de retorno de 25 años, es decir $h_1 = 5.4$ cm/hr, el resultado final varía en este caso muy poco, pero se obtiene una información adicional que es la frecuencia de la avenida, la cual constituye un elemento más de juicio al decidir sobre el gasto de diseño de la obra.

4.2.12.- Método de Chow.

4.2.12.1.- Descripción del método.

En la descripción de este método se usará la siguiente notación:

A = área de la cuenca, en km2

d = duración total de la tormenta, en horas.

L = longitud del cauce principal, en m

N = número de escurrimiento, adimensional.

P = lluvia en la zona en estudio para una duración dada, d, en cm.

P_b = lluvia en la estación base para la duración d, en cm.

P_a = precipitación media anual en la zona en estudio, en mm.

P_{ab} = precipitación media anual en la estación base, en mm.

P_e = lluvia en exceso en la zona de estudio para la duración d, en cm.

Q_b = gasto base, en m^3/s.

Q_d = gasto de diseño, en m^3/s.

Q_m = gasto de pico del hidrograma del escurrimiento directo, en m^3/s.

q_m = gasto de pico del hidrograma unitario, en m^3/s por cm de lluvia en exceso, para una duración de d horas.

S = pendiente media del cauce, en porcentaje.

t_p = tiempo de retraso, en h.

X = factor de escurrimiento, en cm/h

Y = factor climático, adimensional

Z = factor de reducción del pico, adimensional

El método de Chow está basado principalmente en el concepto de hidrograma unitario y del hidrograma unitario sintético.

Este método considera que el gasto de pico del escurrimiento directo de una ca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso P_e por el gasto de pico de un hidrograma unitario, q_m, o sea:

$$Q_m = q_m \; P_e \qquad (4.17)$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm, con una duración de d horas sobre una cuenca de A km^2, el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento producido por una lluvia de intensidad constante continuando indefinidamente, será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario q_m a 2.78 A/d, se define como factor de reducción del - pico, Z

$$Z = \frac{q_m \; d}{2.78 \; A} \qquad (4.18)$$

y entonces

$$q_m = \frac{2.78 \;\; A \; Z}{d} \qquad (4.19)$$

Sustituyendo la ecuación (4.19) en la ecuación(4.17) se obtiene

$$Q_m = \frac{2.78 \;\; AZP_e}{d} \qquad (4.20)$$

Llamando X al cociente de P_e entre d, o sea

$$X = \frac{P_e}{d} \qquad (4.21)$$

la ecuación del gasto queda:

$$Q_m = 2.78 \; AXZ \qquad (4.22)$$

Si el gasto base en el tiempo del gasto de pico es Q_b, entonces el de diseño es:

$$Q_d = Q_b + Q_m \qquad (4.23)$$

4.2.12.2.- Factores que afectan al escurrimiento.

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual está compuesto principal-

mente por el uso de la tierra, la condición de la superficie, el tipo de - suelo, y la cantidad y duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la — cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo — está expresada en términos del hidrograma unitario de la cuenca, el cual - se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de 1 cm - de lluvia en exceso generada uniformemente sobre toda la cuenca y con intensidad también uniforme durante un período específico de tiempo.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin - embargo, esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso. Esta hipótesis es la base para poder establecer la ecuación 4.17.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo se introduce el número de - escurrimiento, N, el cual es función del uso del suelo y de las características de éste.

Los suelos se clasifican, según influyan las características del material - en el escurrimiento, en cuatro grupos:

Grupo A.- Suelos con potencial de escurrimiento mínimo. Incluye gravas y - arenas en estratos de gran espesor con poco limo y arcilla, así como loess muy permeables (GW, GP, SW, SP).

Grupo B.- Suelos con infiltración media inferior a la del grupo A. Dentro de este tipo se consideran estratos arenosos menos potentes que los del grupo A y loess mas compactos o menos potentes que los de dicho grupo, (GM, SM, L, MH, OL).

Grupo C.- Suelos con infiltración media inferior a la del grupo B. Se consideran en este grupo estratos poco potentes y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides, (SC, CL).

Grupo D.- Suelos con potencial de escurrimiento máximo. Se clasifican dentro de este grupo las arcillas de alta plasticidad, los suelos con arcillas y coloides en cantidades mayores que las que tienen los del grupo C, y los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie, (CH, OE).

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior, y tomando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla N° 4.11 se podrá conocer el valor de N. Para condiciones de escurrimiento compuesto, es decir, en cuencas donde se tienen varios valores de N, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria.

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso, P_e, puede calcularse para una altura de lluvia dada, P, mediante la figura N° 4.16 o bien por la ecuación

$$P_e = \frac{\left[P - \frac{508}{N} + 5.08\right]^2}{P + \frac{2,032}{N} - 20.32} \qquad (4.24)$$

La figura 4.16 es igual a la figura 4.10 presentada en el método de Sánchez Bribiesca, excepto en las literales usadas para representar la precipitación y la precipitación excedente.

Si se contara con datos de precipitación en la cuenca, la precipitación excedente en ella, P_e, asociada a una duración determinada, se obtendría simplemente aplicando la ecuación 4.24. Como generalmente no existen estaciones pluviográficas dentro de las zonas en estudio, Chow propone que se obtenga el valor de una precipitación excedente con la N de la cuenca y la precipita

ción de la estación base, que llamaremos P'_e, y se multiplique por el factor climático Y, para obtener el valor de P_e.

Este último procedimiento está basado en la hipótesis que hace Chow de que - la relación entre una precipitación dada sin transportar, y su correspondiente precipitación excedente, es igual a la obtenida dividiendo la precipitación transportada entre la precipitación excedente asociada a ella.

Esta hipótesis se aleja más de la realidad mientras menor sea el valor de N y exista más diferencia entre la precipitación en la cuenca en estudio con respecto a la de la estación base.

En vez del procedimiento de Chow para obtener la precipitación excedente P_e, cuando la estación base está fuera de la cuenca en estudio, se propone efectuar primero el transporte de la precipitación y después calcular la precipitación excedente, lo cual constituye una interpretación más realista de la relación lluvia-escurrimiento y elimina el error introducido por la hipótesis de Chow.

4.2.12.3.- Determinación del factor de escurrimiento X.

Para calcular el valor de X se requiere conocer la precipitación en exceso - en la cuenca, para lo cual se usa la ecuación 4.24 o bien la figura Nº 4.16, basándose en la lluvia registrada en la estación base P_b, durante la tormenta de d horas, y transportada a la cuenca mediante el factor climático Y. - La estación que se escoja como base debe contar con pluviógrafo, ya que se - requiere conocer la distribución de la lluvia con respecto al tiempo.

Para determinar P_b se deberán elaborar previamente las curvas intensidad-duración-período de retorno, según se explicó detalladamente en el segundo — capítulo de esta ponencia. (Páginas 26 a 37).

4.2.12.4.- Determinación del factor climático Y.

Este factor trata de tomar en cuenta el hecho de que el sitio donde se quiere valuar el gasto generalmente está alejado de la estación base, o sea que sirve para transportar la tormenta.

La liga entre la estación base y la zona en estudio la hace Chow mediante un plano de isoyetas de precipitaciones diarias con período de retorno de 50 años. A falta de esta información se usa en esta Secretaría la carta de isoyetas de precipitación media anual elaborada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en cuyo caso el factor climático se expresa como sigue:

$$Y = \frac{P_a}{P_{ab}} \qquad (4.25)$$

4.2.12.5.- Determinación del factor de reducción del pico, Z.

El factor Z, como ya se explicó antes, (ecuación 4.18), es igual a la relación entre el gasto de pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, d, y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento correspondiente a la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso t_p. Dicho tiempo t_p se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. (Fig. 2.12 página 43). Este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento en un hidrograma unitario instantáneo, el cual se define como un hidrograma hipotético cuya duración de lluvia en exceso se aproxima a cero como un límite, mientras se mantiene fija la cantidad de lluvia en exceso igual a 1 cm.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la lluvia. Chow encontró, para la zona que él estudió, que el tiempo de retraso se puede representar mediante la ecuación siguiente:

$$t_p = 0.00505 \left[\frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \qquad (4.26)$$

la cual aparece representada gráficamente en la figura 4.17.

Conocido el valor de t_p de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular Z. La relación de d/t_p con Z, obtenida por Chow, se muestra en la figura 4.18. El valor máximo de la relación d/t_p que aparece en esta figura es 2, al cual le corresponde un valor de Z = 1, ya que teóricamente no se puede exceder este valor. Si la duración es mayor que 2 t_p significa que el gasto de pico ocurrirá antes de que termine la lluvia en exceso y el hidrograma unitario alcanzará y mantendrá el valor del gasto máximo. En otras palabras, Z = 1 para $d/t_p \geq 2$.

4.2.12.6.- Procedimiento de cálculo.

Para aplicar el método de Chow, se requieren los datos siguientes:

a) Datos fisiográficos.

Area de la cuenca por estudiar.
Longitud del cauce principal.
Pendiente media del cauce principal.
Tipos de suelo en la cuenca.
Usos del suelo en la cuenca.

b) Datos climatológicos:

Curvas intensidad-duración-período de retorno para la estación base de la zona en estudio.

Plano o cartas de isoyetas para ligar la cuenca en estudio con la estación base.

El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo con un determinado período de retorno empleando el método de Chow es el siguiente:

a) Con los datos del tipo y uso del suelo se calcula el valor de N, empleando la tabla 4.11.

b) Se escoge una cierta duración de lluvia, d.

c) De las curvas intensidad-duración-período de retorno, con el valor de d asignado en b) y el período de retorno escogido, se obtiene la intensidad de lluvia para esa tormenta. Multiplicando la intensidad de lluvia por la duración d, se obtiene la precipitación total P_b.

d) Usando la ecuación 4.25 se calcula Y.

e) Se obtiene el valor de la precipitación en la cuenca correspondiente a la duración d, transportando la precipitación P_b de la estación base mediante el factor climático Y.

$$P = Y P_b$$

f) Con el valor de N calculado en a) y el valor de P en e), se calcula la lluvia en exceso P_e empleando la ecuación 4.24 o la figura 4.16.

g) Con el valor de P_e calculado en el paso anterior y el valor de d escogido en b), se calcula X aplicando la ecuación 4.21.

h) Con la longitud y la pendiente del cauce, aplicando la ecuación 4.26 o la figura 4.17, se calcula el valor de t_p.

i) Se calcula la relación d/t_p y empleando la figura 4.18 se obtiene el valor de Z.

j) Aplicando la ecuación 4.22 se calcula el gasto.

k) Se repite de c) a j) para otras duraciones de tormenta.

l) Se representan, mediante una gráfica, los gastos obtenidos contra las duraciones de tormenta correspondientes. El mayor gasto es el de diseño.

m) Si la corriente es perenne, se le agrega al gasto máximo determinado en l) el flujo base Q_b.

Tabla 4.11.- Selección del número de escurrimiento N.

Uso de la tierra o cobertura.		Condición de la superficie.				Tipo de suelo			
Descripción Según el autor.	Símbolos en carta de uso del suelo. (DETENAL)	Descripción Según el Autor	Según información DETENAL						
			Espesura(1) %	Cobertura(2) %	Pendiente(3) %	A	B	C	D
Bosques(semorados y cultivados).	Ea, Ew. Ar, Ar p, Atp P (4)	Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	45	66	77	83
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	73	79
		Espeso o alta transpirac.	70 - 90	-	-	25	55	70	77
Bosques naturales	FB, Fb, Fal, Fa, Qt, Ha, Ch	Muy ralo o baja transpirac.	10 - 30	-	-	56	75	86	91
		Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	46	68	78	84
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	70	76
		Espeso, alta transpiración	70 - 90	-	-	26	52	62	69
		Muy espeso, alta transpirac.	90 - 100	-	-	15	44	54	61
Pastizal	Pn, Pi	Pobre	-	0 - 25	-	68	79	86	89
		Normal	-	25 - 75	-	49	69	79	84
		Bueno	-	75 - 100	-	39	61	74	80
Pastizal	Pc	Curvas de nivel, pobre	-	0 - 25	-	47	67	81	88
		Curvas de nivel, normal	-	25 - 75	-	25	59	75	83
		Curvas de nivel, bueno	-	75 - 100	-	6	35	70	79
Potrero(permanente)	Sa, Me, Mi, Ms (5)	Normal	-	-	-	30	58	71	78
			-	-	-				
Cultivos de surco	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	70	80	87	90
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	67	77	83	87
		Terrazas	-	-	6 ó más	64	73	79	82
Cereales	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	64	76	84	88
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	62	74	82	85
		Terrazas	-	-	6 ó más	60	71	79	82
Leguminosas o potrero de rotación	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	62	75	83	87
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	60	72	81	84
		Terrazas	-	-	6 ó más	57	70	78	82
Descanso(sin cultivo	Des, Er, S.	Surcos rectos	-	-	-	77	86	91	94
Caminos	======, ———	De tierra	-	-	-	72	82	87	89
	==========	Superficie dura	-	-	-	74	84	90	92
Superfic.impermeab.	-	-	-	-	-	100	100	100	100
-	Ca, Iz, No, Dc, Da, Pa, CR, C.	-	-	-	-	70	80	87	90
-	Po, Tu.	-	-	-	-	64	76	84	88
-	Me, Mi, Ms (7)	-	-	-	-	62	75	83	87

NOTAS:

1.- Para determinar el grado de espesura de un bosque se debe recurrir a las fotografías aéreas de la cuenca en estudio. Con este fin se define la espesura como el cociente del área proyectada sobre un plano horizontal por las copas de los árboles entre el área correspondiente de la - - cuenca, expresada en por ciento.

2.- En el informe de campo de "Uso Pecuario" (DETENAL) del punto de verificación se indica el grado de cobertura del pastizal, en porcentaje, y también si se trata de un pastizal natural, inducido o cultivado.

3.- La pendiente se obtiene de la carta topográfica.

4.- En los casos de uso agrícola (Ar P, Ar Sp y A t_p P) se debe consultar el informe de campo de "Uso Agrícola" del punto o puntos de verificación correspondientes a la cuenca en estudio. (Estos informes los vende la DETENAL al público). Si el cultivo es arbóreo se considera también - bosque artificial.

5.- En zonas húmedas y subhúmedas.

6.- En el informe de campo de "Uso Agrícola", del punto de verificación, se determina el tipo de cultivo, con lo cual se puede escoger el renglón de la tabla que le corresponde.

7.- En zonas áridas y semiáridas.

8.- La información incluída en las columnas 2 y en las 4, 5 y 6 de la — tabla 4.11, pretende describir lo mismo que el autor en las columnas 1 y 3 respectivamente, en términos de símbolos y valores que aparecen en las — cartas editadas por la DETENAL. Cabe mencionarse que dicha información - no fué proporcionada oficialmente por la Dependencia mencionada, sino que se debe a una gentil aportación del Ingeniero Manuel Saens de Miera, a — quien se le agradece cumplidamente su colaboración.

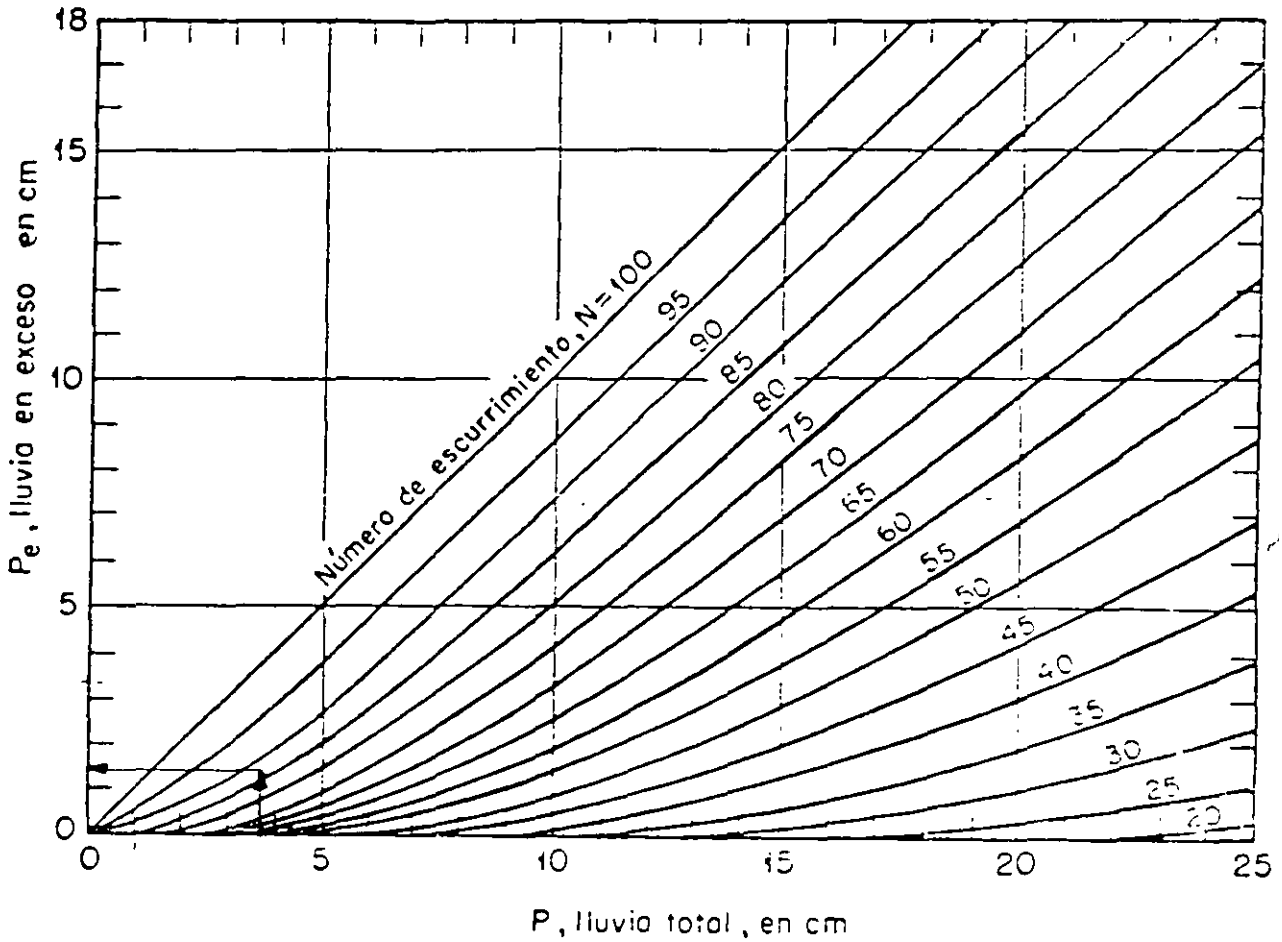


Fig 4.16.-Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento

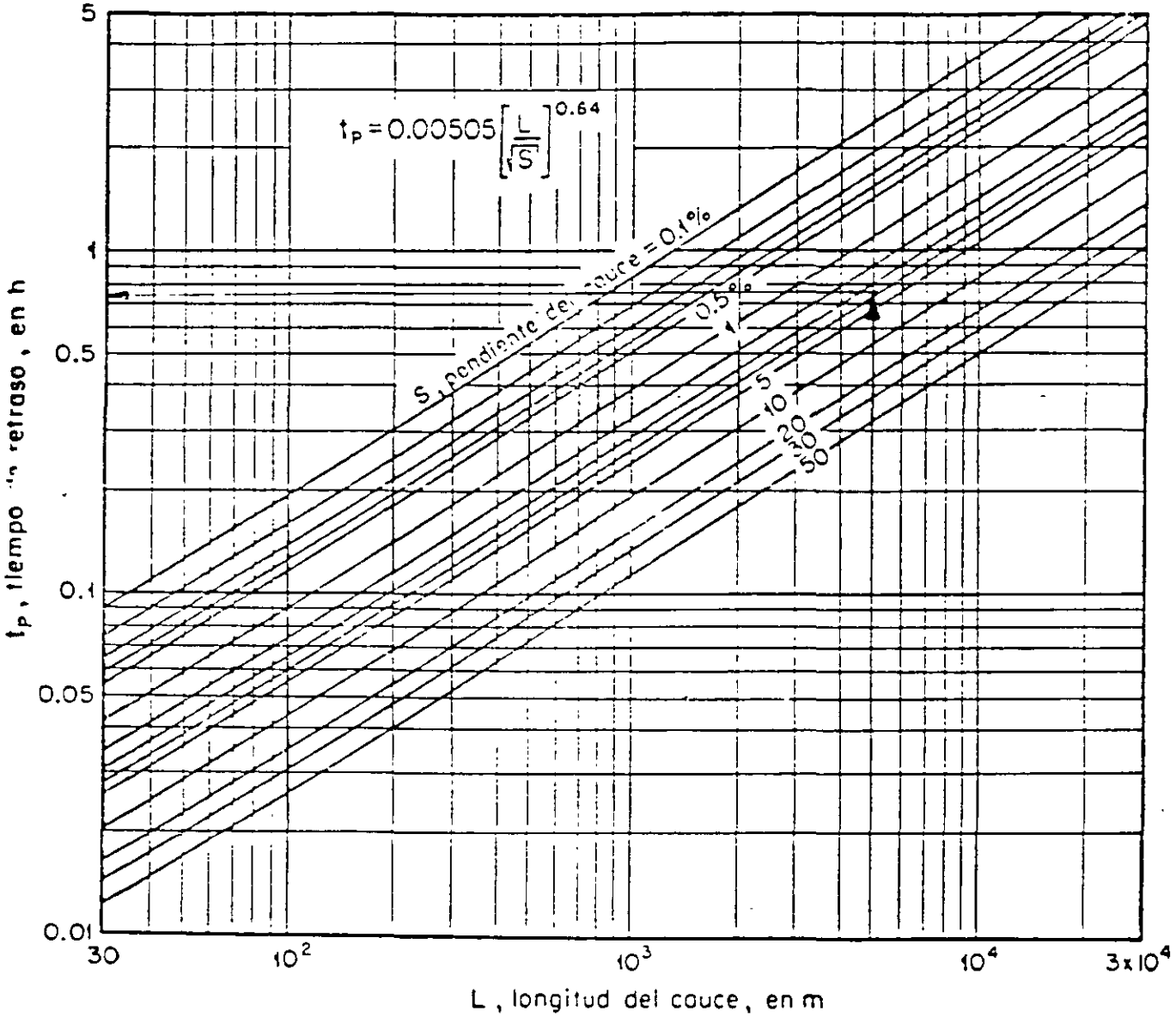


Fig 4.17.- Determinación del tiempo de retraso

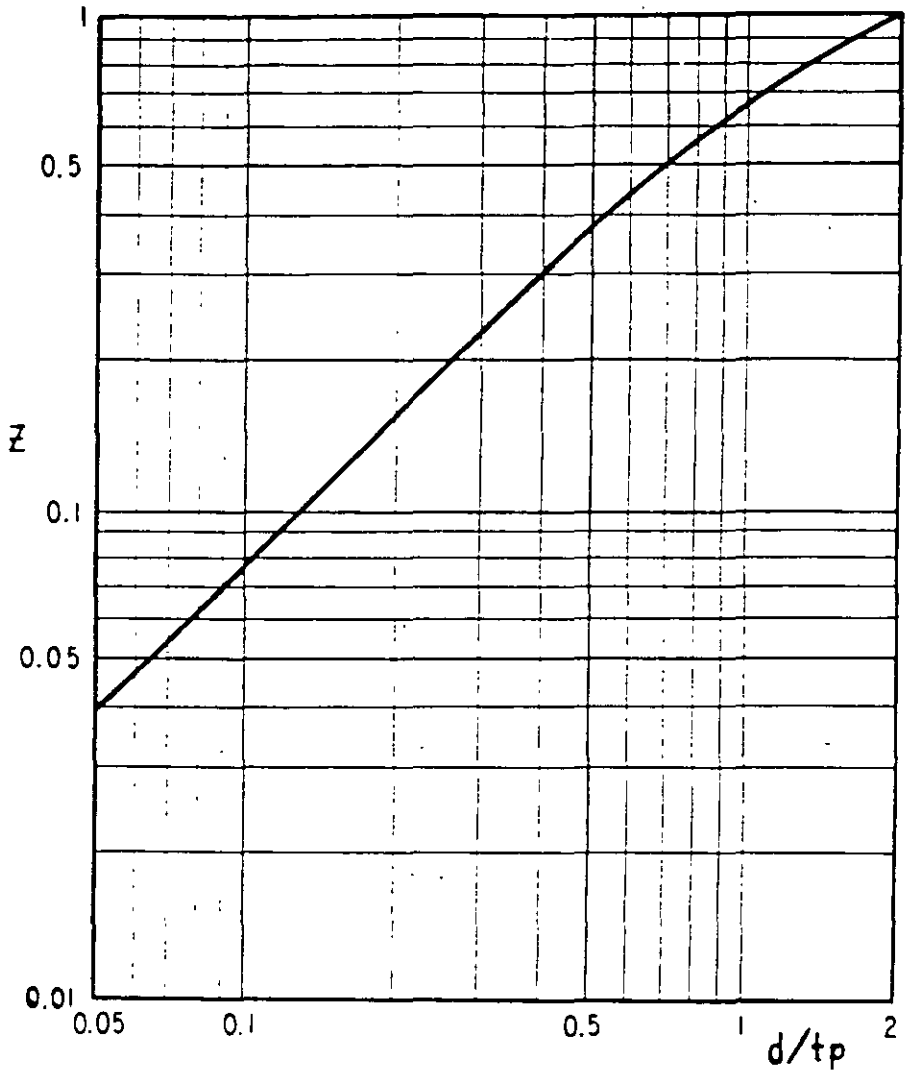


Fig. 4.18 Relación entre Z y d/tp

LA CURVA DE LA FIGURA SE PUEDE SUSTITUIR APROXIMADAMENTE POR TRES TRAMOS DE RECTAS, CUYAS ECUACIONES SON LAS SIGUIENTES.

$$0 < \frac{d}{tp} \leq 0.5 \qquad z = 0.00245 + 0.75922 \left(\frac{d}{tp}\right)$$

$$0.5 \leq \frac{d}{tp} \leq 1 \qquad z = 0.08741 + 0.58929 \left(\frac{d}{tp}\right)$$

$$1 \leq \frac{d}{tp} \leq 2 \qquad z = 0.35340 + 0.32330 \left(\frac{d}{tp}\right)$$

$$2 \leq \frac{d}{tp} \qquad z = 1$$

Como puede observarse, este método permite considerar los factores fisiográficos y climatológicos que más influyen en el escurrimiento generado por una cuenca.

Su aplicación es relativamente sencilla, y sus resultados no dependen tanto del juicio o la experiencia personal, como sucede con los métodos netamente empíricos.

Además, proporciona la frecuencia asociada a cada gasto de avenidas, lo que permite establecer un criterio económico para adoptar el gasto de diseño más adecuado.

Por otra parte, tiene este método la desventaja de que usa una expresión para el tiempo de retraso (ecuación 4.26) y una relación entre Z y d/t_p (figura 4.18) que fueron deducidas empíricamente para una cierta región de los Estados Unidos de América.

Otro inconveniente de este método es que, en algunos casos sus resultados se vuelven muy sensibles a las variaciones de N, el número de escurrimiento, por lo que se necesita determinar su valor muy cuidadosamente.

No obstante los inconvenientes señalados, es opinión de los ponentes que el método de Chow proporciona resultados satisfactorios en mayor número de casos que cualquiera de los métodos presentados hasta aquí, con excepción de los que sólo son aplicables a los aeropuertos, es decir al flujo en forma de lámina sobre superficies planas, por no ser éstos comparables con el método de Chow que se aplica a la determinación del gasto de avenidas en arroyos.

El límite superior del área de las cuencas a las que se puede aplicar este método es, de acuerdo con su autor, de 24 Km2 (6,000 acres) pero, en

opinión del coordinador de esta ponencia, se puede subir dicho límite hasta 200 km2, introduciendo un factor de reducción de la intensidad de precipitación, que es un dato puntual, en función del área de la cuenca en estudio mediante las curvas "Altura de Precipitación-Area-Duración" comentadas en el segundo capítulo. (Figura 2.10, página 38).

Ejemplo 4.12.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.1, página 101.

a) Cálculo del valor de C.

Se usará la misma división de la cuenca en áreas parciales mostrada en la figura 4.15 del ejemplo anterior (página 147).

La parte baja de la cuenca, en la carta de uso del suelo tiene los símbolos At_pA-ArA y $Ar(A-s_p)$ que corresponden al uso agrícola, y en los informes de campo sobre "Uso Agrícola" correspondientes a los puntos de verificación 15, 16 y 20 se ve que el cultivo predominante en esta zona es el maíz. En la misma carta de uso del suelo aparecen las curvas de nivel, mediante las cuales se obtiene la pendiente del terreno que resulta de 1.2%. Por otra parte, en la carta edafológica aparece el suelo clasificado con el símbolo $\frac{H}{2a}$, el cual indica que se trata de un suelo Feozem (H) háplico (a), cuya permeabilidad se encuentra en el "Manual para la Aplicación de las Cartas Edafológicas de DETENAL para Fines de Ingeniería Civil". En el cuadro 7 de este manual, correspondiente a los suelos Feozem, se busca la columna "Háplico" y los renglones relativos a la clasificación SUCS, donde se observa que el horizonte A, o sea la capa superficial puede estar constituído por suelo OL ó OH, el primero de los cuales cae dentro del grupo B y el segundo dentro del D, de la tabla 4.11. A falta de otra información que permita definir cual de los dos grupos es el correspondiente a la cuenca en estudio, y si se quiere estar del lado de la seguridad, se puede usar el que arroje los - - - - - - - -

COMISION DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO NACIONAL
FOTOINTERPRETACION — USO DEL SUELO
INFORME DE CAMPO

Fecha 10 : II - 72 Rollo 43 - L 35 Foto 20 Hoja E 14 C 42

USO AGRICOLA

RIEGO: ☐ Humedad ☐ Gravedad ☐ Humedad
TIPOS: ☒ Permanente ☐ Nomade
CULTIVO: ☐ Permanente ☐ Semipermanente ☒ Anual

Productos alimenticios

Cereales y Granos MAIZ

Oleaginosas

Hortalizas

Frutales

Productos de transformación industrial

☐ Fibras:
☐ Caña de azucar ☐ Café ☐ Cebada
☐ Cacao ☐ Vainilla ☐ Tabaco

Forrajeros

Otros cultivos

PROCEDIMIENTO DE CULTIVO:

☐ Manual ☒ Tracción animal ☒ Tractor

CONDICIONES ECONOMICAS:

Cultivo	Producción Kg/Ha	Plaga	Transporte	Se vende en	Precio/Kg
MAIZ	1500	GUSANO COGOLLERO	CAMION	LEON, GTO.	$0.50 - 0.70

REGIMEN DE PROPIEDAD DE LA TIERRA

☒ Ejidal ☐ Comunal ☒ Particular

OBSERVACIONES

Factores positivos

Factores negativos

Vegetación: (A) alta, (M) media, (B) baja.

Investigador: ING. ROBLES

resultados más desfavorables, es decir el grupo D.

Con los datos anteriores se entra en la tabla 4.11, en el renglón correspondiente a "Cereales-Surcos Rectos", que corresponde al cultivo de maíz en terrenos con pendiente menor de 2%, y en la columna D de "Tipo de Suelo" se encuentra el valor de N = 88.

De la misma manera se determinan los valores de N correspondientes a la parte media y a la parte alta de la cuenca, los cuales resultan de 85 y 88 respectivamente.

Con estos valores se determina el promedio pesado de N.

Localización (1)	Area Parcial Km^2 (2)	$\frac{\text{Area Parcial}}{\text{Area Total}}$ (3)	Valor de N (4)	Producto de (3) x (4)
Parte baja	1.35	0.49	88	43.1
Parte media	0.35	0.13	85	11.1
Parte alta	1.05	0.38	88	33.4
Sumas	2.75	1.00		87.6

Se redondea el valor de N a 88.

b) Se escoge una duración de lluvia cualquiera, por ejemplo

d_1 = 15 minutos = 0.25 horas

c) De las curvas intensidad-duración-período de retorno de la estación — base, (figura 4.4, página 115), se obtiene, para el período de retorno de 25 años usado en los ejemplos anteriores y la duración d_1 escogida en el párrafo anterior, el valor de la intensidad i_1 correspondiente.

i_1 = 130 mm/hr = 13.0 cm/hr.

$\therefore$ P_{b1} = 13.0 x 0.25 = 3.25 cm

d) Para calcular Y, ecuación 4.25, se necesita determinar previamente - los valores de P_a y P_{ab}. De la carta de isoyetas de precipitación media anual elaborada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos , se obtiene:

$$P_a = 680 \text{ mm}$$

$$P_{ab} = 610 \text{ mm}$$

$$\therefore \quad Y = \frac{680}{610} = 1.11$$

e) Se transporta el valor de la precipitación P_{h1} a la cuenca en estudio.

$$P_1 = 1.11 \times 3.25 = 3.61 \text{ cm}$$

f) En la figura 4.16, con el valor de P_1 encontrado en el inciso anterior y el valor de Y calculado en a) se determina la lluvia en exceso P_{e1}.

$$P_{e1} = 1.4 \text{ cm}$$

g) A continuación se calcula X, ecuación 4.21

$$X = \frac{1.4}{0.25} = 5.6 \text{ cm/hr.}$$

h) Con los valores de L y de S determinados en los ejemplos anteriores, se calcula el valor de t_p con ayuda de la figura 4.17

$$L = 5{,}000 \text{ m}$$

$$S = 3.4 \%$$

$$\therefore \quad t_p = 0.77 \text{ hr.}$$

i) Se calcula la relación d/t_p

$$\frac{d}{t_p} = \frac{0.25}{0.77} = 0.32$$

Con este valor se obtiene el de Z, mediante la figura 4.18.

$$Z = 0.24$$

j) Cálculo del gasto, ecuación 4.22.

$$Q_1 = 2.78 \times 2.75 \times 5.6 \times 0.24 = 10.27$$

$$Q_1 = 10.3 \ m^3/s$$

k) Repitiendo el mismo procedimiento para otras duraciones de lluvia, se obtienen los siguientes resultados

Duración h	Gasto m^3/s.
0.250	10.3
0.333	12.7
0.417	13.8
0.500	14.6
0.667	15.7
0.833	15.1
1.000	13.7

l) La representación gráfica se puede omitir en casos como éste en que la duración se hizo variar en intervalos relativamente pequeños; por consiguiente, el gasto máximo es el asociado a la duración de 0.667 h = 40 minutos, el cual se redondea a 16 m^3/s.

m) Como esta corriente es intermitante, no existe gasto base que se deba agregar al obtenido en el inciso anterior, por lo que el gasto de diseño queda en definitiva igual a 16 m^3/s.

$$Q_d = 16 \ m^3/s.$$

4.2.13.- Método de Seschapa-Rao, Assenzo y Harp.

Este Método proporciona el gasto máximo unitario generado en una cuenca, el cual multiplicado por el área de ésta es igual al gasto de pico de la avenida máxima probable.

Se aplica a cuencas menores de 13 km2 y se recomienda respetar siempre - este límite, ya que de lo contrario se pueden obtener resultados absurdos.

La expresión matemática del método es la siguiente:

$$q_p = -0.5217 + 0.7486\ R_{30} - 0.00302\ Lc + 0.00092\ L \qquad (4.27)$$

en la cual:

q_p = gasto unitario de diseño, en $m^3/s\ .\ Km^2$

R_{30} = intensidad de precipitación correspondiente a la duración de 30 minutos y al período de retorno que se considere, - en cm/hr.

Lc = Longitud de la recta trazada desde el sitio en estudio al centro del área drenada, en m.

L = Longitud del cauce principal, en m.

Nótese que en este método la intensidad de precipitación usada es siem— pre la correspondiente a la duración de 30 minutos, y no a la duración — igual al tiempo de concentración de la cuenca como se considera en otros métodos.

Se desconoce el lugar para el que fué elaborada esta fórmula, así como — lashipótesis y la información básica consideradas en su deducción, por lo que se recomienda tomar con reserva sus resultados.-

Sin embargo, a pesar de la simplicidad de la fórmula, sus resultados se -

aproximan mucho a los obtenidos con otros métodos más elaborados. En un estudio comparativo entre este método y el de Chow realizado con 108 cuencas distribuídas en 4 regiones hidrológicas (nos. 10, 14, 16 y 17) se obtuvo que, en el 56% de los casos el gasto difería menos de 30% del valor obtenido por el método de Chow y en el 44% restante la diferencia osciló entre 30 y 60%.

Ejemplo 4.13.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.1, página 101.

El valor de R_{30} se obtiene de las curvas intensidad-duración-período de retorno (Figura 4.4, página 115), para el mismo período de retorno usado en los ejemplos anteriores, es decir T = 25 años.

R_{30} = 82 mm/hr. = 8.2 cm/hr.

Los valores de Lc y L ya se obtuvieron en los ejemplos anteriores y son:

Lc = 2,900 m

L = 5,000 m

Sustituyendo valores en la ecuación 4.27 se obtiene:

$q_p = -0.5217 + 0.7436 \times 3.2 - 0.00302 \times 2,900 + 0.00092 \times 5,000$

$q_p = 1.46$

$Q = 1.46 \times 2.75 = 4.01$

$Q = 4\ m^3/s.$

Comentarios.-

Antes de pasar a los métodos estadísticos conviene hacer un resumen de los resultados obtenidos hasta aquí por los diferentes métodos aplicados a la cuenca del ejemplo 4.1, con objeto de incluir algunos comentarios.

Tabla 4.12.- Resumen de resultados

Método	Gasto $m^3/s.$
Creager	19
Lowry	10
Puentes	11
Talbot	21
Racional	10
Dickens	8
Bürkli-Ziegler	13
Sánchez Bribiesca	6
Chow	16
Seschapa-Rao	4

El hecho de haber aplicado todos los métodos a la cuenca mencionada no significa que todos sean igualmente aplicables ni que esto se deba hacer en todos los casos, ya que el único propósito que se tuvo al hacerlo fué el de ilustrar con un ejemplo cada uno de dichos métodos.

Lo procedente al resolver los casos concretos que se presentan en la práctica es analizar las características fisiográficas y climatológicas de la cuenca en estudio y la información disponible.

Por ejemplo, si en el caso presentado no hubiera existido una estación pluviográfica cercana con suficientes años de registro, no se hubieran podido aplicar los métodos de Chow, de Seschapa-Rao y "Racional" o, si se contara con esta información pero no con la carta topográfica, no se podrían aplicar los métodos que requieren del conocimiento de la pendiente del cauce. También se podría presentar el caso extremo de que sólo se —

conociera el área de la cuenca, como a veces sucede al estudiar cuencas pequeñas; entonces se tendría que recurrir al método de Talbot, al de Puentes o a los de las envolventes de Creager y de Lowry. Además, el tamaño de la cuenca constituye otro factor limitante de aplicabilidad, el cual se ha señalado en varios de los métodos expuestos.

Por otra parte, debe tenerse presente que las observaciones y los estudios de campo proporcionan un elemento de juicio muy valioso, sobre todo cuando la información básica proviene de personas que conocen bien la corriente que se estudia y cubren un intervalo amplio de tiempo. Además, cuando ya existen estructuras sobre la corriente, resulta de suma utilidad investigar cuidadosamente su funcionamiento hidráulico, ya que también esto puede servir para juzgar la bondad de los distintos métodos aplicados.

Por último no debe olvidarse que los métodos aquí presentados son sólamente algunos de los más comúnmente empleados, pero no los únicos, por lo que el ingeniero responsable de un estudio hidrológico está en libertad de usar otros métodos si considera que su aplicación es más adecuada al caso particular de que se trate.

4.2.14.- Métodos estadísticos.

Hay ocasiones en que cerca del sitio donde se requiere construir un puente existe o existió, sobre la misma corriente, alguna estación de aforos con suficientes años de registro para aplicar alguno de los métodos estadísticos que se verán a continuación. Con ellos es posible determinar, dentro de un cierto margen de aproximación denominado intervalo de confianza, el gasto de diseño de la obra hidráulica de que se trate, en función de su — vida útil y del período de retorno considerados.

Puesto que el diseño de una obra de drenaje está relacionada con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia o su magnitud no se pueden prever, debemos recurrir a los mencionados conceptos de probabilidad como lo es el período promedio dentro del cual un gasto especificado puede ser igualado o excedido. La selección del nivel de probabilidad apropiado para el diseño o, en otras palabras, el riesgo que se puede aceptar de que la obra sea excedida en su capacidad hidráulica, se hace generalmente sobre la base de - un criterio económico. Por ejemplo, el diseñar para un período de retorno de 10 ó de 50 años involucra un riesgo calculado, mayor en el primer caso que en el segundo. Si el análisis hidrológico es correcto, la capacidad - de la obra deberá ser excedida en algunas ocasiones. La alternativa de diseñar para el gasto máximo absoluto que se pueda presentar es normalmente tan costosa que sólo se justificaría si la falla de la estructura fuera de consecuencias sumamente graves o catastróficas.

A).- Análisis de Frecuencia.

El análisis de frecuencia de datos hidrológicos se basa en considerar a — éstos como aleatorios para, a partir de ellos, determinar la frecuencia o la probabilidad de un valor de diseño propuesto.

En los métodos que se describirán más adelante no se toma en consideración la secuencia en que ocurren los fenómenos hidrológicos, o sea que el análisis de frecuencia se trata en forma probabilística. El procedimiento consiste en suponer que el modelo matemático representativo del fenómeno hidrológico es una distribución de probabilidad, la cual se ajusta a los datos sin considerar, como ya se dijo antes, la secuencia en que éstos hayan ocurrido.

Para que el análisis probabilístico proporcione resultados confiables, debe de partir de una serie de datos que estén relacionados con el problema, además de ser adecuados y seguros. En nuestro caso los datos relacionados con el problema, consistente en la determinación de gastos máximos, son los gastos máximos anuales aforados.

Al decir que los datos deben ser adecuados, se alude principalmente a la amplitud del registro, el cual constituye una muestra de la población total de gastos máximos anuales que se han presentado más los que se presentarán en la misma estación de aforos.

La tabla 4.13 que se incluye a continuación proporciona algunos resultados teóricos, basados en una serie de datos sintéticos, obtenidos por Benson en relación con la amplitud de registro requerida para que las probabilidades derivadas del mismo sean confiables.

Tabla 4.13 .- Amplitud de registro, en años, requerida para estimar avenidas de diferentes probabilidades con 95% de confianza.

Probabilidad de Diseño.	Error Aceptable	
	10%	25%
0.1	90	18
0.02	110	39
0.01	115	48

Al decir que los datos deben ser seguros se piensa principalmente en el — problema de la homogeneidad. Obviamente, si los datos reportados por una estación son de tan pobre calidad que no se les pueda tener confianza, tampoco se podrán utilizar en un análisis probabilístico. Sin embargo, pueden presentarse casos en que aún siendo los datos precisos no se puedan utilizar en el análisis si, por ejemplo, dentro del lapso abarcado por el registro se realizan obras en la cuenca que provoquen cambios en sus características hidrológicas; en casos como éste el registro no es internamente homogéneo.

B).- Período de Retorno.

El principal objetivo del análisis de frecuencias de los datos hidrológicos es determinar el período de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada x . Dicho período de retorno es el intervalo promedio de tiempo dentro del cual la magnitud x del evento es igualada o excedida una vez; generalmente se designa por T.

Si un evento hidrológico igual a o mayor que x ocurre una vez en T años, la probabilidad $P (X \geq x)$ es igual a 1 en T casos, o sea

$$P (X \geq x) = \frac{1}{T} \qquad (4.23)$$

es decir que el período de retorno y la probabilidad son recíprocos.

C).- Distribuciones de Probabilidades.

Existen muchas distribuciones de probabilidades aplicables al análisis hidrológico de frecuencias. Las bases teóricas, así como discusiones detalladas de ellas, se pueden encontrar en los libros de texto de estadísticas.

Como generalmente los registros son poco amplios, no es posible determinar

cuál de las distribuciones de probabilidades es la más apropiada para ser usada en el análisis. Hasta la fecha se han realizado considerables esfuerzos por definir la mejor distribución para avenidas; sin embargo, las pruebas que se han hecho muestran que no existe una distribución notablemente superior a las demás, lo cual parece concordar con la intuición que nos indica que no hay razón para esperar que una sola distribución sea aplicable a todas las corrientes, sino que, por el contrario, a cada corriente se pueden aplicar varias distribuciones. Estas, aún cuando presenten el mismo grado de ajuste a la serie de datos del registro, pueden arrojar resultados muy diferentes, ya que las curvas de distribución de probabilidades difieren entre sí grandemente en las zonas de sus extremos y, por lo general, se requiere prolongar la curva para determinar el gasto de diseño.

D).- Representación gráfica.

Con objeto de representar gráficamente los gastos máximos observados, es necesario asociarlos a una frecuencia determinada, de manera que para cada avenida se tengan dos coordenadas: su magnitud y su frecuencia o, como es muy común en el análisis probabilístico de avenidas, su magnitud y su período de retorno, el cual ya se definió en párrafos anteriores.

Existen diferentes métodos para determinar el período de retorno correspondiente a cada gasto observado, pero el más comúnmente usado es el de Weibull que se resume en la fórmula siguiente:

$$T = \frac{n + 1}{m} \qquad (4.29)$$

en la cual:

T = período de retorno, en años

n = número de años de registro

m = rango de los gastos máximos anuales, ordenados en forma decreciente, correspondiendo m = 1 al gasto más grande de los registrados.

Una vez determinados los valores de T asociados a los gastos del registro, se puede representar gráficamente la probabilidad acumulada de una distribución dada en un papel de probabilidad diseñado para esa distribución. En papeles de este tipo la ordenada generalmente representa el valor de x (gasto máximo anual) y la abscisa representa la probabilidad $P(X \geq x)$ o $P(X \leq x)$, o el período de retorno T. Tanto la escala de las ordenadas como la de las abscisas están diseñadas de tal manera que la distribución quede representada por una línea recta y los puntos correspondientes a los datos, si se ajustan a la distribución de ese papel, queden cerca de dicha línea recta.

El objeto de usar el papel de probabilidad es el de linearizar la distribución, de manera que los datos graficados se puedan analizar fácilmente para propósitos de comparación o extrapolación. En este último caso el efecto de los errores de muestreo frecuentemente se hace muy grande, por lo que el hidrólogo debe tener en cuenta este efecto al interpretar la información extrapolada gráficamente.

E).- Ajuste de curvas.

Una vez que se han representado los datos en un papel de probabilidad, se puede ajustar una curva a los puntos graficados. La curva se convertirá en una línea recta si dichos puntos siguen aproximadamente la tendencia de la distribución de probabilidades correspondiente al papel empleado.

El ajuste de curvas se puede hacer matemática o gráficamente. Existen estos métodos para efectuar el ajuste matemático: el de momentos, el de mínimos cuadrados y el de probabilidad y, desde luego, para efectuar este -

tipo de ajuste no se requiere la representación gráfica en papel de probabilidad.

E-1).- *Método de momentos.*

Este método consiste en calcular los parámetros o momentos estadísticos a partir de los datos y después substituírlos en la función de probabilidad de la distribución dada.

Este método da un ajuste teóricamente exacto pero la precisión se puede ver substancialmente afectada por errores de los datos en los extremos de la distribución, donde los brazos de momento son grandes y los errores se vuelven mayores.

E-2).- Método de mínimos cuadrados.

Este método consiste en minimizar la suma de los cuadrados de las diferencias entre los valores de la probabilidad estimados con los datos de la muestra y los dados por la función de distribución que se busca ajustar. La curva obtenida con este método generalmente presenta, en promedio, un mejor ajuste que el de momentos.

E-3).- Método de máxima probabilidad.

Este método consiste en determinar el valor de un parámetro que haga tan alta como sea posible la probabilidad de obtener el resultado observado. - En opinión de Chow este método proporciona la mejor estimación de los parámetros de ajuste pero es generalmente muy complicado para aplicaciones prácticas.

E-4).- Método gráfico.

Como ya se mencionó antes el ajuste de curvas también se puede realizar gráficamente, representando los puntos correspondientes a los datos en diferentes papeles de probabilidad y trazando "a ojo" la recta que a juicio

del hidróloqo represente la tendencia de dichos puntos.

Una de las razones aducidas para efectuar el ajuste por procedimientos matemáticos, es que los resultados obtenidos aún por diferentes personas son idénticos. Esto, por supuesto, es verdadero; pero la experiencia ha demostrado que el uso del criterio personal es en ocasiones de importancia capital, como por ejemplo, al analizar un registro corto que contiene datos de una avenida extraordinariamente grande a la cual le corresponde un período de retorno mucho mayor que el período de registro. Aquí la aplicación estricta de los procedimientos matemáticos de ajuste puede conducir a resultados absurdos, ya que esa sola avenida extraordinaria ocasiona que la línea ajustada se separe de todos los demás puntos graficados. Si, por otra parte, usando el criterio se descarta la avenida mencionada y se ajusta una línea gráficamente, los resultados obtenidos por varios individuos podrán ser diferentes pero aún en el peor de los casos serán mejores que los obtenidos con la línea ajustada matemáticamente.

En términos estadísticos, la avenida excepcional no es homogénea con el resto de la muestra. La homogeneidad de ésta se puede determinar mediante pruebas estadísticas, aunque dichas pruebas se basan en suponer una distribución normal y son, por consiguiente, de uso limitado.

Para estimar la probabilidad de la avenida excepcional el ingeniero, además de las consideraciones hidrológicas, puede usar su criterio si en el sitio en estudio o cerca de él existe información histórica de otras avenidas grandes. En resumen, el uso de los conocimientos hidrológicos y de un criterio sano es preferible a un sistema basado únicamente en métodos mecánicos.

4.2.15.- Distribución de probabilidad de Gumbel.

La fórmula de Gumbel se expresa de la siguiente manera:

$$F(q) = P(Q<q) = e^{-e^{-\frac{q+a}{c}}} \qquad (4.30)$$

en la cual:

$F(q)$ = Función de probabilidad de q.

P = Probabilidad

Q = Variable aleatoria que representa el gasto.

q = Valores del gasto.

e = Base de los logaritmos naturales.

a = Parámetro

c = Parámetro

Si $P(Q < q)$ es la probabilidad de que Q sea menor que q, la probabilidad de que Q sea igual o mayor que q es el complemento de la anterior, o sea

$$P(Q \geq q) = 1-P(Q<q) \qquad (4.31)$$

Por otra parte, la ecuación 4.28 aplicada a gastos se escribe:

$$P(Q \geq q) = \frac{1}{T} \qquad (4.32)$$

Sustituyendo el valor de $P(Q \geq q)$ en la ecuación (4.31) y despejando $P(Q < q)$ se obtiene:

$$P(Q<q) = 1 - \frac{1}{T} \qquad (4.33)$$

por lo que la fórmula de Gumbel se puede expresar como

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-\frac{q+a}{c}}} \qquad (4.34)$$

o también

$$\frac{T-1}{T} = e^{-e^{-\frac{q+a}{c}}} \qquad (4.35)$$

Tomando el recíproco en ambos miembros de esta ecuación se tiene:

$$\frac{T}{T-1} = e^{e^{-\frac{q+a}{c}}} \qquad (4.36)$$

Si ahora se toman logaritmos naturales en ambos miembros, se tiene:

$$\log_e \left[\frac{T}{T-1}\right] = e^{-\frac{q+a}{c}} \qquad (4.37)$$

Se puede demostrar que, para valores de T mayores de 10, se cumple muy - aproximadamente la siguiente relación

$$\log_e \left[\frac{T}{T-1}\right] \doteq \frac{1}{T-0.5} \doteq \frac{1}{T} \qquad (4.38)$$

El error introducido con esta aproximación es del orden de 5% para T=10 y decrece conforme aumenta el valor de T; por ejemplo, para T= 100 años el error vale apenas 0.5%. Si se desprecia este error se puede sustituir la expresión 4.38 en la 4.37 quedando:

$$\frac{1}{T} = e^{-\frac{q+a}{c}} \qquad (4.39)$$

Tomando nuevamente logaritmos naturales en ambos miembros de esta ecuación se obtiene:

$$\log_e \frac{1}{T} = -\frac{q+a}{c} \qquad (4.40)$$

de donde

$$q = -a - c \log_e \frac{1}{T} \qquad (4.41)$$

En esta ecuación a y c son los parámetros por determinar, los que una vez conocidos permiten calcular el gasto máximo asociado a un período de retorno dado.

Como ya se explicó en párrafos anteriores, los valores de a y c se pueden obtener por diferentes procedimientos. Aplicando el método de momentos, para una muestra infinita, se obtiene

$$a = 0.5772\ c - \bar{Q} \tag{4.42}$$

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma_Q \tag{4.43}$$

donde $\bar{Q}$ y σ_Q son la media y la desviación estándar de los valores registrados, respectivamente, pero como la muestra es siempre finita, estos parámetros se modifican, de acuerdo con Gumbel, de la siguiente manera:

$$a = Y_N\ c - \bar{Q} \tag{4.44}$$

$$c = \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \tag{4.45}$$

donde Y_N y σ_N son funciones exlusivamente del tamaño de la muestra, - es decir, del número de años de registro.

Los valores de Y_N y σ_N aparecen en la tabla 4.13.

Si ahora se sustituyen las ecuaciones 4.44 y 4.45 en la ecuación 4.41 y - llamamos Qmáx a q se obtiene:

$$Q_{máx} = -\left(Y_N \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} - \bar{Q}\right) - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N} \log_e \left(\frac{1}{T}\right) \tag{4.46}$$

o bien,

$$Q_{máx} = \bar{Q} - \frac{\sigma_Q}{\sigma_N}\left[Y_N + \log_e \left(\frac{1}{T}\right)\right] \tag{4.48}$$

en la que

$$\bar{Q} = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} Q_i \tag{4.49}$$

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} Q_i^2 - N\,\bar{Q}^2}{N-1}} \tag{4.50}$$

siendo

N = número de años de registro

Q_i = gastos máximos anuales registrados, en m^3/s.

$\bar{Q}$ = gasto medio, en m^3/s.

σ_Q = desviación estándar de los gastos, en m^3/s.

Y_N = parámetro, función de N. (ver tabla 4.13)

σ_N = parámetro, función de N (ver tabla 4.13)

T = período de retorno, en años.

$Q_{máx}$ = gasto máximo para un período de retorno determinado, en m^3/s.

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar $Q_{máx}$ dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si $\phi = 1 - \frac{1}{T}$ varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \propto \sigma_m} \; \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \cdot \sqrt{N}} \qquad (4.51)$$

donde

N = número de años de registro.

$\sqrt{N \propto \sigma_m}$ = parámetro función de ϕ, tabla (4.14)

σ_N = parámetro función de N, tabla (4.13)

σ_Q = desviación estándar de los gastos

Si ϕ es mayor de 0.90 el intervalo se calcula como

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \; \sigma_Q}{\sigma_N} \qquad (4.52)$$

La zona de ϕ comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde ΔQ es proporcional al calculado con las expresiones 4.51 y 4.52, dependiendo del valor de ϕ.

TABLA 4.13

N	Y_N	σ_N	N	Y_N	σ_N
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

TABLA 4.14

ϕ	$\sqrt{N \alpha \sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.15130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

El gasto máximo para un cierto período de retorno quedará comprendido dentro del intervalo definido por $Q_{máx} - \Delta Q$ y $Q_{máx} + \Delta Q$. En el Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales se ha establecido como norma diseñar para $Q_{máx} + \Delta Q$ para estar del lado de la seguridad.

Ejemplo 4.14.- Calcular por el método de Gumbel el gasto de diseño, para períodos de retorno de 50 y 100 años, que se puede presentar en la estación hidrométrica de Salvatierra, Gto., sobre el río Lerma.

Se recomienda formar una tabla de cálculo (tabla 4.15) donde las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación en estudio, los que a su vez se obtienen de los boletines hidrológicos.

a) Cálculo del gasto medio anual registrado.

De la tabla 4.15, si se suma la columna 2 y se divide entre el número de años de registro, se obtiene:

$$\bar{Q} = \frac{2,248.80}{20} = 112.4 \quad m^3/s$$

b) Cálculo de la desviación estándar.

Tomando en cuenta el valor de $\bar{Q}$ y la suma de la columna 3, de la tabla 4.15, sustituyendo en la ecuación 4.50 se obtiene

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{36.59 \times 10^4 - 20(112.4)^2}{19}} = 77.20$$

c) Cálculo de los coeficientes Y_N y σ_N.

De la tabla 4.13 para N = 20 se obtiene $Y_N = 0.52355$ y $\sigma_N = 1.06283$

d) Obtención de la ecuación del gasto máximo.

Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores en la ecuación 4.48 se obtiene:

$$Q_{máx} = 112.4 - \frac{77.20}{1.06283}\left(0.52355 + \log_e \frac{1}{T}\right)$$

$$Q_{máx} = 74.4 - 72.7 \log_e \frac{1}{T}$$

TABLA 4.15

1	2	3
Año de Observación	Gasto máximo anual (Q_i)	$Q_i^2 \times 10^{-4}$
1943	300	9
44	188	3.53
45	147	2.16
46	105	1.10
47	165	2.72
48	203	4.12
49	48.3	0.24
1950	36.2	0.13
51	56.3	0.32
52	56.8	0.32
53	45.2	0.20
54	47.9	0.23
55	141	1.99
56	98.2	0.96
57	53.6	0.29
58	246	6.05
59	156	2.43
1960	47.9	0.23
61	54.9	0.30
62	52	0.27
SUMA	2248.8	36.59

e) Gasto máximo para diferentes períodos de retorno, sin considerar el intervalo de confianza.

Para T = 50 años, $Q_{máx} = 358 \ m^3/s$

Para T = 100 años, $Q_{máx} = 408 \ m^3/s$

f) Intervalo de confianza:

Como $\phi = 1 - \frac{1}{T}$ en los dos casos es mayor que 0.9, el intervalo de confianza se calcula aplicando la ecuación 4.52; así

$$\Delta Q = \frac{1.14 \times 77.20}{1.06283} = 83 \ m^3/s$$

g) Gasto máximo para diferentes períodos de retorno, considerando el intervalo de confianza.

Para T = 50 años,

$Q_{máx} + \Delta Q = 358 + 83 = 441 \ m^3/s$

Para T = 100 años,

$Q_{máx} + \Delta Q = 408 + 83 = 491 \ m^3/s$

4.2.16.- Método de Nash.

La curva de distribución de probabilidades utilizada por Nash es la misma del método de Gumbel que se acaba de exponer, pero ajustada por mínimos cuadrados en vez de por momentos.

Partiendo de la ecuación 4.36 y tomando 2 veces logaritmos en ambos miembros se obtiene:

$$\log_e \log_e \left[\frac{T}{T-1} \right] = - \frac{q + a}{c} \qquad (4.53)$$

de donde se despeja q:

$$q = - a - c \log_e \log_e \left[\frac{T}{T-1} \right] \qquad (4.54)$$

en esta ecuación se hacen las siguientes sustituciones:

$$a = - a_o \tag{4.55}$$

$$c = - c_o \tag{4.56}$$

$$q = Q_{máx} \tag{4.57}$$

se obtiene la expresión de Nash

$$Q_{máx} = a_o + c_o \log_e \log_e \left[\frac{T}{T-1} \right] \tag{4.58}$$

donde

$Q_{máx}$ = gasto máximo para un período de retorno determinado, en m^3/s.

a_o y c_o = parámetros que son función del registro de gastos máximos anuales

T = período de retorno, en años.

Los parámetros a_o y c_o se valúan, con base en los registros, en la forma siguiente:

$$a_o = \bar{Q} - c_o \bar{x} \tag{4.59}$$

$$c_o \quad \frac{\sum_{i=1}^{N} x_i Q_i - N \bar{x} \bar{Q}}{\sum_{i=1}^{N} x_i^2 - N \bar{x}^2} \tag{4.60}$$

siendo

$$x_i = \log_e \log_e \left[\frac{T_i}{T_i - 1} \right] \tag{4.61}$$

donde

N = número de años de registro

Q_i = gastos máximos anuales registrados, en m^3/s

$\bar{Q} = \sum_{i=1}^{N} Q_i/N$ = gasto medio, en m^3/s

x_i = constante para cada gasto Q registrado, función de su período de retorno correspondiente.

$\bar{x} = \sum_{i=1}^{N} x_i/N$ = valor medio de las x.

El valor de cada T_i que se debe introducir en la expresión 4.61 se obtiene aplicando la fórmula de Weibull (4.29) a cada uno de los gastos Q_i del registro, o sea

$$T_i = \frac{N + 1}{m_i} \qquad (4.62)$$

donde m_i es el rango correspondiente al gasto máximo anual Q_i, al ordenar los gastos en forma decreciente y asignando el número 1 al más grande de los registrados.

El intervalo dentro del cual puede variar el $Q_{máx}$ calculado con la ecuación 4.58 se obtiene con:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N^2(N-1)} + (x-\bar{x})^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left(S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \qquad (4.63)$$

$$S_{xx} = N\sum x_i^2 - \left(\sum x_i\right)^2 \qquad (4.64)$$

$$S_{qq} = N\sum Q_i^2 - \left(\sum Q_i\right)^2 \qquad (4.65)$$

$$S_{xq} = N\sum Q_i x_i - \left(\sum Q_i\right)\left(\sum x_i\right) \qquad (4.66)$$

En la ecuación 4.63 se ve que ΔQ sólo varía con x, la cual se calcula con la ecuación 4.61 sustituyendo el valor del período de retorno para el cual se calculó el $Q_{máx}$. Todos los demás términos qué intervienen en la ecuación 4.63 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño, como ya se vió al tratar el método de Gumbel, quedará comprendido entre $Q_{máx} - \Delta Q$ y $Q_{máx} + \Delta Q$.

Ejemplo 4.15.- Calcular por el método de Nash el gasto de diseño para el mismo caso del ejemplo 4.14, página 193.

a) Cálculos preliminares.

Para la aplicación de este método los gastos máximos anuales se ordenan -

en forma decreciente como se muestra en la columna 1 de la tabla 4.16. La columna 2 es el número de orden que va de 1 a 20, pues es éste el número de datos. La columna 3 se calcula empleando la ecuación 4.62, que en este caso se reduce a:

$$T_i = \frac{20 + 1}{m_i} = \frac{21}{m_i}$$

Las x_i se obtienen sustituyendo en la ecuación 4.61 los valores de la columna 4.

b) Cálculo de $\bar{Q}$ y $\bar{x}$.

Sumando los datos anotados en la columna 1 de la tabla 4.16 y dividiendo el resultado entre el número de años de registro, se obtiene:

$$\bar{Q} = \frac{2,248.8}{20} = 112.44 \ m^3/seg.$$

Procediendo de igual manera con la columna 5 de la misma tabla se obtiene:

$$\bar{x} = \frac{-10.50}{20} = - \ 0.52$$

c) Cálculo de las constantes a_o y c_o.

$$c_o = \frac{-2,729.4 - 20 \ (-0.52) \ (112.44)}{28.06 - 20 \ (-0.52)^2} = \frac{-1,560.02}{22.65} = -68.9$$

y de la ecuación 4.59

$$a_o = 112.44 - (-68.9) \ (-0.52) = 76.61$$

d) Gasto máximo para diferentes períodos de retorno, sin considerar el intervalo de confianza.

Sustituyendo los valores de las constantes a_o y c_o en la ecuación 4.58, se obtiene

$$Q_{máx} = 76.61 - 68.9 \ \log_e \ \log_e \ \frac{T}{T-1}$$

y entonces

Para T = 50 años, $Q_{máx}$ = 345 $m^3/seg.$

Para T = 100 años, $Q_{máx}$ = 394 $m^3/seg.$

e) Intervalo de confianza.

Para calcular este intervalo se emplea la ecuación 4.63. Antes de aplicar la conviene calcular

$$S_{xx} = 20 \times 28.06 - (-10.50)^2 = 450.95$$

$$S_{qq} = 20 \times 36.59 \times 10^4 - (2,248.8)^2 = 226 \times 10^4 \ m^6/seg^2$$

$$S_{xq} = 20\ (-2,729.4) - (2,248.8)\ (-10.50) = -30,976 \ m^3/s$$

Sustituyendo en la ecuación 4.63 se obtiene

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{226 \times 10^4}{20^2(20-1)} + \left[x-(-0.52)\right]^2 \frac{1}{20-2} \frac{1}{450.95}\left[226x10^4 - \frac{(-30,976)^2}{450.95}\right]}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{297 + \left[x + 0.52\right]^2 \cdot 16.3} \ m^3/s$$

El valor de x se calcula de la ecuación 4.61 para cada T

Para T = 50 años, x = -3.902 y ΔQ = 44 m^3/s

Para T = 100 años, x = -4.600 y ΔQ = 48 m^3/s

f) Cálculo del gasto máximo para diferentes períodos de retorno con intervalo de confianza.

Se obtiene sumando al $Q_{máx}$ el valor de ΔQ.

Para T = 50 años

$$Q_{máx} + \Delta Q = 345 + 44 = 389 \ m^3/s$$

Para T = 100 años

$$Q_{máx} + \Delta Q = 394 + 48 = 442 \ m^3/s$$

TABLA 4.16

1	2	3	4	5	6	7	8
Q_i	m_i	T_i	$\frac{T_i}{T_i-1}$	x_i	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$Q_i\ x_i$	x_i^2
300	1	21	1.050	- 3.02	9.00	- 906.0	9.12
246	2	10.5	1.105	- 2.30	6.05	- 565.8	5.29
203	3	7	1.166	- 1.87	4.12	- 379.6	3.50
188	4	5.25	1.233	- 1.56	3.53	- 293.3	2.43
165	5	4.20	1.313	- 1.30	2.72	- 214.5	1.69
156	6	3.50	1.400	- 1.09	2.43	- 170.0	1.19
147	7	3	1.500	- 0.90	2.16	- 132.3	0.81
141	8	2.63	1.615	- 0.74	1.99	- 104.3	0.55
105	9	2.33	1.750	- 0.58	1.10	- 60.9	0.34
98.2	10	2.10	1.910	- 0.44	0.96	- 43.2	0.19
56.8	11	1.91	2.100	- 0.30	0.32	- 17.0	0.09
56.3	12	1.75	2.335	- 0.16	0.32	- 9.0	0.03
54.9	13	1.62	2.610	- 0.04	0.30	- 2.2	0.00
53.6	14	1.50	3.000	0.09	0.29	4.8	0.01
52.0	15	1.40	3.500	0.23	0.27	12.0	0.05
48.8	16	1.31	4.225	0.37	0.24	18.1	0.14
47.9	17	1.24	5.170	0.50	0.23	24.0	0.25
47.9	18	1.17	6.880	0.66	0.23	31.6	0.44
45.2	19	1.11	10.091	0.84	0.20	38.0	0.71
36.2	20	1.05	21.000	1.11	0.13	40.2	1.23
2248.8				-10.50	36.59	-2,729.4	28.06

4.2.17.- Método de Lebediev.

Lebediev consideró una distribución del tipo III de Pearson, ajustada con - base en experiencias obtenidas en ríos soviéticos. A continuación se pre— sentan las relaciones que se utilizan para determinar el gasto máximo.

El gasto máximo probable para un período de retorno determinado se obtiene con la ecuación

$$Q_{máx} = \bar{Q} \ (K C_v + 1) \tag{4.67}$$

en la que $\bar{Q}$ es el gasto medio y está expresado como

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N} Q_i \tag{4.68}$$

C_v = coeficiente de variación, adimensional, que se obtiene de la ecuación

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1\right)^2}{N}} \tag{4.69}$$

K = coeficiente adimensional que depende de la — probabilidad P expresada en porcentaje de que se presente el gasto correspondiente al perío- do de retorno de que se trate y del coeficien- te de asimetría C_s, ver tablas 4.16a, 4.16b y 4.16c.

Q_i = gastos máximos anuales observados, en m^3/s.

N = número de años de observación.

P = probabilidad de que se presente la avenida co- rrespondiente al período de retorno de que se trate en un año en particular, expresada en - porcentaje; se calcula con la ecuación

$$P = \frac{1}{T} \times 100 \qquad (4.70)$$

en la que T es el período de retorno, en años.

C_s = coeficiente de asimetría, adimensional; - cuando el número de años de registro es mayor que 40, se determina con la ecua— ción.

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^{N} \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1\right)^3}{N\, C_v^3} \qquad (4.71)$$

En caso de que el número de años de observación sea menor que 40, se recomienda calcular además los siguientes valores:

$C_s = 2\ C_v$ para avenida producida por deshielo.

$C_s = 3\ C_v$ para avenida producida por tormentas.

$C_s = 5\ C_v$ para avenida producida por tormentas ciclónicas.

El valor de C_s así calculado se compara con el obtenido de la ecuación (4.71) y se escoge el mayor.

El intervalo de confianza en este método se calcula con la ecuación

$$\Delta Q = \pm \frac{A\ E_r\ Q_{máx}}{\sqrt{N}} \qquad (4.72)$$

en la cual

ΔQ = intervalo de confianza, en m^3/s.

A = coeficiente adimensional que varía de 0.7 a 1.5, dependiendo del número de años de registro. Cuantos - - más años de registro haya, menor será el valor del - coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el - valor de 0.7.

E_r = coeficiente adimensional que depende de los valores de

C_v y de la probabilidad P. Se encuentra en - forma de gráfica en la figura 4.19.

Ejemplo 4.16.- Obtener por el método de Lebediev el gasto de diseño para el mismo caso del ejemplo 4.14, página 193.

a) Obtención del gasto medio $\bar{Q}$.

Se obtiene aplicando la ecuación 4.68 en la cual $\sum_{i=1}^{N} Q_i$ es igual a la — suma de la columna 2 de la tabla 4.17.

$$\bar{Q} = \frac{2,248.8}{20} = 112.4 \quad m^3/s$$

b) Obtención del coeficiente de variación C_v.

Teniendo en cuenta la tabla 4.17, la ecuación 4.69 se reduce a sumar la columna 6 de dicha tabla, dividirla entre el número de años de registro y — sacarle raíz cuadrada, quedando:

$$C_v = \sqrt{\frac{8.94}{20}} = 0.67$$

c) Obtención del coeficiente de asimetría C_s.

Aplicando la ecuación (4.71) se obtiene

$$C_s = \frac{5.92}{20x(0.67)^3} = 0.98$$

Por otra parte, considerando que la avenida es producida por tormenta, el coeficiente C_s se valúa con

$$C_s = 3\ C_v = 3 \times 0.67 = 2.01$$

De los dos valores de C_s obtenidos se escoge el mayor, o sea

$$C_s = 2.01$$

) Obtención del coeficiente K.

Para el período de retorno de 50 años, de la ecuación 4.70 se obtiene — P = 2 por ciento. Con P = 2 y C_s = 2.01, de la tabla 4.16b se obtiene - K = 2.91.

Para el período de retorno de 100 años, de la ecuación 4.70 se obtiene - P = 1 por ciento. Con P = 1 y C_s = 2.01, de la tabla 4.16b se obtiene - K = 3.60.

e) Obtención de E_r.

De la figura 4.19, para P = 2 y C_v = 0.67, se obtiene E_r = 0.96. Para - P = 1 y C_v = 0.67, se obtiene E_r = 1.00.

f) Obtención del gasto máximo sin intervalo de confianza.

Para el período de retorno de 50 años, de la ecuación 4.67 se obtiene

$$Q_{máx} = 112.4\ (2.91 \times 0.67 + 1) = 332\ m^3/seg.$$

Para el período de retorno de 100 años, de la ecuación 4.67 se obtiene

$$Q_{máx} = 112.4\ (3.60 \times 0.67 + 1) = 384\ m^3/seg.$$

g) Obtención del intervalo de confianza ΔQ.

Para aplicar la ecuación 4.72 se necesita antes determinar el valor de A.

Para esto se puede interpolar linealmente entre 1.5 para N = 0 y 0.7 para N = 40, obteniendo para N = 20:

$$A = \frac{1.5 - 0.7}{40} \times 20 + 0.7 = 1.1$$

Se aplica ahora la ecuación 4.72 obteniendo, para T = 50 años:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.1 \times 0.96 \times 332}{\sqrt{20}} = 78\ m^3/s$$

Para T = 100 años

$$\Delta Q = \pm \frac{1.1 \times 1.00 \times 384}{\sqrt{20}} = 95 \ m^3/s$$

h) Obtención del gasto de diseño con intervalo de confianza.

Para T = 50 años

$$Q_{máx} + \Delta Q = 332 + 78 = 410 \ m^3s$$

Para T = 100 años

$$Q_{máx} + \Delta Q = 384 + 95 = 483 \ m^3/s$$

TABLA 4.16 a.- Valores de K

C_s	p en %																						C_s
	001	01	05	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	999	
00	3.72	3.09	2.58	2.33	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.52	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.33	-3.09	00
005	3.83	3.16	2.62	2.36	2.06	1.90	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.66	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.29	-3.02	0.05
01	3.94	3.23	2.67	2.40	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
015	4.05	3.31	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.68	-0.86	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.88	0.15
02	4.16	3.38	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.81	0.2
025	4.27	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.69	0.25
03	4.38	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
035	4.50	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.05	-2.60	0.35
04	4.61	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
045	4.72	3.74	2.99	2.64	2.29	2.05	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
05	4.83	3.81	3.01	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.08	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.66	-1.96	-2.40	0.5
055	4.94	3.88	3.08	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
06	5.05	3.90	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
065	5.16	4.03	3.17	2.78	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
07	5.28	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
075	5.39	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
08	5.50	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
085	5.62	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
09	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.39	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.9
095	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.2
1.25	6.52	4.86	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.96	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.28	-1.36	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.66	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.95	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

TABLA 4.16 b Valores de K

C_s	P en %																					C_s
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9	
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.87	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.06	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.36	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.910	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.757	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.75	4.80	1.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.690	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	0.635	-0.636	0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.006	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.00	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.69	0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	0.26	-0.41	-0.50	0.55	-0.57	0.58	-0.596	0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.18	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	-0.55	-0.57	-0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	-0.54	-0.56	-0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	-0.54	-0.55	-0.56	0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5

TABLA 4.16 c Valores de K

C_s	P en %																					C_s
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99,9	
3,55		7,68	5,27	4,22	3,16	2,66	1,93	1,03	0,28	0,072	-0,060	-0,28	-0,41	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,562	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	3,55
3,6		7,72	5,30	4,24	3,17	2,66	1,93	1,03	0,28	0,064	-0,072	-0,28	-0,42	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,555	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	3,6
3,65		7,79	5,32	4,25	3,17	2,66	1,92	1,02	0,27	0,056	-0,078	-0,28	-0,42	-0,48	-0,53	-0,53	-0,54	-0,548	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	3,65
3,7		7,86	5,35	4,26	3,18	2,66	1,91	1,01	0,26	0,048	-0,084	-0,29	-0,42	-0,48	-0,52	-0,53	-0,54	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	3,7
3,75		7,91	5,37	4,27	3,18	2,66	1,90	1,00	0,25	0,040	-0,089	-0,29	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,53	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	3,75
3,8		7,97	5,40	4,29	3,18	2,65	1,90	1,00	0,24	0,032	-0,095	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,52	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	3,8
3,85		8,02	5,42	4,31	3,19	2,65	1,90	0,99	0,23	0,026	-0,103	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	-0,519	3,85
3,9		8,08	5,45	4,32	3,20	2,65	1,90	0,98	0,23	0,020	-0,11	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	3,9
3,95		8,12	5,47	4,33	3,20	2,65	1,90	0,97	0,22	0,015	-0,11	-0,30	-0,41	-0,46	-0,49	-0,50	-0,50	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	3,95
4,0		8,17	5,50	4,34	3,20	2,65	1,90	0,96	0,21	0,010	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,49	-0,49	-0,50	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	4,0
4,05		8,23	5,52	4,35	3,21	2,65	1,89	0,95	0,20	0,005	0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,487	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	-0,493	4,05
4,1		8,29	5,55	4,36	3,22	2,65	1,89	0,95	0,20	0,00	-0,13	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,484	-0,486	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	4,1
4,15		8,33	5,57	4,37	3,23	2,65	1,88	0,94	0,19	0,005	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,478	-0,480	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	-0,481	4,15
4,2		8,38	5,60	4,39	3,24	2,64	1,88	0,93	0,19	0,010	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,473	-0,475	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	-0,476	4,2
4,25		8,43	5,62	4,39	3,24	2,64	1,87	0,92	0,18	0,015	-0,13	-0,31	-0,40	-0,44	-0,46	-0,467	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	-0,470	4,25
4,3		8,49	5,65	4,40	3,24	2,64	1,87	0,92	0,17	0,021	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,46	-0,462	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	0,465	4,3
4,35		8,54	5,67	4,41	3,24	2,64	1,86	0,91	0,16	0,026	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,455	-0,458	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	4,35
4,4		8,60	5,69	4,42	3,25	2,63	1,86	0,91	0,15	0,032	-0,15	-0,32	-0,40	-0,44	-0,451	-0,454	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	4,4
4,45		8,64	5,71	4,43	3,25	2,63	1,85	0,90	0,14	0,037	-0,15	-0,32	-0,40	-0,43	-0,446	-0,449	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	4,45
4,5		8,69	5,74	4,44	3,26	2,62	1,85	0,89	0,14	0,042	-0,16	-0,32	-0,40	-0,43	-0,441	-0,444	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	4,5
4,55		8,74	5,76	4,45	3,26	2,62	1,84	0,88	0,13	0,047	0,16	-0,32	-0,40	-0,42	-0,436	-0,439	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	4,55
4,6		8,79	5,79	4,46	3,27	2,62	1,84	0,87	0,13	0,052	-0,17	-0,32	-0,40	0,42	-0,432	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	4,6
4,65		8,84	5,81	4,47	3,27	2,61	1,83	0,86	0,12	0,058	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,428	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	4,65
4,7		8,89	5,84	4,49	3,28	2,61	1,83	0,85	0,11	0,064	-0,18	-0,32	-0,40	-0,42	-0,424	-0,425	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	4,7
4,75		8,92	5,86	4,49	3,28	2,61	1,82	0,83	0,10	0,069	0,18	-0,32	-0,395	-0,415	-0,420	-0,420	-0,421	-0,421	-0,421	0,421	-0,421	-0,421	4,75
4,8		8,96	5,89	4,50	3,29	2,60	1,81	0,82	0,10	0,075	0,19	-0,32	-0,39	-0,41	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	4,8
4,85		9,00	5,89	4,50	3,29	2,60	1,80	0,81	0,092	0,081	0,19	-0,32	-0,388	0,405	-0,411	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	4,85
4,9		9,04	5,90	4,51	3,30	2,60	1,80	0,80	0,084	0,097	0,19	-0,33	0,386	-0,401	0,407	-0,408	0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	4,9
4,95		9,08	5,92	4,52	3,31	2,60	1,79	0,79	0,076	0,093	0,19	-0,33	0,383	0,398	-0,403	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	4,95
5,0		9,12	5,94	4,54	3,32	2,60	1,78	0,78	0,068	0,099	0,20	-0,33	-0,380	0,395	-0,399	0,400	0,400	-0,400	-0,400	0,400	-0,400	-0,400	5,0
5,05		9,16	5,96	4,55	3,32	2,60	1,77	0,77	0,059	0,105	0,20	-0,33	-0,378	-0,391	-0,395	-0,396	-0,396	0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	5,05
5,1		9,20	5,98	4,57	3,32	2,60	1,76	0,76	0,051	0,110	0,21	-0,33	-0,376	-0,388	-0,391	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	5,1
5,15		9,23	6,00	4,58	3,32	2,60	1,75	0,74	0,043	0,115	0,21	-0,33	-0,375	0,385	-0,387	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	5,15
5,2		9,27	6,02	4,59	3,33	2,60	1,74	0,73	0,035	0,120	0,21	-0,33	-0,370	-0,382	-0,384	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	5,2

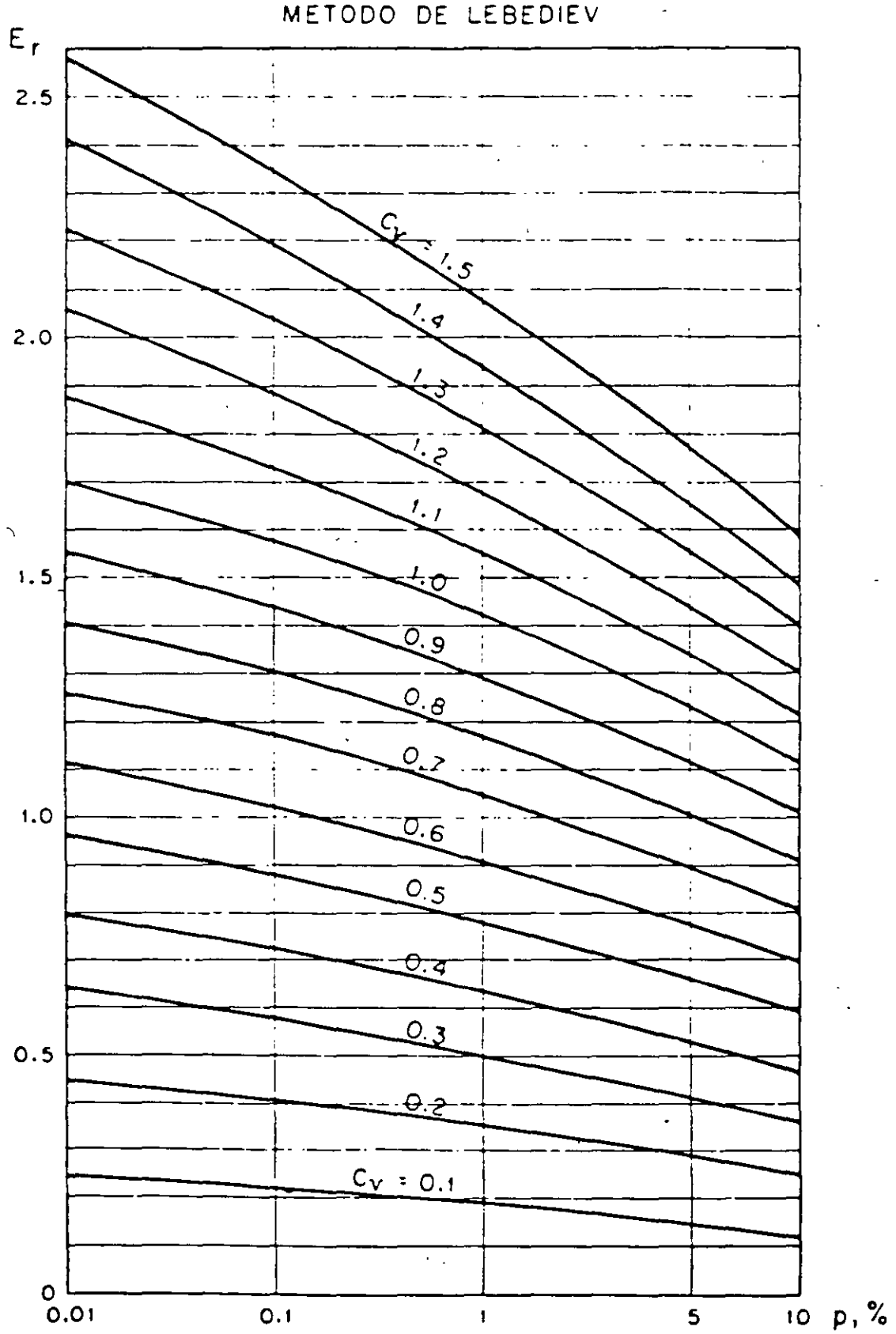


Fig. 4.19 VALORES DE E_r EN FUNCION DE C_v Y p EN PORCENTAJE

TABLA 4.17

1	2	3	4	5	6	7
Año de Observación	Gasto máximo anual (Q_i)	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$\frac{Q_i}{\bar{Q}}$	$\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1$	$\left[\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1\right]^2$	$\left[\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1\right]^3$
1943	300	9	2.67	1.67	2.79	4.66
44	188	3.53	1.67	0.67	0.45	0.30
45	147	2.16	1.31	0.31	0.09	0.03
46	105	1.10	0.93	- 0.07	0.00	0.00
47	165	2.72	1.47	0.47	0.22	0.10
48	203	4.12	1.81	0.81	0.65	0.53
49	48.8	0.24	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
1950	36.2	0.13	0.32	- 0.68	0.46	- 0.31
51	56.3	0.32	0.50	- 0.50	0.25	- 0.13
52	56.8	0.32	0.50	- 0.50	0.25	- 0.13
53	45.2	0.20	0.40	- 0.60	0.36	- 0.22
54	47.9	0.23	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
55	141	1.99	1.25	0.25	0.06	0.02
56	98.2	0.96	0.87	- 0.13	0.02	0.00
57	53.6	0.29	0.48	- 0.52	0.27	- 0.14
58	246	6.05	2.19	1.19	1.41	1.69
59	156	2.43	1.39	0.39	0.15	0.06
1960	47.9	0.23	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
61	54.9	0.30	0.49	- 0.51	0.26	- 0.13
62	52.	0.27	0.46	- 0.54	0.29	0.16
SUMA	2248.8	36.59			8.94	5.92

4.2.18.- Métodos Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III.

En 1930 Karl Pearson publicó en Londres la tercera edición de su obra "Tablas para Estadísticos y Biómetras", en la que proporciona una serie de — funciones de probabilidad que se pueden ajustar a casi cualquier distribución. Aunque estas funciones tienen sólamente una somera base teórica, se han usado ampliamente en trabajos estadísticos prácticos para definir la - forma de muchas curvas de distribución. De éstas las más usadas en Hidrología son las del tipo I y III para análisis de frecuencias.

Con relación al método log-Pearson Tipo III cabe mencionar un estudio muy interesante realizado en los Estados Unidos de América por el Consejo de - los Recursos de Agua por medio de su Comité de Hidrología, tendiente al — establecimiento de un método para la determinación de las frecuencias de - avenidas aplicable a todo el país. La idea del mencionado Consejo es la de disponer a nivel nacional de un criterio uniforme que permita adoptar la - mejor medida o la mejor combinación de medidas en el amplio campo del desarrollo de los recursos de agua y los programas relacionados con el manejo de pérdidas por avenidas.

El estudio comprendió a 6 de los métodos más comúnmente usados en ese país, habiendo encontrado que de ellos tres se apegaron bien a los datos y no — mostraron oblicuidad o distorsión; uno de estos últimos es el log-Pearson Tipo III, el cual fué escogido como método base para el análisis de frecuencias de avenidas, debido principalmente a la tendencia que tienen a usarlo las agencias Federales.

El mismo Comité de Hidrología reconoce que el estado del arte o habilidad - respecto a los métodos de análisis de frecuencia de las avenidas y a las - más de otras técnicas hidrológicas no ha avanzado al punto en que sea posible o apropiada una completa uniformización, por lo que admite la posibili-

dad de usar otro diferente al método base donde se presente una justificación adecuada.

Este método fué originalmente aplicado por Foster usando como argumento los gastos máximos anuales en los cálculos de la media, la desviación estándar y el coeficiente de distorsión de la distribución, llamándose el método -- Pearson Tipo III. Después, al introducirse la modificación consistente en transformar los datos naturales a sus logaritmos decimales para usar éstos como argumento en el cálculo de los parámetros estadísticos se cambió el - nombre a log-Pearson Tipo III, para diferenciarlo del original.

A continuación se describirá el método log-Pearson Tipo III y todo lo que - se diga será aplicable al Pearson Tipo III con una sola observación: lo que se refiera en el primer método a los logaritmos de los gastos se referirá a los valores naturales de los mismos en el segundo método.

La expresión que da el gasto máximo asociado a un determinado período de — retorno es la siguiente:

$$\log Q_{máx} = \overline{\log Q} + K S_{\log Q} \qquad (4.73)$$

o también

$$Q_{máx} = \text{Antilog}\left[\overline{\log Q} + K S_{\log Q}\right] \qquad (4.73')$$

donde

$Q_{máx}$ = gasto máximo para un período de retorno determinado, en m^3/s.

$\overline{\log Q}$ = valor medio de los logaritmos decimales de los gastos máximos anuales; se valúa con la expresión:

$$\overline{\log Q} = \frac{\sum_{i=1}^{N} \log Q_i}{N} \qquad (4.74)$$

K = factor de frecuencia, función del período de retorno y del coeficiente de distorsión "g", adimensional; se obtiene de las tablas 4.18-a a la 4.18-e.

N = Número de años de registro.

$S_{\log Q}$ = desviación estándar de los logaritmos de los gastos máximos anuales; se valúa con la expresión:

$$S_{\log Q} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} (\log Q_i)^2 - \left[\left(\sum_{i=1}^{N} \log Q_i \right)^2 \div N \right]}{N - 1}} \qquad (4.75)$$

El coeficiente de distorsión "g" que se utiliza para determinar K se valúa con la siguiente expresión:

$$g = \frac{N^2 \sum_{i=1}^{N} (\log Q_i)^3 - 3N \sum_{i=1}^{N} \log Q_i \sum_{i=1}^{N} (\log Q_i)^2 + 2\left[\sum_{i=1}^{N} \log Q_i \right]^3}{N\,(N-1)\,(N-2)\,(S_{\log Q})^3} \qquad (4.76)$$

La secuencia de cálculo es como sigue:

a).- Obtener los logaritmos decimales de las magnitudes de los gastos máximos anuales.

b).- Calcular el valor medio de los logaritmos, (ecuación 4.74).

c).- Calcular la desviación estándar de los logaritmos, (ecuación 4.75)

d).- Calcular el coeficiente de distorsión, (ecuación 4.76)

e).- Seleccionar K de las tablas 4.18-a a la 4.18-e, según el valor de g obtenido en el paso anterior y del período de retorno.

f).- Aplicar la ecuación 4.73' para obtener el gasto correspondiente al período de retorno considerado en el paso anterior.

Ejemplo 4.17.- Calcular por los métodos de Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III el gasto de diseño para el mismo caso del ejemplo **4.14**, página 193.

Los gastos máximos anuales observados se han repetido en la columna 1 de la tabla 4.19 que se usará para facilitar los cálculos. (Página 222).

A).- Método Pearson-III

Las columnas 2, 3 y 4 de la tabla 4.19 son las correspondientes a este método.

a).- Para este método no se requieren los logaritmos de los gastos.

b).- El valor medio de los gastos se obtiene dividiendo la suma de la columna 2 entre el número de datos que es 20.

$$\bar{Q} = \frac{2,243.8}{20} = 112.44 \quad m3/s$$

c).- Cálculo de la desviación estándar de los gastos.

$$S_Q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{N} Q_i^2 - \left[(\sum_{i=1}^{N} Q_i)^2 \div N \right]}{N - 1}}$$

$$S_Q = \sqrt{\frac{366,097 - \left[(2,248.8)^2 \div 20 \right]}{19}}$$

$$S_Q = 77.2 \quad m^3/s$$

d).- Cálculo del coeficiente de distorsión:

$$g = \frac{20^2 x 745,674 x 10^2 - 3x20x2,248.8x366,097 + 2(2,248.8)^3}{20x\ 19\ x\ 18\ x\ (77.2)^3}$$

$$g = 1.0089$$

e).- Cálculo del coeficiente K.

En la tabla 4.18-a, en las columnas correspondientes a T=50 y T=100 años, se interpola el valor de g encontrado en el inciso anterior para determinar los valores de K, obteniendo:

$$K_{50} = 2.546$$

$$K_{100} = 3.023$$

f).- El gasto se obtiene con la siguiente expresión:

$$Q_{máx} = \bar{Q} + K S_Q \qquad (4.77)$$

que es equivalente a la 4.73 del método log-Pearson III

Para T = 50 años

$$Q_{máx} = 112.4 + 2.546 \times 77.2 = 308.9$$

$$Q_{máx} = 309\ m^3/s$$

Para T = 100 años:

$$Q_{máx} = 112.4 + 3.028 \times 77.2 = 346.2$$

$$Q_{máx} = 346\ m^3/s$$

B) Método log-Pearson-III

Las columnas correspondientes a este método son las 5, 6 y 7 de la tabla 4.19.

a).- En la columna 5 se encuentran anotados los logaritmos de los gastos.

b) El valor medio de los logaritmos se obtiene dividiendo la suma de la columna 5 entre el número de datos:

$$\overline{\log Q} = \frac{39.1426908}{20} = 1.9571345$$

c).- Cálculo de la desviación estándar. Se aplica la ecuación 4.75:

$$S_{\log Q} = \sqrt{\frac{78.2158643 - \left[(39.1426908)^2 \div 20\right]}{19}}$$

$$S_{\log Q} = 0.2909$$

d).- Cálculo del coeficiente de distorsión. Se aplica la ecuación 4.76:

$$g = \frac{20^2 \times 159.5131233 - 3x20x39.1426908 \times 78.2158643 + 2(39.1426908)^3}{20 \times 19 \times 18 \times (0.2909)^3}$$

$$g = 0.3293$$

e).- Cálculo del coeficiente K.

De la tabla 4.18-a, para T=50 y T=100 años, interpolando para el valor de $g = 0.3293$ se obtiene:

$$K_{50} = 2.226$$

$$K_{100} = 2.565$$

f).- Cálculo del gasto máximo, aplicando la ecuación 4.73'

Para T = 50 años:

$Q_{máx}$ = Antilog(1.9571345 + 2.226x0.2909) = 402.4

$Q_{máx}$ = 402 m^3/s

Para T = 100 años:

$Q_{máx}$ = Antilog(1.9571345 + 2.565x0.2909) = 505.0

$Q_{máx}$ = 505 m^3/s

Tabla 4.18a.- Valores de K para coeficientes de distorsión positivos.

Coeficiente de distorsión (β)	Períodos de Retorno en años.										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad en %										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.838	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Tabla 4.18b.- Valores de K para coeficientes de distorsión negativos.

Coeficiente de distorsión (g)	Período de Retorno en Años										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad en %										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
- .1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
- .2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
- .3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
- .4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
- .5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
- .6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
- .7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
- .8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
- .9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0.396	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0.667

Tabla N° 4.18c.- Valores de K para coeficientes de distorsión positivos (Ampliación a la Tabla N° 4.18a)

Coeficiente de Distorsión (g)	Período de Retorno en años.		
	20	1 000	10 000
	Probabilidad en %		
	5	0.1	0.01
3.0	2.02	7.25	10.56
2.8	2.02	6.99	10.09
2.6	2.01	6.73	9.62
2.4	2.01	6.47	9.15
2.2	2.01	6.20	8.68
2.0	2.00	5.91	8.21
1.8	1,98	5.66	7.75
1.6	1.96	5.39	7.28
1.4	1.93	5.11	6.82
1.2	1.90	4.82	6.37
1.0	1.87	4.54	5.92
0.8	1.83	4.25	5.48
0.6	1.79	3.96	5.04
0.4	1.74	3.67	4.60
0.2	1.69	3.38	4.16
0.0	1.64	3.09	3.73

Tabla N° 4.18d.- Valores de K para coeficientes de distorsión positivos (g) mayor de 3.0 (Ampliación a las Tablas — 4.18a y 4.18c).

Coeficiente de Distorsión (g)	Período de Retorno en años								
	1.0101	1.0526	1.2500	2	5	20	100	1 000	10 000
	Probabilidad en %								
	99	95	80	50	20	5	1.0	0.1	0.01
5.0	-0.47	-0.46	-0.46	-0.45	0.04	1.98	4.50	9.80	16.10
4.8	-0.47	-0.47	-0.47	-0.47	0.05	1.99	4.48	9.55	15.40
4.6	-0.47	-0.47	-0.47	-0.47	0.08	1.99	4.44	9.28	15.00
4.4	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48	0.11	2.00	4.40	9.03	14.30
4.2	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48	0.14	2.01	4.37	8.80	13.70
4.0	-0.48	-0.48	-0.48	-0.47	0.18	2.01	4.32	8.50	13.30
3.8	-0.51	-0.50	-0.49	-0.46	0.23	2.01	4.26	8.26	12.7
3.6	-0.54	-0.53	-0.52	-0.45	0.28	2.02	4.21	8.01	12.2
3.4	-0.58	-0.57	-0.55	-0.43	0.33	2.02	4.15	7.76	11.55
3.2	-0.62	-0.62	-0.59	-0.42	0.38	2.02	4.09	7.51	11.10

Tabla N° 4.18e.- Valores de K para coeficientes de distorsión negativos (Ampliación a la tabla N° 4.18b).

Coeficiente de Distorsión (g)	Período de Retorno en años.		
	20	1 000	10 000
	Probabilidad en %		
	5	0.1	0.01
- 0.1	1.63	2.96	3.59
- 0.2	1.60	2.86	3.47
- 0.3	1.56	2.73	3.31
- 0.4	1.54	2.60	3.17
- 0.5	1.50	2.50	3.03
- 0.6	1.47	2.40	2.90
- 0.7	1.42	2.26	2.72
- 0.8	1.40	2.12	2.59
- 0.9	1.37	2.00	2.44
- 1.0	1.33	1.90	2.30
- 1.1	1.29	1.78	2.15
- 1.2	1.25	1.69	2.03
- 1.3	1.20	1.61	1.93
- 1.4	1.17	1.51	1.81
- 1.5	1.14	1.42	1.69
- 1.6	1.10	1.33	1.58
- 1.7	1.06	1.27	1.50
- 1.8	1.03	1.18	1.39
- 1.9	1.00	1.12	1.30
- 2.0	0.96	1.06	1.23
- 2.1	0.92	1.01	1.15
- 2.2	0.88	0.96	1.09
- 2.3	0.85	0.90	1.01
- 2.4	0.83	0.86	0.95
- 2.5	0.80	0.84	0.90
- 2.6	0.77	0.80	0.85
- 2.7	0.75	0.76	0.81
- 2.8	0.72	0.73	0.78
- 2.9	0.69	0.70	0.74
- 3.0	0.66	0.67	0.70

TABLA 4.19.-

1	2	3	4	5	6	7
Año de Observación	Gasto máximo anual, Q_i, m3/s	Q_i^2	$Q_i^3 x10^{-2}$	$\log Q_i$	$\log^2 Q_i$	$\log^3 Q_i$
1943	300	90,000	270,000	2.4771213	6.1361297	15.1999373
44	188	35,344	66,447	2.2741578	5.1717939	11.7614757
45	147	21,609	31,765	2.1673173	4.6972644	10.1804626
46	105	11,025	11,576	2.0211893	4.0852062	8.2569750
47	165	27,225	44,921	2.2174839	4.9172350	10.9038898
48	203	41,209	83,654	2.3074960	5.3245380	12.2863503
49	48.8	2,381	1,162	1.6884198	2.8507615	4.8132822
50	36.2	1,310	474	1.5587086	2.4295724	3.7869953
51	56.3	3,170	1,785	1.7505084	3.0642796	5.3640472
52	56.8	3,226	1,833	1.7543483	3.0777381	5.3991247
53	45.2	2,043	923	1.6551384	2.7394832	4.5340240
54	47.9	2,294	1,099	1.6803355	2.8235274	4.7444734
55	141	19,881	28,032	2.1492191	4.6191428	9.9275500
56	98.2	9,643	9,470	1.9921115	3.9685082	7.9057107
57	53.6	2,873	1,540	1.7291648	2.9900109	5.1702215
58	246	60,516	148,869	2.3909351	5.7165707	13.6679496
59	156	24,336	37,964	2.1931246	4.8097955	10.5484908
60	47.9	2,294	1,099	1.6803355	2.8235274	4.7444734
61	54.9	3,014	1,655	1.7395723	3.0261119	5.2641406
62	52	2,704	1,406	1.7160033	2.9446675	5.0530592
SUMAS	2,248.8	366,097	745,674	39.1426908	78.2153643	159.5131233

4.2.19.- Selección del método estadístico más adecuado.

Hasta aquí se han presentado algunos de los métodos estadísticos más comúnmente usados. Otros que también se utilizan con frecuencia son los de la distribución Normal, log-Normal, log-Gumbel, Gamma, etc.

Todos los métodos estadísticos, incluyendo los que no se han mencionado aquí, son en cierto modo empíricos, aún cuando involucren una distribución teórica, ya que no es posible partir de los factores hidrológicos básicos que originan las avenidas y demostrar la distribución probabilística de los picos.

En efecto, para que una distribución de probabilidades se considere correcta basta con que muestre cierta concordancia con los datos, lo cual viene a ser un procedimiento empírico para obtener una expresión de la distribución de probabilidades de las avenidas.

La Oficina de Hidrología y Drenaje del Departamento de Geotecnia (D.G.S.T.) ha elaborado un programa para la computadora de esta Secretaría, que ajusta 10 distribuciones de probabilidades a la serie de datos que se desee analizar y proporciona los gastos de avenidas asociados a los períodos de retorno que se le indiquen. Este programa proporciona además, para cada una de las distribuciones aplicadas, el grado en que ésta se ajusta a los datos, valorado según dos criterios diferentes: el de mínimos cuadrados y el de Kolmogorov-Smirnov. Este último criterio es una prueba estadística que sirve para determinar si un conjunto de observaciones se ajusta a una distribución de probabilidad con un cierto nivel de confianza; el criterio se basa en la máxima diferencia entre las distribuciones de probabilidad empírica y teórica, la cual se compara con el valor permisible "c" a un cierto nivel de confianza, que se encuentra en la tabla Nº 4.20. En caso de que el valor de dicha diferencia sea menor que el valor de la tabla se acepta la - -

hipótesis, al nivel de confianza utilizado, de que el conjunto de datos se ajusta a la distribución de probabilidad, en caso contrario se rechaza la hipótesis.

Desde luego, si hay más de una distribución que cumplan con el requisito - impuesto por esta prueba, el valor asociado a cada una de ellas permitirá comparar entre sí las distribuciones y escoger la que muestre el mejor — ajuste, el cual estará indicado por el menor valor de la diferencia mencionada.

Por lo que respecta al método de mínimos cuadrados, como su nombre lo sugiere, será el valor mínimo el que indique cuál es la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos.

Tabla 4.20.- Valores de "c" de la prueba de Kolmogorov-Smirnov.

Número de años N,	Nivel de confianza			
	0.80	0.90	0.95	0.99
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
$N > 50$	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

A continuación se incluye una tabla con los resultados obtenidos al aplicar el programa "Análisis de Distribuciones" de la D.G.S.T. al caso que — nos ocupa.

Tabla 4.21.- Resultados de los métodos incluídos en el programa "Análisis de Distribuciones".

Método	Gasto en m^3/s para		Prueba Kolmogorov-Smirnov.	Prueba Mínimos Cuadrados
	T=50 años	T=100 años		
Gamma	289	346	0.282	54,420
Pearson	353	498	0.736	57,115
Doble Normal	316	373	0.952	12,448
Normal	271	292	0.803	14,835
Log-Normal	359	431	0.774	7,127
Log-Normal de 3 Parámetros	308	347	0.756	8,859
Gumbel	358	409	0.422	6,700
Log-Gumbel	762	1,182	0.482	24,821
Gumbel I	344	392	0.327	6,846
Log-Gumbel I	666	1,004	0.367	15,126

Comparando entre sí los valores de la cuarta columna se puede ver que, de acuerdo con el criterio de Kolmogorov-Smirnov, la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos es la Gamma, después de la cual se encuentra la Gumbel I con un grado de ajuste ligeramente menor.

Por lo que respecta a la prueba de mínimos cuadrados, cuyos resultados aparecen en la quinta columna, se observa que la distribución de mejor ajuste es la Gumbel y en segundo lugar se encuentra nuevamente la Gumbel I, con un grado de ajuste casi tan bueno como la anterior.

Tomando en cuenta que la distribución Gumbel I se acerca mucho al mejor ajuste por los dos criterios de prueba utilizados, se considera razonable adoptar para el proyecto los resultados de la misma.

4.2.20.- Selección del gasto de diseño.

Una vez que se ha determinado la curva de distribución de probabilidades que mejor se ajusta a los datos, es decir la curva de gastos máximos contra

períodos de retorno, se requiere seleccionar el gasto de diseño y para ello es necesario considerar un intervalo de tiempo durante el cual la obra cumpla con las funciones para las cuales se diseña. A este intervalo se le conoce como "vida útil".

La vida útil de una obra se determina con base en consideraciones de índole técnica, económica y social. Por ejemplo, la vida útil de un proyecto puede corresponder a la vida económica del mismo, es decir, al mínimo intervalo de tiempo en el cual los beneficios estimados cubren la amortización e intereses de capital invertido, así como los costos de operación y mantenimiento durante el mismo lapso. Vidas útiles de 50 y 100 años se usan comúnmente para proyectos de puentes. Por otra parte, debe también considerarse el riego o probabilidad de falla que tendrá la obra para cada gasto asociado a un período de retorno diferente.

En resumen, se puede decir que el período de retorno seleccionado para diseño es función del riesgo o probabilidad que se desee admitir de que el valor del gasto estimado sea superado durante los años de vida útil del proyecto.

Si $P(Q \leq q)$ es la probabilidad de que no se presente una avenida mayor que "q", entonces, si se considera que los eventos son independientes

$$\left[P(Q \leq q)\right]^{L}$$

es la probabilidad de que en L años de vida útil de la obra una avenida no exceda a "q", y

$$E = 1 - \left[P(Q \leq q)\right]^{L} \qquad (4.78)$$

será la probabilidad de que sí se presente una avenida que exceda a "q" en los L años de vida útil.

Harger & Bonney. "Handbook for Highway Engineers". Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1927.

Hering, Rudolph. "Sewerage Systems". ASCE Transactions. 1881

Horonjeff, R. "Planning and Design of Airports", Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1962.

Horton, R. E. "Drainage and Erosion Control Surface Drainage Facilities for Airfields and Heliports". Departments of the Army and the Air Force. U.S.A. 1965.

Linsley, Kohler & Paulhus: "Hydrology for Engineers". Mc Graw-Hill - Book Co., Inc. 1975.

Mosqueira R., Salvador. "Manual de Drenaje de Caminos". S.A.H.O.P. - 1952.

Pettersen, S. "Introduction to Meteorology". Mc Graw-Hill Book Co., - Inc. 1969.

Sánchez Bribiesca, J.L. "Consideraciones sobre el Funcionamiento Hidráulico e Hidrológico de Presas Pequeñas".

S.A.H.O.P. "Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras". 1971.

S.A.H.O.P. "Modelos de Análisis de las Características de la Precipitación y de las Condiciones de la Cuenca para Obtener Criterios de Diseño de Estructuras de Cruce y Drenaje de Carreteras". 1973.

Springall G., R. "Hidrología". Instituto de Ingeniería. UNAM. 1972.

Springall G., R. "Drenaje en Cuencas Pequeñas". Instituto de Ingeniería. UNAM. 1967.

Springall G., R. "Escurrimiento en Cuencas Grandes". Instituto de Ingeniería. UNAM. 1967.

S.A.R.H. "Boletín Hidrológico N° 51, Tomo V, Región Hidrológica N° 12 - (Parcial), Cuenca del Río Lerma". 1970.

S.A.R.H. "Una Técnica Uniforme para Determinar la Frecuencia de las Avenidas". (Log-Pearson Tipo III). 1974.

Steel, B.W. "Water Supply and Sewerage". Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1960.

U. S. Weather Bureau. "Rainfall Frecuency Atlas for the United States". Tech. Paper 40. 1961.

Tomando en cuenta la ecuación (4.33) la expresión (4.78) se puede escribir en la forma siguiente

$$E = 1 - \left[1 - \frac{1}{T}\right]^{L} \qquad (4.79)$$

o bien

$$T = \frac{1}{1 - \left[1-E\right]^{\frac{1}{L}}} \qquad (4.80)$$

Con esta última ecuación se determina el período de retorno de diseño una vez que se ha definido la vida útil de la obra y el riesgo que se acepta — correr de que se presente un gasto tan grande o mayor que el asociado a ese período de retorno.

BIBLIOGRAFIA

ARMCO. "Manual de Drenaje y Productos de Construcción". The Armco — International Corporation. 1958.

Barnet, B.S. "Discussion of Analysis of Runoff characteristics by O.H. Meyer". ASCE Transactions, Vol. 105. 1940.

Benson, M.A. "Evolution of Methods for Evaluating the Ocurrence of — Floods". U.S. Geological Survey WaterSupply Paper 1580-A. 1962.

Bürkli-Ziegler, A. "Grösstte Abflussmengen bei Städtischen Abzugs-Kanälen" Zurich, Druck vou Orell Füssli & Co. 1880.

Chow, Ven Te. "Handbook of Applied Hydrology" Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1964.

Chow, Ven Te. "Frecuency Analysis of Hydrologic Data With Special Application to Rainfall Intensities". University of Illinois. 1958.

Chow, Ven Te. "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins". Engineering - Experiment Bulletin N° 462. University of Illinois. 1960.

Dalrymple, Tate. "Flood-Frecuency Analysis". U.S. Geological Survey — Water-Supply Paper 1543-A. 1960.

Domínguez M., Ramón. "Tormentas y Avenidas de Diseño". Instituto de Ingeniería. UNAM. 1976.

Dooge, James. "The Hydrologic System as a Closed System". International Hydrology Simposium. 1967.

Fair, Geyer & Okun. "Abastecimientos de Aguas y Remoción de Aguas Residuales". Editorial Limusa. 1974.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

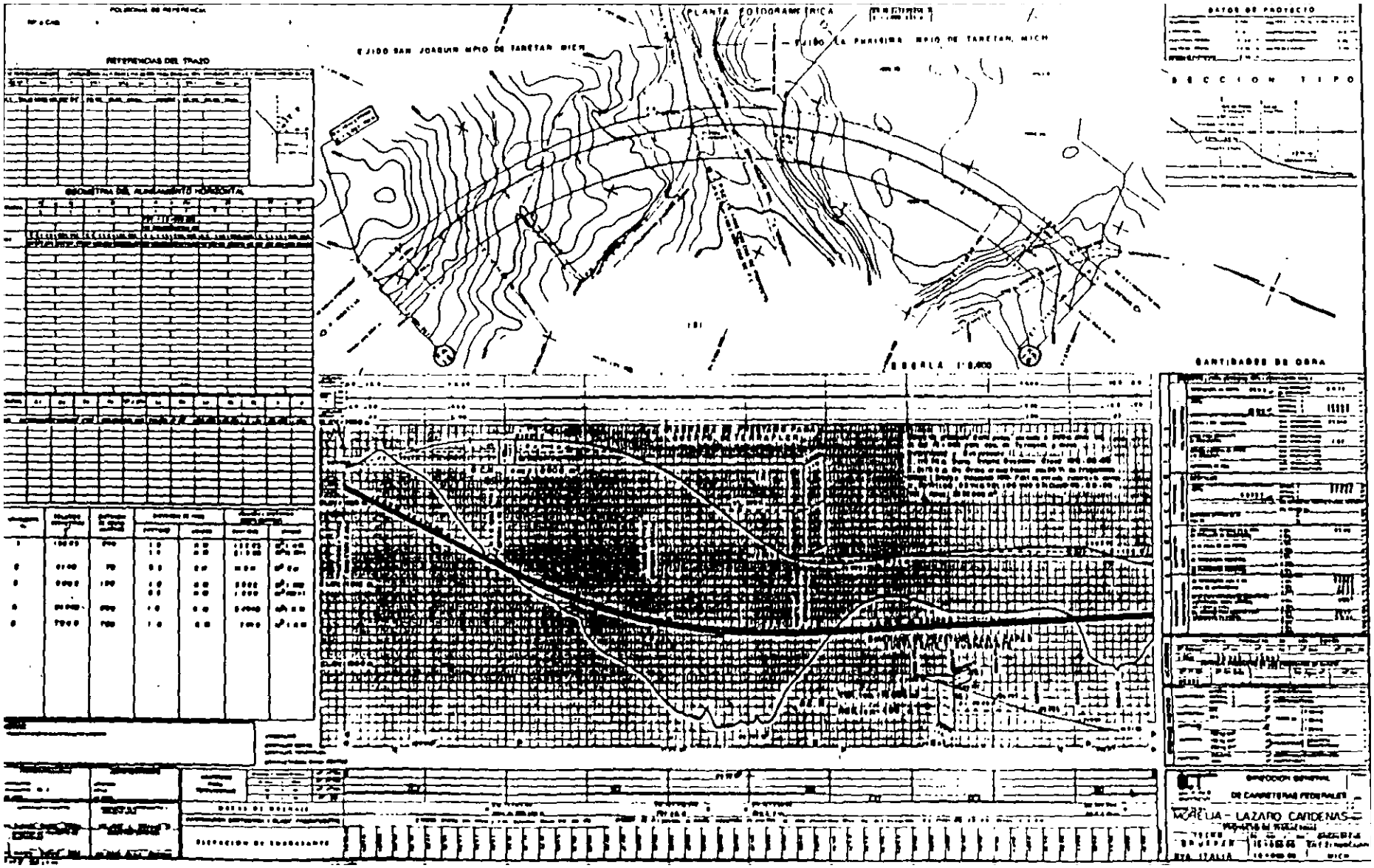
DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

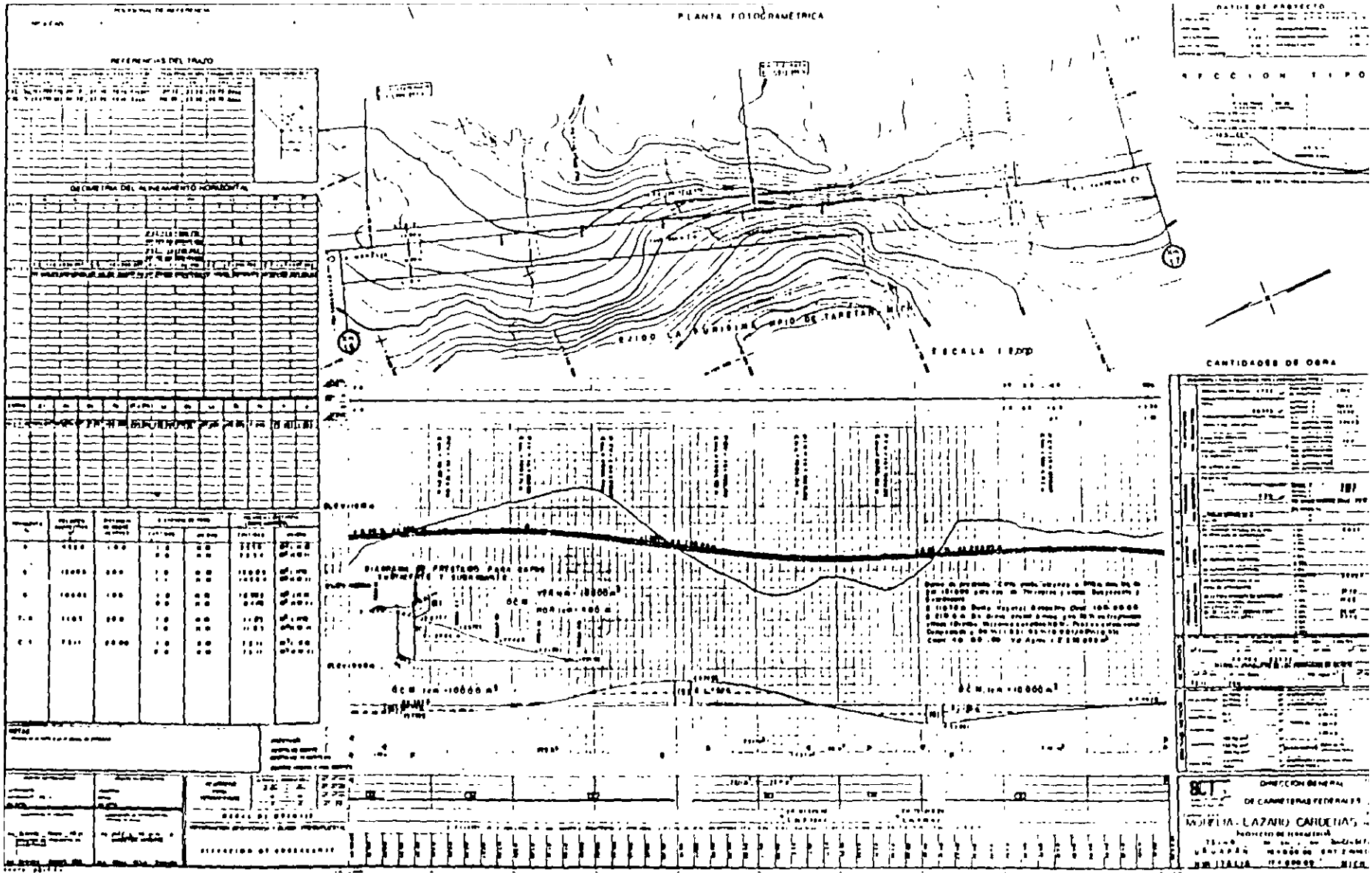
MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

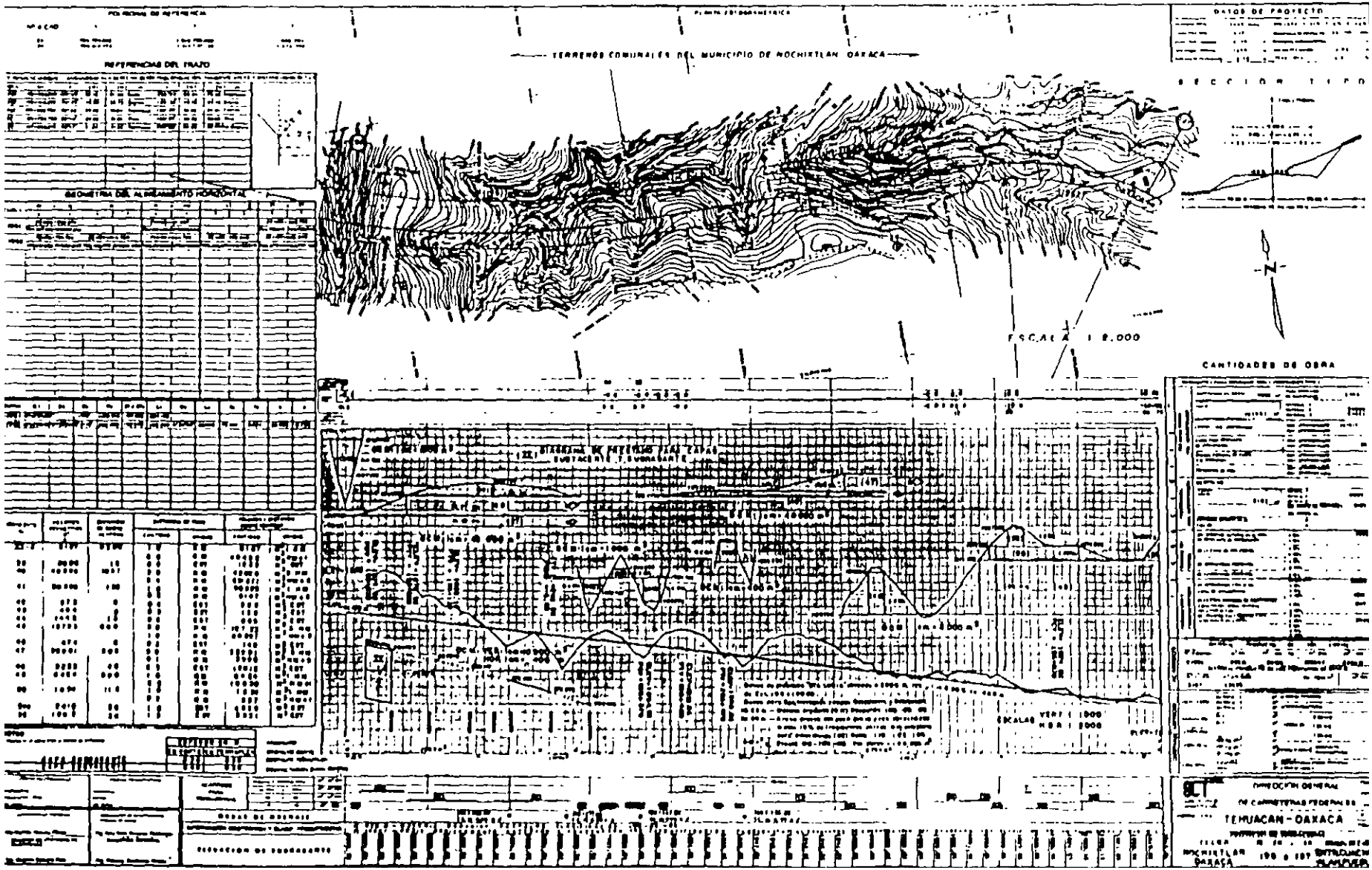
TEMA

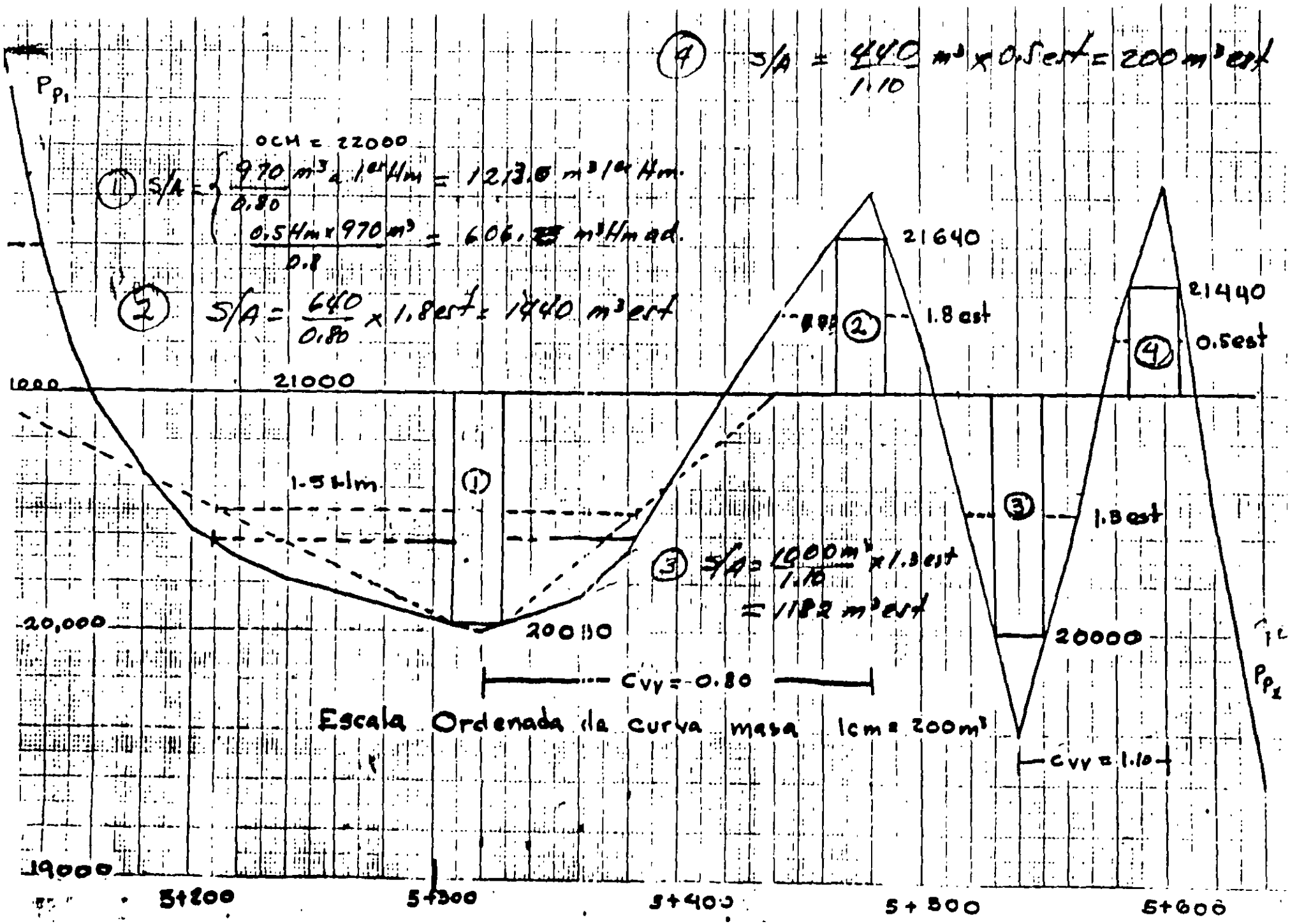
ESTUDIOS DETALLADOS: TOPOGRÁFICOS Y FOTOGRAMÉTOGRAMÉTRICOS

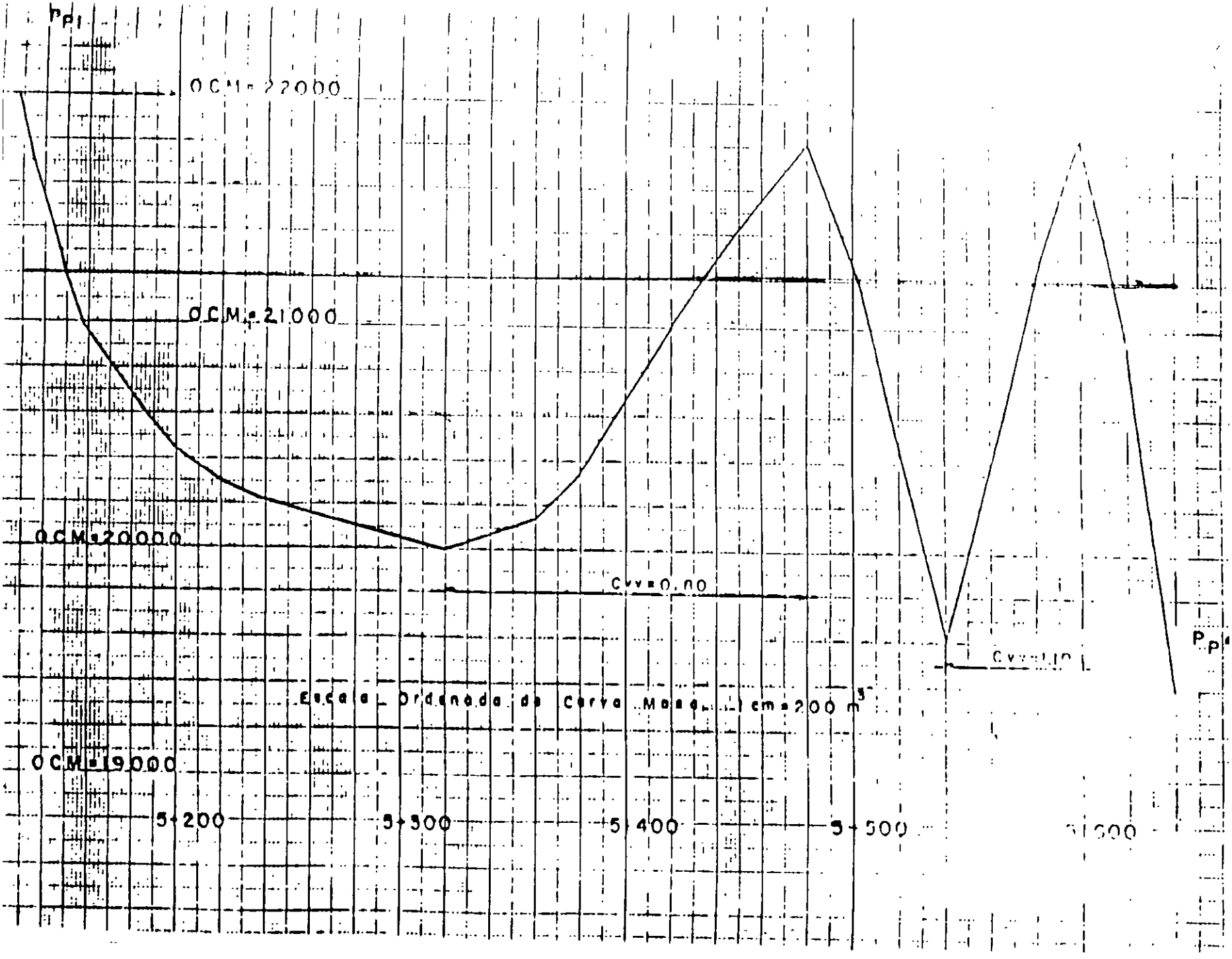
EXPOSITOR: ING. ALBERTO VILLASANA LYON
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

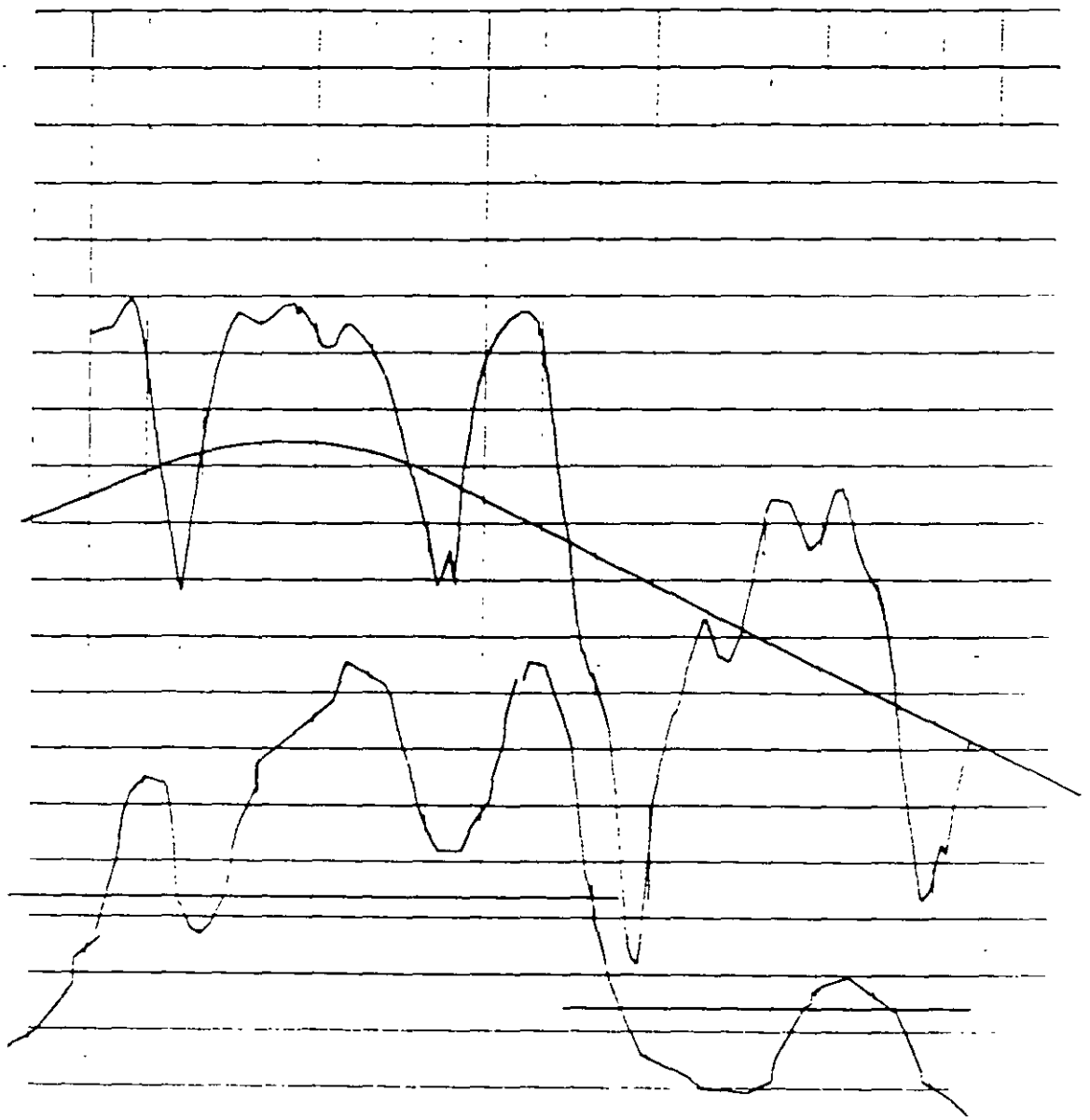

PLANTA FOTOGRAMETRICA
REFERENCIAS DEL TRAZO
GEOMETRIA DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL
DATOS DE PROYECTO
SECCION TIPO
CANTIDADES DE OBRA
ESCALA 1:5,000
DIRECCION GENERAL
DE CARRETERAS FEDERALES
LAZARO CARDENAS


PLANTA FOTOGRAMÉTRICA
SECCION TIPO
CANTIDADES DE OBRA
SCT

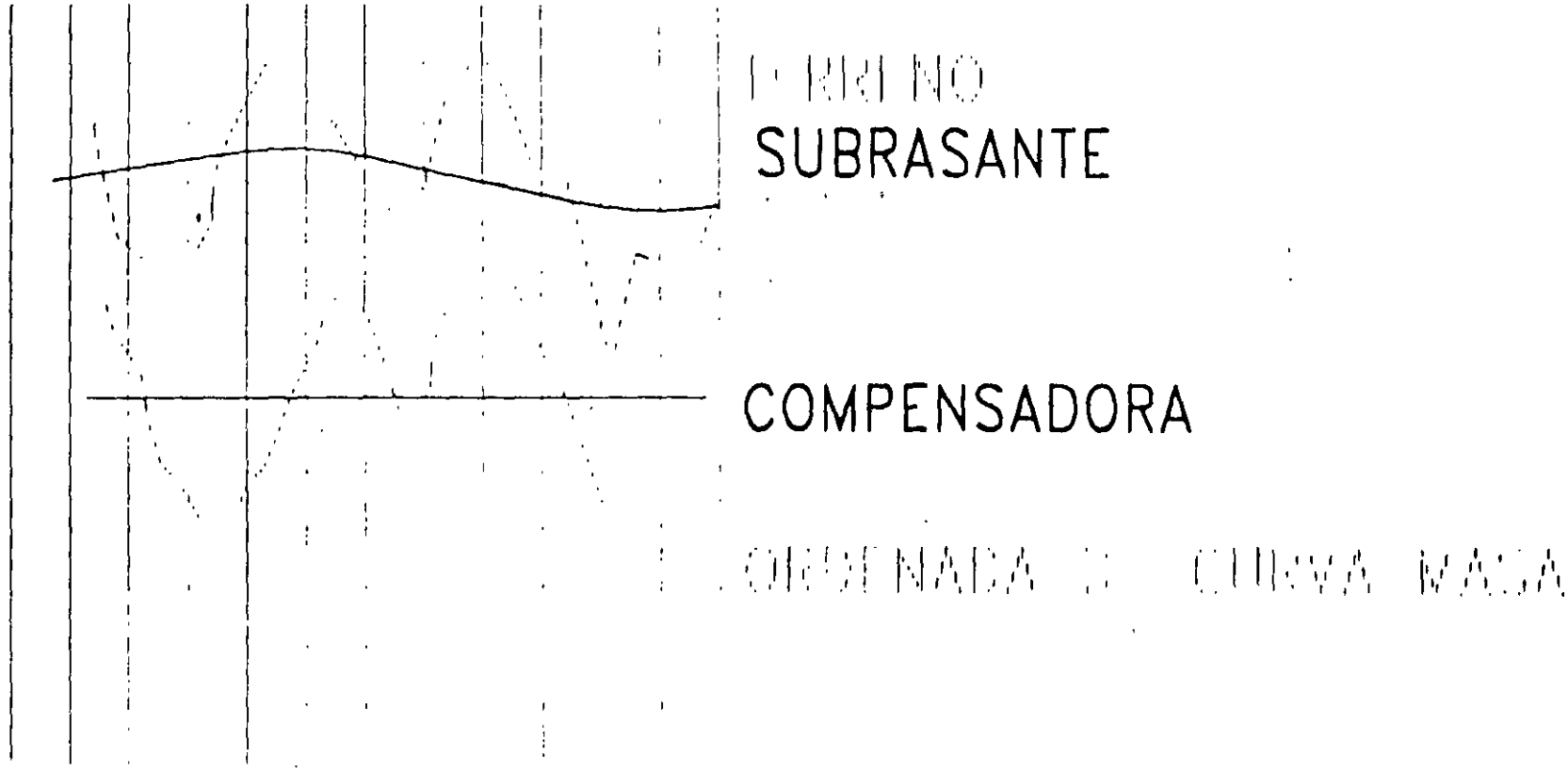

TERRENOS COMUNALES DEL MUNICIPIO DE NOCHIXTLAN OAXACA
DATOS DE PROYECTO
SECCION TIPO
CANTIDADES DE OBRA
TEMUACAN - OAXACA


④ S/A = 440 m³ / 1.10 × 0.5 est = 200 m³ est
OCH = 22000
① S/A = 970 m³ / 0.80 × 1 cm Hm = 1213.8 m³ cm Hm
0.5 Hm × 970 m³ / 0.8 = 606.25 m³ Hm ad.
② S/A = 640 / 0.80 × 1.8 est = 1440 m³ est
21640
1.8 est
21440
0.5 est
21000
1.5 Hm
③ S/A = 1900 m³ / 1.10 × 1.8 est
= 1182 m³ est
20110
20000
Cvv = 0.80
Cvv = 1.10
Escala Ordenada de curva masa 1 cm = 200 m³
20,000
19000
5+200
5+300
5+400
5+500
5+600

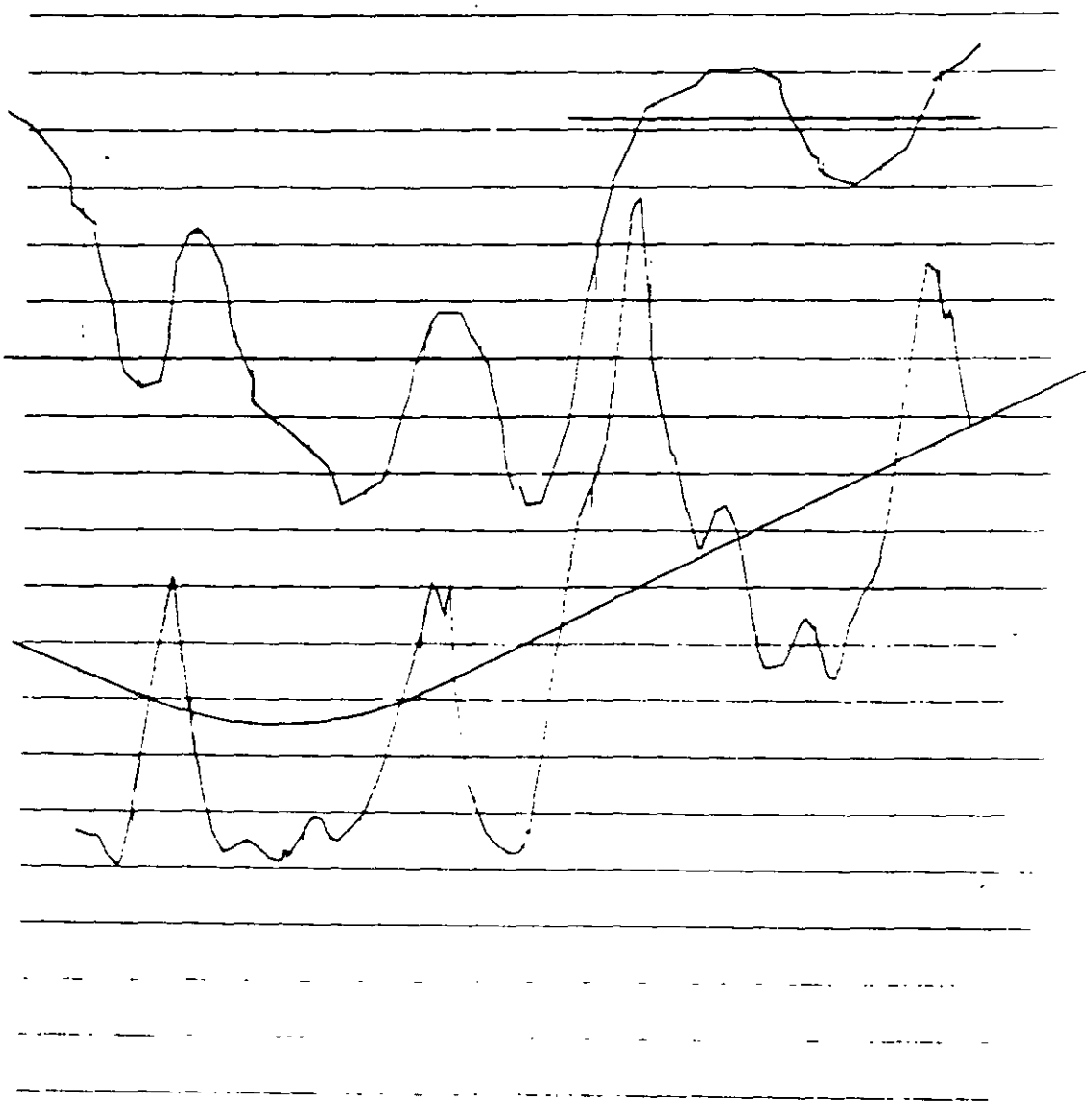

OCM=22000
OCM=21000
OCM=20000
OCM=19000
Cvv=0,00
Escala Ordenada da Curva Massa 1cm=200 m³
5+200
5+300
5+400
5+500
5+600



COMPENSACION ENTRE DOS
DESPERDICIO Y PRESTAMO

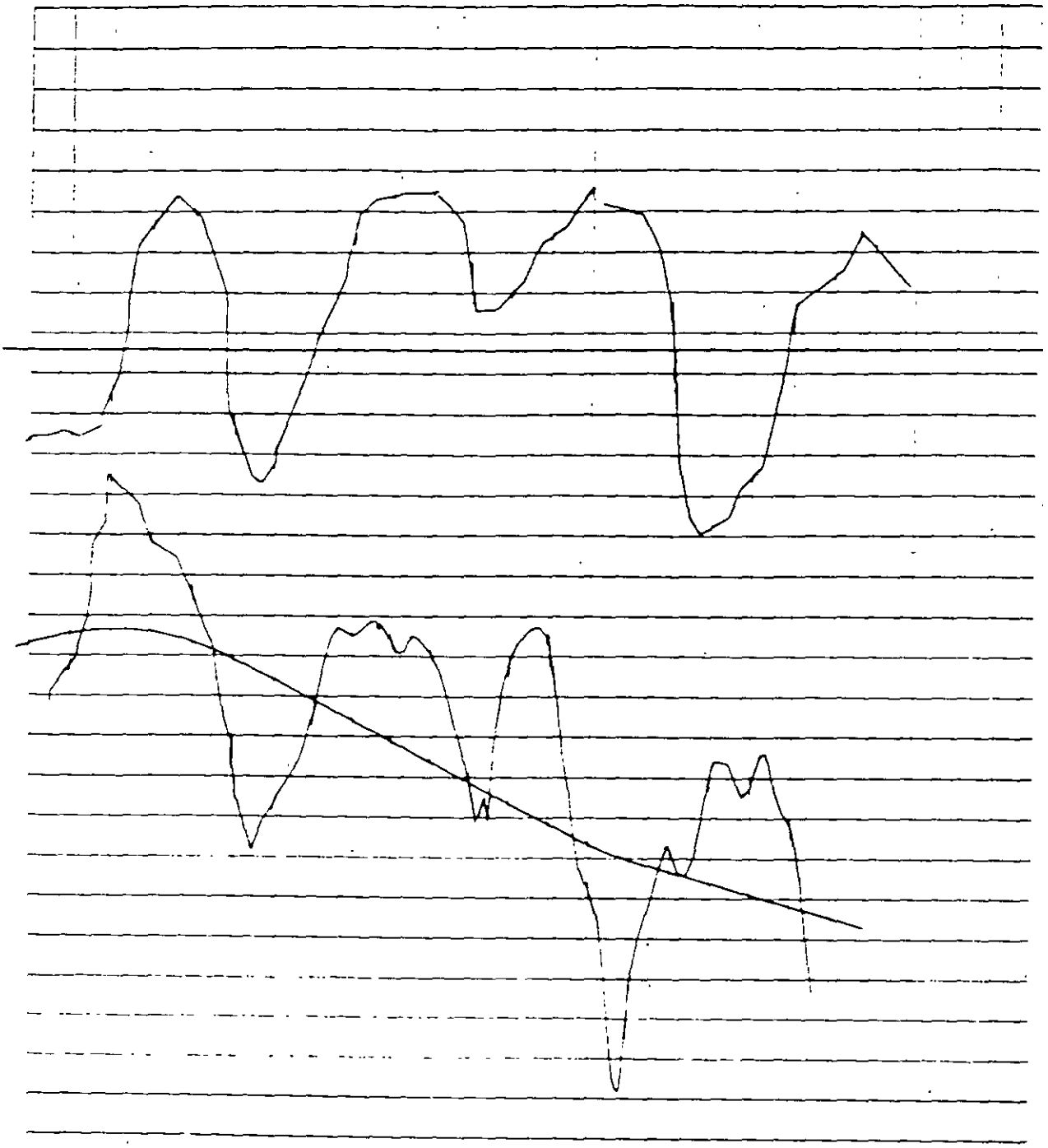


COMPENSACION ENTRE DOS PRESTAMOS

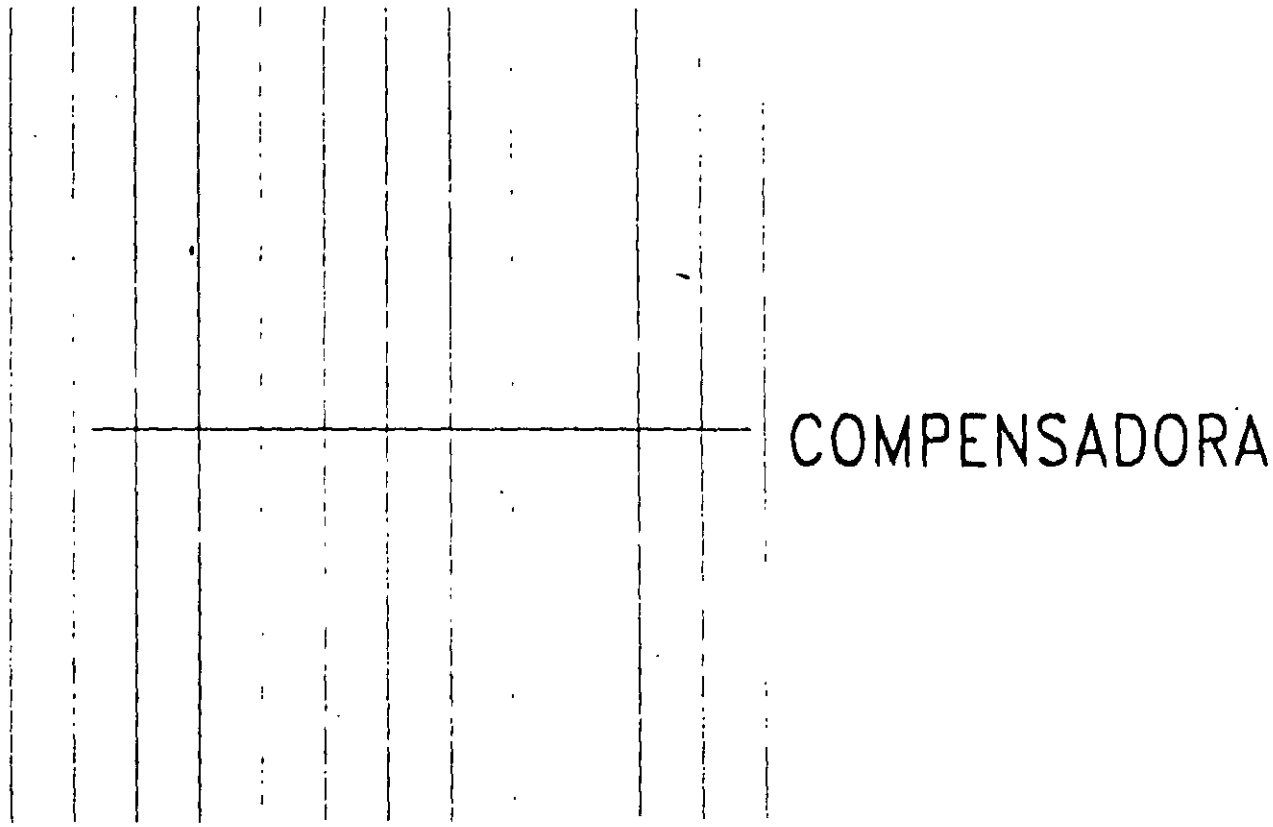


COMPENSACION ENTRE DOS

- PRESTAMO Y DESPERDICIO



COMPENSACION ENTRE DOS DESPERDICIOS



COMPENSACION ENTRE DOS PRESTAMOS

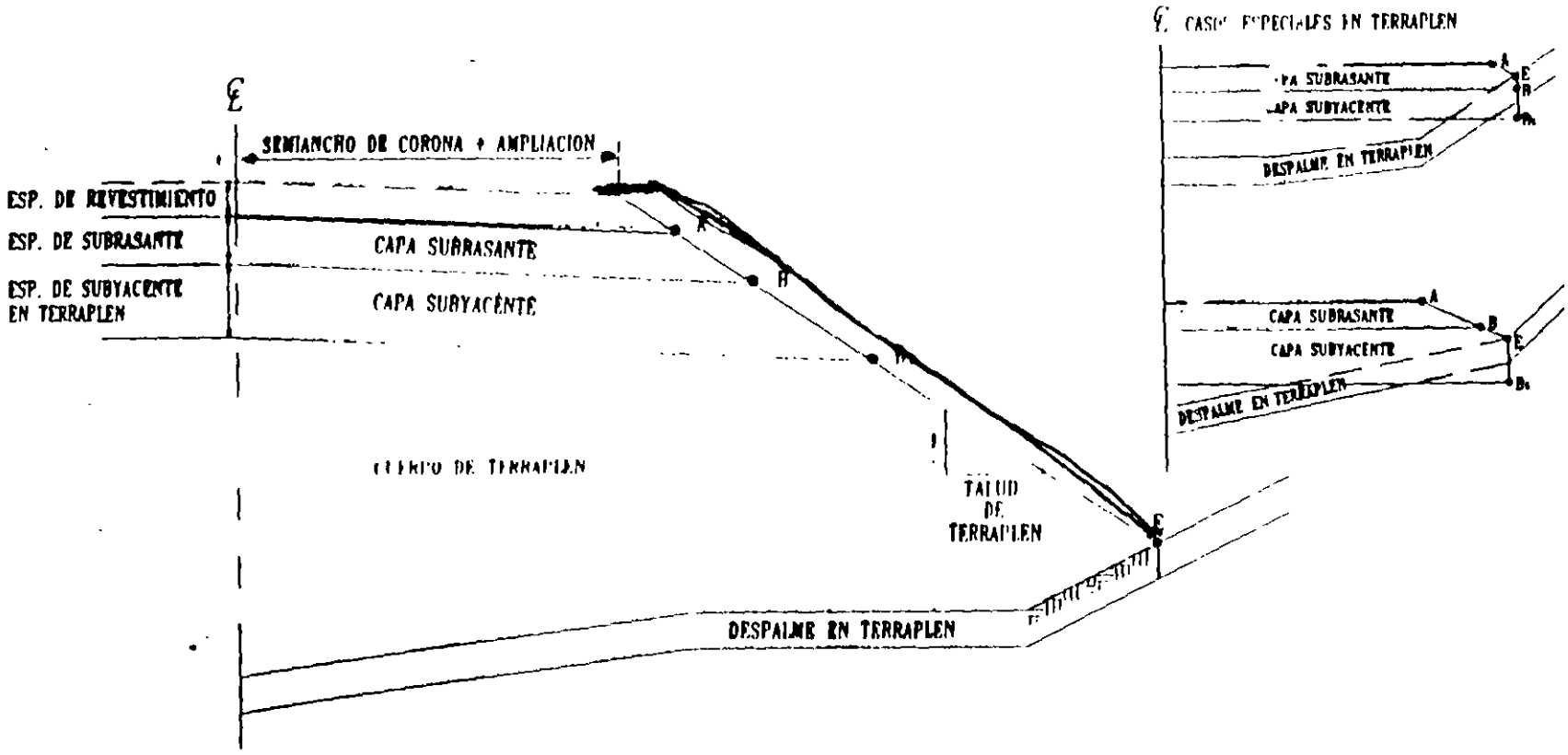
GEOMETRIA DEL SECCIONAMIENTO DE CONSTRUCCION

ESTACION	ELEV-TRM / ELEV-SUB	H	ESPP. PROM. DES.	SCH	LADO IZQUIERDO DEL SECCIONAMIENTO PTO-E	PTO-D	PTO-C	PTO-B	CH-P	PTO-A	LADO DERECHO DEL SECCIONAMIENTO PTO-A	CH-P	PTO-B	PTO-C	PTO-D	PTO-E
8680.00	10.52	1.37	.10	1-1	I 6.06			4.55		4.15	4.15		4.56			6.07 I
	11.89				I -1.41			-.30		.00	.00		-.30			-1.42 I
8700.00	10.53	1.32	.10	1-1	I 5.90			4.55		4.15	4.15		4.56			6.08 I
	11.85				I -1.31			-.30		.00	.00		-.30			-1.43 I
8720.00	10.46	1.34	.10	1-1	I 5.86			4.55		4.15	4.15		4.56			6.13 I
	11.81				I -1.28			-.30		.00	.00		-.30			-1.46 I
8740.00	10.51	1.25	.10	1-1	I 5.81			4.55		4.15	4.15		4.56			6.08 I
	11.77				I -1.25			-.30		.00	.00		-.30			-1.43 I
8760.00	10.56	1.17	.10	1-1	I 5.50			4.54		4.15	4.15		4.55			5.94 I
	11.73				I -1.04			-.30		.00	.00		-.30			-1.33 I
8780.00	10.49	1.20	.10	1-1	I 5.63			4.54		4.15	4.15		4.55			5.90 I
	11.69				I -1.13			-.30		.00	.00		-.30			-1.30 I
8800.00	10.59	1.05	.10	1-1	I 5.34			4.53		4.15	4.15		4.55			5.77 I
	11.65				I -.97			-.30		.00	.00		-.30			-1.22 I
8820.00	10.59	1.01	.10	1-1	I 5.29			4.53		4.15	4.15		4.54			5.62 I
	11.61				I -.90			-.30		.00	.00		-.30			-1.12 I
8840.00	10.53	1.01	.10	1-1	I 5.37			4.53		4.15	4.15		4.54			5.53 I
	11.57				I -.95			-.30		.00	.00		-.30			-1.06 I
8860.00	10.54	.99	.10	1-1	I 5.32			4.53		4.15	4.15		4.54			5.57 I
	11.53				I -.92			-.30		.00	.00		-.30			-1.09 I
8880.00	10.44	1.04	.10	1-1	I 5.41			4.54		4.15	4.15		4.54			5.58 I
	11.49				I -.98			-.30		.00	.00		-.30			-1.09 I
8900.00	10.38	1.15	.10	1-1	I 5.64			4.54		4.15	4.15		4.55			5.82 I
	11.45				I -1.14			-.30		.00	.00		-.30			-1.25 I
8920.00	10.28	1.13	.10	1-1	I 5.53			4.54		4.15	4.15		4.55			5.76 I
	11.41				I -1.06			-.30		.00	.00		-.30			-1.17 I
8940.00	10.42	.95	.10	1-1	I 5.34			4.53		4.15	4.15		4.54			5.51 I
	11.37				I -.94			-.30		.00	.00		-.30			-1.05 I
8960.00	9.79	1.54	.10	1-1	I 6.20			4.56		4.15	4.15		4.57			7.00 I
	11.33				I -1.50			-.30		.00	.00		-.30			-2.04 I
8980.00	7.53	3.75	.10	1-1	I 8.31			4.58		4.15	4.15		4.58			9.71 I
	11.29				I -2.91			-.30		.00	.00		-.30			-3.84 I
8986.00	6.97	4.30	.10	1-1	I 9.63			4.58		4.15	4.15		4.58			10.81 I
	11.27				I -3.79			-.30		.00	.00		-.30			-4.58 I
8993.60	10.15	1.11	.10	1-1	I 5.47			4.54		4.15	4.15		4.58			8.69 I
	11.26				I -1.02			-.30		.00	.00		-.30			-3.16 I
9000.00	10.26	.99	.10	1-1	I 5.36			4.53		4.15	4.15		4.57			7.81 I
	11.25				I -.95			-.30		.00	.00		-.30			-2.58 I
9020.00	10.02	1.18	.10	1-1	I 5.62			4.54		4.15	4.15		4.55			5.66 I
	11.21				I -1.12			-.30		.00	.00		-.30			-1.15 I
9040.00	9.87	1.29	.10	1-1	I 5.80			4.55		4.14	4.56		4.97			6.28 I
	11.17				I -1.23			-.29		.00	.00		-.30			-1.29 I
9060.00	9.79	1.33	.10	1-1	I 5.88			4.54		4.14	4.75		5.16			6.56 I
	11.13				I -1.27			-.27		.01	-.02		-.32			-1.36 I
9080.00	9.82	1.28	.10	1-1	I 5.79			4.54		4.14	4.75		5.16			6.41 I
	11.10				I -1.21			-.27		.01	-.02		-.32			-1.39 I

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO . 1



CONDICIONES

SECCION EN TERRAPLEN

DATOS REQUERIDOS

Indicador de cuña de afinamiento = 0

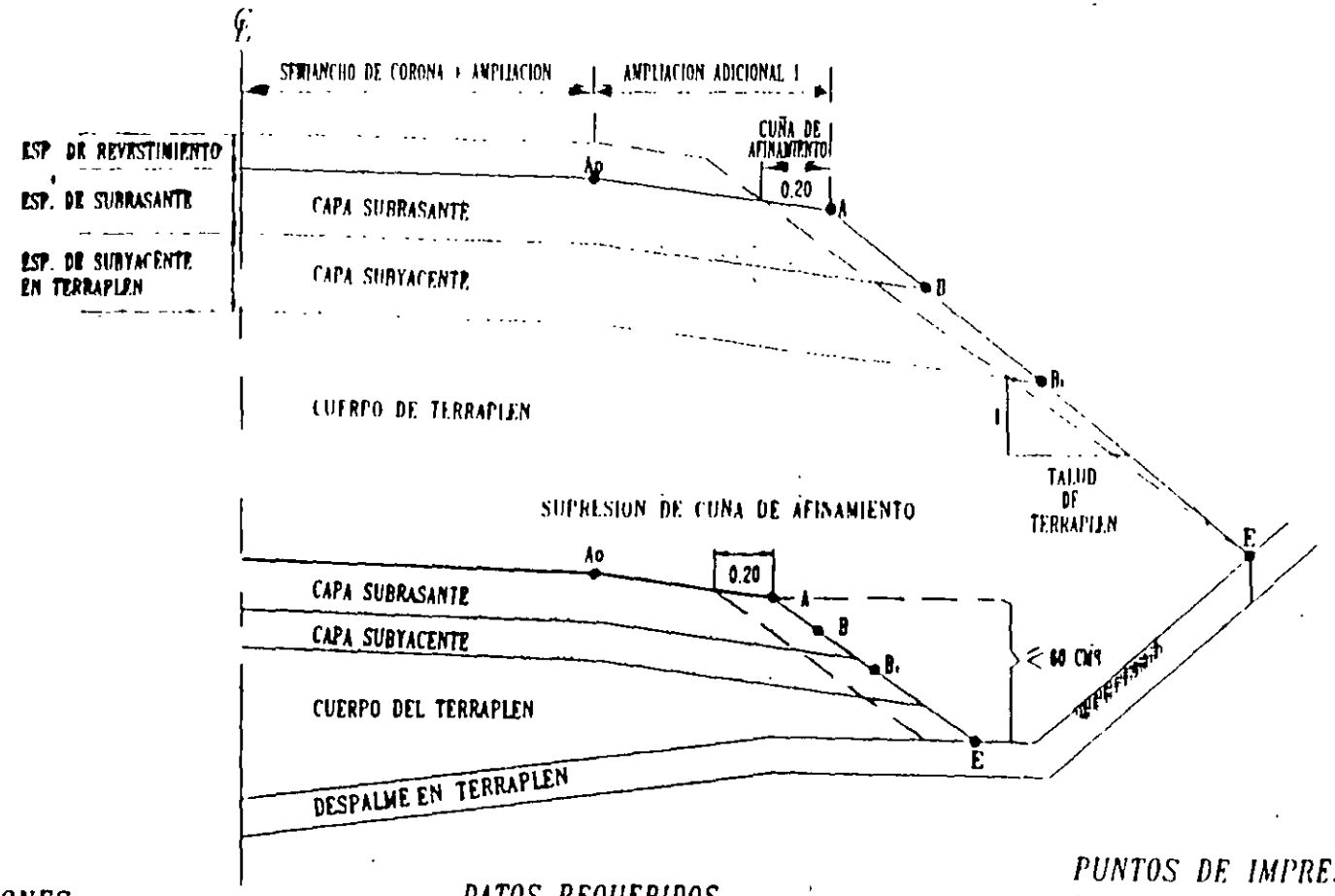
PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro
B Limite de capa subrasante
D Limite de capa subyacente
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 12



CONDICIONES

SECCION EN TERRAPLEN

CON CUÑA DE AFINAMIENTO

DATOS REQUERIDOS

Indicación de cuña de afinamiento = 1

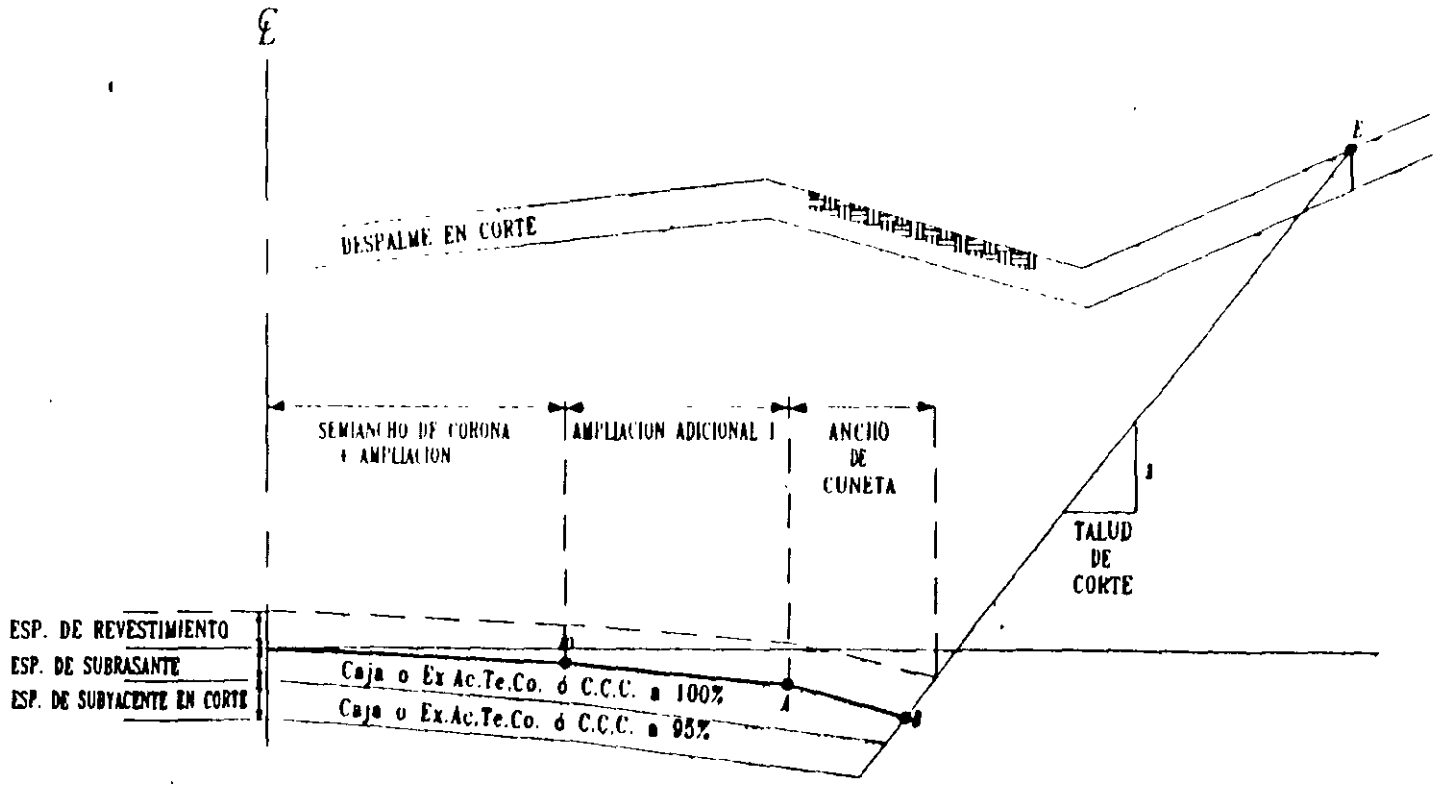
Primera amplia + adicional < > 0

PUNTOS DE IMPRESION

Ao Punto de cambio por sobreelevación adicional
A Hombro
B Límite de capa subrasante
B1 Límite de capa subyacente
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 13



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)
Punto B

DATOS REQUERIDOS

Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3

Ancho de berma = 0

Primera ampliación adicional < > 0

PUNTOS DE IMPRESION

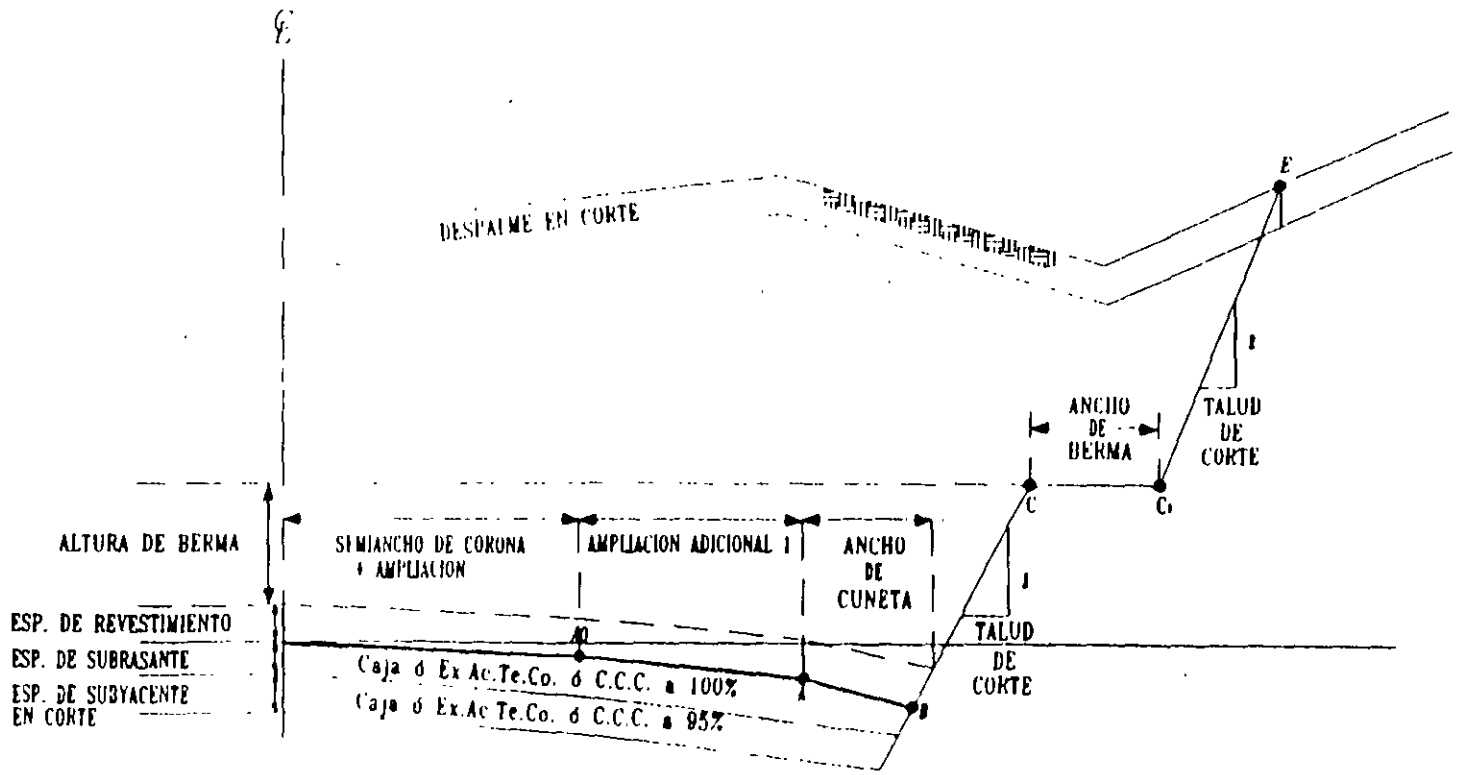
A0 Punto de cambio por sobreelevación adicional

A Hombro

B Fondo de cuneta definitiva

E Intersección de proyecto-terreno natural

SECCION TIPO : 14



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)

Puntos C y C enterrados y encima de la altura minima de berma

DATOS REQUERIDOS

Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3

Ancho de berma < > 0

Primera ampliación adicional < > 0

PUNTOS DE IMPRESION

A0 Punto de cambio por sobreelevación adicional

A Hombro

B Fondo de cuneta definitiva

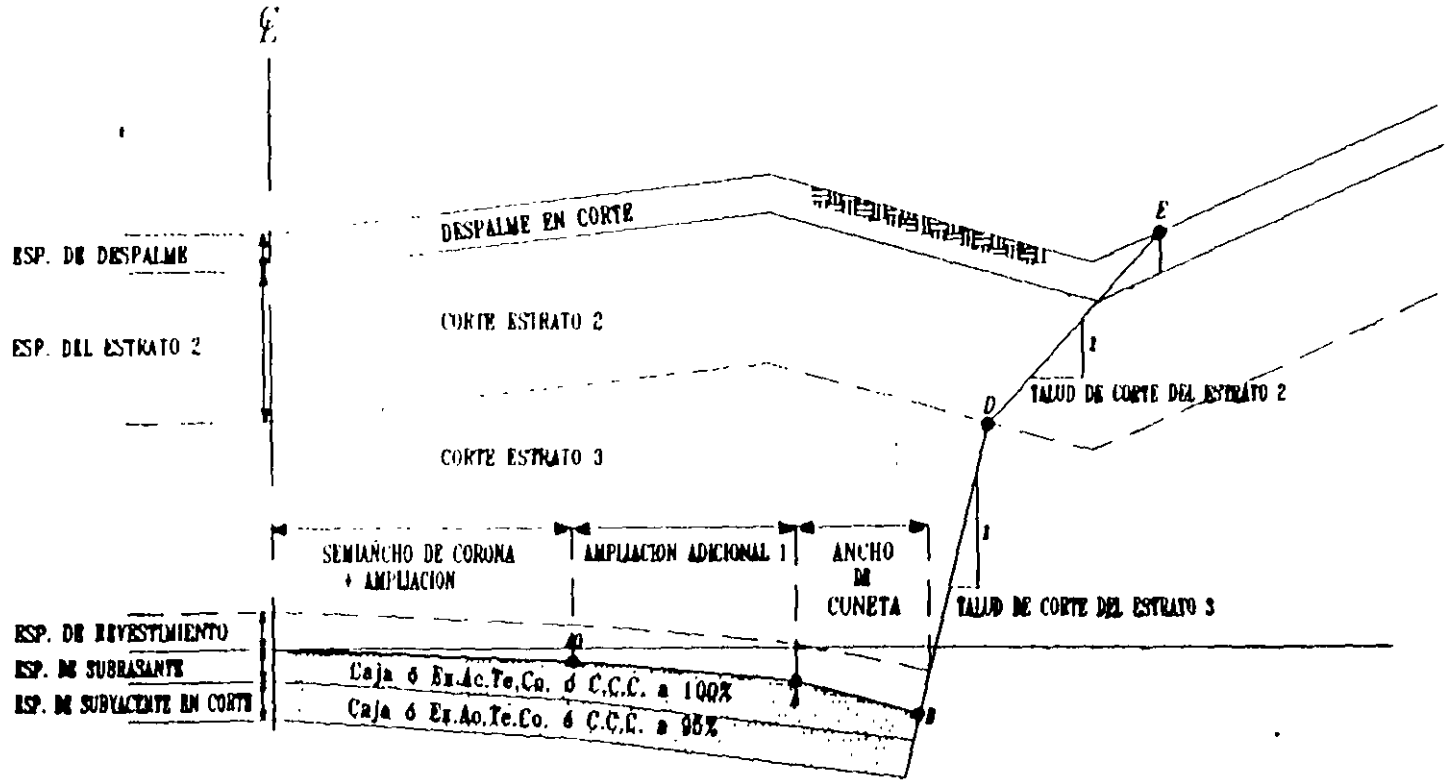
C Punto de inicio de berma

C1 Punto de fin de berma

E Intersección de proyecto-terreno natural

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 15



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

Punto B en el estrato 3

Punto D encima de la altura mínima de berma

DATOS REQUERIDOS

Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3

Ancho de berma =0

Altura de quiebre = 0

Primera ampliacion adicional < > 0

PUNTOS DE IMPRESION

A0 Punto de cambio por sobreelevacion adicional

A Hombro

B Fondo de cuneta definitiva

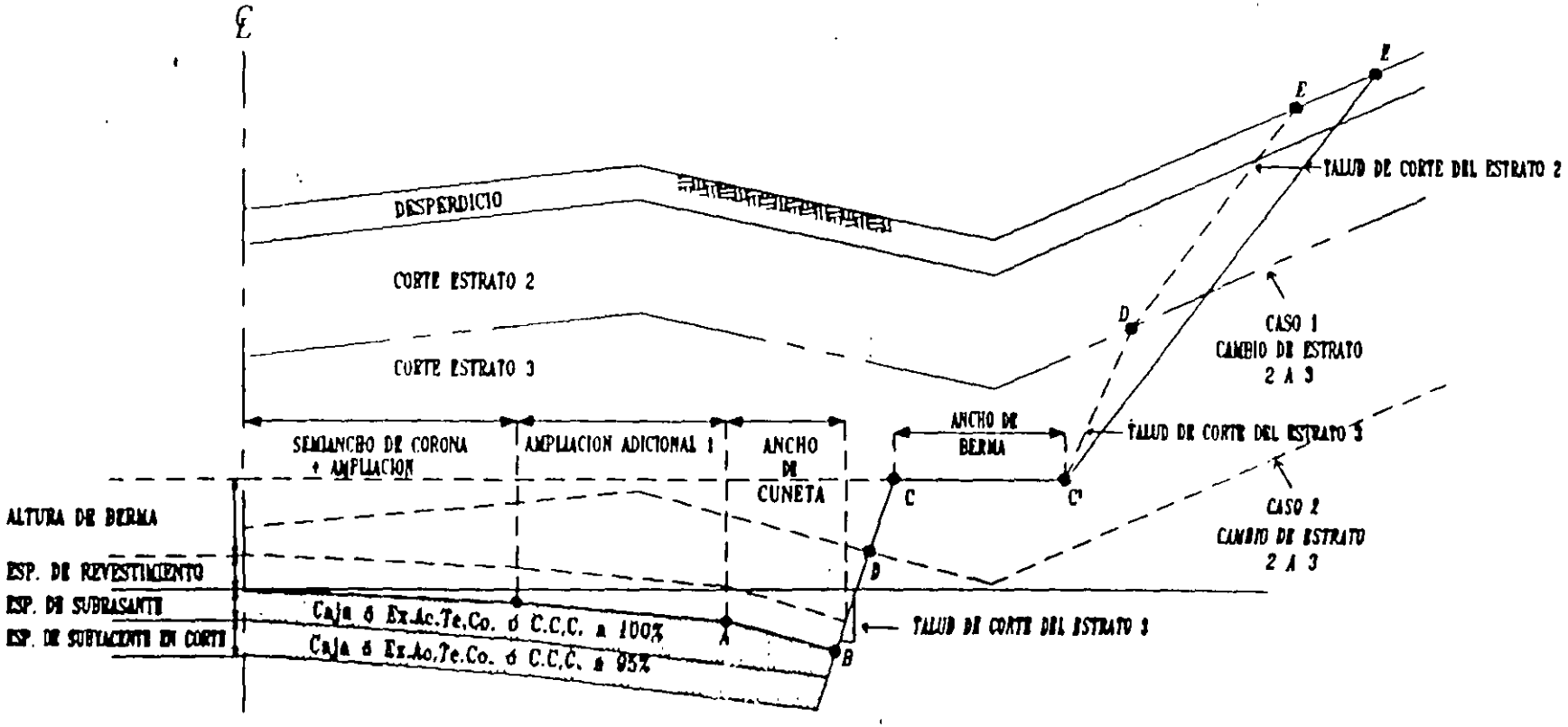
D Intersección de proyecto-cambio de estrato (2 a 3)

E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 16



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)

Punto C y C' encima de la altura mínima de berma

DATOS REQUERIDOS

Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3

Ancho de berma < > 0

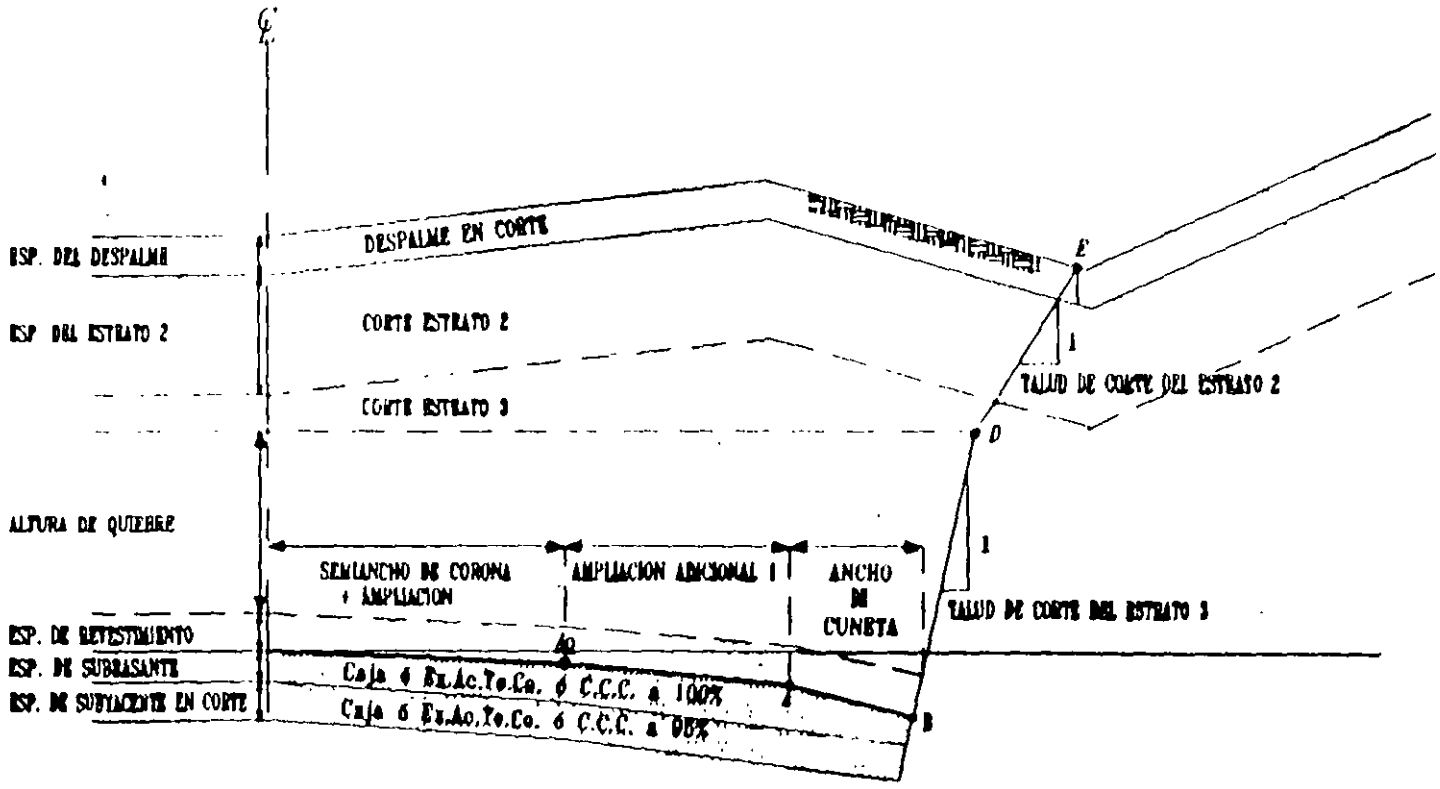
PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro
B Fondo de cuneta definitiva
C Inicio de berma
C' termino de berma
D Intersección de proyecto-cambio de estrato (2 a 3)
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 17



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)

Punto D encima de la altura minima de berma y en el estrato 3

DATOS REQUERIDOS

Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3

Ancho de berma = 0

Altura de quiebre < > 0

Primera ampliación adicional < > 0

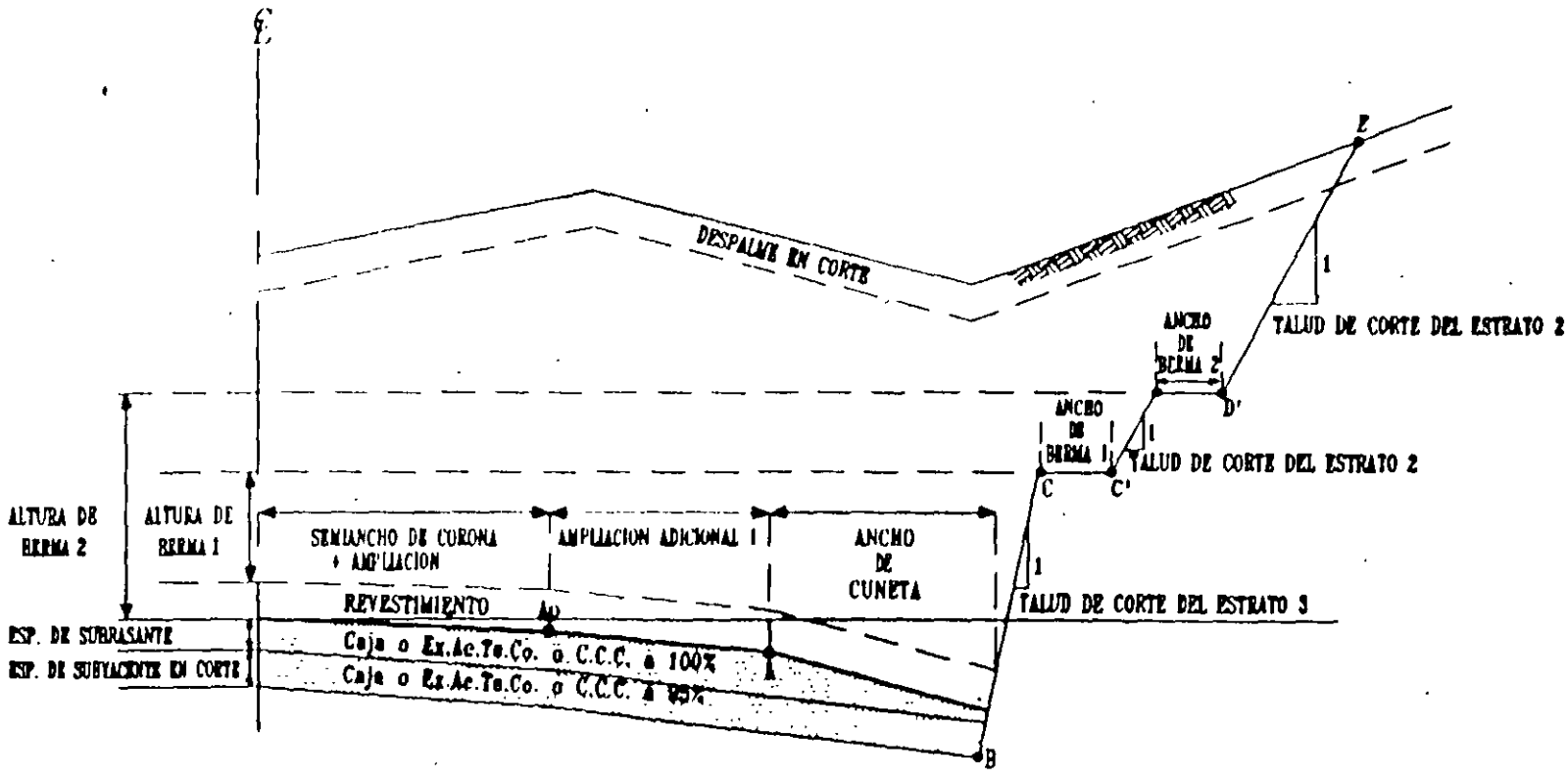
PUNTOS DE IMPRESION

A0 Punto de cambio por sobreelevación adicional
A Hombro
B Fondo de cuneta definitiva
D Quiebre
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 19



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)
Berma en corte (enterradas)
Berma arriba de la altura mínima

DATOS REQUERIDOS

Datos de bermas 1 y 2 (ancho y altura)
Pendiente en bermas
Primera ampliación adicional < > 0

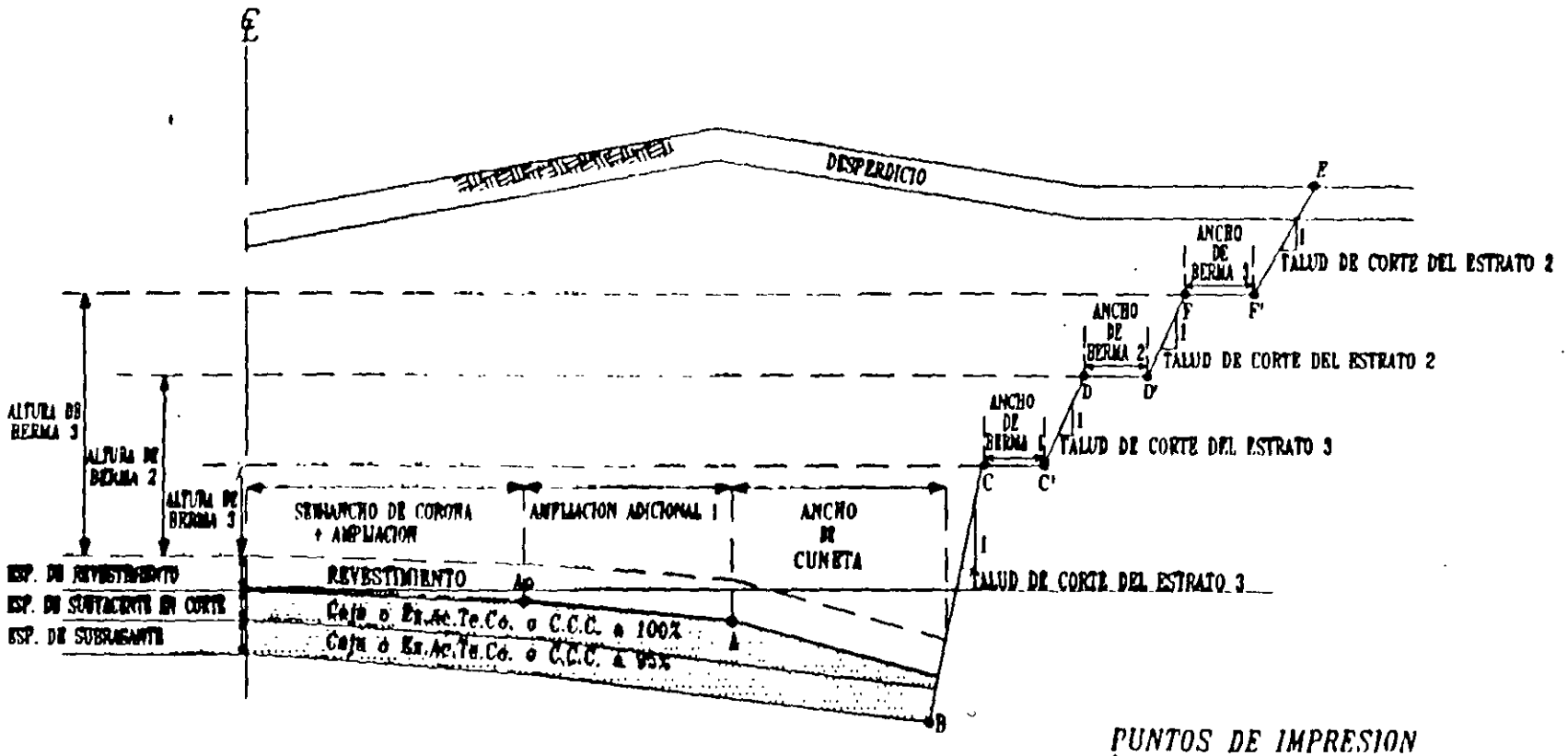
PUNTOS DE IMPRESION

A0 Punto de cambio por sobreelevación adicional
A Hombro de semisección
B Fondo de cuneta
C Inicio de berma 1
C' Fin de berma 1
D Inicio de berma 2
D' Fin de berma 2
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOCRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 20



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)
Berma en corte (enterrados)
Berma arriba de la altura mínima

DATOS REQUERIDOS

Datos de bermas 1, 2 y 3 (Ancho y Altura)
Pendiente de bermas
Primera ampliación adicional ( ) 0

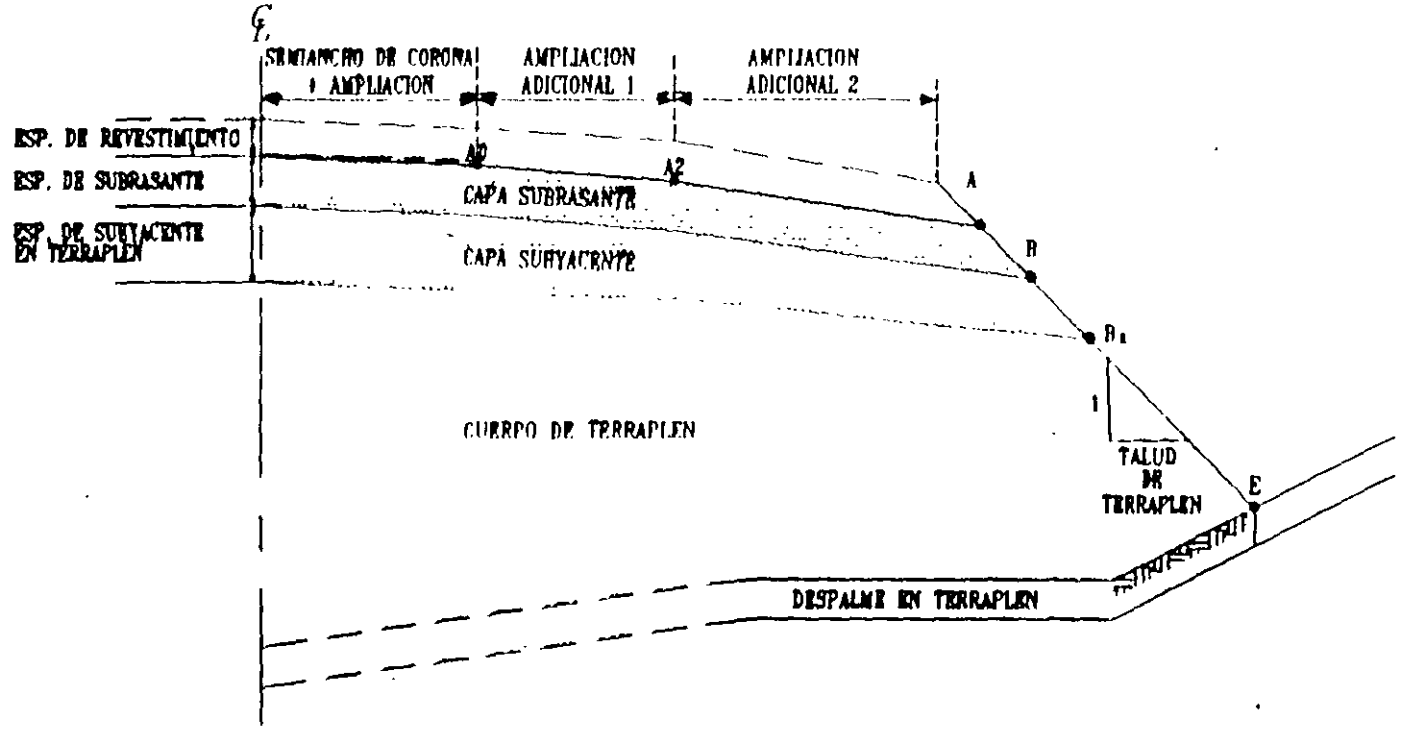
PUNTOS DE IMPRESION

Ap Punto de cambio por sobreelevación adicional
A Hombro de semisección
B Fondo de cuneta
C Inicio de berma 1
C' Pin de berma 1
D Inicio de berma 2
D' Pin de berma 2
F Inicio de berma 3
F' Pin de berma 3
E Intersección de proyecto-terreno natural (cero)

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 21



CONDICIONES

SECCION EN TERRAPLEN

CON UNA AMPLIACION ADICIONAL

DATOS REQUERIDOS

Indicador de cuña de afinamiento = 0

Primera ampliación adicional < > 0

Segunda ampliación adicional < > 1

PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro

A0 Punto de cambio por sobreelevación adicional

A1 Punto de cambio por sobreelevación adicional

B Límite de capa subrasante

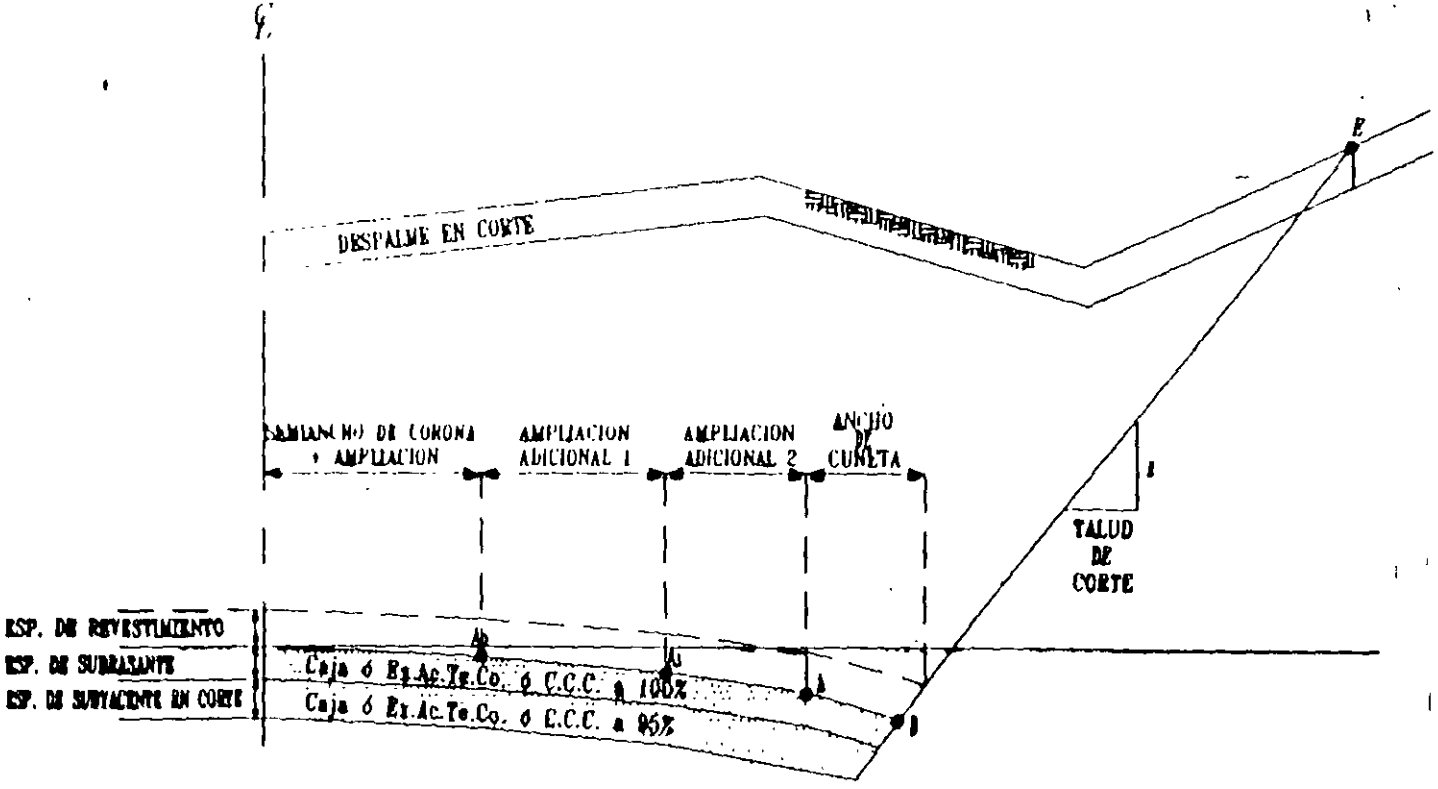
Bb Límite de capa subyacente

E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 23



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)
Punto B

DATOS REQUERIDOS

Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3
Ancho de berma = 0
Primera ampliación adicional < > 0
Segunda ampliación adicional < > 1

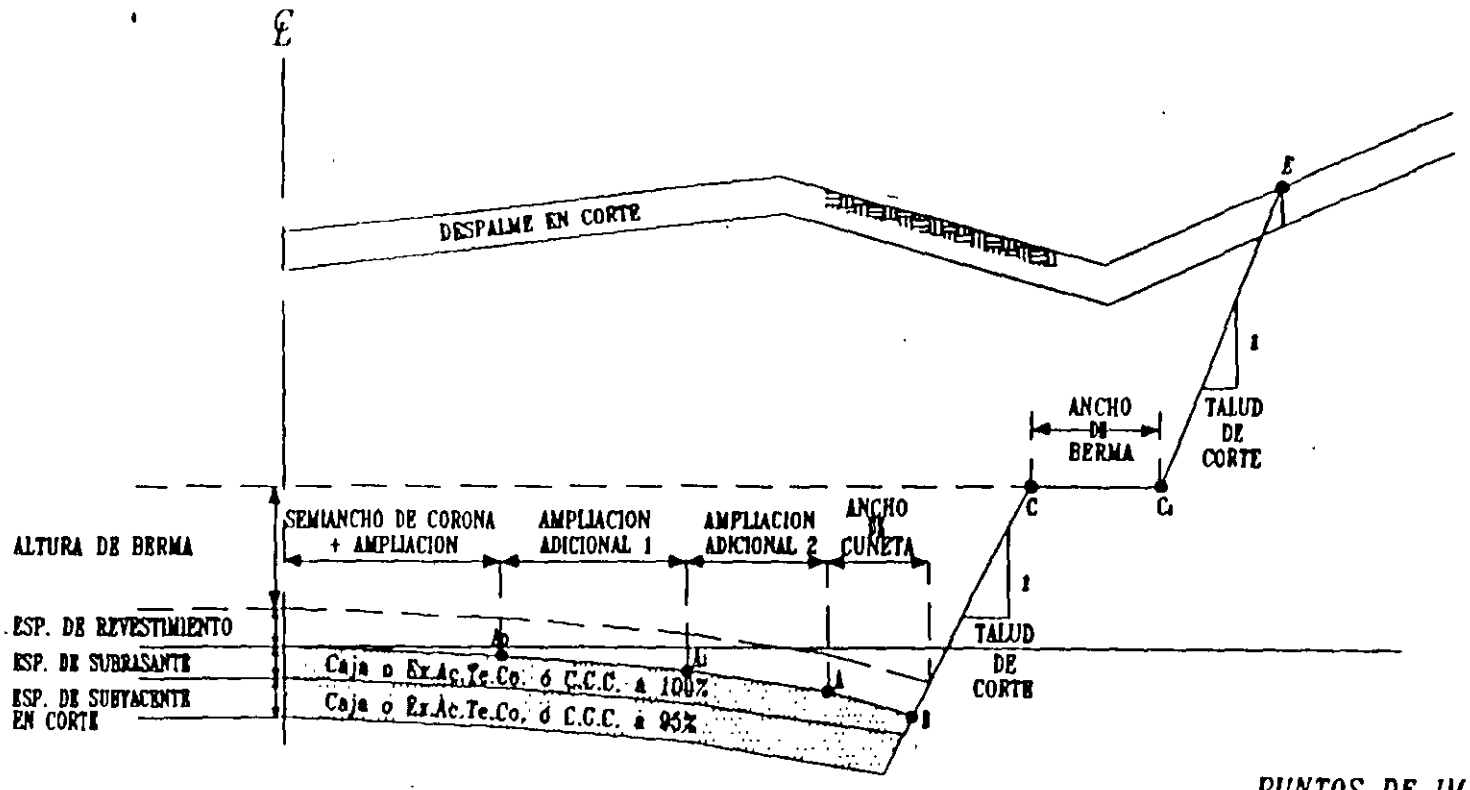
PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro
A0 Punto de cambio por sobreelevación adicional
A1 Punto de cambio por sobrelevación adicional
B Fondo de cuneta definitiva
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 24



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)
Puntos C y C enterradas y encima de la altura minima de berma

DATOS REQUERIDOS

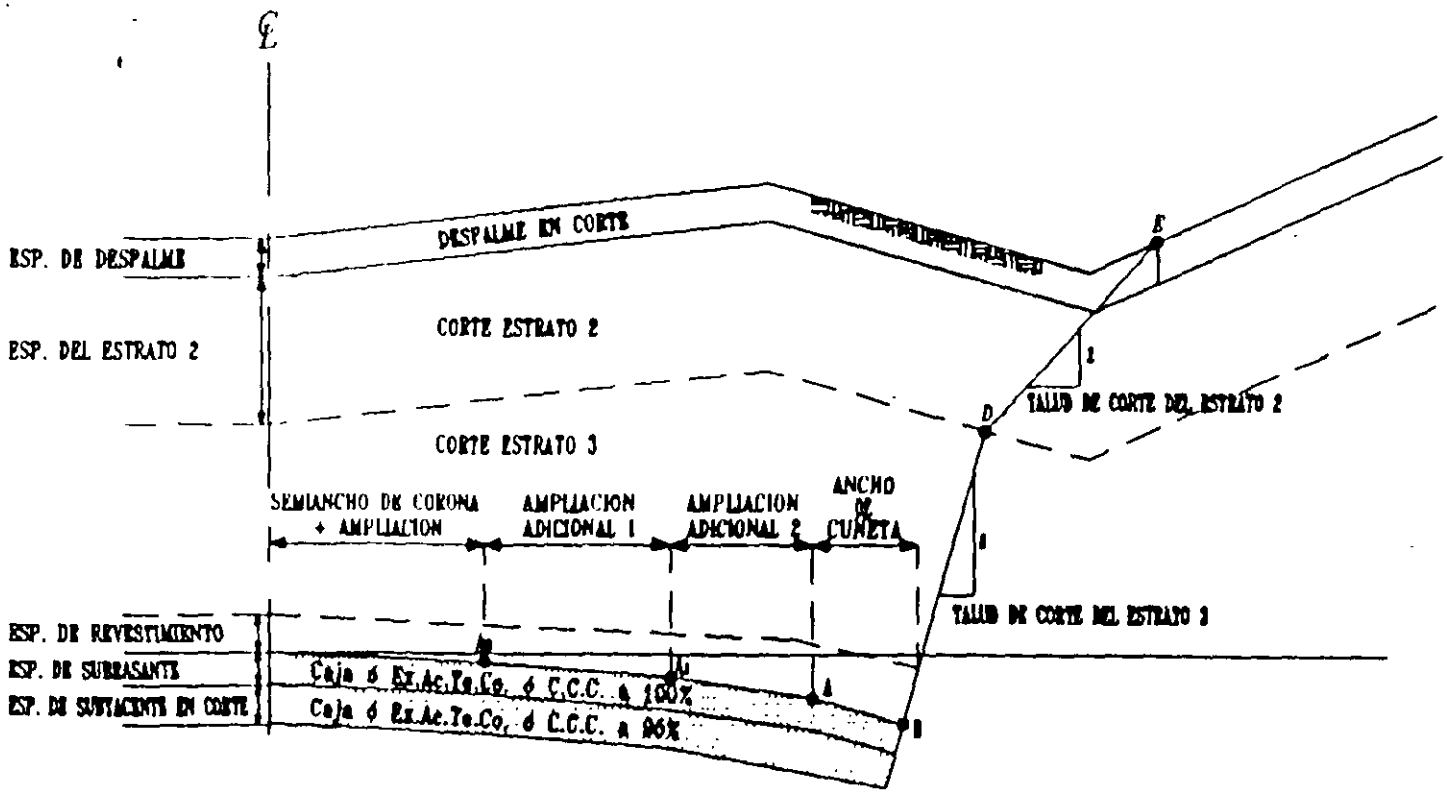
Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3
Ancho de berma < > 0
Primera ampliación adicional < > 0
Segunda ampliación adicional < > 1

PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro
AD Punto de cambio por sobreelevación adicional
AI Punto de cambio por sobrelevación adicional
B Fondo de cuneta definitiva
C Punto de inicio de berma
C1 Punto de fin de berma
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 25



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

Punto B en el estrato 3

Punto D encima de la altura mínima de berma

DATOS REQUERIDOS

Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3
Ancho de berma =0
Altura de quiebre = 0
Primera ampliación adicional < > 0
Segund. ampliación adicional < > 1

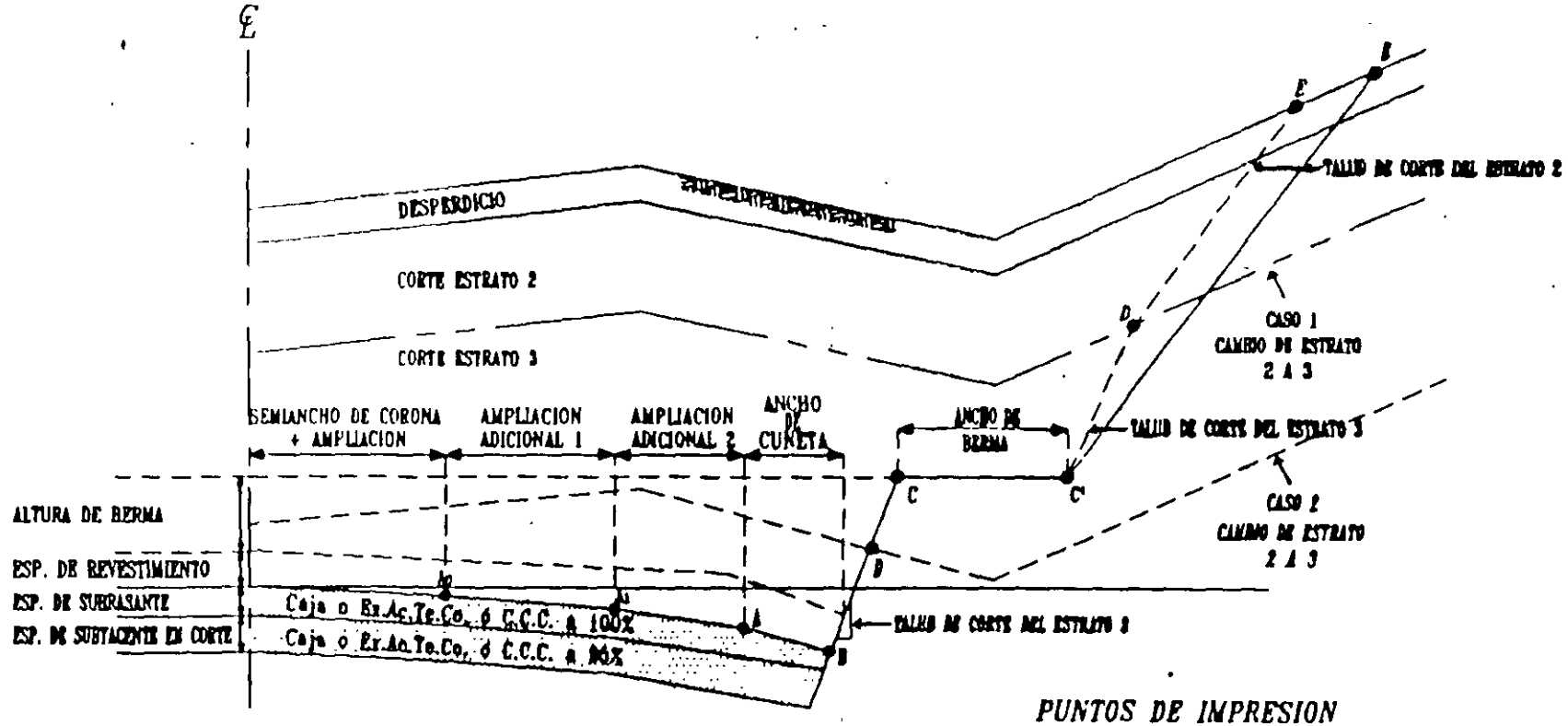
PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro
A0 Punto de cambio por sobreelevación adicional
A1 Punto de cambio por sobreelevación adicional
B Fondo de cuneta definitiva
D Intersección de proyecto-cambio de estrato (2 a 3)
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 26



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)

Punto C y C' encima de la altura mínima de berma

DATOS REQUERIDOS

Talud de corte estrato 2 = Talud de corte estrato 3
Ancho de berma < > 0
Primera ampliación adicional < > 0
Segunda ampliación adicional < > 1

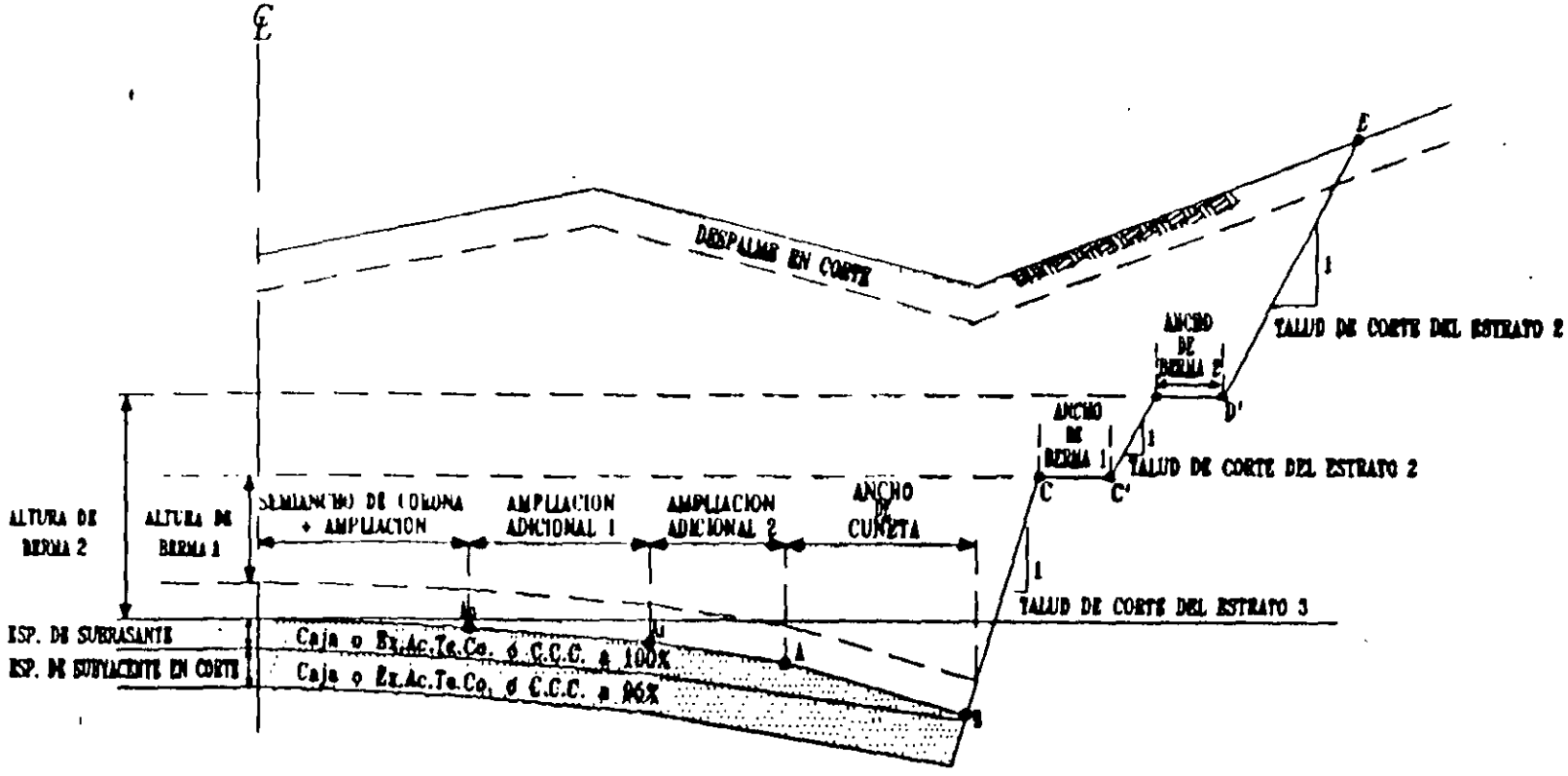
PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro
A0 Punto de cambio por sobreelevacion adicional
A1 Punto de cambio por sobrelevación adicional
B Fondo de cuneta definitiva
C Inicio de berma
C' termino de berma
D Intersección de proyecto-cambio de estrato (2 a 3)
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 29



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)
Berma en corte (enterradas)
Berma arriba de la altura mínima

DATOS REQUERIDOS

Datos de bermas 1 y 2 (ancho y altura)
Pendiente en bermas
Primera ampliación adicional < > 0
Segunda ampliación adicional < > 1

PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro de semisección
A0 Punto de cambio por sobreelevación adicional
A1 Punto de cambio por sobreelevación adicional
B Fondo de cuneta
C Inicio de berma 1
C' Fin de berma 1
D Inicio de berma 2
D' Fin de berma 2
E Intersección de proyecto-terreno natural

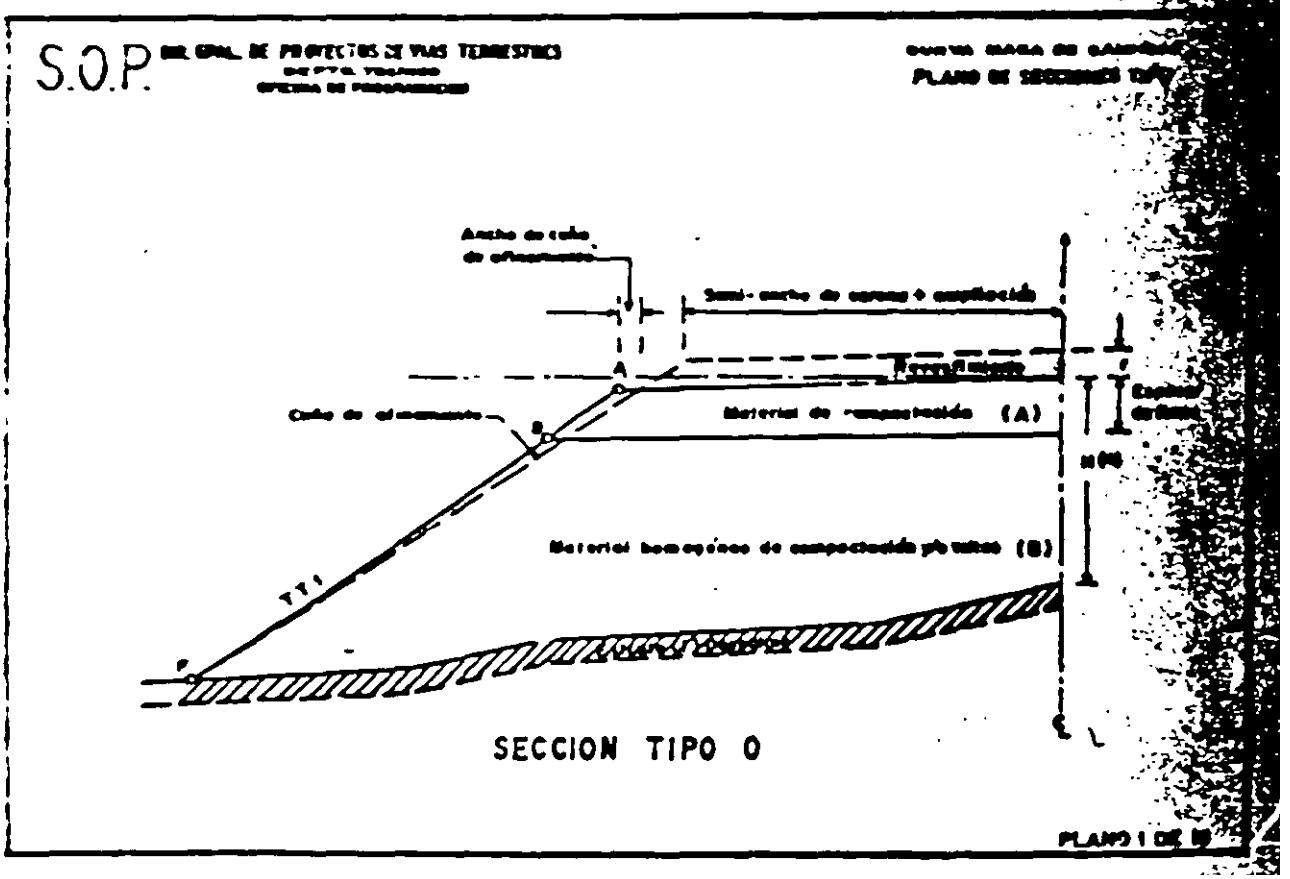
6.- Geometría del Proyecto de Pavimentación.

Las secciones de proyecto tipo son las mismas que se han considerado en el programa CAMA - 228 de curva masa de caminos, con la diferencia de que ahora se aceptan tres capas de material con diferentes características, correspondientes a:

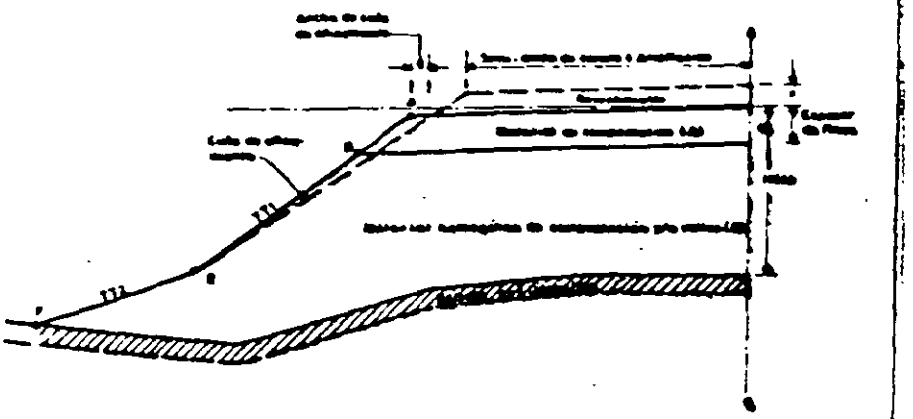
1.- Capa subrasante
2.- Capa subyacente
3.- Cuerpo del terraplén.

La nomenclatura de los puntos que definen a las secciones tipo - se muestra en el plano de secciones tipo que aparece en la siguiente sección.

7.- Planos de Secciones Tipo.



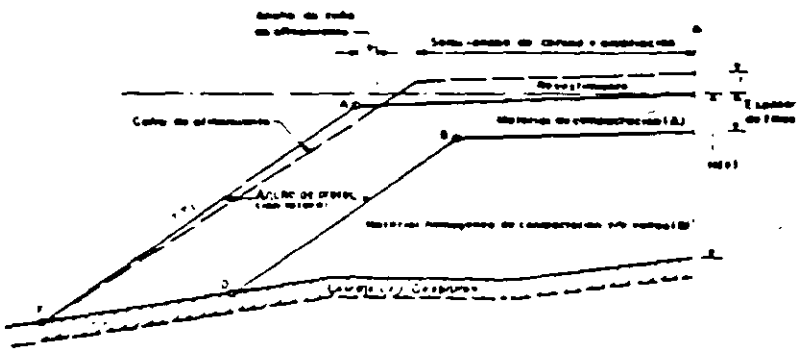
S.O.P.



SECCION TIPO 1

PLANO 2 DE 15

S.O.P.



SECCION TIPO 2

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NOMBRE ARCHIVO								
						V	U	R

PROGRAMA
CALCULO DE TERRACERIAS / PC.
HOJA DE CODIFICACION DESCRIPCION DE MUROS

CADENAMIENTO	DISTANCIA IZQUIERDA	DISTANCIA DERECHA

CADENAMIENTO	DISTANCIA IZQUIERDA	DISTANCIA DERECHA

JL/JMM

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS

SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATO

DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NOMBRE DE ARCHIVO

E:SUP

PROGRAMA

CALCULO DE TERRACERIAS / PC

HOJA DE CODIFICACION

SUPRESION

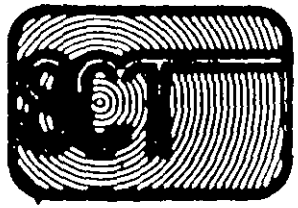
CADENAMIENTO INICIAL	CADENAMIENTO FINAL	NOMBRE DE LA SUPRESION
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	
+ .	+ .	

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMERIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NUMERO DEL ARCHIVO

DATOS DE BERMAS

CADENAMIENTO	PRIMERA				SEGUNDA				TERCERA				PENDIENTE %
	IZQUIERDA		DERECHA		IZQUIERDA		DERECHA		IZQUIERDA		DERECHA		
	ANCHO	ALTURA	ANCHO	ALTURA	ANCHO	ALTURA	ANCHO	ALTURA	ANCHO	ALTURA	ANCHO	ALTURA	



DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

DATOS DE SOBRE ELEVACIONES Y AMPLIACIONES

ADICIONALES PARA ENTRONQUES

Nombre del Archivo

CADENAMIENTO	IZQUIERDA				DERECHA			
	SEGUNDA		TERCERA		SEGUNDA		TERCERA	
	SOBREELEVACION	AMPLIACION	SOBREELEVACION	AMPLIACION	SOBREELEVACION	AMPLIACION	SOBREELEVACION	AMPLIACION

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NOMBRE ARCHIVO											.	V	E	R

PROGRAMA
CALCULO DE TERRACERIAS/PC.
HOJA DE CODIFICACION ALINEAMIENTO VERTICAL

CADENAMIENTO DEL PIV	ELEVACION DEL PIV.	LONGITUD DE CURVA VERTICAL

JL/JMM

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMERIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NOMBRE ARCHIVO [ ][ ][ ][ ][ ][ ][ ][ ] . [ ][ ][ ]

DATOS DE LOS CORTES

CADENAMIENTO	ESPESOR DES-PALME	ESTRATO 2							ESTRATO 3							CLAVE CAJA	CLAVE OCM
		ESPESOR	CLASIFICACION			TALUD		Cvv	CLASIFICACION			TALUD		Cvv			
			A	B	C	IZQ.	DER.		A	B	C	IZQ.	DER.				

OBSERVACIONES.

A - El Coeficiente de variación volumétrica (Cvv) lo elige racionalmente el proyectista considerando las caracteristicas del corte y del terraplén

B. - La clave OCM proporciona el número de diagramas deseados (forma de conjuntar los volúmenes de las tres porciones de terraplén con las de corte.). Asi

La clave 1 proporciona un solo diagrama de masas compensando la suma de las tres porciones con el volúmen de corte.

Con la clave 2 se obtienen dos diagramas : El primero para compensar longitudinalmente las volúmenes sumadas del cuerpo del terraplén y la capa subyacente, mientras que el segundo diagrama es el del volumen de la capa subrasante (Para compensarse de banco)

Con la clave 3 tambien se tendran dos diagramas : uno con la compensación longitudinal del cuerpo del terraplén y el otro con la suma de los volumenes de las capas subrasante y subrasante. (Para compensarse de banco)

Mediante la clave 4 resultan tres diagramas uno para cada porción del terraplé

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMERIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NOMBRE ARCHIVO
.TER

PROGRAMA

CALCULO DE TERRACERIAS / P.C.
HOJA DE CODIFICACION DATOS DE TERRAPLEN
Y VALORES INICIALES DE LAS OCM

CADENAMIENTO	ESPESOR COMPAC. TERR. NAT.	TALUDES		OCM. DE LOS DIAGRAMAS		
		IZQ.	DER.	1	2	3
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						
+						

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMERIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NOMBRE ARCHIVO
• E S I P

PROGRAMA

CALCULO DE TERRACERIAS / P.C.
HOJA DE CODIFICACION ESPESORES Y TRATAMIENTOS

CADENAMIENTO	ESPESORES			TRATAMIENTO -			
	SBR	SBY		ESTRATO 2		ESTRATO 3	
		EN CORTE	EN TERRAP.	SBR	SBY	SBR	SBY
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							
+							

CLAVES DE TRATAMIENTOS

1	CAJA
2	EXCAVACION ACAMELLONADO TENDIDO Y COMPACTADO
3	COMPACTACION CAMA EN CORTE
4	SIN TRATAMIENTO

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NUMERO DEL ARCHIVO . GEO

DATOS GEOMETRICOS

CADENAMIENTO	SEMIANCHO DE CORONA IZQUIERDA	SEMIANCHO DE CORONA DERECHA	ANCHO DE CUNETA IZQUIERDA	ANCHO DE CUNETA DERECHA	TALUD DE CUNETA IZQUIERDA	TALUD DE CUNETA DERECHO	ALTURA DE QUIEBRE IZQUIERDA	ALTURA DE QUIEBRE DERECHA	CUÑA DE AFINAMIENTO 0/NO - 1/SI

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES

DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DA
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

NUMERO DEL ARCHIVO

Datos Generales

CAMINO

TRAMO

ALTERNATIVA

ORIGEN

PROYECTISTA

CADENAMIENTO INICIAL | | + | | • | | | CADENAMIENTO FINAL | | + | | • | | |

TIPO DE CAMINO | | | |

CUNETA Provisional ○ Definitiva ○

ESPESOR DE SUBRASE + BASE | | | | |

PRECIOS UNITARIOS ZONA | | |

FECHA | | | | 1 | 9 | 9 | |
MES AÑO

3E

SECUENCIA DE ACTIVIDADES PARA EL PROYECTO DE CARRETERAS
METODO FOTOGRAMETRICO - ELECTRONICO
(DIAGRAMA GENERAL)

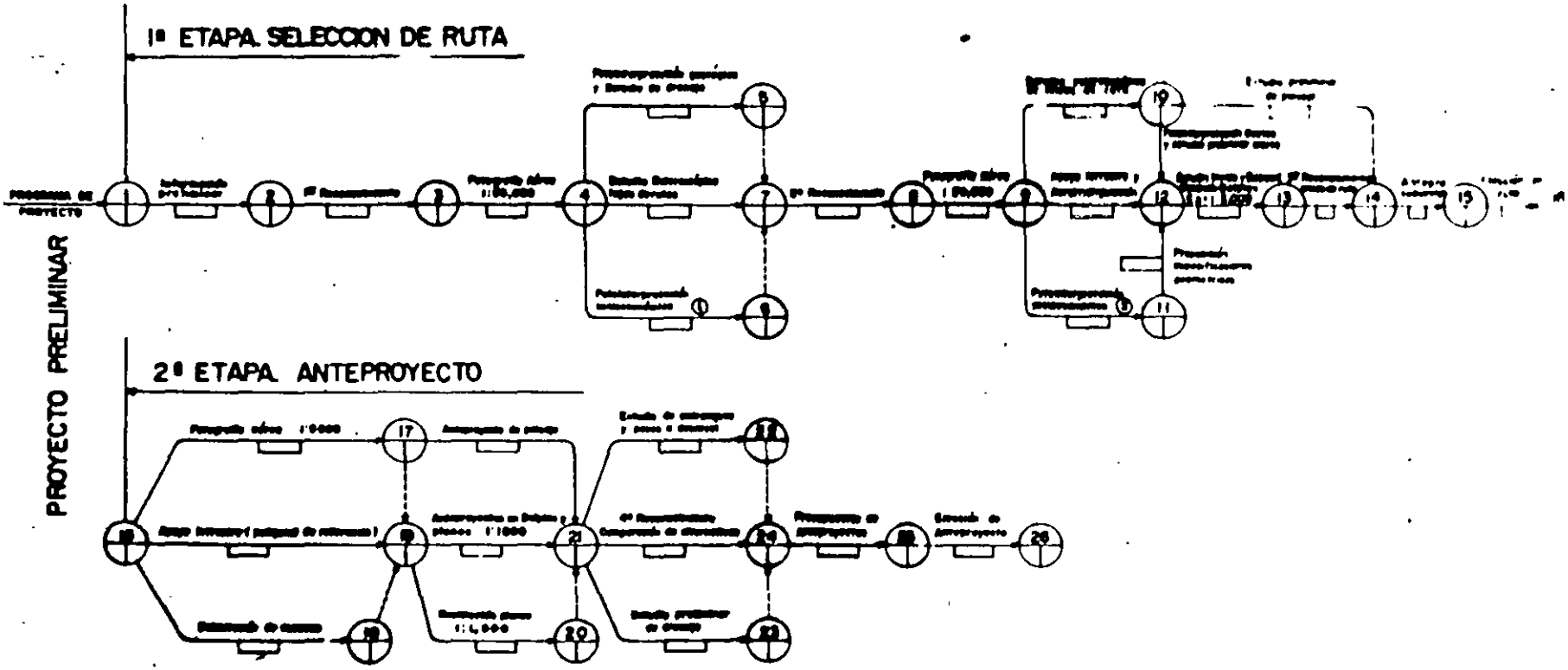
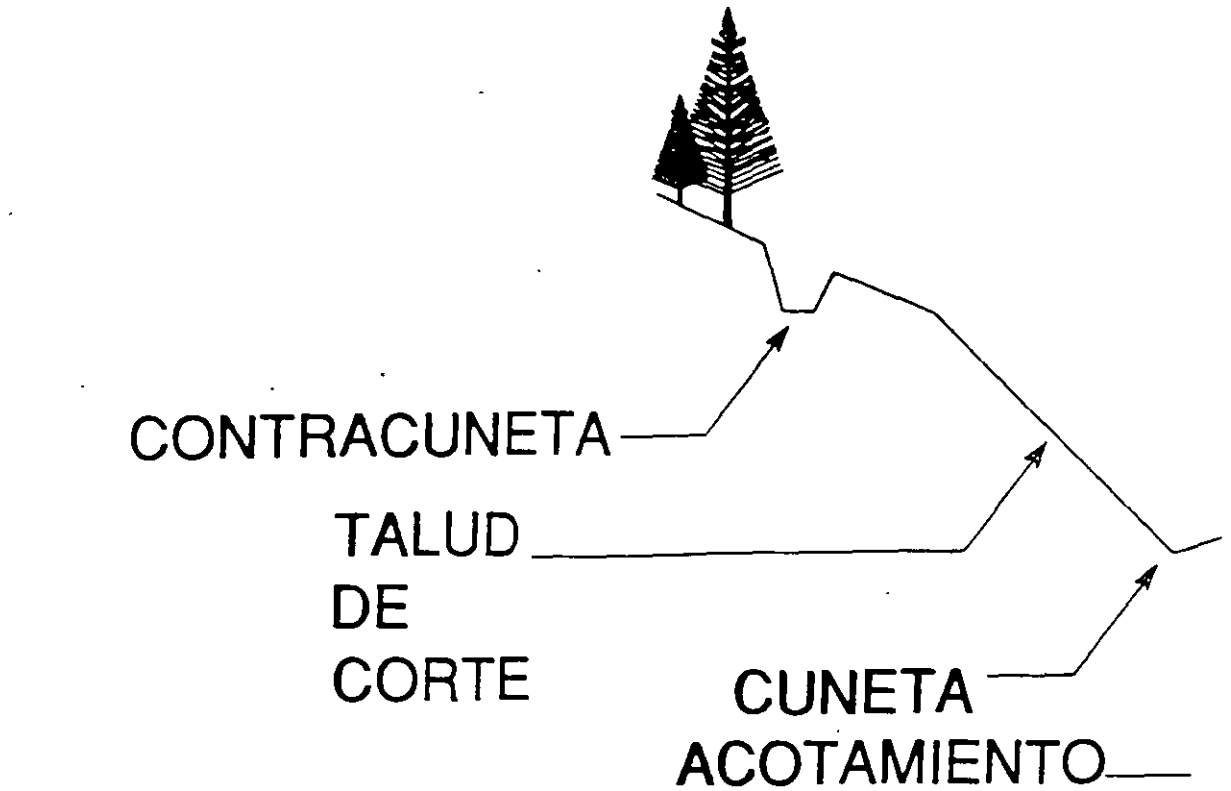
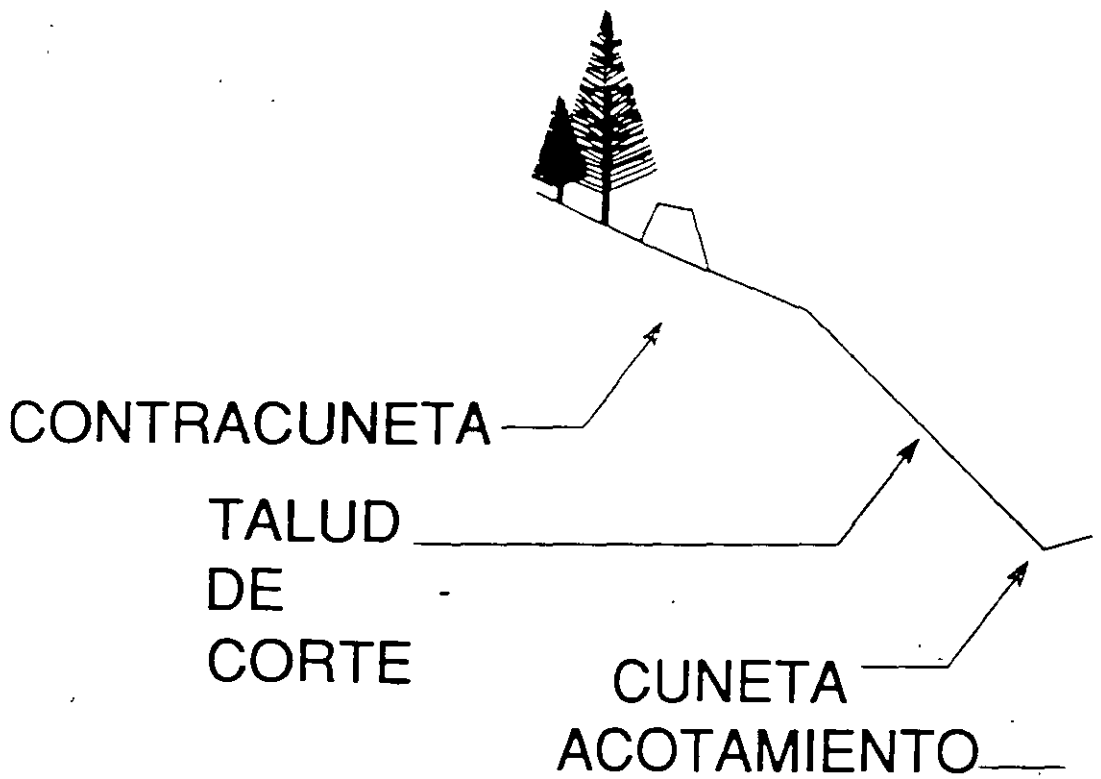


FIG 1(a)


CONTRACUNETA
TALUD
DE
CORTE
CUNETA
ACOTAMIENTO


CONTRACUNETA
TALUD
DE
CORTE
CUNETA
ACOTAMIENTO

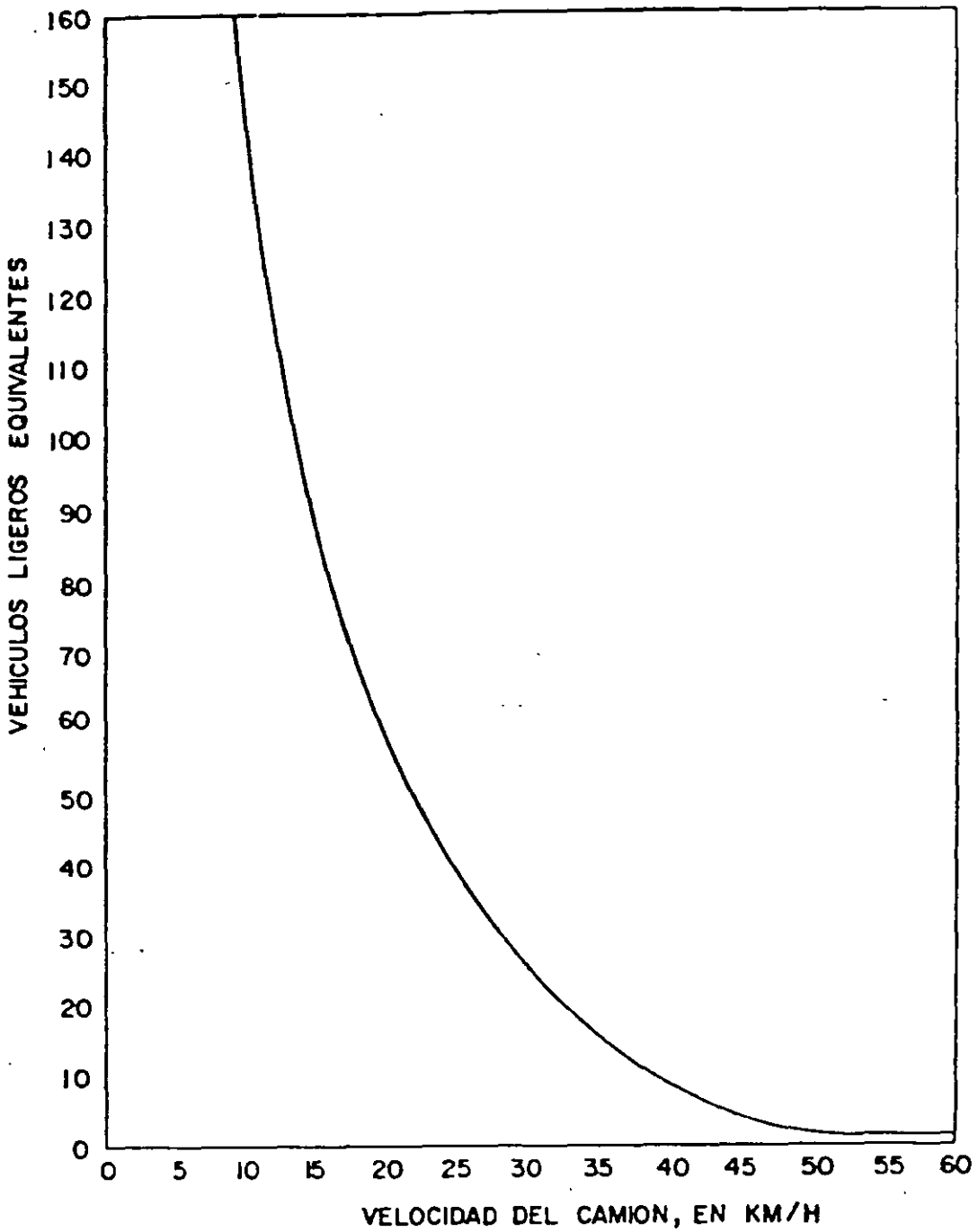


FIG.3 VEHICULOS LIGEROS EQUIVALENTES PARA NIVELES E Y D SEGUN EL MANUAL DE CAPACIDAD DE CARRETERAS EUA

CURVA DE MASAS

Camino _____ Tramo _____ Hoja Núm. _____

Residencia _____ Contratista _____ De Km. _____ a Km. _____

ESTACIONES	ELEVACIONES		ESPESORES			AREAS		A I R A S		Semidistancias	VOLUMENES		COEF. ABUND.	VOLUMENES		Suma Algebraica Volúmenes		ORDENADAS CURVA MASA
	Terreno	Sub-Rasante	Corte	TERRAPLEN Proy.	TERRAPLEN Aument	Corte	Terrap.	Corte	Terrap.		Corte	Terrap		CORTE ABUND	Terrap.	-I- (C)	-(T)-	
21300																		
320										1000								
340																		
360																		
380																		
390																		
400																		
410																		
21300						8.1												10,000
320						9.2		12.3		10.00	173		0.90	156		156		10156
330						4.3	1.0	13.5	1.0	5.00	68	5		61	5	56		10212
340						2.0	3.4	6.3	4.4	5.00	32	22		29	22	7		10219
345.90							5.6	2.0	9.0	2.75	6	25		5	25		20	10199
360							8.4		14.0	7.25		102	0.90		102		102	10097
Sumas						23.6	18.4	39.1	28.4	30	279	154		251	154	219	122	
														97		97		

Fecha _____ Para a la Hoja Núm.

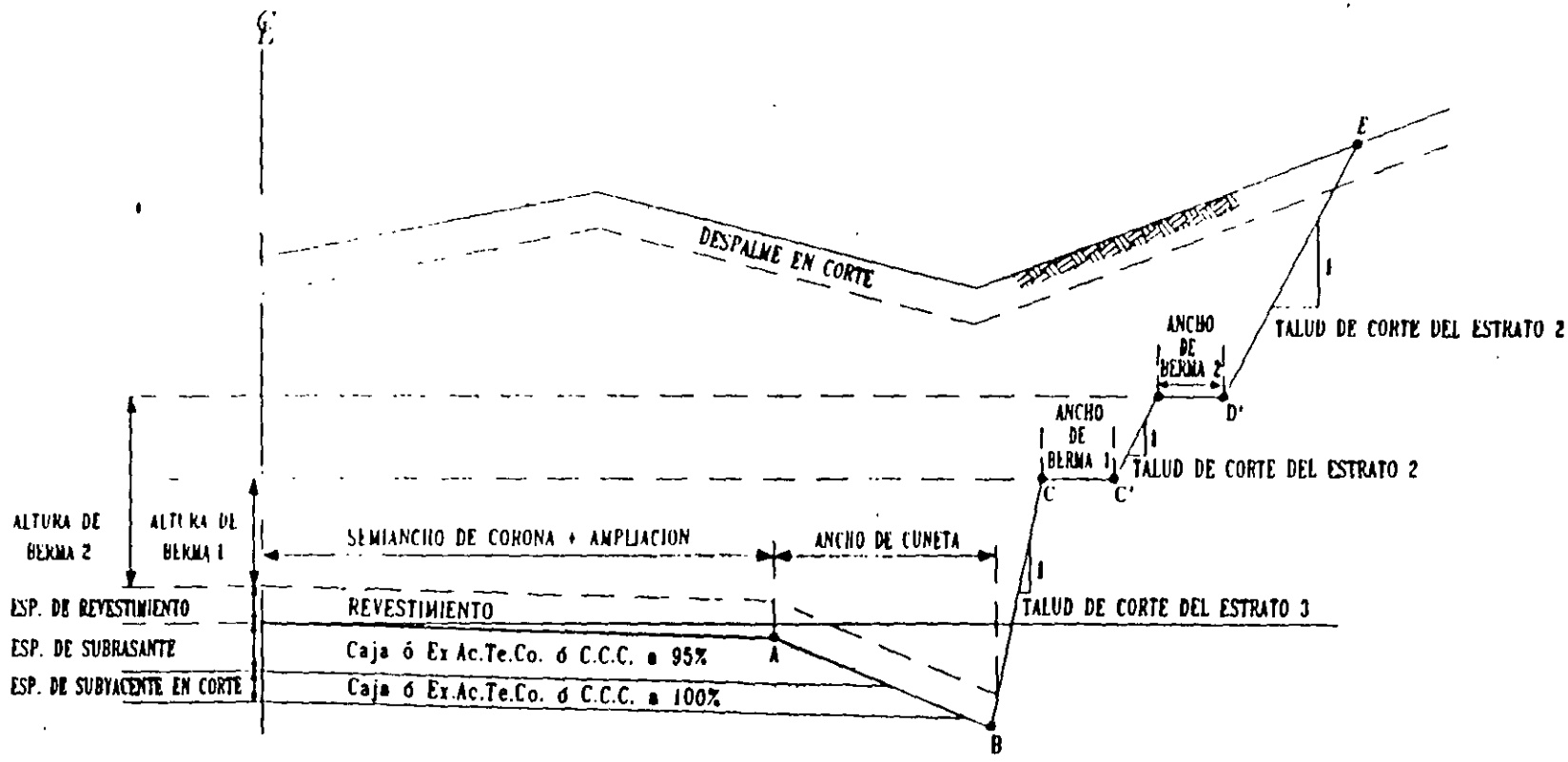
$(23.6 \times 2) - (8.1 + 0) = 39.1$

$(18.4 \times 2) - (0 + 8.4) = 28.4$

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 9



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)
Berma en corte (enterradas)
Berma arriba de la altura mínima

DATOS REQUERIDOS

Datos de bermas 1 y 2 (ancho y altura)

Pendi[illegible] en bermas

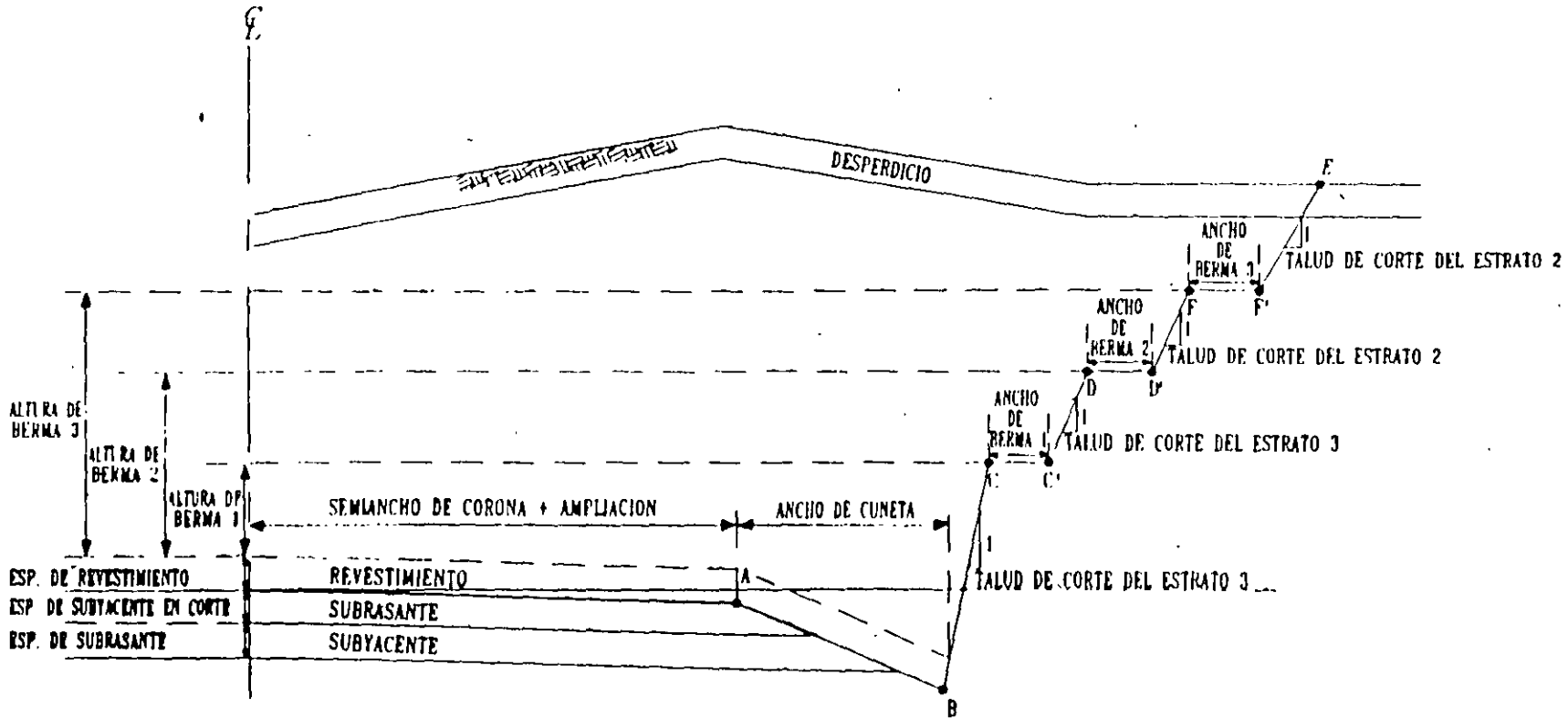
PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro de semisección
B Fondo de cuneta
C Inicio de berma 1
C' Fin de berma 1
D Inicio de berma 2
D' Fin de berma 2
E Intersección de proyecto-terreno natural

SCT

DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES
SUBDIRECCION DE FOTOGRAMETRIA Y PROCESO DE DATOS
DEPARTAMENTO DE PROCESO DE DATOS

SECCION TIPO : 10



CONDICIONES

SECCION EN CORTE

(Fondo de cuneta enterrado)
Berma en corte (enterradas)
Berma arriba de la altura mínima

DATOS REQUERIDOS

Datos de bermas 1, 2 y 3 (Ancho y Altura)

Pendiente de bermas

PUNTOS DE IMPRESION

A Hombro de semisección
B Fondo de cuneta
C Inicio de berma 1
C' Fin de berma 1
D Inicio de berma 2
D' Fin de berma 2
E Inicio de berma 3
F' Fin de berma 3
E Intersección de proyecto-terreno natural (cerro)

ESTACION															
105280.00				4				4							99337
105300.00	0	0	21	1.00	21	0	1.00	0	21	-41	-35	-76			99282
105318.56	0	0	7	1.00	7	0	1.00	0	7	-29	-26	-55			99234
105320.00	0	0	1	1.00	1	0	1.00	0	1	-12	-13	-25			99210
105340.00	0	0	1	1.00	1	0	1.00	0	1	-19	-41	-60			99151
105360.00	0	0	11	1.00	11	0	1.00	0	11	-11	-32	-43			99119
105363.12	0	0	2	1.00	2	0	1.00	0	2	-13	-5	-18			99103
105367.31	0	0	0	1.00	0	0	1.00	0	0	-30	-10	-40			99063
105369.93	0	0	0	1.00	0	0	1.00	0	0	-8	-5	-13			99050
105380.00	0	0	1	1.00	1	0	1.00	0	1	-19	-18	-37			99014
105400.00	0	0	0	1.00	0	0	1.00	0	0	-54	-48	-102			98912
105420.00	0	0	0	1.00	0	0	1.00	0	0	-81	-48	-129			98783
105440.00	0	0	0	1.00	0	0	1.00	0	0	-151	-48	-199			98584
105455.31	0	0	0	1.00	0	0	1.00	0	0	-110	-27	-137			98447
105460.00	0	0	0	1.00	0	0	1.00	0	0	-87	-19	-106			98341 100000
105480.00	0	0	12	1.00	12	0	1.00	0	12	-182	-42	-224			98129 100000
105493.37	0	0	54	1.10	60	0	1.10	0	60	-68	-29	-68			98121 99971
105500.00	0	0	49	1.10	54	0	1.10	0	54	-10	-18	-10			98165 99956
105504.00	0	0	18	1.10	19	0	1.10	0	19	-14	-9	-14			98170 99947
105510.93	0	0	3	1.10	4	0	1.10	0	4	-55	-15	-55			98119 99932
105520.00	0	0	0	1.10	0	0	1.10	0	0	-61	-17	-61			98058 99915
105533.12	0	0	3	1.10	4	0	1.10	0	4	-112	-24	-112			97950 99891
105540.00	0	0	12	1.10	13	0	1.10	0	13	-69	-14	-69			97894 99877
	0	0	395		430	0		0	210	-1230	-540	-1695			

EN LOS VOLUMENES SE CONSIDERO LA EROSION DE CUENTAS PROVISIONALES.

CONCEPTO				TIPO DE CARRETERA																							
				E					D					C						B					A			
TDPA EN EL HORIZONTE DE PROYECTO			veh/d	HASTA 100					100 a 500					500 a 1500						1500 a 3000					MAS DE 3000			
TIPO DE TERRENO	MONTAÑOSO LOMERIO PLANO		-																								
VELOCIDAD DE PROYECTO			km/h	30	40	50	60	70	30	40	50	60	70	40	50	60	70	80	90	100	50	60	70	80	90	100	110	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	20	40	55	75	95	30	40	55	75	95	40	55	75	95	115	135	155	55	75	95	115	135	155	175	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	-	-	-	-	-	135	180	225	270	315	180	225	270	315	360	405	450	225	270	315	360	405	450	495	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	60	30	17	11	7.5	60	30	17	11	7.5	30	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	17	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/ %	4	7	12	23	36	3	4	7	14	20	4	8	14	20	31	43	57	8	14	20	31	43	57	72	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/ %	4	7	10	15	20	4	7	10	15	20	7	10	15	20	25	31	37	10	15	20	25	31	37	43	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	20	30	30	40	40	20	30	30	40	40	30	30	40	40	50	50	60	30	40	40	50	50	60	60	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	9 — 7 — -					8 — 6 — -					6 — 8 — -						5 — 4 — -							4 — 3 — -					
PENDIENTE MAXIMA			%	13 — 10 — 7					12 — 9 — 8					8 — 7 — 5						7 — 6 — 4							6 — 5 — 4					
LONGITUD CRITICA			m	VER FIG. No. III-4					VER FIG. No. III-4					VER FIG. No. III-4						VER FIG. No. III-4							VER FIG. No. III-4					
ANCHO DE CALZADA			m	4.0					6.0					6.0						7.0							A1 7.0 (2 carriles)	A2 2 x 7.0 (4 carriles)	A3 2 x 10.5 (6 carriles)				
ANCHO DE CORONA			m	4.0					6.0					7.0						10.0							12.0	2 x 12.0	2 x 15.0			
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	-					-					0.5						1.0							2.5	3.0	3.5			
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	-					-					-						-							-	2.0	2.0			
BOMBEO			%	3					3					2						2							2					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10					10					10						10							10					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA No. IV-S1					VER TABLA No. IV-S1					VER TABLA No. IV-S2						VER TABLA No. IV-S3							VER TABLA No. IV-S4					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m																													

TABLA II-1 CLASIFICACION Y CARACTERISTICAS DE LAS CARRETERAS

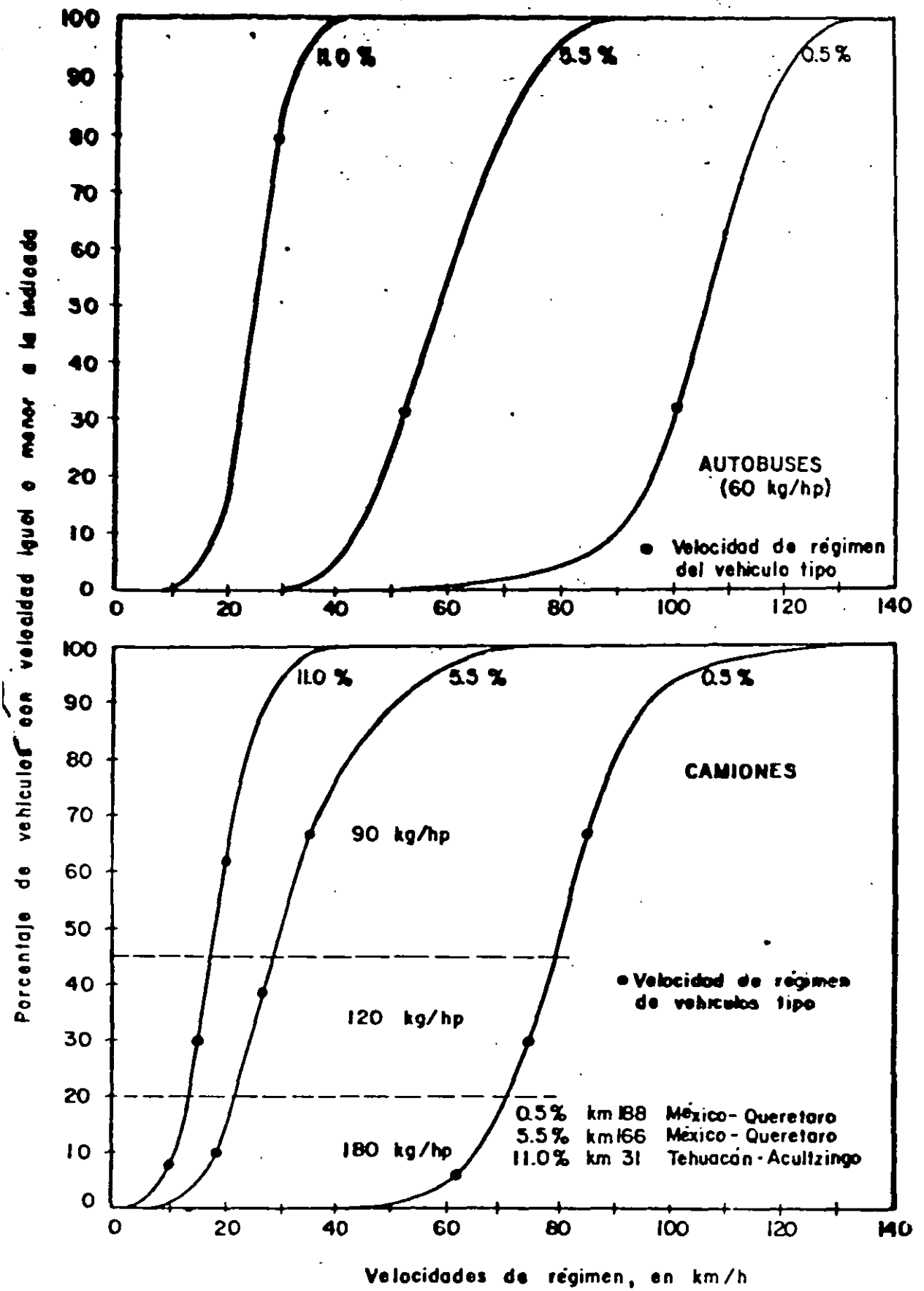
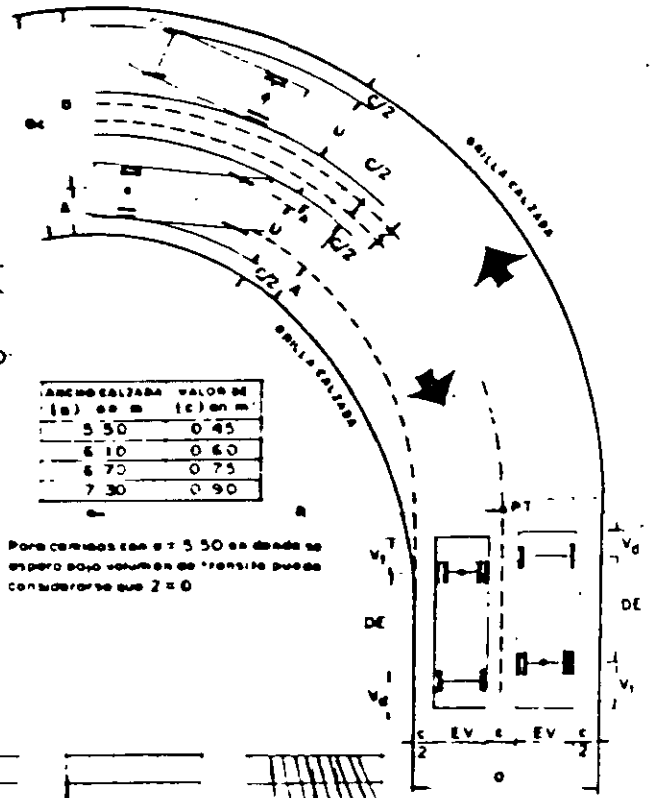


FIG 2 DISTRIBUCIONES EXPERIMENTALES DE VELOCIDAD DE REGIME

SIMBOLOS

- a – Ancho de calzada en tangente
- a_c – Ancho de calzada en curva
- A – Ampliación en curva
- V_d – Vuelo trasero
- V_{d_1} – Vuelo delantero
- DE – Distancia entre ejes
- EV – Entrevía (en este caso igual al ancho total del vehículo)
- c – Distancia libre entre vehículos
- u – Distancia entre huellas exteriores
- F_a – Proyección del vuelo delantero
- Z – Sobreancho por dificultad de maniobra

NOTA Todas las medidas en metros y normales al alineamiento horizontal.



EXPRESIONES PARA EL CALCULO

$$A = a_c - a$$

$$a_c = 2U + 2C + F_a + Z$$

$$U = \overline{EV} + R - \sqrt{R^2 - \overline{DE}^2}$$

$$F_a = \sqrt{R^2 + V_d(2\overline{DE} + V_d)} - R$$

$$Z = 0.1\,\frac{V}{\sqrt{R}}$$

ANCHO CALZADA (a) en m	VALOR DE (c) en m
5.50	0.45
6.10	0.60
6.70	0.75
7.30	0.90

Para carriles con $a = 5.50$ en donde se espera bajo volumen de tránsito puede considerarse que $Z = 0$

GRAFICAS PARA EL CALCULO

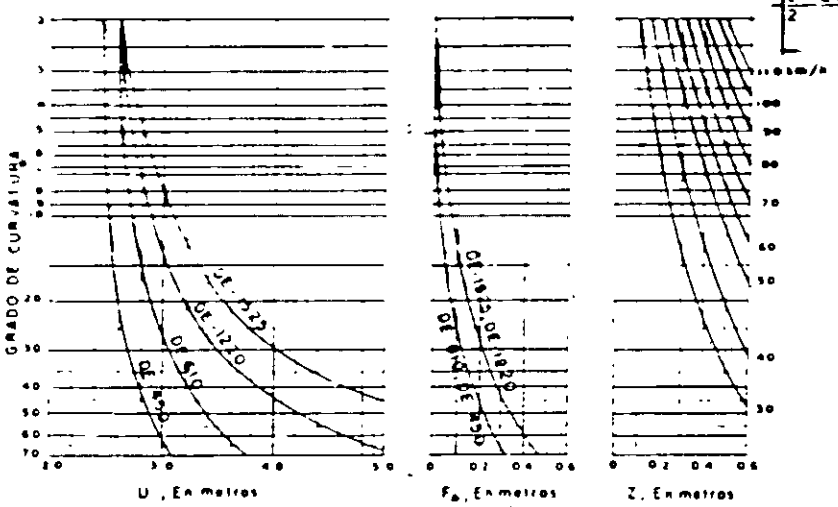


FIGURA 9.6. AMPLIACIONES EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

CARACTERISTICAS			VEHICULO DE PROYECTO				
			DE-335	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525
DIMENSIONES EN CM.	Longitud total del vehículo	L	580	730	915	1525	1678
	Distancia entre ejes extremos del vehículo	DE	335	450	610	1220	1525
	Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	—	—	—	397	915
	Distancia entre ejes del semiremolque	DES	—	—	—	762	610
	Vuelo delantero	Vd	92	100	122	122	92
	Vuelo trasero	Vt	153	180	183	183	61
	Distancia entre ejes tándem tractor	Td	—	—	—	—	122
	Distancia entre ejes tándem semiremolque	Ts	—	—	—	122	122
	Distancia entre ejes interiores tractor	Di	—	—	—	397	488
	Dist. entre ejes interiores tractor y semiremolque	Ds	—	—	—	701	793
	Ancho total del vehículo	A	214	244	259	259	259
	Entrevía del vehículo	EV	183	244	259	259	259
	Altura total del vehículo	Ht	167	214-412	214-412	214-412	214-412
	Altura de los ojos del conductor	Hc	114	114	114	114	114
	Altura de los faros delanteros	Hf	61	61	61	61	61
	Altura de los faros traseros	Ht	61	61	61	61	61
Angulo de desviación del haz de luz de los faros		α	1°	1°	1°	1°	1°
Radio de giro mínimo (cm)		Rg	732	1040	1281	1220*	1372*
Peso total (Kg)	Vehículo vacío	Wv	2500	4000	7000	11000	14000
	Vehículo cargado	Wc	5000	10000	17000	25000	30000
Relación Peso/Potencia (Kg/HP)		Wc/Hp	45	90	120	180	180
VEHICULOS REPRESENTADOS POR EL DE PROYECTO			A_p y A_c	C2	B.-C3	T2-S1 T2-S2	T3-S2 OTROS
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (DE) ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO		A_p y A_c	99	100	100	100	100
		C2	30	90	99	100	100
		C3	10	75	99	100	100
		T2-S1	0	0	1	80 78	99 98
		T2-S2	0	0	1	93	100
		T3-S2	0	0	1	18	90
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACION PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO		A_p y A_c	98	100	100	100	100
		C2	62	98	100	100	100
		C3	20	82	100	100	100
		T2-S1	6	85	100	100	100
		T2-S2	6	42	98	98	98
		T3-S2	2	35	80	80	80

TABLA 5-E. CARACTERISTICAS DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO

A) Dimensiones. En la Figura 5.3 se muestran las dimensiones de los vehículos ligeros y pesados que deben tomarse en cuenta para el proyecto geométrico de carreteras. Estas dimensiones son:

L = Longitud total del vehículo.
DE = Distancia entre los ejes más alejados de la unidad.
DET = Distancia entre los ejes más alejados del tractor.
DES = Distancia entre la articulación y el eje del semirremolque. Cuando el semirremolque tiene ejes en tándem, esta distancia se mide hasta el centro del tándem.
Vd = Vuelo delantero.

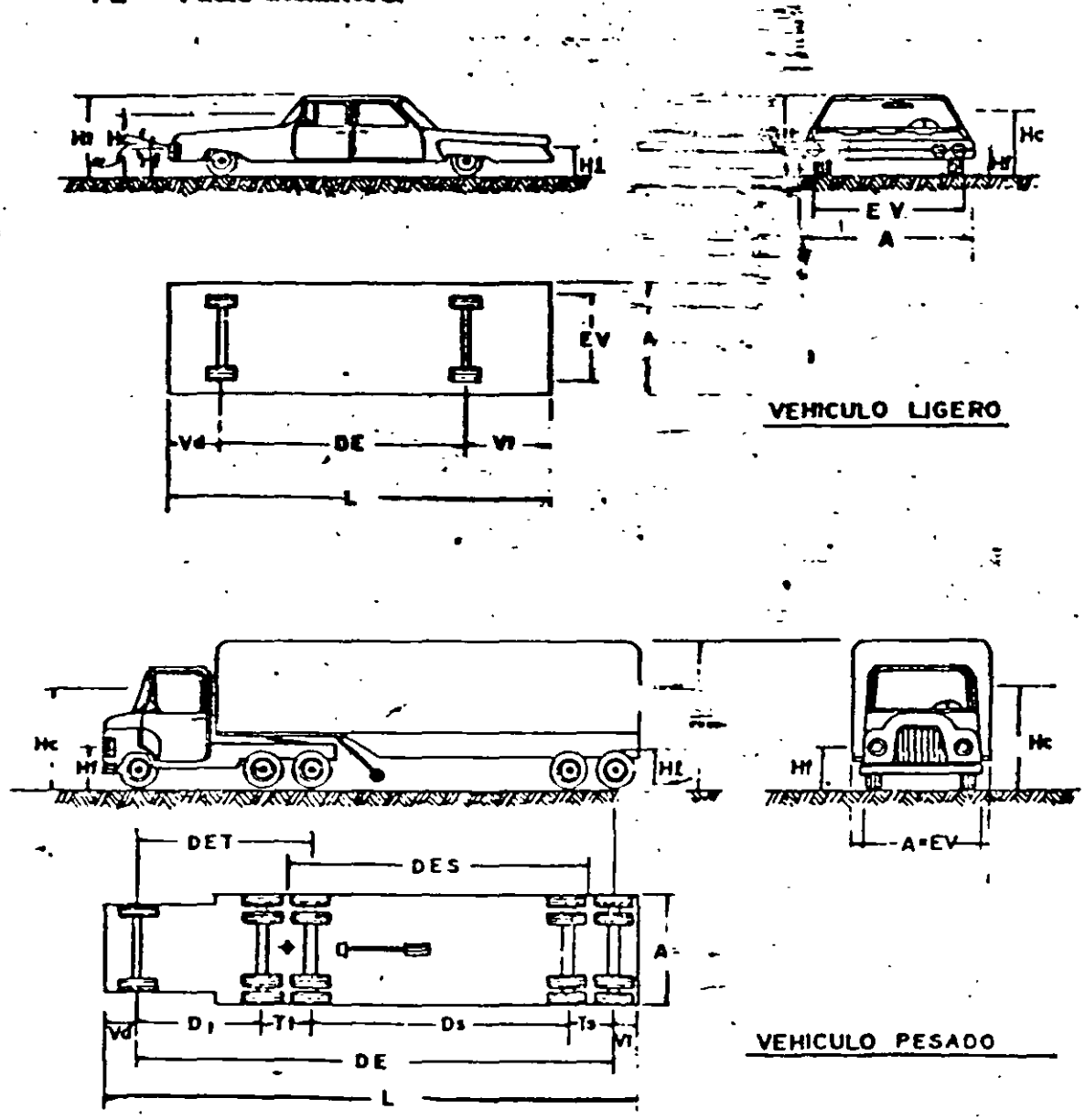


FIGURA 5.3. DIMENSIONES DE LOS VEHICULOS LIGEROS Y PESADOS

1:200
2/3

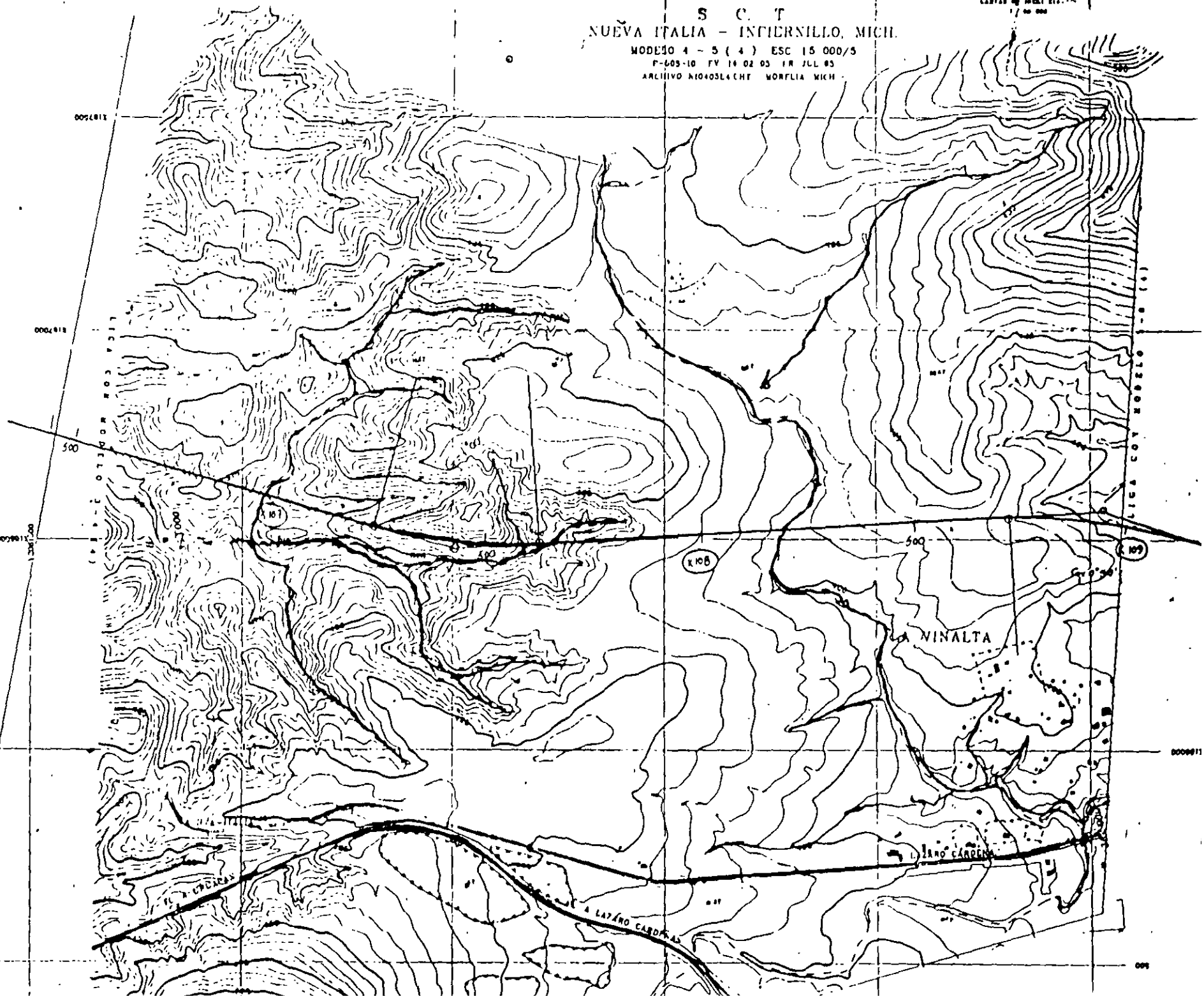
S C T

NUEVA ITALIA - INTERNILLO, MICH.

MODELO 4 - 5 (4) ESC 1:5 000/5

P-605-10 FV 14 02 05 FR JUL 85

ARCHIVO A1040514.CHT MORELIA MICH.



GT

| CONCEPTO | | | UNIDAD | TIPO DE CARRETERA | | |

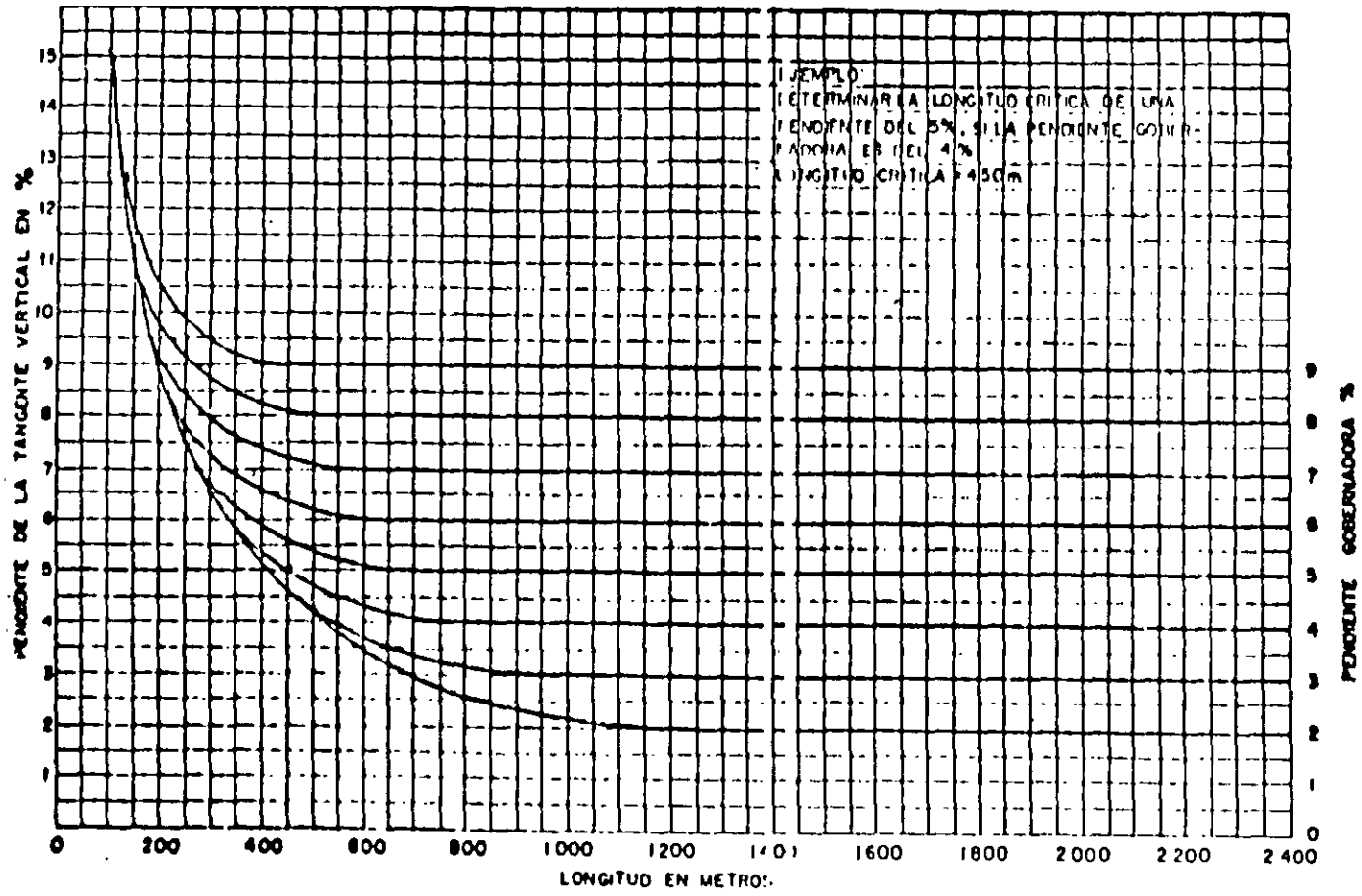
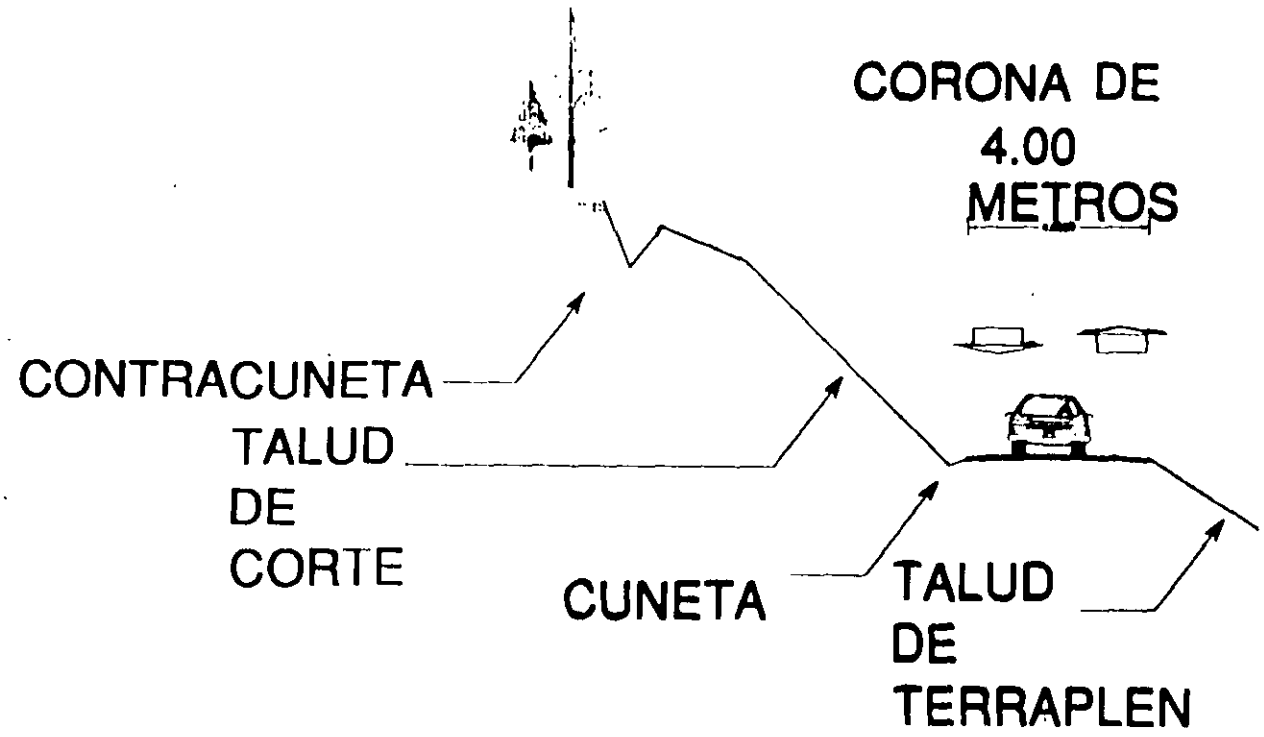
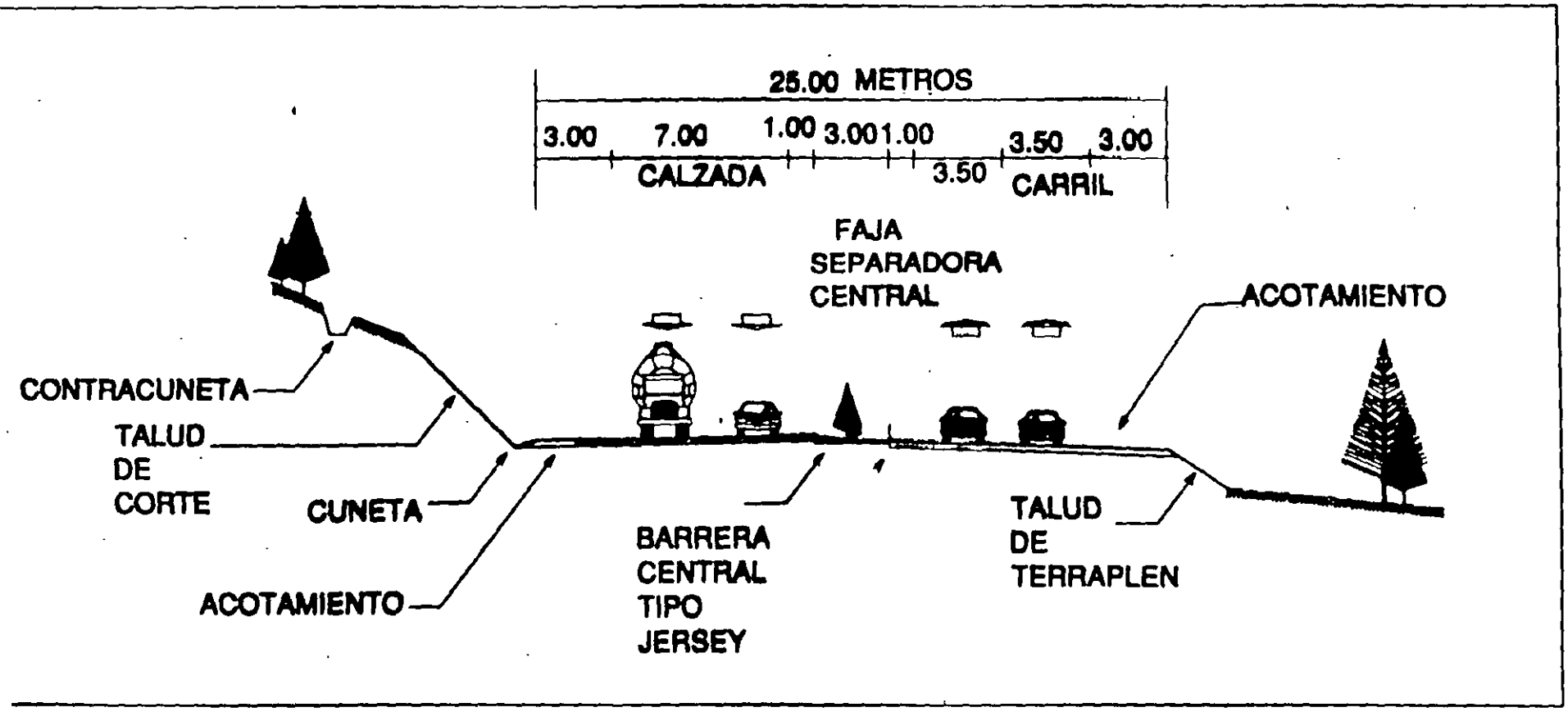


FIG. 5 LONGITUD CRITICA DE TANGENTES VERTICALES CON PENDIENTE MAYOR QUE LA GOBERNADORA

CAMINO
TIPO E




25.00 METROS
3.00
7.00
1.00
3.00
1.00
3.50
3.00
CALZADA
3.50
CARRIL
FAJA
SEPARADORA
CENTRAL
ACOTAMIENTO
CONTRACUNETA
TALUD
DE
CORTE
CUNETA
ACOTAMIENTO
BARRERA
CENTRAL
TIPO
JERSEY
TALUD
DE
TERRAPLEN

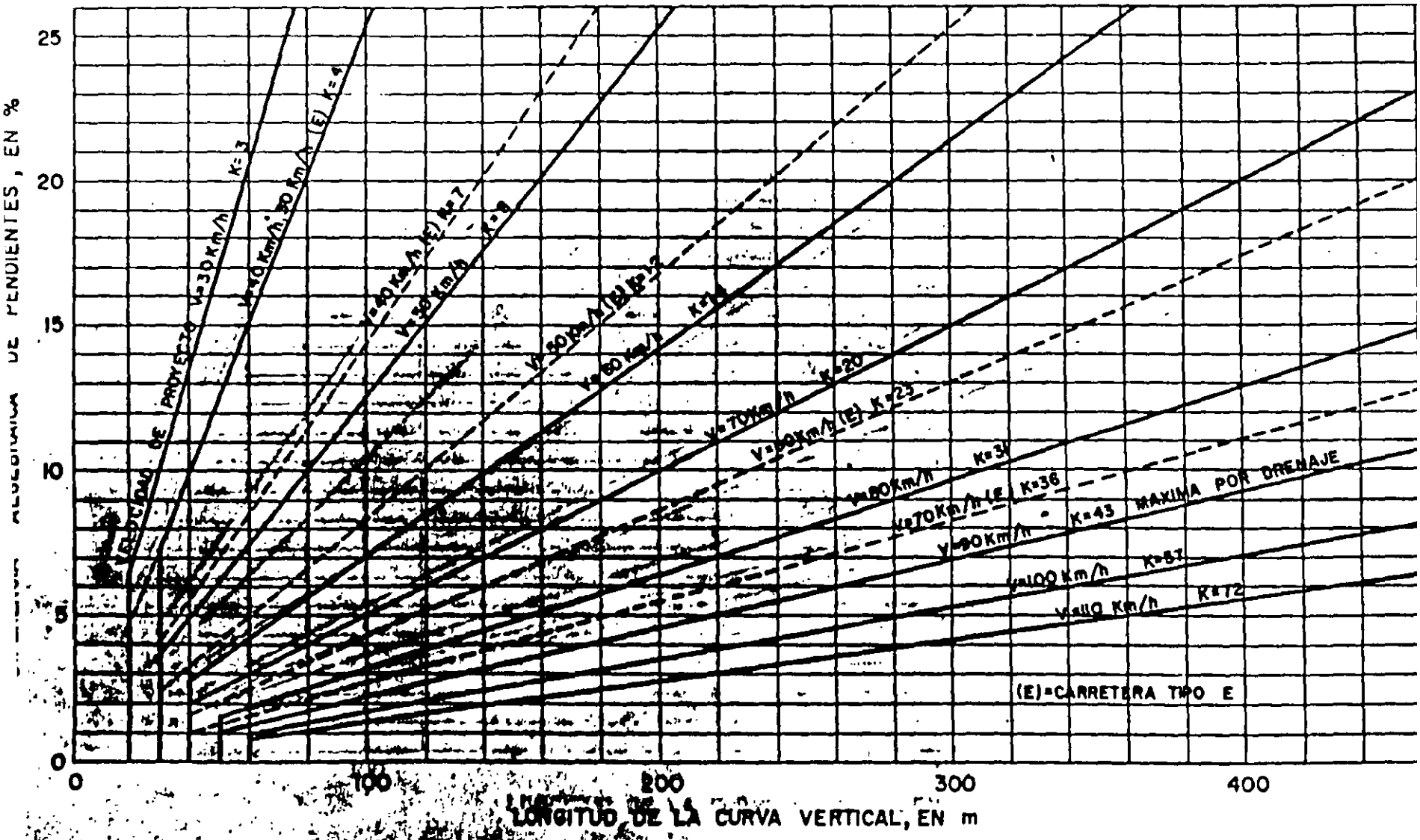


FIG. IV-6 LONGITUD MINIMA DE LAS CURVAS VERTICALES EN CRESTA

VELOCIDAD			40 KM/H			50 KM/H			60 KM/H			70 KM/H			80 KM/H			90 KM/H			100 KM/H			VELOCIDAD		
	Gc	Rc	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le		Gc	Rc
0	15 MIN.	4583.662	20	2.0	22.00	20	2.0	28.00	20	2.0	34.00	20	2.0	39.00	20	2.0	45.00	20	2.0	50.00	30	2.0	56.00	0 Q	15 MIN.	4583.662
0	30 MIN.	2291.831	20	2.0	22.00	20	2.0	28.00	20	2.0	34.00	20	2.0	39.00	20	2.0	45.00	20	2.0	50.00	30	2.0	56.00	0 Q	30 MIN.	2291.831
0	45 MIN.	1527.887	20	2.0	22.00	20	2.0	28.00	20	2.0	34.00	20	2.0	39.00	20	2.4	45.00	20	2.8	50.00	40	3.6	56.00	0 Q	45 MIN.	1527.887
0	0 MIN.	1145.916	20	2.0	22.00	30	2.0	28.00	30	2.0	34.00	30	2.5	39.00	30	3.0	45.00	40	3.6	50.00	40	4.6	56.00	1 Q	0 MIN.	1145.916
0	15 MIN.	916.732	30	2.0	22.00	30	2.0	28.00	30	2.3	34.00	40	3.0	39.00	40	3.7	45.00	40	4.5	50.00	50	5.3	56.00	1 Q	15 MIN.	916.732
0	30 MIN.	763.944	30	2.0	22.00	30	2.0	28.00	40	2.8	34.00	40	3.6	39.00	40	4.4	45.00	50	5.3	56.00	50	6.2	56.00	1 Q	30 MIN.	763.944
0	45 MIN.	654.809	30	2.0	22.00	30	2.2	28.00	40	3.2	34.00	40	4.1	39.00	50	5.0	45.00	50	6.0	50.00	60	7.3	56.00	1 Q	45 MIN.	654.809
0	0 MIN.	572.958	30	2.0	22.00	40	2.8	28.00	40	3.6	34.00	50	4.8	39.00	50	5.7	45.00	50	6.8	50.00	60	8.1	56.00	2 Q	0 MIN.	572.958
0	15 MIN	509.296	30	2.0	22.00	40	2.8	28.00	40	4.0	34.00	50	5.1	39.00	50	6.2	45.00	60	7.4	63.00	60	8.7	70.00	2 Q	15 MIN.	509.296
0	30 MIN	458.366	40	2.1	22.00	40	3.1	28.00	50	4.4	34.00	50	5.5	39.00	60	6.7	45.00	60	7.8	67.00	70	9.3	74.00	2 Q	30 MIN.	458.366
0	45 MIN.	416.697	40	2.3	22.00	40	3.4	28.00	50	4.7	34.00	50	6.0	39.00	60	7.2	46.00	60	8.4	60.00	70	9.6	77.00	2 Q	45 MIN.	416.697
0	0 MIN.	381.972	40	2.5	22.00	50	3.7	28.00	50	5.1	34.00	60	6.4	39.00	60	7.7	49.00	70	8.8	63.00	70	9.8	79.00	3 Q	0 MIN.	381.972
0	15 MIN.	352.689	40	2.7	22.00	50	3.9	28.00	50	5.4	34.00	60	6.8	39.00	60	8.1	52.00	70	9.2	66.00	80	10.0	80.00	3 Q	15 MIN.	352.689
0	30 MIN.	327.404	40	2.9	22.00	50	4.2	28.00	50	5.7	34.00	60	7.1	40.00	70	8.5	54.00	70	9.6	69.00	70	9.8	74.00	3 Q	30 MIN.	327.404
0	45 MIN.	305.577	50	3.1	22.00	50	4.4	28.00	60	6.0	34.00	60	7.5	42.00	70	8.8	58.00	70	9.8	71.00	70	9.8	71.00	3 Q	45 MIN.	305.577
0	0 MIN.	286.479	50	3.3	22.00	50	4.7	28.00	60	6.3	34.00	60	7.8	44.00	70	9.1	58.00	70	9.8	71.00	80	9.8	71.00	4 Q	0 MIN.	286.479
0	15 MIN.	269.627	50	3.4	22.00	50	4.9	28.00	60	6.6	34.00	60	8.1	45.00	70	9.4	60.00	70	9.8	72.00	80	10.0	72.00	4 Q	15 MIN.	269.627
0	30 MIN.	254.848	50	3.6	22.00	50	5.1	28.00	60	6.9	34.00	70	8.4	47.00	80	9.6	61.00	70	9.8	74.00	80	10.0	74.00	4 Q	30 MIN.	254.848
0	45 MIN.	241.245	50	3.8	22.00	60	6.4	28.00	60	7.1	34.00	70	8.7	49.00	80	9.8	63.00	70	9.8	76.00	80	10.0	76.00	4 Q	45 MIN.	241.245
0	0 MIN	229.183	50	3.9	22.00	60	5.6	28.00	70	7.4	36.00	70	8.9	50.00	80	9.8	63.00	70	9.8	78.00	80	10.0	78.00	5 Q	0 MIN.	229.183
0	30 MIN.	208.348	60	4.2	22.00	60	6.0	28.00	70	7.8	37.00	80	9.3	52.00	90	10.0	64.00	80	10.0	64.00	80	10.0	80.00	5 Q	30 MIN.	208.348
0	0 MIN.	190.986	60	4.6	22.00	70	6.3	28.00	70	8.2	39.00	80	9.8	54.00	90	9.8	66.00	80	10.0	66.00	80	10.0	82.00	6 Q	0 MIN.	190.986
0	30 MIN.	176.295	60	4.8	22.00	70	6.7	28.00	80	8.6	41.00	90	9.8	55.00	90	9.8	68.00	80	10.0	68.00	80	10.0	84.00	6 Q	30 MIN.	176.295
0	0 MIN.	163.702	70	9.1	22.00	70	7.0	28.00	80	8.9	43.00	90	9.9	55.00	90	10.0	68.00	80	10.0	68.00	80	10.0	84.00	7 Q	0 MIN.	163.702
0	30 MIN.	152.789	70	9.3	22.00	80	7.3	29.00	90	9.1	44.00	90	10.0	56.00	90	10.0	70.00	80	10.0	70.00	80	10.0	86.00	7 Q	30 MIN.	152.789
0	0 MIN.	143.239	70	9.6	22.00	80	7.6	30.00	90	9.4	45.00	8 Q	0 MIN.	143.239												
0	30 MIN.	134.814	80	9.8	22.00	80	7.9	32.00	90	9.8	48.00	8 Q	30 MIN.	134.814												
0	0 MIN.	127.324	80	9.1	22.00	80	8.2	33.00	100	9.7	47.00	9 Q	0 MIN.	127.324												
0	30 MIN.	120.823	80	9.3	22.00	90	8.4	34.00	100	9.8	47.00	9 Q	30 MIN.	120.823												
0	0 MIN.	114.592	90	9.6	22.00	100	8.6	35.00	100	9.9	48.00	10 Q	0 MIN.	114.592												
0	0 MIN.	104.174	90	9.8	22.00	100	9.0	36.00	110	10.0	48.00	11 Q	0 MIN.	104.174												
0	0 MIN.	95.493	100	7.3	23.00	110	9.3	37.00	12 Q	0 MIN.	95.493															
0	0 MIN.	88.147	100	7.6	24.00	110	9.6	38.00	13 Q	0 MIN.	88.147															
0	0 MIN.	81.851	110	7.9	25.00	120	9.8	39.00	14 Q	0 MIN.	81.851															
0	0 MIN.	76.394	110	8.2	26.00	120	9.9	40.00	15 Q	0 MIN.	76.394															
0	0 MIN.	71.620	120	8.5	27.00	130	10.0	40.00	16 Q	0 MIN.	71.620															
0	0 MIN.	67.407	120	8.7	28.00	140	10.0	40.00	17 Q	0 MIN.	67.407															
0	0 MIN.	63.662	130	8.9	28.00																					
0	0 MIN.	60.311	130	9.1	29.00																					
0	0 MIN.	57.296	140	9.2	29.00																					
0	0 MIN.	54.567	140	9.4	30.00																					
0	0 MIN.	52.087	150	9.5	30.00																					
0	0 MIN.	49.822	150	9.6	31.00																					
0	0 MIN.	47.746	160	9.7	31.00																					
0	0 MIN.	45.837	160	9.8	31.00																					
0	0 MIN.	44.074	170	9.9	32.00																					
0	0 MIN.	42.441	170	9.8	32.00																					
0	0 MIN.	40.926	180	10.0	32.00																					
0	0 MIN.	39.514	190	10.0	32.00																					
0	0 MIN.	38.197	190	10.0	32.00																					

Ac Ampliación de la calzada y la corona en centímetros
S SOBREELEVACIÓN en porcentaje
Le Longitud de la transición en metros

Abajo de la línea gruesa se emplearán espirales de transición

Notas: para Grados de curvatura no previstos en la tabla Ac, Sc y Le se obtienen por interpolación lineal

archivo AMDYSOB

AMPLIACIONES, SOBREELEVACIONES Y TRANSICIONES PARA

CARRETERAS TIPO C

VELOCIDAD		50 KM/H			60 KM/H			70 KM/H			80 KM/H			90 KM/H			100 KM/H			110.00			VELOCIDAD	
Gc	Rc	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le		Gc	Rc
0 G 15 MIN.	4583.6624	0	2.0	28 00	0	2.0	34 00	0	2.0	39 00	0	2.0	46.00	0	2.0	50.00	0	2 0	56 00	0	2.0	62.00	0 G 15 MIN.		4583.6624
0 G 30 MIN	2291.8312	0	2.0	28 00	0	2.0	34 00	20	2.0	39 00	20	2.0	46 00	20	2.0	50 00	20	2 3	56 00	20	2.7	62.00	0 G 30 MIN.		2291.8312
0 G 45 MIN.	1527.8875	20	2.0	28 00	20	2 0	34.00	20	2 0	39 00	20	2.3	46.00	30	2 6	50 00	30	3.4	56.00	30	4.0	62.00	0 G 45 MIN.		1527.8875
1 G 0 MIN	1145 9156	20	2.0	28 00	20	2.0	34 00	20	2 6	39.00	30	3.0	46 00	30	3.6	50 00	30	4 5	56 00	30	5.2	62.00	1 G 00 MIN.		1145.9156
1 G 15 MIN.	916.7325	20	2.0	28 00	20	2 3	34.00	30	3.0	39.00	30	3 7	46.00	40	4.6	50 00	40	5.6	56 00	40	6.3	62 00	1 G 15 MIN.		916.7325
1 G 30 MIN	763.9437	20	2 0	28.00	30	2 8	34.00	30	3 6	39.00	30	4.4	46.00	40	5.3	50.00	40	6.4	56.00	40	7.3	64.00	1 G 30 MIN.		763.9437
1 G 45 MIN	654.8089	30	2.2	28 00	30	3 2	34.00	30	4 1	39.00	40	5.0	46 00	40	6.1	50 00	40	7 3	58 00	60	8.1	71.00	1 G 45 MIN.		654.8089
2 G 0 MIN	572.9678	30	2 6	28 00	30	3 6	34 00	30	4 6	39 00	40	5.7	46.00	40	6.7	50.00	60	8.1	66.00	60	8 9	78.00	2 G 00 MIN.		572.9678
2 G 15 MIN	509.2958	30	2.8	28 00	40	4 0	34.00	40	5 1	39 00	40	6.2	46.00	50	7 3	63 00	60	8 7	70.00	60	9.4	83.00	2 G 15 MIN.		509.2958
2 G 30 MIN	458.3662	30	3 1	28 00	40	4 4	34.00	40	5 6	39 00	50	6.8	46 00	50	7.9	67.00	60	9 3	74.00	60	9.8	86.00	2 G 30 MIN.		458.3662
2 G 45 MIN	416.6966	30	3 4	28 00	40	4 7	34.00	40	6 0	39 00	50	7.3	46 00	50	8 4	60.00	60	9 6	77 00	60	10.0	88.00	2 G 45 MIN.		416.6966
3 G 0 MIN	381.9719	40	3.7	28 00	40	5.1	34.00	50	6 4	39 00	50	7.7	49.00	60	8 8	63.00	60	9 9	79 00	3 G	00 MIN.	381.9719			
3 G 15 MIN	362.6694	40	3.9	28 00	40	5 4	34 00	50	6 7	39 00	50	8.1	52.00	60	9 2	66 00	60	10 0	80.00	3 G	15 MIN.	362.6694			
3 G 30 MIN.	327 4046	40	4.2	28 00	50	6 7	34 00	50	7.1	40.00	50	8.6	54.00	60	9 6	69.00	3 G	30 MIN.	327.4046						
3 G 45 MIN	306.6775	40	4.4	28 00	50	6 0	34.00	50	7 5	42 00	50	8 8	56.00	60	9.8	71.00	3 G	45 MIN.	306.6775						
4 G 0 MIN.	286 4789	40	4 7	28 00	50	6 3	34.00	50	7 8	44 00	50	9.1	58.00	70	9.8	71.00	4 G	00 MIN.	286.4789						
4 G 15 MIN	269.6272	50	4.9	28 00	50	6 6	34.00	60	8 1	45 00	60	9 4	60.00	70	10 0	72.00	4 G	15 MIN.	269 6272						
4 G 30 MIN	254.6479	50	5 1	28 00	50	6 7	34 00	60	8 4	47.00	70	9.6	61.00	4 G	30 MIN.	254.6479									
4 G 45 MIN.	241.2464	50	5 4	28 00	60	7 1	34 00	60	8 7	49 00	70	9.7	63 00	4 G	45 MIN.	241.2464									
5 G 0 MIN	229.1831	50	5 6	28 00	60	7 4	36 00	60	8 9	50 00	70	9 9	63 00	5 G	00 MIN.	229.1831									
5 G 15 MIN	218 2696	60	6.2	28 00	60	7 8	37 00	70	9 3	52.00	80	10 0	64.00	5 G	15 MIN.	218.2696									
5 G 30 MIN	208 3463	60	6 2	28 00	70	8 0	38 00	70	9 5	53.00	80	10.0	64.00	5 G	30 MIN.	208.3463									
6 G 0 MIN.	190.9889	60	6.3	28 00	70	8 2	39 00	70	9 6	54 00	6 G	00 MIN	190.9889												
6 G 30 MIN	178 2947	60	6 7	28 00	70	8 6	41 00	80	9 8	55.00	6 G	30 MIN	178 2947												
7 G 00 MIN.	163.7022	70	7.0	28	70	8 9	43.00	80	9 9	55 00	7 G	00 MIN.	163.7022												
7 G 30 MIN	152.7887	80	7.3	29 00	80	9 1	44.00	80	10 0	56.00	7 G	30 MIN.	152.7887												
8 G 00 MIN.	143.2394	80	7.6	30 00	80	9 4	45 00	8 G	00 MIN	143.2394															
8 G 30 MIN.	134 8136	80	7.9	32 00	80	9 6	46 00	8 G	30 MIN	134 8136															
9 G 00 MIN	127.3240	90	8 2	33 00	90	9 7	47.00	9 G	00 MIN	127 3240															
9 G 30 MIN.	120.6227	90	8 4	34.00	90	9 8	47.00	9 G	30 MIN	120 6227															
10 G 00 MIN	114.5916	80	8 6	35.00	90	9 9	48 00	10 G	00 MIN	114 5916															
10 G 30 MIN.	109.1346	90	8 8	36.00	100	10 0	48 00	10 G	30 MIN	109 1346															
11 G 00 MIN	104.1741	90	9.0	36.00	100	10.0	48.00	11 G	00 MIN.	104.1741															
11 G 30 MIN	99.6448	90	9 2	37.00	11 G	30 MIN.	95 4930																		
12 G 00 MIN	95.4930	100	9.3	37.00	12 G	00 MIN	91.6732																		
12 G 30 MIN.	91.6732	100	9 6	38.00	12 G	30 MIN.	88.1474																		
13 G 00 MIN.	88.1474	110	9.6	37.00	13 G	00 MIN.	84.8826																		
13 G 30 MIN.	84.8826	110	9.7	39.00	13 G	30 MIN.	81.8511																		
14 G 00 MIN.	81.8511	110	9 8	39 00	14 G	00 MIN.	79 0287																		
14 G 30 MIN.	79.0287	110	9.8	39.00	14 G	30 MIN.	76.3944																		
15 G 00 MIN	76 3944	110	9.9	40.00	15 G	00 MIN	73 9300																		
15 G 30 MIN	73.9300	120	9.9	40 00	15 G	30 MIN	71 6197																		
16 G 00 MIN	71 6197	120	10.0	40 00	16 G	00 MIN	69.4494																		
16 G 30 MIN	69 4494	120	10.0	40 00	16 G	30 MIN	67.4068																		
17 G 00 MIN.	67.4068	130	10 0	40.00	17 G	00 MIN.	67.4068																		

Ac Ampliación de la calzada y la corona en centimetros
S SOBREELEVACIÓN en porcentaje
Le Longitud de la transición en metros

Abajo de la linea gruesa se emplearán espirales de transición

Notas: para Grados de curvatura no previstos en la tabla
Ac, Sc y Le se obtienen por interpolación lineal

Ac Ampliación de la calzada y la corona en centimetros
S SOBREELEVACIÓN en porcentaje
Le Longitud de la transición en metros

Abajo de la linea gruesa se emplearán espirales de transición

archivo AMPYSOB

Notas: para Grados de curvatura no previstos en la tabla

Ac, Sc y Le se obtienen por interpolación lineal

AMPLIACIONES, SOBREELEVACIONES Y TRANSICIONES PARA

CARRETERAS TIPO B Y A (A2)

DOS CARRILES

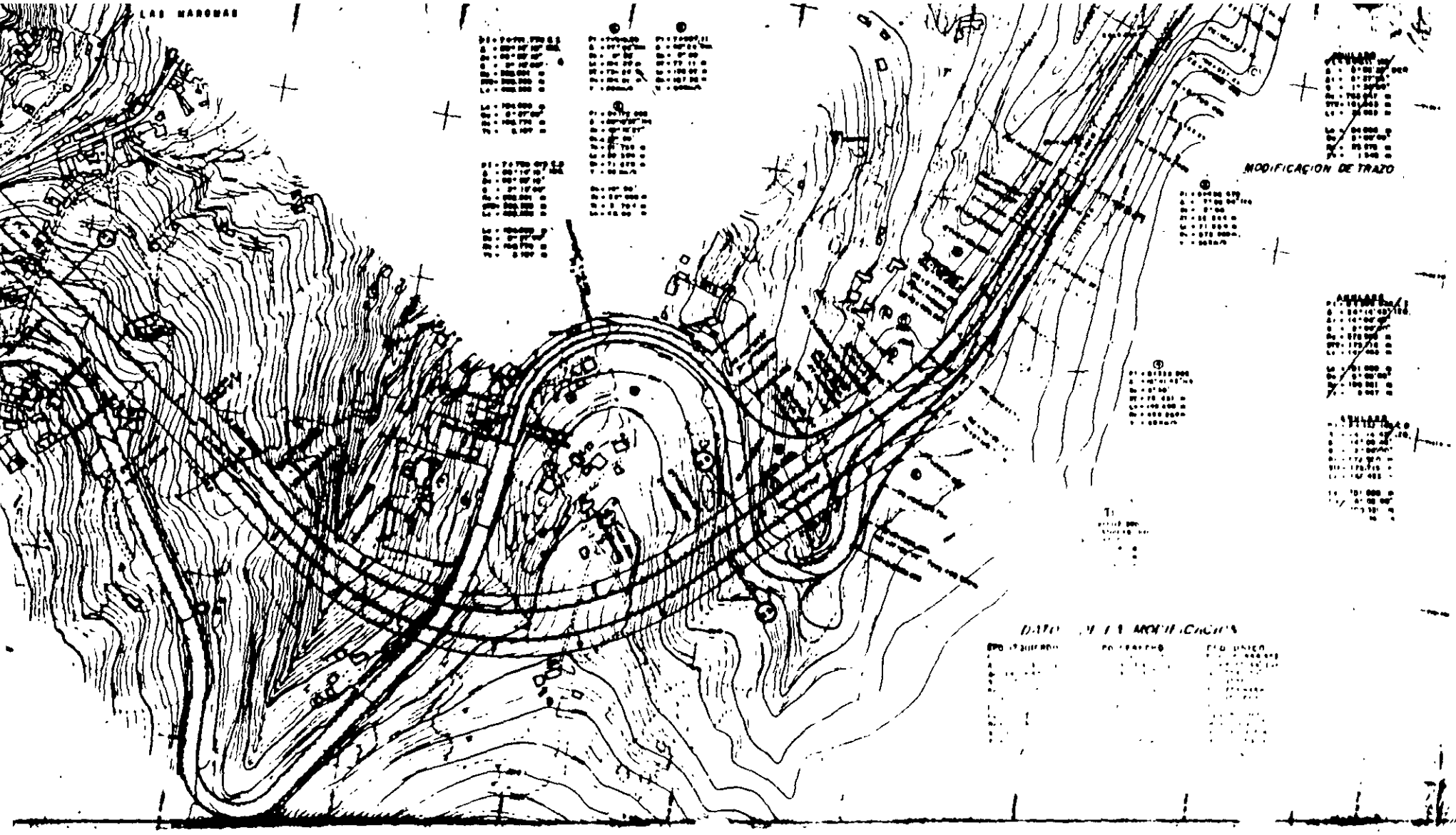
VELOCIDAD			70 KM/H			80 KM/H			90 KM/H			100 KM/H			110 KM/H			VELOCIDAD		
	Gc	Rc	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le		Gc	Rc
0 G	15 MIN.	4583.6624	20	2.0	67.00	20	2.0	76.00	30	2.0	86.00	30	2.0	95.00	30	2.0	105.00	0 G	15 MIN.	4583.662
0 G	30 MIN.	2291.8312	30	2.0	67.00	30	2.0	76.00	40	2.0	86.00	40	2.3	95.00	40	2.7	105.00	0 G	30 MIN.	2291.831
0 G	45 MIN.	1527.8875	40	2.0	67.00	40	2.3	76.00	50	2.8	86.00	60	3.4	95.00	60	4.0	105.00	0 G	45 MIN.	1527.887
1 G	0 MIN.	1145.9156	50	2.5	67.00	50	3.0	76.00	60	3.6	86.00	70	4.5	95.00	70	5.2	105.00	1 G	00 MIN.	1145.916
1 G	15 MIN.	916.7325	50	3.0	67.00	60	3.7	76.00	60	4.5	86.00	70	5.5	95.00	80	6.3	105.00	1 G	15 MIN.	916.732
1 G	30 MIN.	763.9437	60	3.5	67.00	60	4.0	76.00	70	5.3	86.00	80	6.4	95.00	90	7.3	109.00	1 G	30 MIN.	763.944
1 G	45 MIN.	654.8089	60	4.1	67.00	70	5.0	76.00	80	6.1	86.00	90	7.3	99.00	100	8.1	121.00	1 G	45 MIN.	654.809
2 G	0 MIN.	572.9578	70	4.6	67.00	80	5.7	76.00	90	6.7	86.00	90	8.1	110.00	100	8.9	133.00	2 G	00 MIN.	572.958
2 G	15 MIN.	509.2958	80	5.1	67.00	90	6.2	76.00	100	7.3	89.00	100	8.7	118.00	110	9.4	141.00	2 G	15 MIN.	509.296
2 G	30 MIN.	458.3662	80	5.5	67.00	90	6.8	76.00	100	7.9	97.00	110	9.2	125.00	120	9.8	147.00	2 G	30 MIN.	458.366
2 G	45 MIN.	416.6966	80	6.0	67.00	90	7.3	79.00	110	8.4	103.00	110	9.6	131.00	120	10.0	150.00	2 G	45 MIN.	416.697
3 G	0 MIN.	381.9719	90	6.4	67.00	100	7.7	84.00	110	8.8	108.00	120	9.9	135.00	3 G	00 MIN.	381.9719			
3 G	15 MIN.	352.5894	90	6.7	67.00	110	8.1	88.00	120	9.2	113.00	130	10.0	138.00	3 G	15 MIN.	352.5894			
3 G	30 MIN.	327.4045	100	7.1	68.00	110	8.5	92.00	120	9.6	118.00	3 G	30 MIN.	327.4045						
3 G	45 MIN.	305.5775	110	7.5	71.00	120	8.8	96.00	130	9.8	120.00	3 G	45 MIN.	305.5775						
4 G	0 MIN.	286.4789	110	7.8	74.00	120	9.1	99.00	130	9.9	121.00	4 G	00 MIN.	286.4789						
4 G	15 MIN.	269.6272	110	8.1	77.00	130	9.4	102.00	140	10.0	122.00	4 G	15 MIN.	269.6272						
4 G	30 MIN.	254.6479	120	8.4	80.00	130	9.6	104.00	4 G	30 MIN.	254.6479									
4 G	45 MIN.	241.2464	120	8.7	83.00	140	9.7	106.00	4 G	45 MIN.	241.2464									
5 G	0 MIN.	229.1831	130	8.9	85.00	140	9.9	108.00	5 G	00 MIN.	229.1831									
5 G	15 MIN.	218.2696	130	9.1	87.00	140	10.0	108.00	5 G	15 MIN.	218.2696									
5 G	30 MIN.	208.3483	140	9.3	89.00	150	10.0	109.00	5 G	30 MIN.	208.3483									
5 G	45 MIN.	199.2897	140	9.5	90.00															
6 G	0 MIN.	190.9859	150	9.6	91.00															
6 G	15 MIN.	183.3466	150	9.7	92.00															
6 G	30 MIN.	176.2947	160	9.8	93.00															
6 G	45 MIN.	169.7663	160	9.9	94.00															
7 G	0 MIN.	163.7022	160	9.9	94.00															
7 G	15 MIN.	158.0573	160	10.0	95.00															
7 G	30 MIN.	152.7887	170	10.0	95.00															

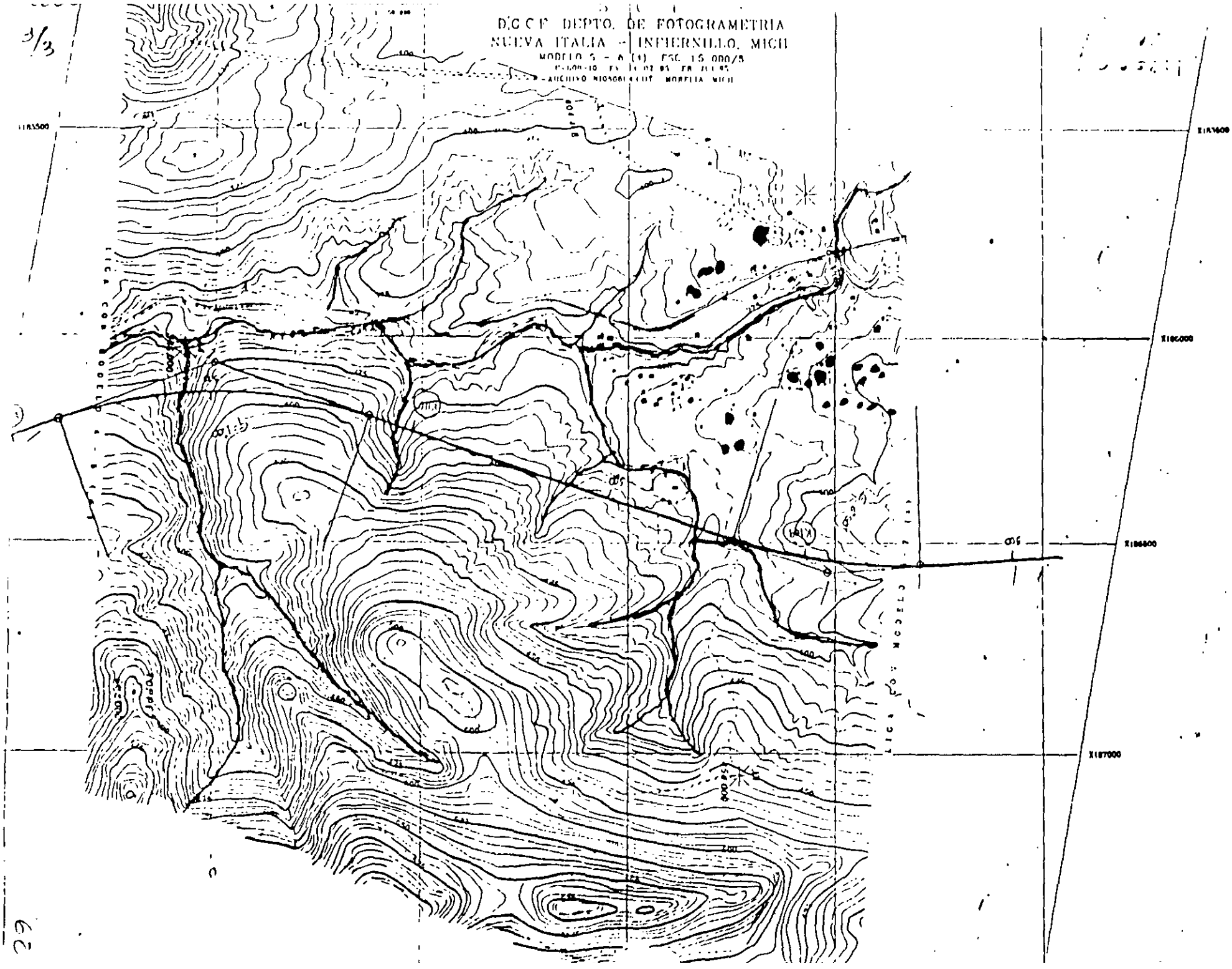
archivo AMPYSOB

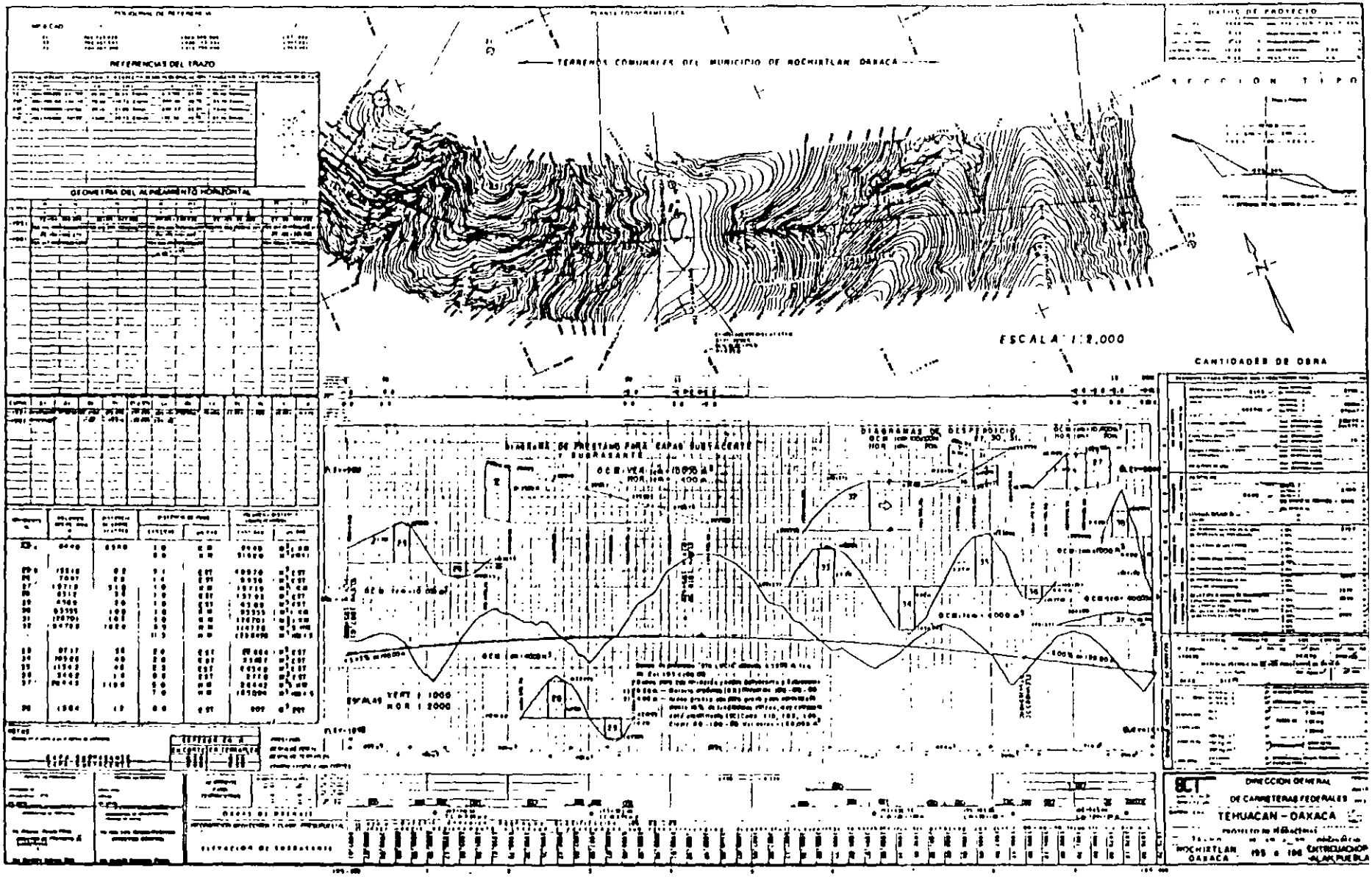
AMPLIACIONES, SOBREELEVACIONES Y TRANSICIONES PARA

CARRETERAS TIPO A 4

CUATRO CARRILES


MODIFICACION DE TRAZO


D.G.C.F. DEPTO. DE FOTOGRAMETRIA
NUEVA ITALIA - INFIERNILLO, MICH
MODELO 5 - 6 (1) ESC. 1:5 000/5
X183500
X186000
X186800
X187000


REFERENCIAS DEL TRAZO
GEOMETRIA DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL
TERRENOS COMUNALES DEL MUNICIPIO DE ROCHIXTLAN OAXACA
SECCION TIPO
ESCALA 1:2,000
CANTIDADES DE OBRA
DIAGRAMA DE PRESTAMO PARA CAPAS SUBYACENTE Y SUBRASANTE
DIAGRAMAS DE DESPLAZAMIENTO
SCT
DIRECCION GENERAL
DE CARRETERAS FEDERALES
TEHUACAN - OAXACA
ROCHIXTLAN
OAXACA

VELOCIDAD			30 KM/H			40 KM/H			50 KM/H			60 KM/H			70 KM/H			VELOCIDAD		
	Gc	Rc	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le		Gc	Rc
0 G	30 MIN.	2291.8312	20	3.0	10.00	20	3.0	13.00	20	3.0	16.00	30	3 0	19.00	30	3 0	22 00	0 G	30 MIN.	2291.8312
1 G	0 MIN	1146.9156	20	3.0	10.00	20	3 0	13 00	30	3 0	16.00	30	3 0	19 00	30	3 0	22 00	1 G	0 MIN	1146.9156
1 G	30 MIN.	763.9437	20	3 0	10 00	30	3 0	13 00	30	3.0	16 00	30	3.0	19 00	40	3 0	22 00	1 G	30 MIN.	763.9437
2 G	0 MIN	572.9578	20	3.0	10.00	30	3 0	13.00	30	3 0	16.00	40	3.0	19 00	40	3 0	22.00	2 G	0 MIN.	572.9578
2 G	30 MIN.	458.3662	30	3.0	10 00	30	3 0	13.00	40	3 0	16.00	40	3.0	19.00	50	3 0	22 00	2 G	30 MIN.	458.3662
3 G	0 MIN.	381.9719	30	3.0	10 00	40	3.0	13 00	40	3 0	16 00	60	3.0	19 00	50	4 0	22.00	3 G	0 MIN.	381.9719
3 G	30 MIN.	327.4046	30	3.0	10.00	40	3.0	13.00	40	3.0	16.00	60	3 2	19.00	60	4 7	26 00	3 G	30 MIN.	327.4046
4 G	0 MIN.	286 4789	30	3.0	10.00	40	3.0	13.00	60	3.0	16 00	60	3.6	19.00	60	6.3	30.00	4 G	0 MIN.	286.4789
4 G	30 MIN.	264 6479	40	3.0	10.00	40	3.0	13 00	60	3.0	16 00	60	4.1	20 00	60	6 0	34 00	4 G	30 MIN.	264.6479
5 G	0 MIN.	229.1831	40	3 0	10 00	60	3 0	13.00	60	3.0	16.00	60	4 6	22.00	70	6 7	37.00	5 G	0 MIN.	229.1831
5 G	30 MIN.	208 3483	40	3.0	10 00	60	3 0	13.00	60	3.2	16.00	60	5 0	24.00	70	7.3	41 00	5 G	30 MIN.	208.3483
6 G	0 MIN.	190 9869	40	3.0	10.00	60	3 0	13.00	60	3 6	16.00	60	5.5	26.00	70	8.0	46 00	6G	0 MIN.	190.986
6 G	30 MIN.	176 2947	60	3.0	10.00	60	3.0	13 00	60	3 8	16.00	70	6.9	28.00	80	8.7	49.00	6G	30 MIN.	176.295
7 G	0 MIN.	163.7022	60	3.0	10.00	60	3.0	13 00	60	4 1	16.00	70	6 4	31.00	80	9 3	52.00	7G	0 MIN.	163.702
7 G	30 MIN.	152.7887	60	3 0	10 00	60	3.0	13 00	70	4.4	18.00	70	6.8	33 00	80	10.0	66.00	7G	30 MIN.	152.789
8 G	0 MIN.	143 2394	50	3 0	10.00	60	3 0	13.00	70	4 7	19.00	80	7.3	35.00	8 G	0 MIN.	143.2394			
8 G	30 MIN.	134 8136	60	3.0	10.00	60	3.0	13.00	70	5.0	20.00	80	7.7	37.00	8 G	30 MIN.	134 8136			
9 G	0 MIN.	127 3240	60	3 0	10 00	60	3 0	13 00	70	5 3	21.00	80	8.2	39.00	9 G	0 MIN.	127.3240			
9 G	30 MIN.	120 6227	60	3 0	10 00	70	3 2	13.00	70	5 5	22.00	80	8.6	41.00	9 G	30 MIN.	120.6227			
10 G	0 MIN.	114 5916	60	3.0	10 00	70	3.3	13.00	80	5 9	24.00	90	9.1	44.00	10 G	0 MIN.	114.5916			
11 G	0 MIN.	104.1741	60	3.0	10 00	70	3 7	13.00	80	6 5	26 00	90	10.0	48.00	11 G	0 MIN.	104.1741			
12 G	0 MIN	95 4930	60	3 0	10 00	80	4 0	13 00	90	7.1	28.00	12 G	0 MIN.	95.4930						
13 G	0 MIN.	88 1474	70	3 0	10.00	80	4 3	14 00	90	7.6	31.00	13 G	0 MIN	88.1474						
14 G	0 MIN.	81 8611	70	3 0	10.00	80	4 7	15 00	90	8 2	33 00	14 G	0 MIN.	81.8611						
15 G	0 MIN.	76 3944	70	3 0	10 00	90	5 0	16 00	100	8 8	35 00	15 G	0 MIN	76 3944						
16 G	0 MIN.	71 6197	80	3 0	10 00	90	5.3	17 00	100	9.4	38.00	16 G	0 MIN.	71 6197						
17 G	0 MIN.	67 4068	80	3 0	10 00	90	5 7	18 00	110	10.0	40.00	17 G	0 MIN.	67.4068						
18 G	0 MIN	63 6620	80	3 0	10 00	100	6 0	19 00	18 G	0 MIN.	63.6620									
19 G	0 MIN.	60 3113	90	3.2	10 00	100	6 3	20 00	19 G	0 MIN	60.3113									
20 G	0 MIN.	57 2966	90	3 3	10 00	100	6.7	21 00	20 G	0 MIN.	57.2966									
22 G	0 MIN.	52 0871	100	3.7	10.00	110	7.3	23.00	22 G	0 MIN.	52.0871									
24 G	0 MIN.	47.7466	100	4 0	10.00	120	8 0	25.00	24 G	0 MIN.	47.7466									
26 G	0 MIN.	44 0737	110	4 3	10 00	130	8 7	28.00	26 G	0 MIN	44 0737									
28 G	0 MIN.	40.9266	110	4.7	11 00	130	9.3	30.00	28 G	0 MIN	40.9266									
30 G	0 MIN.	38 1972	120	5 0	12 00	140	10.0	32.00	30 G	0 MIN.	38.1972									
32 G	0 MIN.	35 8099	130	5 3	13 00	32 G	0 MIN.	35 8099												
34 G	0 MIN.	33.7034	130	5.7	14.00	34 G	0 MIN.	33.7034												
36 G	0 MIN.	31.8310	140	6.0	14.00	36 G	0 MIN.	31.8310												
38 G	0 MIN.	30.1567	150	6.3	15.00	38 G	0 MIN	30.1567												
40 G	0 MIN.	28.6479	150	6.7	16.00	40 G	0 MIN.	28.6479												
42 G	0 MIN.	27 2837	160	7.0	17 00	42 G	0 MIN.	27.2837												
44 G	0 MIN.	26 0436	160	7 3	18.00	44 G	0 MIN.	26.0436												
46 G	0 MIN.	24 9112	170	7.7	18 00	46 G	0 MIN.	24 9112												
48 G	0 MIN.	23 8732	180	8 0	19.00	48 G	0 MIN.	23.8732												
50 G	0 MIN	22 9183	180	8.3	20 00	50 G	0 MIN	22 9183												
52 G	0 MIN	22 0368	190	8 7	21 00	52 G	0 MIN	22 0368												
54 G	0 MIN	21 2207	190	9 0	22 00	54 G	0 MIN	21 2207												
56 G	0 MIN.	20.4628	200	9.3	22.00	56 G	0 MIN	20 4628												
58 G	0 MIN.	19.7672	200	9.7	23.00	58 G	0 MIN.	19.7672												
60 G	0 MIN.	19.0986	210	10.0	24.00	60 G	0 MIN.	19.0986												

Ac Ampliación de la calzada y la corona en centímetros
En carreteras tipo E no se dará la ampliación por curva a menos que se proyecten libraderos en curva horizontal

S **SOBREELEVACIÓN** en porcentaje

Le Longitud de la transición en metros

En este tipo de caminos no se emplearán espirales de transición

Notas para Grados de curvatura no previstos en la tabla

archivo AMPYSOB

AMPLIACIONES, SOBREELEVACIONES Y TRANSICIONES PARA

CARRETERAS TIPO D Y E

VELOCIDAD			70 KM/H			80 KM/H			90 KM/H			100 KM/H			110 KM/H			VELOCIDAD		
	Gc	Rc	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le	Ac	Sc	Le		Gc	Rc
0 G	15 MIN.	4583.6624	0	2.0	39.00	0	2.0	45.00	0	2.0	50.00	0	2.0	56.00	0	2.0	62.00	0 G	15 MIN.	4583.662
0 G	30 MIN.	2291.8312	20	2.0	39.00	20	2.0	45.00	20	2.0	50.00	20	2.3	56.00	20	2.7	62.00	0 G	30 MIN.	2291.831
0 G	45 MIN.	1527.8875	20	2.0	39.00	20	2.3	45.00	30	2.8	50.00	30	3.4	56.00	30	4.0	62.00	0 G	45 MIN.	1527.887
1 G	0 MIN.	1145.9156	20	2.5	39.00	30	3.0	45.00	30	3.6	50.00	30	4.5	56.00	30	5.2	62.00	1 G	0 MIN.	1145.916
1 G	15 MIN.	916.7325	30	3.0	39.00	30	3.7	45.00	40	4.5	50.00	40	5.5	56.00	40	6.3	62.00	1 G	15 MIN.	916.732
1 G	30 MIN.	763.9437	30	3.5	39.00	30	3.4	45.00	40	6.3	50.00	40	6.4	56.00	40	7.3	64.00	1 G	30 MIN.	763.944
1 G	45 MIN.	654.8089	30	4.1	39.00	40	5.0	45.00	40	6.1	50.00	40	7.3	58.00	50	8.1	71.00	1 G	45 MIN.	654.809
2 G	0 MIN.	572.9578	30	4.6	39.00	40	5.7	45.00	40	6.7	50.00	50	8.1	65.00	50	8.9	78.00	2 G	0 MIN.	572.958
2 G	15 MIN.	509.2958	40	5.1	39.00	40	5.2	45.00	50	7.3	53.00	50	8.7	70.00	60	9.4	83.00	2 G	15 MIN.	509.296
2 G	30 MIN.	458.3662	40	5.5	39.00	50	6.8	45.00	50	7.9	57.00	60	9.2	74.00	60	9.8	86.00	2 G	30 MIN.	458.366
2 G	45 MIN.	416.6966	40	6.0	39.00	50	7.3	47.00	50	8.4	60.00	60	9.6	77.00	60	10.0	88.00	2 G	45 MIN.	416.697
3 G	0 MIN.	381.9719	50	6.4	39.00	50	7.7	49.00	60	8.8	63.00	60	9.9	79.00	3 G	0 MIN.	381.9719			
3 G	15 MIN.	352.5894	50	6.7	39.00	50	8.1	52.00	60	9.2	66.00	60	10.0	80.00	3 G	15 MIN.	352.5894			
3 G	30 MIN.	327.4045	50	7.1	40.00	60	8.5	54.00	60	9.6	69.00	3 G	30 MIN.	327.4045						
3 G	45 MIN.	305.5775	50	7.5	42.00	60	8.8	56.00	60	9.8	71.00	3 G	45 MIN.	305.5775						
4 G	0 MIN.	286.4789	50	7.8	44.00	60	9.1	58.00	70	9.9	71.00	4 G	0 MIN.	286.4789						
4 G	15 MIN.	269.6272	60	8.1	45.00	60	9.4	60.00	70	10.0	72.00	4 G	15 MIN.	269.6272						
4 G	30 MIN.	254.6479	60	8.4	47.00	70	9.6	61.00	4 G	30 MIN.	254.6479									
4 G	45 MIN.	241.2464	60	8.7	49.00	70	9.7	62.00	4 G	45 MIN.	241.2464									
5 G	0 MIN.	229.1831	60	8.9	50.00	70	9.9	63.00	5 G	0 MIN.	229.1831									
5 G	15 MIN.	218.2698	60	9.1	51.00	80	10.0	63.00	5 G	15 MIN.	218.2698									
5 G	30 MIN.	208.3483	70	9.3	52.00	80	10.0	64.00	5 G	30 MIN.	208.3483									
5 G	45 MIN.	199.2897	70	9.5	53.00															
6 G	0 MIN.	190.9859	70	9.6	54.00															
6 G	15 MIN.	183.3466	70	9.7	54.00															
6 G	30 MIN.	176.2947	80	9.6	55.00															
6 G	45 MIN.	169.7653	80	9.9	55.00															
7 G	0 MIN.	163.7022	80	9.9	55.00															
7 G	15 MIN.	158.0573	80	10.0	56.00															
7 G	30 MIN.	152.7887	80	10.0	56.00															

archivo AMPYSOB

AMPLIACIONES, SOBREELEVACIONES Y TRANSICIONES PARA

CARRETERAS TIPO A 4 S

CUATRO CARRILES CON CUERPOS SEPARADOS

			UNIDAD						
TDPA	EN EL HORIZONTE DE PROYECTO		Veh/día	MAS DE 3000					
TERRENO	MONTAÑOSO								
	LOMERIO								
	PLANO								
VELOCIDAD DE PROYECTO			Km/h	60	70	80	90	100	110
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE PARADA			m	75	95	115	135	155	175
DISTANCIA DE VISIBILIDAD DE REBASE			m	270	315	360	405	450	495
GRADO MAXIMO DE CURVATURA			°	11	7.5	5.5	4.25	3.25	2.75
CURVAS VERTICALES	K	CRESTA	m/%	14	20	31	43	57	72
		COLUMPIO	m/%	15	20	25	31	37	43
	LONGITUD MINIMA		m	40	40	50	50	60	60
PENDIENTE GOBERNADORA			%	4		3		-	
PENDIENTE MAXIMA			%	6		5		4	
LONGITUD CRITICA			m	VER FIGURA 5					
ANCHO DE CALZADA			m	7.00					
ANCHO DE CORONA			m	12.00					
ANCHO DE ACOTAMIENTOS			m	2.50					
ANCHO DE FAJA SEPARADORA CENTRAL			m	0.00					
BOMBEO			%	2 por %					
SOBREELEVACION MAXIMA			%	10 por %					
SOBREELEVACIONES PARA GRADOS MENORES AL MAXIMO			%	VER TABLA CORRESPONDIENTE					
AMPLIACIONES Y LONGITUDES MINIMAS DE TRANSICIONES			m						

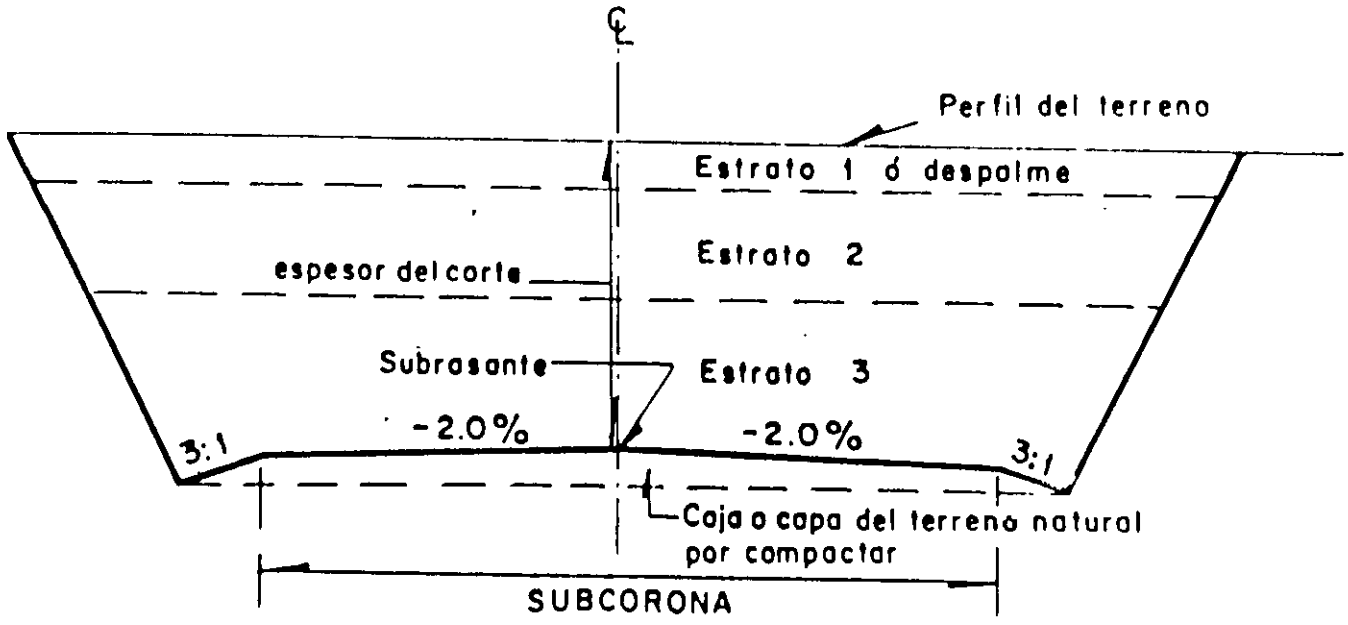


FIGURA 10.2 SECCION DE CONSTRUCCION DE UN CORTE EN TANGENTE

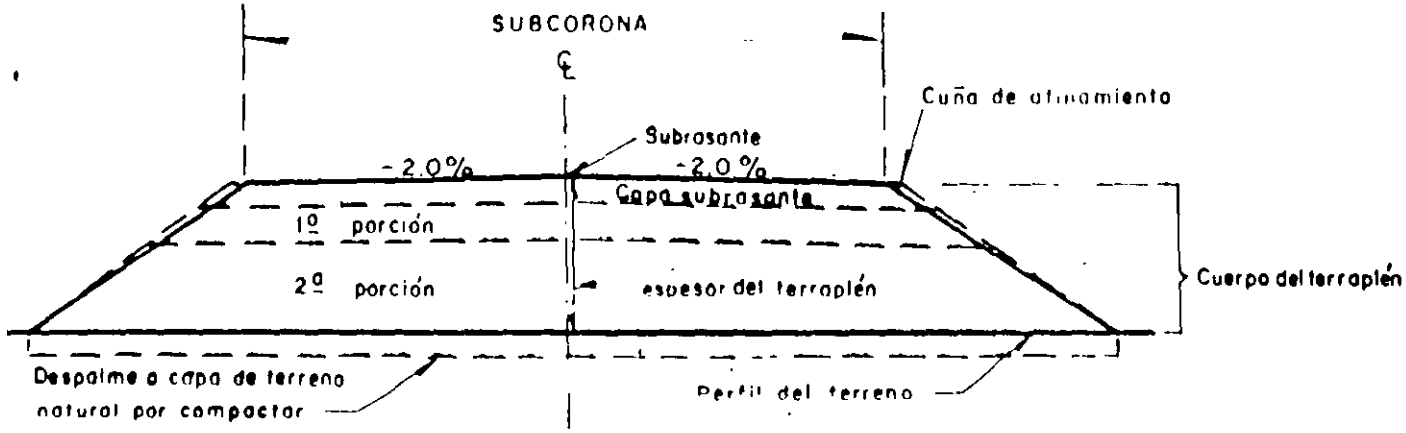


FIGURA 10.1 SECCION DE CONSTRUCCION DE UN TERRAPLEN EN TANGENTE

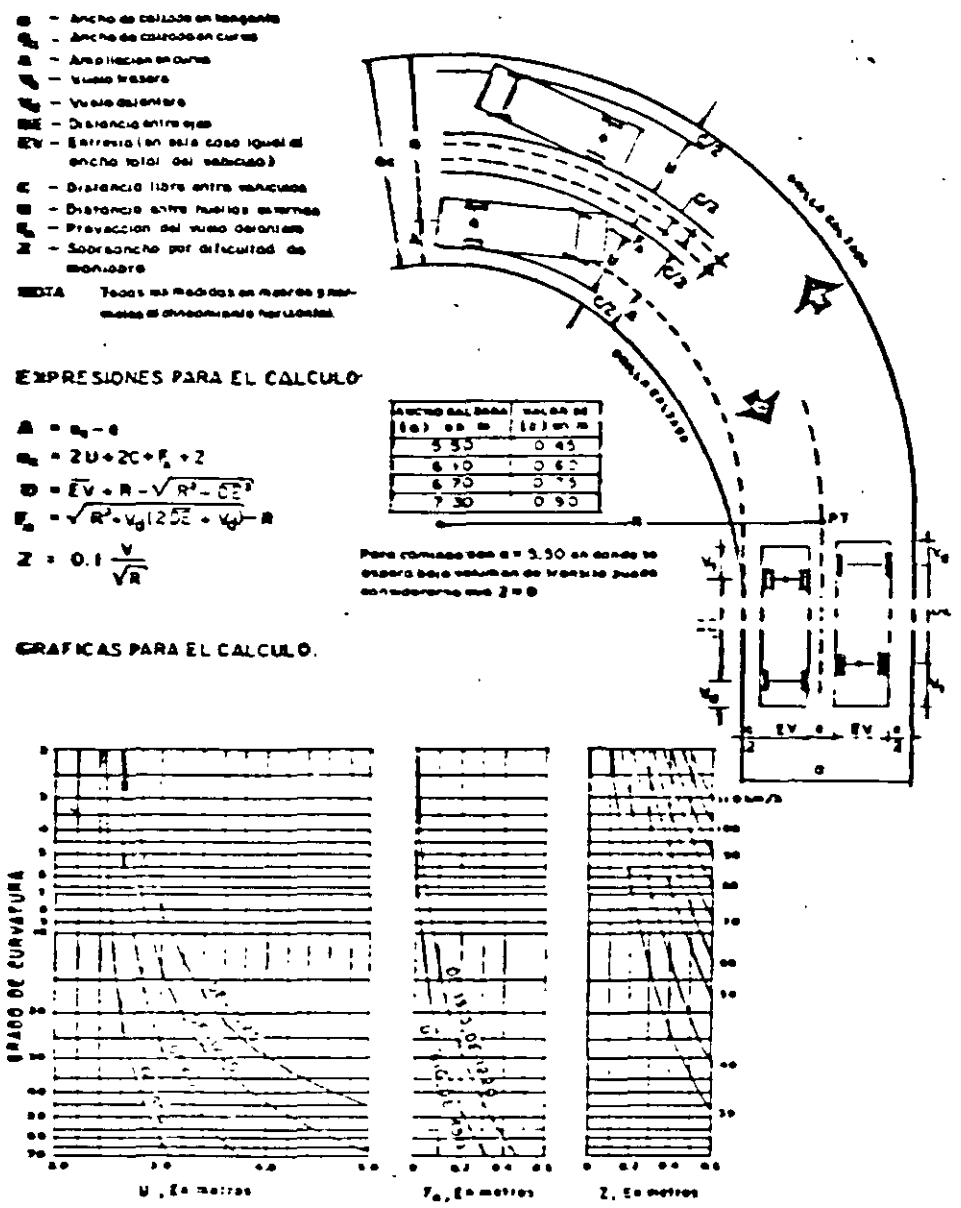
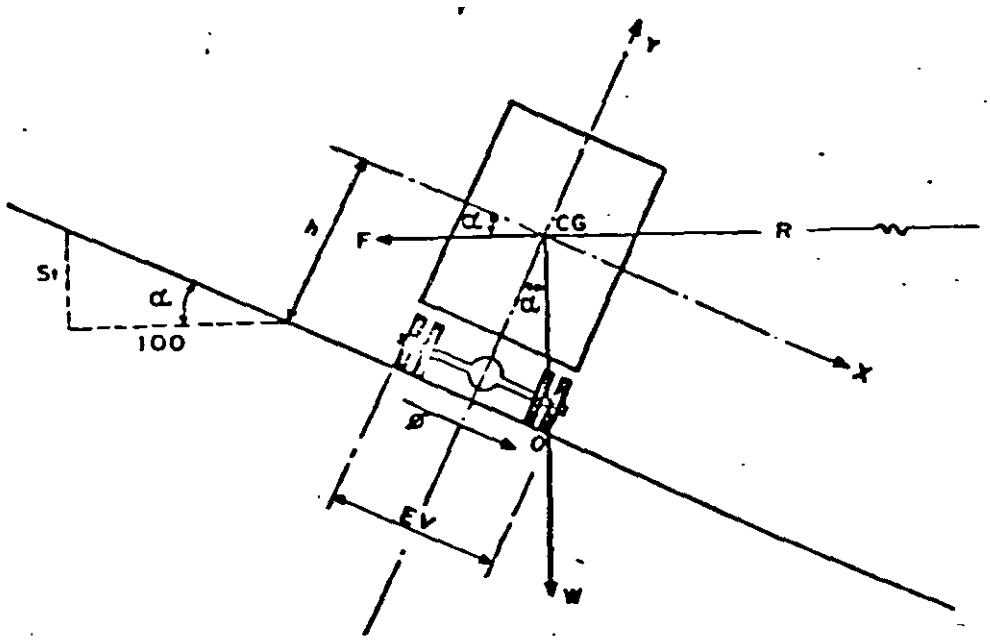


FIG. 8 AMPLIACIONES EN CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL



Condición de no volteamiento

$$V = \sqrt{\frac{gR(EV) - 2gRhS}{S(EV) - 2h}}$$

Condición de no dezlizamiento

$$V = \sqrt{\frac{S + \mu}{0.00785}\,R}$$

$$S + \mu = 0.00785\,\frac{V^2}{R}$$

FIG. 2 ESTABILIDAD DEL VEHICULO EN LAS CURVAS

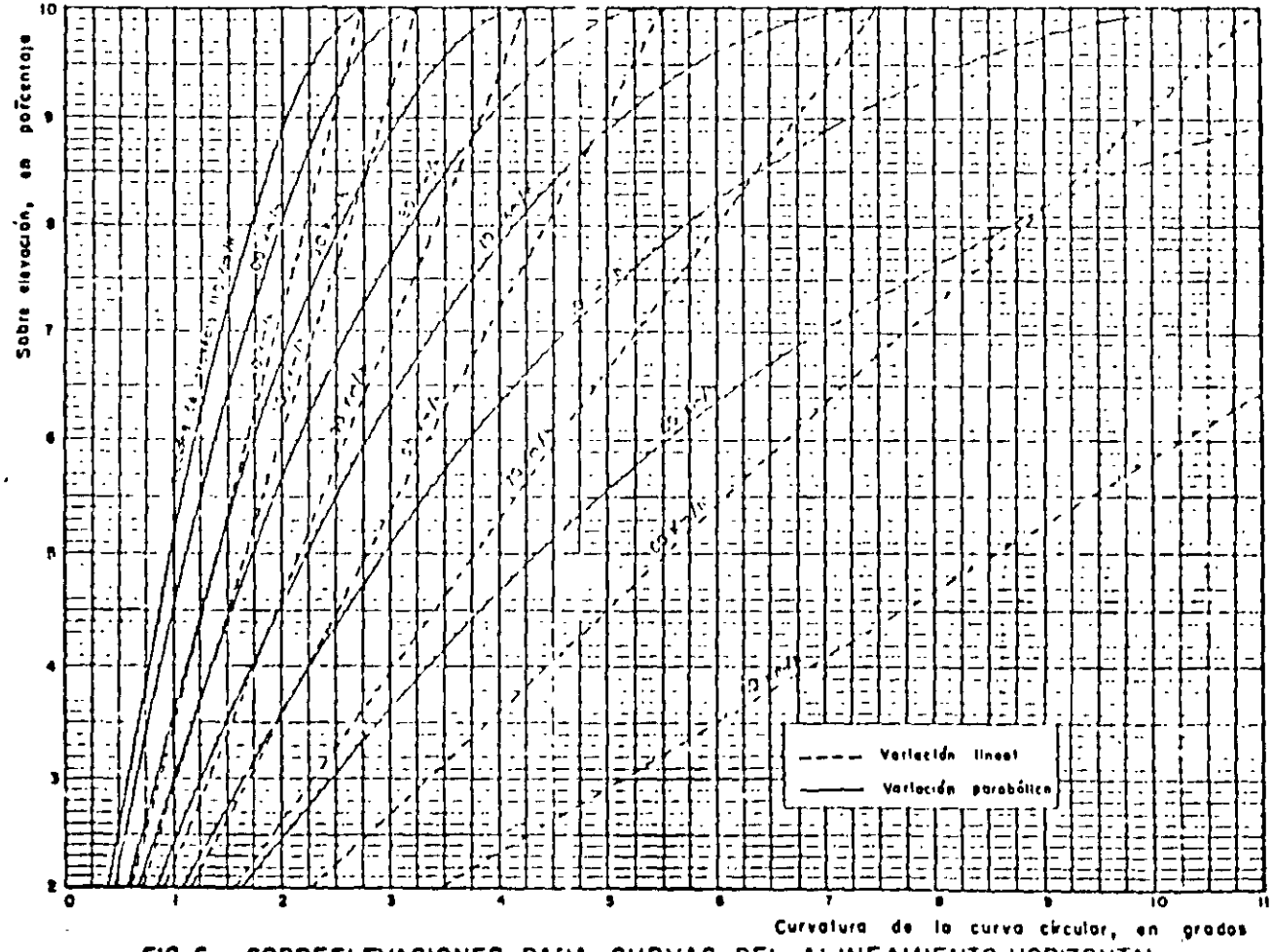


FIG. 6 SOBREELEVACIONES PARA CURVAS DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

DESARROLLO DE LA SOBREELEVACION Y LA AMPLIACION

- HOMBRO IZQUIERDO

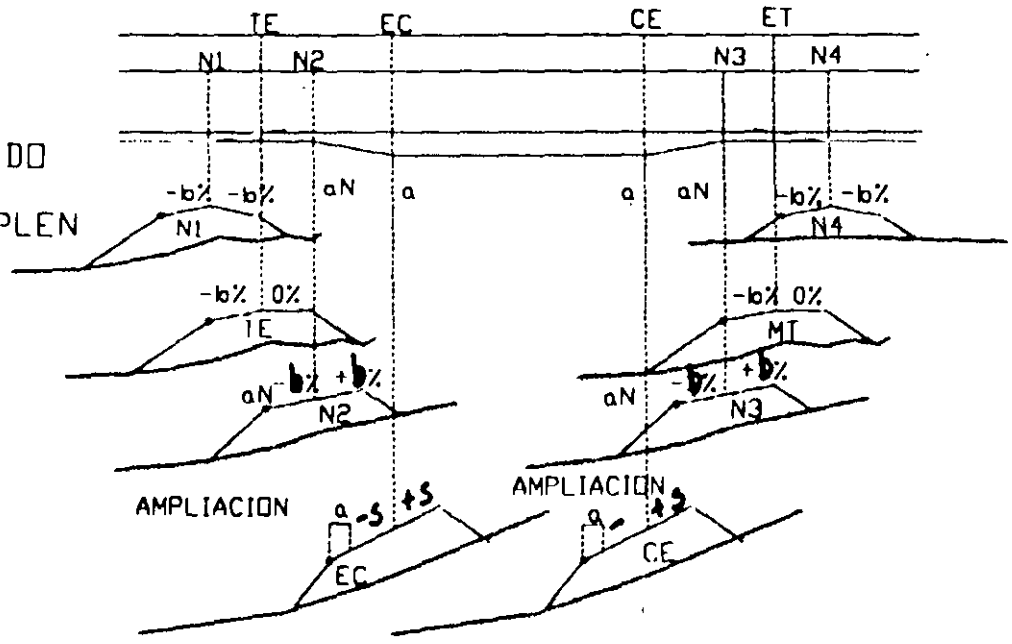
TALUD DE TERRAPLEN

TERRENO

b BOMBEO

S SOBREELEVACIÓN

a AMPLIACIÓN



CARACTERISTICAS GEOMETRICAS CONVENIENTES PARA EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

a) Evitar tangentes muy largas
Sustituirlas por tangentes unidas por curvas suaves

b) El "Grado de Curvatura" debe elegirse para que se ajuste lo mejor posible a la configuración del terreno.
Deberan emplearse grados suaves; pero sin perder de vista el costo de Construcción.

c) Evitar cambios bruscos en el alineamiento horizontal
Despues de una gran tangente proyectar una curva con gran radio y poca deflexión
Despues de un camino sinuoso, deben seguir tramos con curvas cuyo grado valla disminoyendo en forma paulatina.

d) El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible sin dejar de ser congruente con la topografía. Un alineamiento que se adapte al terreno es preferible a otro con repetidos cortes y terraplenes

e) Evitar curvas compuestas y curvas consecutivas del mismo sentido

e.1) Tangente libre minima entre dos curvas del mismo sentido $= 1.7\ V(km/h)$ (circulares)
$= 1.7\ V(km/h) - \frac{1}{2}(Le_1 + Le_2)$ (espirales)
$= 1.7\ V(km/h) - Le_2$ (Circular y espiral)

f) si no se cumple lo anterior
f.1) proyectar una sola curva de grado más suave
f.2) Reducir ambos radios para que se cumpla

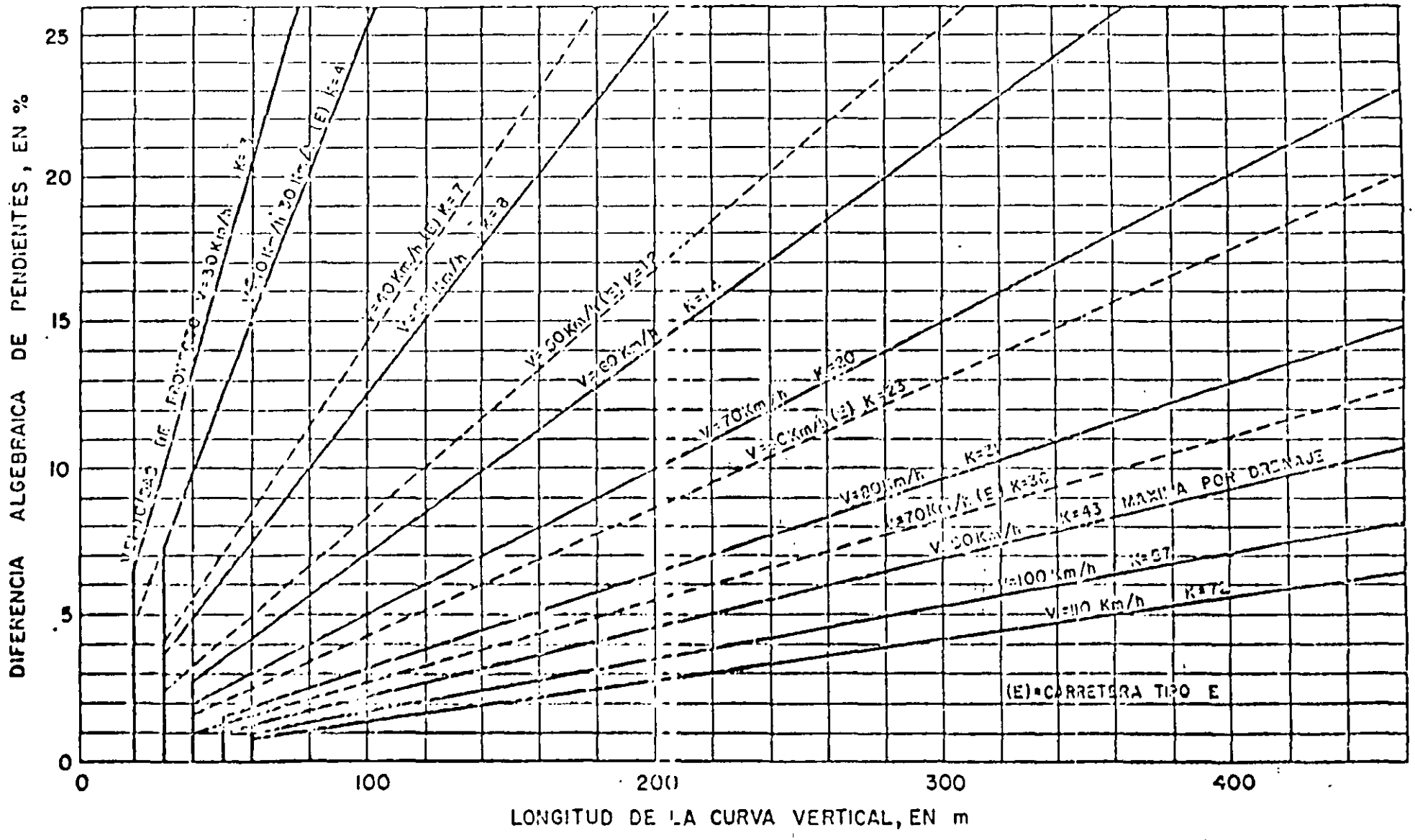


FIG. IV-6 LONGITUD MINIMA DE LAS CURVAS VERTICALES EN CRESTA

CARACTERISTICAS			VEHICULO DE PROYECTO				
			DE-335	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525
DIMENSIONES EN CM.	Longitud total del vehículo	L	580	730	915	1525	1678
	Distancia entre ejes extremos del vehículo	DE	335	450	610	1220	1525
	Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	—	—	—	397	915
	Distancia entre ejes del semiremolque	DES	—	—	—	762	610
	Vuelo delantero	Vd	92	100	122	122	92
	Vuelo trasero	Vt	153	180	183	183	61
	Distancia entre ejes tándem tractor	Tt	—	—	—	—	122
	Distancia entre ejes tándem semiremolque	Ts	—	—	—	122	122
	Distancia entre ejes interiores tractor	Dt	—	—	—	397	488
	Dist. entre ejes interiores tractor y semiremolque	Ds	—	—	—	701	793
	Ancho total del vehículo	A	214	244	259	259	259
	Entrevía del vehículo	EV	183	244	259	259	259
	Altura total del vehículo	Ht	167	214-412	214-412	214-412	214-412
	Altura de los ojos del conductor	Hc	114	114	114	114	114
	Altura de los faros delanteros	Hf	61	61	61	61	61
	Altura de los faros traseros	Hf	61	61	61	61	61
Angulo de desviación del haz de luz de los faros		α	1°	1°	1°	1°	1°
Radio de giro mínimo (cm)		Rg	732	1040	1281	1220*	1372*
Peso total (Kg)	Vehículo vacío	Wv	2500	4000	7000	11000	14000
	Vehículo cargado	Wc	5000	10000	17000	25000	30000
Relación Peso/Potencia (Kg/HP)		Wc/p	45	90	120	180	180
VEHICULOS REPRESENTADOS POR EL DE PROYECTO			A_p y A_c	C2	B.-C3	T2 - S1 T2 - S2	T3 - S2 OTROS
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA DISTANCIA ENTRE EJES EXTREMOS (DE) ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO		A_p y A_c	99	100	100	100	100
		C2	30	90	99	100	100
		C3	10	75	99	100	100
		T2 - S1	0	0	1	80	99
		T2 - S2	0	0	1	93	78 100 98
		T3 - S2	0	0	1	18	90
PORCENTAJE DE VEHICULOS DEL TIPO INDICADO CUYA RELACION PESO/POTENCIA ES MENOR QUE LA DEL VEHICULO DE PROYECTO		A_p y A_c	98	100	100	100	100
		C2	62	98	100	100	100
		C3	20	82	100	100	100
		T2 - S1	6	85	100	100	100
		T2 - S2	6	42	98	98	98
		T3 - S2	2	35	80	80	80

TABLA 5-E. CARACTERISTICAS DE LOS VEHICULOS DE PROYECTO

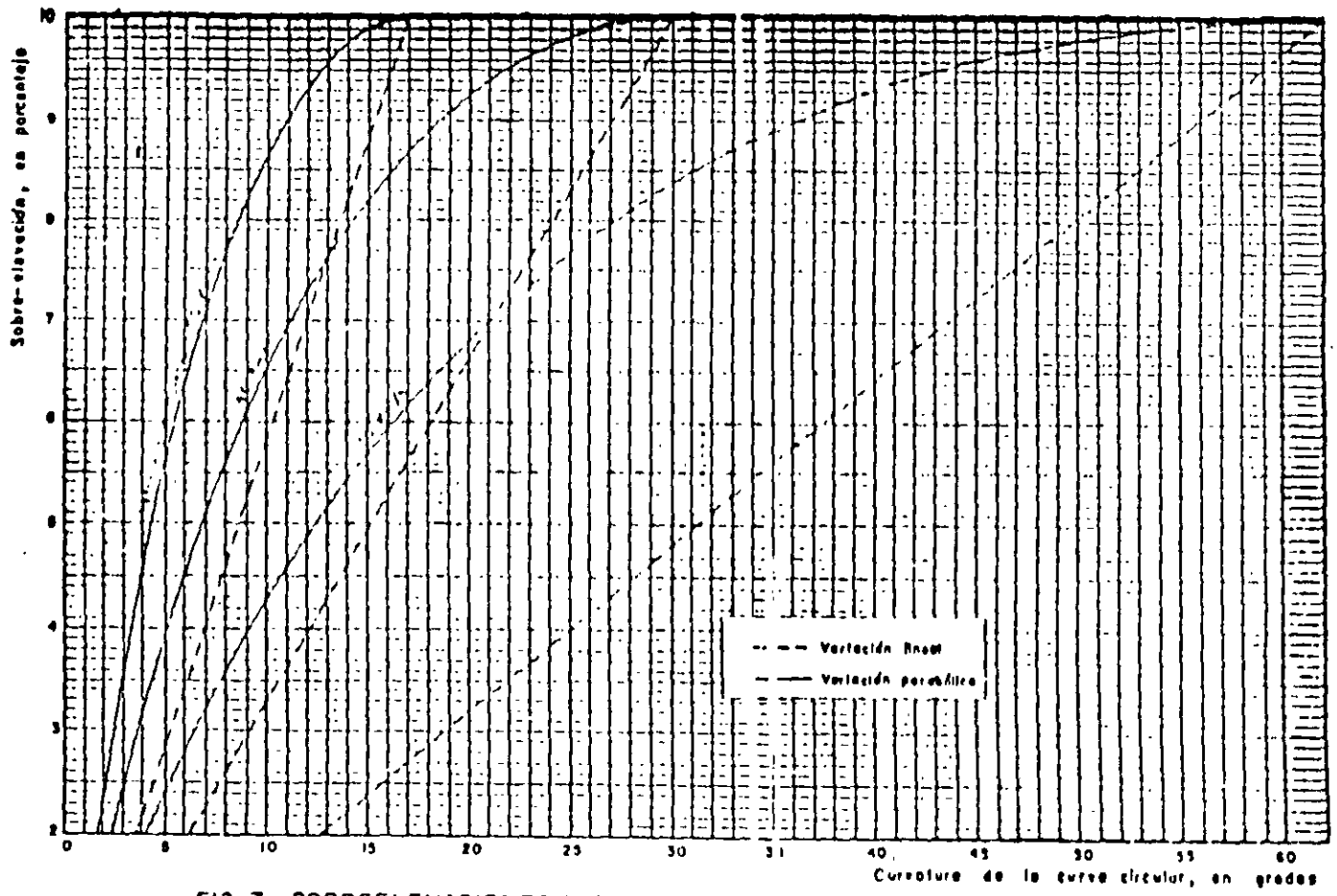


FIG. 7 SOBREELEVACIONES PARA CURVAS DEL ALINAMIENTO HORIZONTAL

[illegible] de los vehículos y sus tendencias, sin embargo, dado que una gran parte de ellos son de procedencia norteamericana, pueden utilizarse los datos obtenidos en este país, pero tomando en cuenta el tipo de vehículos predominante en las carreteras mexicanas.

TIPO DE VEHÍCULO		NUM DE EJES	ESQUEMAS PERFIL	ESQUEMAS PLANTA*	SIMBOLO	PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE CAMIONES		PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE VEHICULOS	
VEHICULOS LIGEROS	AUTOMOVILES	2			Ap	—		46	58
	CAMIONETAS				Ac			12	
VEHICULOS PESADOS	AUTOBUSES	2			B	—		12	42
	CAMIONES	2			C2	73	100	30	
		3			C3	13			
					T2-S1				
		4			T2-S2	7			
		5			T3-S2	7			
					T2-S1-R2				
			OTRAS COMBINACIONES						
VEHICULOS ESPECIALES	CAMIONES Y/O REMOLQUES ESPECIALES		VARIABLE		En n variable	VARIABLE			
	MAQUINARIA AGRICOLA								
	BICICLETAS Y MOTOCICLETAS								
	OTROS								

FUENTE S.O.P.- PROMEDIO DE LOS ESTUDIOS DE ORIGEN Y DESTINO DE L 1 AL 38 (1960 A 1970)

TABLA 5-8 CLASIFICACION GENERAL DE LOS VEHICULOS

A) Dimensiones. En la Figura 5.3 se muestran las dimensiones de los vehículos ligeros y pesados que deben tomarse en cuenta para el proyecto geométrico de carreteras. Estas dimensiones son:

L Longitud total del vehículo.
DE Distancia entre los ejes más alejados de la unidad
DET = Distancia entre los ejes más alejados del tractor.
DES = Distancia entre la articulación y el eje del semirremolque. Cuando el semirremolque tiene ejes en tándem, esta distancia se mide hasta el centro del tandem.
Vd = Vuelo delantero.

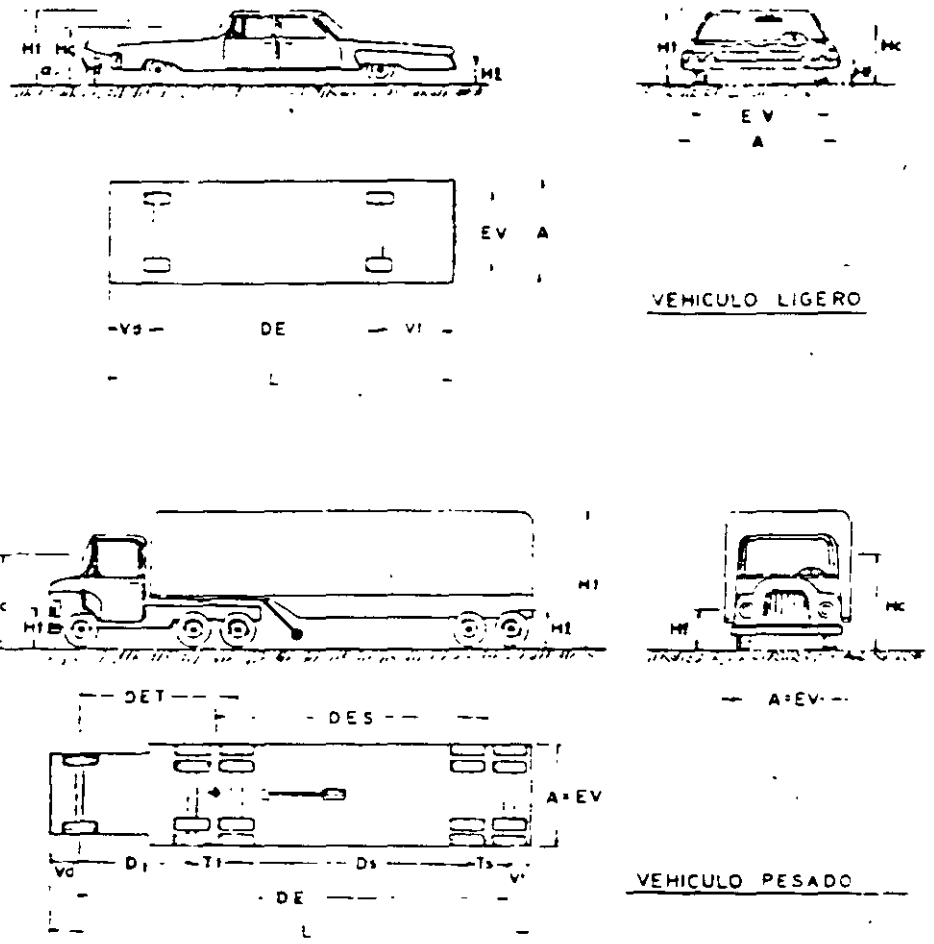


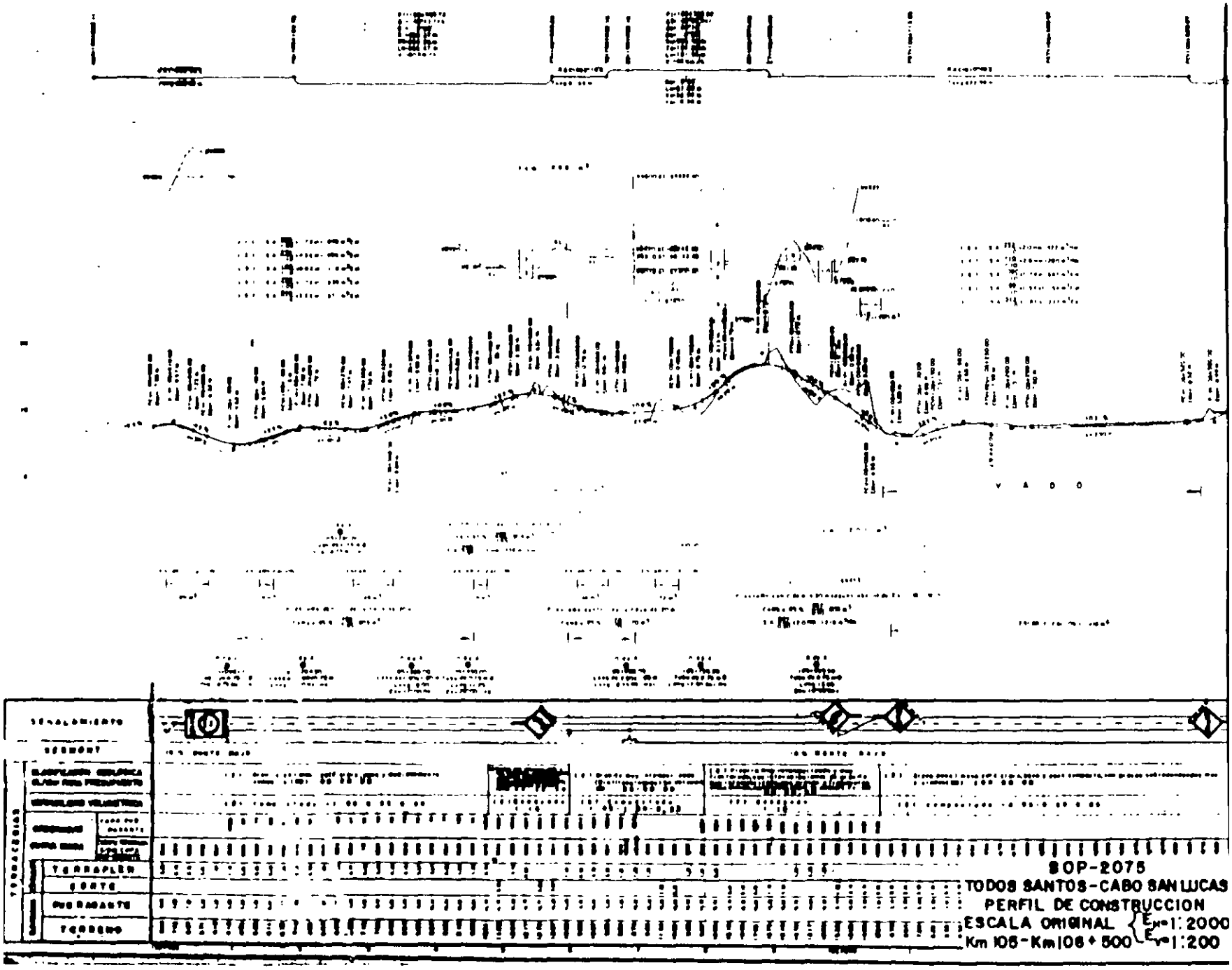
FIGURA 5.3 DIMENSIONES DE LOS VEHICULOS LIGEROS Y PESADOS

DIPLOMADO EN PROYECTO , CONSTRUCCIÓN CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

PROYECTO CONSTRUCTIVO (DEFINITIVO)

PROYECTO DE TERRACERÍAS
- REVISIÓN DE LOS DATOS TOPOGRÁFICOS
- CALCULO DE SOBREELEVACIONES
- ANALISIS Y ADECUACIÓN AL ESTUDIO GEOTÉCNICO
- PROYECTO DE ALINEAMIENTO VERTICAL
- COMPENSACIÓN DE LAS TERRACERÍAS (CÁLCULO DE LA CURVA MASA)
- CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA DE LAS TERRACERIAS

PROYECTO DE INTERSECCIONES
PROYECTO DE ESTRUCTURAS MENORES
PROYECTO DE CONTRACUNETAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS
PROYECTO DE ESTRUCTURAS MAYORES
PROYECTO DE TÚNELES
PROYECTO DE PAVIMENTO
PROYECTO DE SEÑALAMIENTO
PROYECTO DE DEFENSAS METÁLICAS LATERALES
PROYECTO DE MITIGACIÓN AL IMPACTO AMBIENTAL


V A D O
SOP-2075
TODOS SANTOS-CABO SAN LUCAS
PERFIL DE CONSTRUCCION
ESCALA ORIGINAL
Km 105-Km 106+500

2.- CONTROLES Y CRITERIOS DE PROYECTO

LA CLASIFICACION FUNCIONAL DEL CAMINO

LA CAPACIDAD Y COMPOSICION DEL TRÁNSITO

LA VELOCIDAD DE PROYECTO

LA TOPOGRAFIA

COSTO Y DISPONIBILIDAD DE FONDOS

LA TOPOGRAFIA

PERCEPCIÓN SENSIBLE DE LOS CONDUCTORES, CICLISTAS Y PEATONES

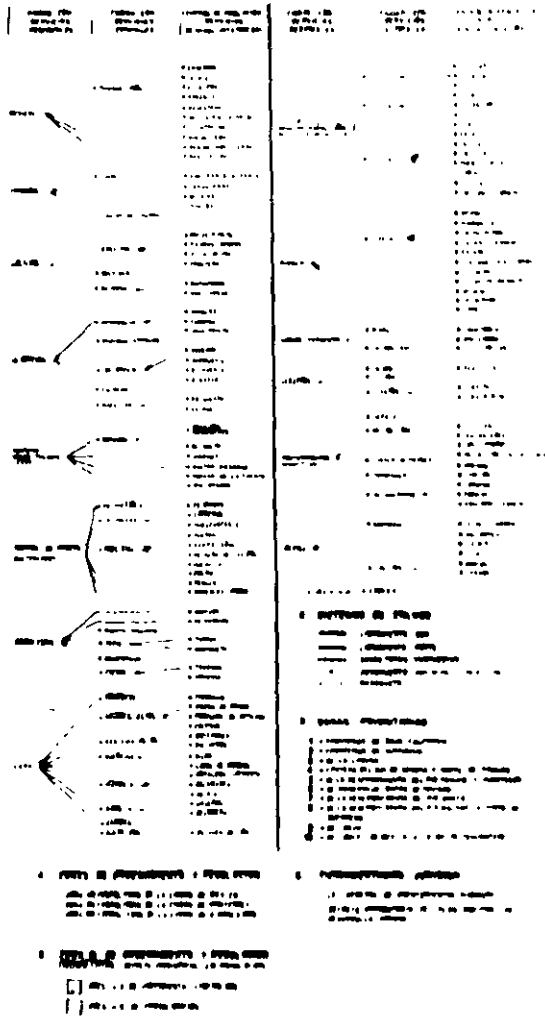
DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DEL FUNCIONAMIENTO

DE LOS VEHÍCULOS QUE UTILIZARAN LAS VÍAS

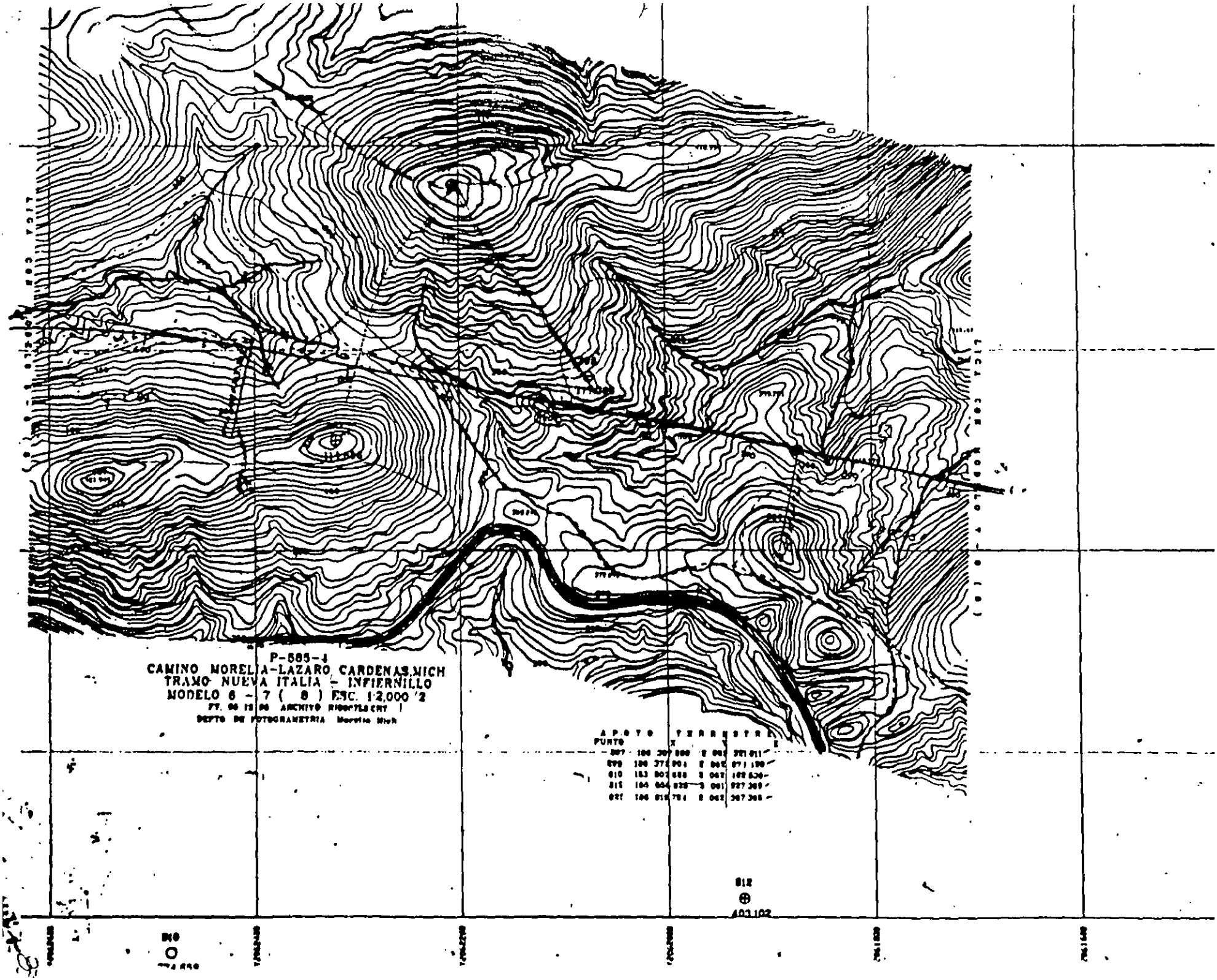
PLAN NACIONAL DE DESARROLLO URBANO

ORDENAMIENTO DEL TERRITORIO

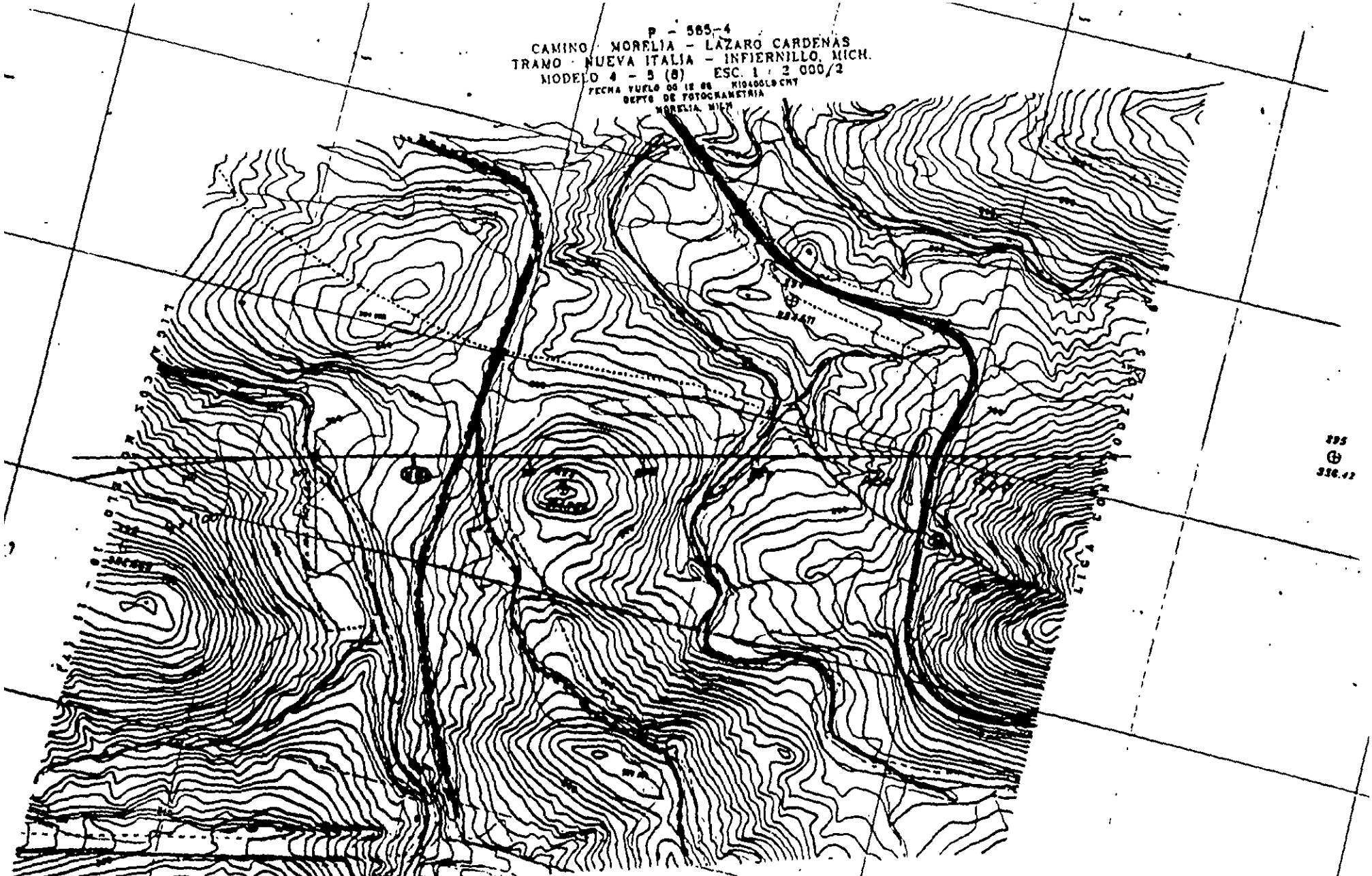
SIMBOLOGIA



MAYO 1979

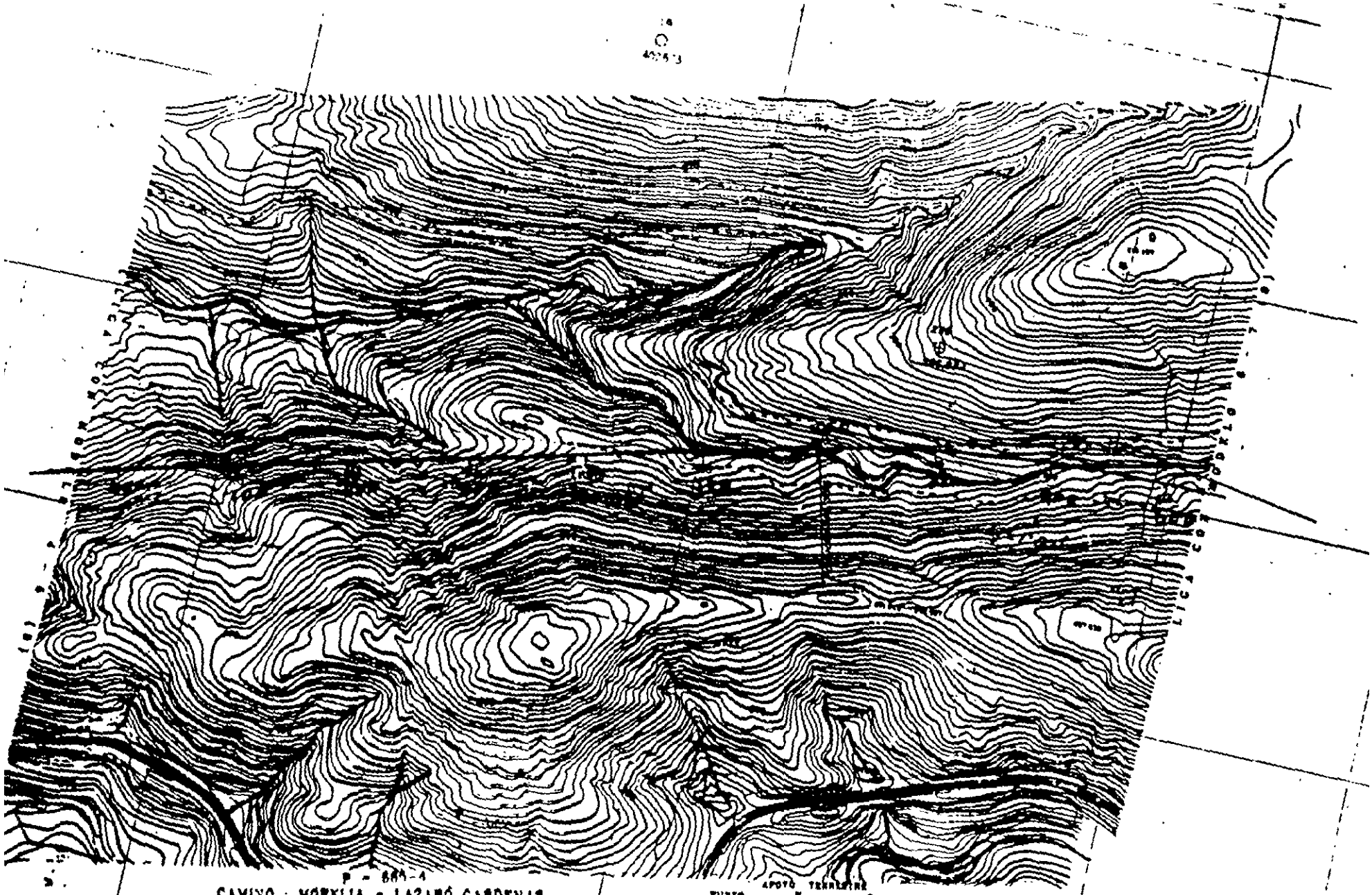

P-585-4
CAMINO MORELIA-LAZARO CARDENAS,MICH
TRAMO NUEVA ITALIA - INFIERNILLO
MODELO 6 - 7 (8) ESC. 1:2,000 '2
DEPTO DE FOTOGRAMETRIA
APOYO TERRESTRE
PUNTO X Y Z
812
403.102

P - 565-4
CAMINO: MORELIA - LAZARO CARDENAS
TRAMO: NUEVA ITALIA - INFIERNILLO, MICH.
MODELO 4 - 5 (8) ESC. 1 : 2 000/2
FECHA VUELO 00 12 86 KODACOLOR CNT
DEPTO DE FOTOGRAMETRIA
MORELIA, MICH.



APOYO TERRESTRE

PUNTO	X	Y	S
590	183 991 826	E 064 291 281
593	186 084 983	E 063 931 830
594	186 307 697	E 063 778 181
606	186 430 914	E 064 478 366
608	185 734 983	E 063 733 692
617	190 606 864	E 064 094 849



P - 6[illegible]-4

CAMINO - MORELIA - LAZARO CARDENAS

TRAMO - NUEVA ITALIA - INFIERNILLO, MICH.

MODELO 6 - 8 (8) ESC. 1 - 2 000/2

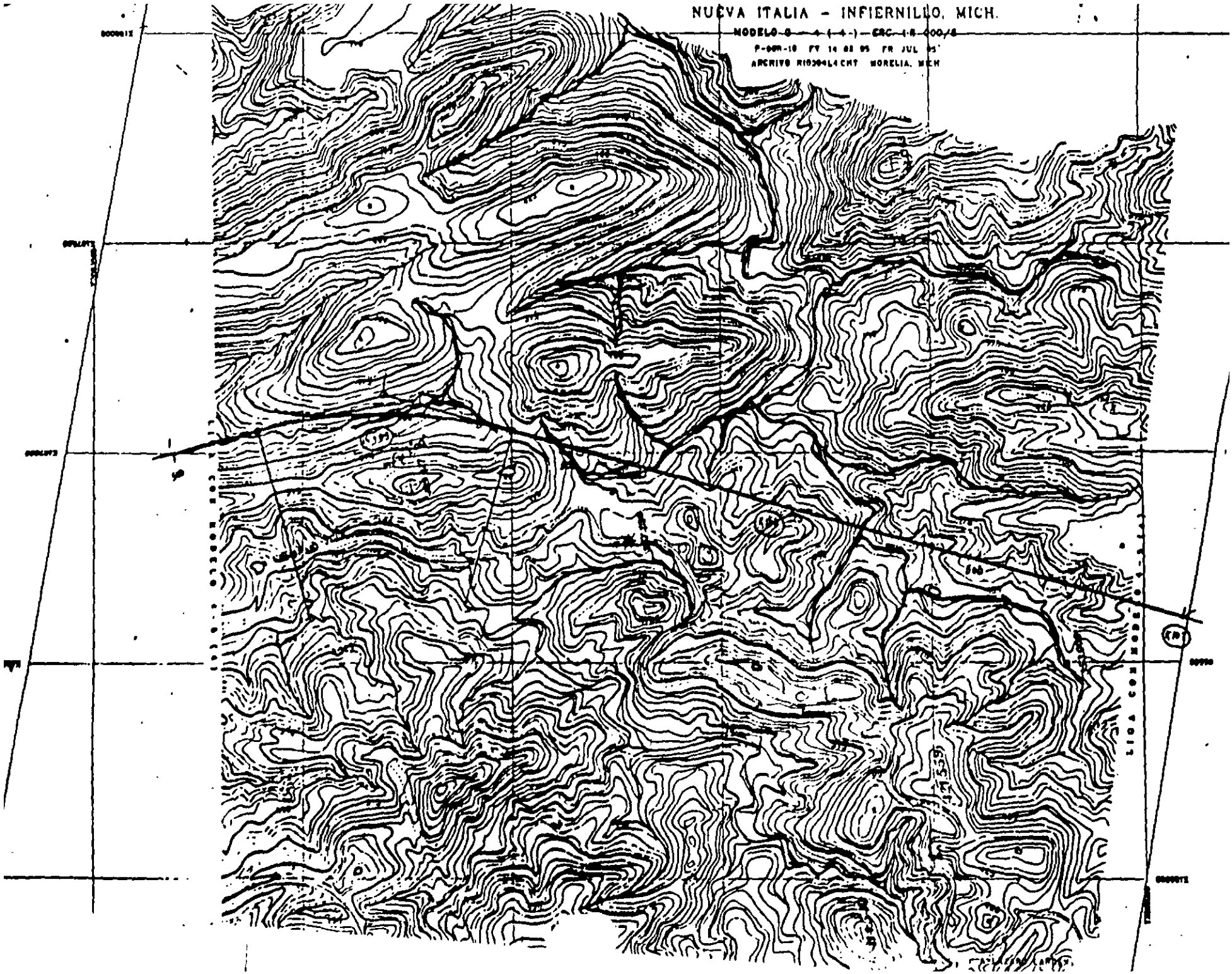
FECHA PUBLICACION [illegible]

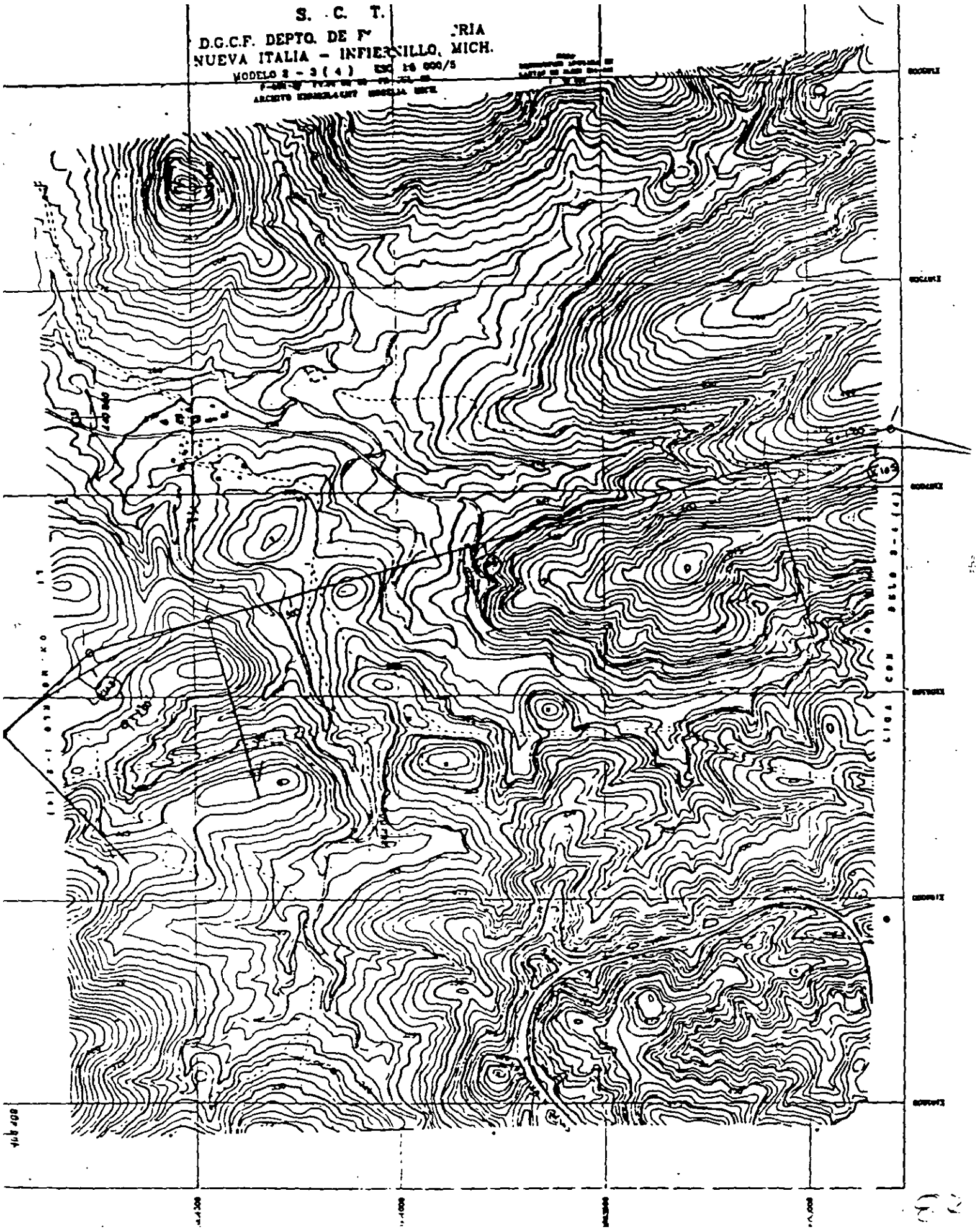
DEPTO. DE FOTOGRAMETRIA

MORELIA, MICH.

APOYO TERRESTRE

PUNTO	X	Y	Z
298	196 284 102	2 043 887 807	
299	196 499 967.	2 043 520 871	
319	196 714 348	2 043 118 978	


NUEVA ITALIA - INFIERNILLO, MICH.


S. C. T.
D.G.C.F. DEPTO. DE F
NUEVA ITALIA - INFIE
MODELO 2 - 3 (4)

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

SOCAVACIÓN LOCAL EN PILAS

EXPOSITOR: ING. ARTURO M. MONFORTE OCAMPO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

I N D I C E

CAPITULO 1 Pág.

Introducción 1

CAPITULO 2

Generalidades 5

CAPITULO 3

Recopilación de algunos métodos desarrollados para el cálculo de la socavación local en pilas 15

CAPITULO 4

Comentarios acerca de los diversos métodos expuestos 64

CAPITULO 5

Comparación de los métodos 76

CAPITULO 6

Obras de protección contra la socavación en pilas . 103

CAPITULO 7

Conclusiones y Recomendaciones 111

REFERENCIAS 115

C A P I T U L O I

I N T R O D U C C I O N

En el campo de la Ingeniería Civil es muy importante poder predecir la magnitud de la erosión que un flujo dado puede provocar al pie de las diferentes obras hidráulicas tales como puentes, vertedores, bordos, espigones, muelles, etc.

En particular, en este trabajo se pretende analizar los diferentes métodos que se han desarrollado desde hace algunas décadas por diferentes investigadores para estimar la profundidad de la socavación local al pie de pilas de puentes. Esto es con el fin de poder abordar los problemas prácticos relativos a este fenómeno y tratar de que los cálculos para el diseño estén mejor fundamentados.

Puede afirmarse, en base a muchas experiencias, que la mayoría de las fallas de puentes son provocadas por la socavación en las pilas, de la cual una parte importante la constituye la socavación local (ver ref. 5 y 6). Dicha socavación ocasiona que las pilas queden sin apoyo, se asienten y provoquen la falla de la superestructura.

Así, se vislumbra la importancia que este tema tiene en

la Ingeniería de Caminos ya que si se logra tener cada vez menos incertidumbre acerca de la magnitud de la socavación en pilas, se estará en posibilidad de construir puentes más estables y que a la larga resulten más económicos.

Como se sabe, la socavación en cauces naturales puede clasificarse en varios tipos (ref.6):

1.- Socavación general. Es la que ocurre en condiciones naturales del cauce cuando, al presentarse una creciente del río, aumenta la capacidad de la corriente de arrastrar material de fondo, produciéndose una cierta profundidad de socavación a lo largo de todo el cauce. Durante el período de recesión de la corriente, el material de arrastre es depositado nuevamente, quedando el fondo del cauce con una elevación media aproximadamente igual a la existente antes de que ocurra este tipo de socavación.

2.- Socavación transversal.- Al sufrir cierto estrechamiento un cauce por la construcción de un puente, se provoca un aumento en la velocidad del flujo debido a la reducción del área hidráulica original. Esto provoca que la corriente -- arrastre mayor cantidad de material de fondo, y ocurra la - socavación transversal.

3.- Socavación local.- Ocurre cuando existe un obstáculo en la trayectoria del flujo, el cual induce la formación de vórtices que provocan la disminución de la elevación del fondo

únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

Socavación en curvas. Con la presencia de una curva de un cauce, la corriente ataca el lado exterior de la misma y se forma un flujo helicoidal que tiende a arrastrar el material del fondo hacia la parte interior de la curva.

Socavación aguas abajo de obras de almacenamiento. Cuando existe una obra de almacenamiento que libera volúmenes considerables de agua sin material sólido, la corriente liberada produce una socavación que no se recupera por no haber aportación de sólidos que se depositen. Esto es importante particularmente en puentes construidos aguas abajo de grandes embalses.

En el capítulo 2 se presentan algunos aspectos interesantes relacionados con el fenómeno de la socavación local en pilas de puentes, y se mencionan las variables que deben influir en forma determinante en dicho fenómeno.

En el capítulo 3 se presentan los diferentes métodos desarrollados para estimar la profundidad de socavación local en pilas apoyadas sobre material no cohesivo. Conviene aclarar que no se ha podido encontrar una forma de determinar la escala de la profundidad de la socavación, o sea, la relación entre la profundidad de socavación en prototipo y en modelo. Así, los diferentes investigadores han considerado que la profundidad de la socavación en los modelos es función únicamente de

la geometría de la pila y del flujo para una relación tirante entre ancho de la pila = constante, por lo que puede manejarse dicha profundidad como cualquier longitud al comparar modelo y prototipo. También se argumenta que si la dimensión de la pila y el tirante se establecen con la misma escala es de esperarse que la profundidad de socavación corresponda a la misma escala.

En el capítulo 4 se presenta una discusión acerca de los diferentes métodos expuestos, haciendo ver las ventajas o limitaciones de los mismos en cuanto a su aplicación a problemas reales.

En el capítulo 5 se comparan los métodos desde el punto de vista del arrastre de sedimentos y de la forma de las pilas para las que fueron desarrollados. También se comparan los resultados arrojados por dichos métodos para algunos datos de campo reportados por Melville (ref. 7), y se presentan algunos ensayes realizados en el laboratorio de modelos hidráulicos de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

En el capítulo 6 se presentan los métodos que se consideran más eficientes para proteger las pilas contra la socavación local.

Finalmente, en el capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones.

C A P I T U L O 2

G E N E R A L I D A D E S

2.1. Socavación Local.

Como ya se mencionó, la socavación local ocurre debido a la presencia de algún obstáculo al flujo, y provoca una disminución de la elevación del fondo únicamente en la zona alrededor del obstáculo.

La rapidez de la socavación local puede expresarse como la diferencia entre la capacidad del flujo de extraer el material que se encuentra en la hoya de socavación y la aportación de sedimentos a ésta. Así,

$$q_s = q_{s1} - q_{s2} \qquad \ldots\ldots\ldots (1)$$

donde q_s = rapidez de la socavación, en volumen por unidad de tiempo.

q_{s1} = capacidad del flujo de extraer material de la hoya de socavación, en volumen por unidad de tiempo.

q_{s2} = aportación de sedimentos por el flujo a la ho

ya de socavación, en volumen por unidad de tiempo.

De acuerdo con la ecuación (1), pueden considerarse 3 casos:

a) socavación nula, que ocurre cuando $q_{s1} = q_{s2}$. En este caso la socavación es fluctuante ya que ocurre erosión momentáneamente, para recuperarse enseguida con la aportación q_{s2}.

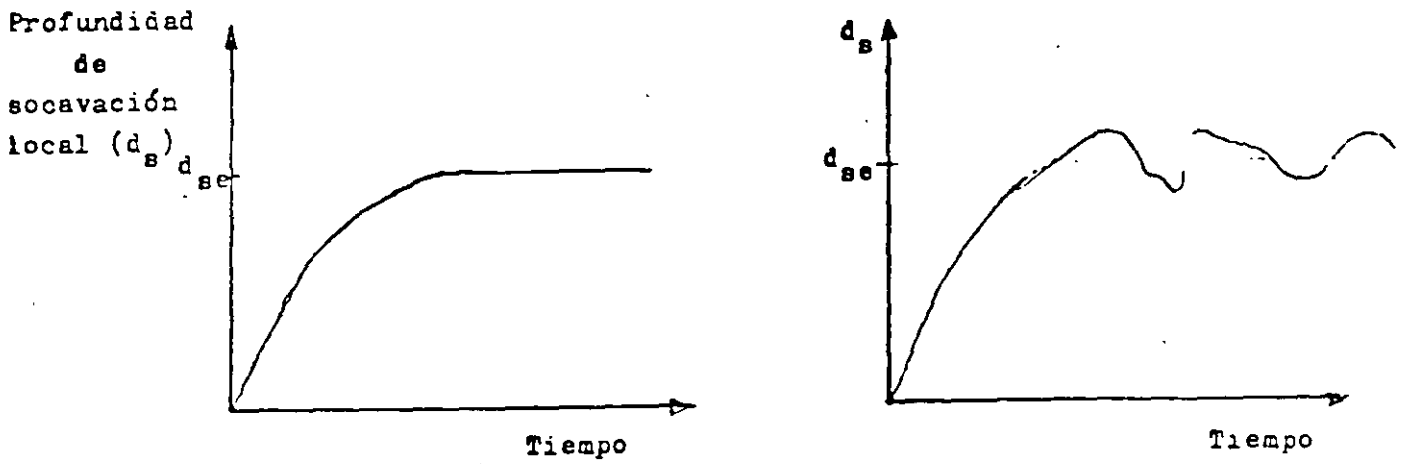
b) socavación en aguas claras, es decir, sin arrastre de sedimentos. En este caso $q_{s2} = 0$, por lo que la ecuación (1) se convierte en $q_s = q_{s1}$, y la socavación es máxima.

c) socavación con movimiento continuo de sedimentos, en que $q_{s1} > q_{s2} > 0$.

Cuando ocurre la socavación en aguas claras la profundidad máxima de socavación se alcanza en forma asintótica respecto al tiempo, mientras que cuando hay arrastre de sedimentos la socavación oscila alrededor de un valor al que se llama profundidad de socavación de equilibrio (d_{se}). En la fig. 1 se ilustra lo anterior.

2.2. Campo de flujo alrededor de una pila.

La existencia de la pila como obstáculo al flujo provoca la formación de sistemas de vórtices a su alrededor, los cuales son responsables de la socavación local, de acuerdo con muchos



a) aguas claras

b) con arrastre de sedimentos

FIG. 1. Profundidad de socavación de equilibrio en a) aguas claras y b) con arrastre de sedimentos.

investigadores (ref. 11).

Dependiendo del tipo de la pila y de las condiciones del flujo de llegada (ref. 10), los vórtices pueden ser de los siguientes tipos: vórtice de herradura, vórtice de estela y vórtice de surco. Los sistemas de vórtices afectan la componente vertical de la velocidad en las cercanías de la pila.

El vórtice de herradura se concentra por la presencia de la pila, ya que ésta induce un cierto campo de presiones; -

cuando este campo es lo suficientemente fuerte provoca la separación de las capas límite, las cuales se enrollan adelante de la pila para formar el sistema de herradura. Una pila de nariz obtusa es aquella que provoca un gradiente de presiones suficientemente grande para iniciar el proceso mencionado. Las otras pilas se conocen como de nariz aguda. La pila de nariz obtusa concentra la vorticidad ya existente en el flujo de llegada. En la fig. 2 puede verse un esquema del vórtice de herradura.

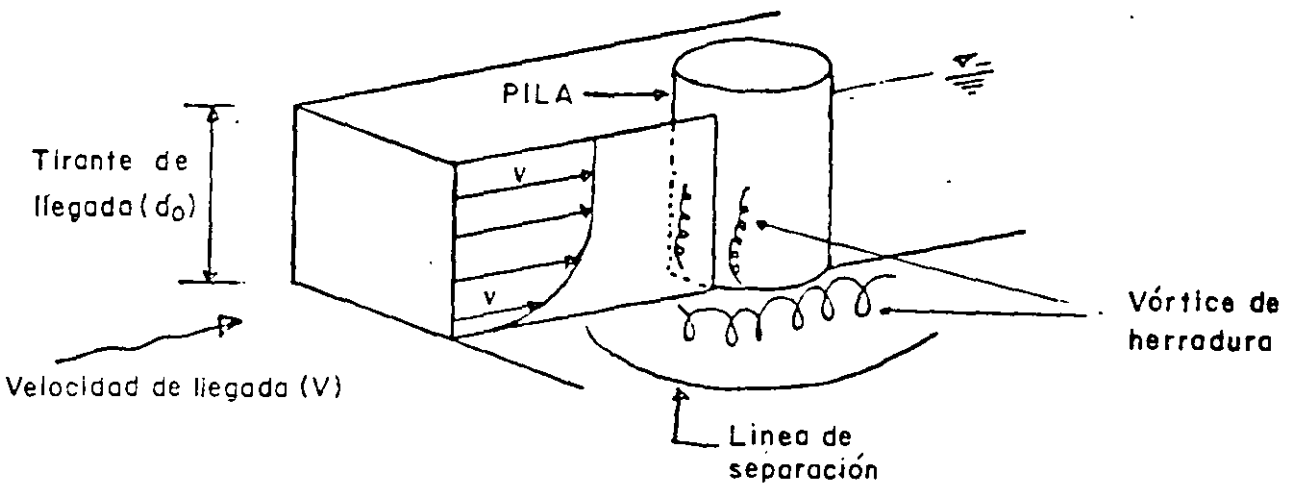


Fig. 2 Esquema del vórtice de herradura.

Según Maza y Sánchez (ref.6), en el caso de pilas circulares y de nariz redondeada alineadas con el flujo, la erosión se inicia en 2 zonas localizadas aproximadamente a 65° del eje de la pila paralelo a la dirección del flujo, y se desarrollan ahí sendos vórtices de eje vertical. Los conos así formados se van desarrollando durante el avance del proceso hasta que se juntan y se obtiene la misma profundidad en todo el ancho de la cara anterior. En el caso de pilas rectangulares alineadas con la corriente, la socavación se inicia en las 2 esquinas de la cara de aguas arriba, y continúa el proceso hasta que se observa la misma profundidad en todo el ancho de la cara de aguas arriba.

El vórtice de estela es producido por la presencia misma de la pila, a diferencia del caso del vórtice de herradura, y se forma al enrollarse las capas límite inestables generadas en la superficie de la pila. La intensidad de este tipo de vórtices depende de la forma de la pila y de la velocidad de llegada; una pila de forma aerodinámica creará una estela relativamente débil, pero una pila obtusa producirá una muy fuerte. Este tipo de vórtice provoca socavación local aguas abajo de la pila.

El vórtice de surco ocurre solamente en pilas completamente sumergidas, y es similar al que ocurre en los extremos de las superficies de las alas de avión.

Melville (ref.7) observó que la magnitud de la circulación del vórtice de herradura disminuye con la profundidad del agua,

por lo que el ritmo de erosión decrece cuando la hoya socavada alcanza ciertas dimensiones, hasta alcanzar el estado de equilibrio. Este estado presenta la condición para la cual la profundidad de socavación enfrente de la pila es suficiente para que el flujo hacia abajo ya no pueda levantar más material de fondo. Esto sugiere que la profundidad de socavación de equilibrio para aguas claras debe ser función de la magnitud del flujo hacia abajo enfrente de la pila, magnitud que es función principalmente del diámetro de la misma y de la velocidad de llegada. A pesar de que se alcanza una profundidad de socavación de equilibrio enfrente de la pila, la erosión continúa en la región de las dunas de aguas abajo. El montículo que se forma atrás de la pila es arrastrado y aplanado continuamente. Además, de acuerdo con Maza (ref.6), una vez estabilizado el proceso de la socavación se observa que cuando la cresta de una duna se acerca a la zona erosionada aumenta la profundidad de socavación, la cual llega a un máximo cuando la cresta está sobre el borde de la zona socavada. La profundidad se conserva hasta que se desplaza hacia aguas abajo la mitad de la duna, y después decrece hasta que llega la siguiente duna. Según Shen y otros (ref.11), el aumento o disminución de la profundidad de socavación es menor que un medio de la altura de la duna, por lo que proponen sumar ese medio de la altura de la duna a la profundidad de socavación estimada previamente.

2.3. Variables que influyen en la socavación. Las variables que influyen en forma más considerable en el fenómeno de la soca --

vación local en una pila aislada bajo condiciones de flujo - permanente y uniforme son:

- Propiedades del flujo tales como la velocidad media de llegada, v, el tirante del flujo de llegada, d_o, la pendiente hidráulica, S_f, y la rugosidad del flujo de llegada, k .
- Propiedades del fluido como la viscosidad cinemática, ν , y el peso específico, γ_w .
- Propiedades del sedimento tales como el peso específico, γ_s, diámetro de los granos, D, distribución granulométrica, forma de las partículas, cohesión del material, y velocidad de caída.
- Propiedades de la pila, como su ancho, b, su forma, y la rugosidad de su superficie.

Como sería muy complicado manejar todos los parámetros citados para hacer el análisis del fenómeno, aparte de las dificultades para cuantificar algunos de ellos como la forma de las partículas y su cohesión, los investigadores que han estudiado este problema se han concretado a considerar únicamente las siguientes variables:

- De las propiedades del flujo, la velocidad media de llegada, v, y el tirante, d_o, considerando un canal suficientemente ancho para que la pila no obstruya el flujo, ya que si lo - obstruyera, la socavación sería la suma de la socavación lo

cal y la provocada por la obstrucción.

- De las propiedades del fluido, su peso específico, γ_w, y su viscosidad cinemática, ν.

- Del material del fondo, el diámetro del sedimento, D, y su peso específico, γ_s. Se considera que el sedimento es puramente friccionante y que tiene un diámetro uniforme. Además, se supone que el fondo del canal es plano, sin dunas ni rizos de modo que la rugosidad k depende sólo de D.

- De la pila, su ancho b y que es completamente lisa. Se considera además la aceleración de la gravedad, g, por tratarse de flujo en canales.

Con la simplificación anterior se llega a la suposición de que la profundidad de socavación local, d_s, depende sólo de los siguientes parámetros:

$$d_s = f(v, d_o, \gamma_w, \nu, D, \gamma_s, b, g) \quad \ldots\ldots (2)$$

Esta relación puede cambiarse por la siguiente:

$$d_s = f(v, d_o, \Delta, \nu, D, b, g) \quad \ldots\ldots\ldots (3)$$

donde $\Delta = \dfrac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}$ = peso específico relativo sumergido de los granos.

Por análisis dimensional pueden obtenerse los siguientes parámetros adimensionales ya expresados en forma de ecuación:

$$\frac{d_s}{b} = f\left(\frac{vD}{\nu}, \frac{v^2}{\Delta g D}, \Delta, \frac{d_o}{b}, \frac{D}{b}\right) \quad \ldots \quad (4)$$

El primer parámetro, d_s/b, se justifica porque se ha comprobado experimentalmente que puede relacionarse la profundidad de socavación local con el ancho de la pila.

El segundo parámetro, vD/ν, es el número de Reynolds relativo a los granos del sedimento, del cual es función la fuerza del arrastre del sedimento por el flujo.

El tercer parámetro adimensional, $v^2/\Delta gD$, se obtiene de la relación que permite estimar la velocidad crítica de arrastre en función del diámetro del grano y demás variables.

El cuarto parámetro, Δ, es el peso específico relativo sumergido de los granos.

Los últimos 2 parámetros relacionan el ancho de la pila con el tirante y con el diámetro del sedimento.

Los resultados de los estudios de Chabert y Engeldinger (1956), y de Nicollet y Ramette (1971, ref. 9) permiten concluir que para una pila dada de diámetro b y un sedimento de diámetro D, la profundidad de socavación es igual a d_{se} cuando el esfuerzo cortante del fondo es igual al valor crítico

del mismo ($\tau_o = \tau_c$). Para un esfuerzo cortante mayor que τ_c, la socavación varía en función de la entrada de las partículas a la hoya de socavación y fluctúa debido a las formas que va adquiriendo el fondo. Chabert y Engeldinger -- (ref. 1) encontraron que la profundidad de socavación para $\tau_o > \tau_c$ es algo menor que d_{se}, siendo las diferencia aproximadamente igual a 0.1 d_{se} según Shen. También concluyeron que la socavación comienza en pilas circulares cuando la velocidad está entre 0.42 y 0.53 de la velocidad capaz de comenzar a arrastrar el material del fondo; en pilas de nariz redondeada la relación de dichas velocidades varió entre 0.5 y 0.65. Maza encontró en arenas, que la socavación comienza cuando la velocidad es 0.4 veces o algo más la que inicia el arrastre de fondo generalizado; también observó que para gravas la relación de estas velocidades fue de 1.0 (ref. 6). No reporta la forma de las pilas para estos casos.

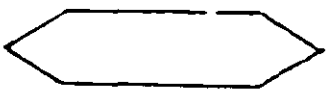
C A P I T U L O 3

RECOPILACION DE ALGUNOS METODOS DESARROLLADOS PARA EL CALCULO DE LA SOCAVACION LOCAL EN PILAS

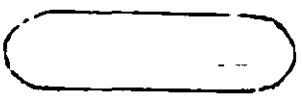
A continuación se presentan en orden cronológico de - su aparición algunos métodos desarrollados empíricamente para estimar la profundidad de socavación local en pilas.

En lo que sigue, denominaremos a las pilas de acuerdo con su forma como sigue:

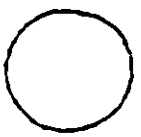
Pila de nariz triangular



Pila de nariz redondeada (semicircular)

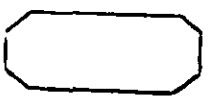


Pila circular



Pila rectangular

Pila rectangular achaflanada



Pila elíptica

Pila lenticular

3.1. Métodos basados en datos de modelos.

3.1.1. Inglis-Poona(ref. 1)

En base a los resultados obtenidos por Inglis para pilas de nariz redondeada bajo condiciones de aguas claras, el Centro de Investigaciones de Poona, India desarrolló la ecuación:

$$\frac{d_o + d_s}{b} = 2.32 \left(\frac{q^{2/3}}{b} \right)^{0.78} \quad \ldots\ldots\ldots (5)$$

donde d_o = tirante del flujo de llegada, en m.

d_s = profundidad de socavación, en m.

b = ancho de la pila, en m.

$q = \frac{Q}{B}$ = gasto unitario medio aguas arriba del puente, en m^2/s.

Q = gasto de la corriente, en m^3/s

B = ancho medio de la corriente, en m.

Inglis realizó sus ensayes en arenas, con medianas de los diámetros de 0.3 y 1.3 mm. Los anchos de las pilas fueron de 28,17,11 y 5 cm.

La relación máxima obtenida entre d_s y b fue 1.3

3.1.2. Chabert y Engeldinger (ref. 1).

Estos investigadores realizaron un amplio estudio -

acerca de varios aspectos de la socavación local. Probaron diámetros de pilas entre 2.5 y 30 cm, tirantes de 0.1 a 0.35 m, y diámetros de arenas de 0.26, 0.52, 1.5 y 3.0 mm. En cuanto a la velocidad del flujo, concluyeron que debían distinguirse 2 regímenes: para velocidades iguales o menores que la correspondiente al movimiento incipiente del material del fondo, la profundidad de socavación se acerca asintóticamente a un límite, mientras que para velocidades mayores la profundidad de socavación fluctúa debido al depósito periódico de material en la hoya de socavación por las dunas en movimiento (ver fig. 1). La socavación comenzaba para velocidades del orden de la mitad de la crítica (respecto al movimiento incipiente del fondo), y la profundidad máxima se obtenía con velocidades cercanas a la crítica.

El tamaño de los granos tuvo muy poca influencia sobre la socavación, igual que el tirante para valores tirante/diámetro de la pila mayores que 1.0

3.1.3. Laursen (ref. 13). Realizó sus ensayes en arenas de 0.44, 0.58, 0.97, 1.30 y 2.25 mm, con una pila rectangular de 6 cm de ancho. El primer método presentado por Laursen y Toch, que llamaremos método Laursen I, consistió en una curva de diseño con base en un modelo de pila rectangular, cuya ecuación fue obtenida por Neill:

$$d_s = 1.5\, b^{0.7}\, d_o^{0.3} \quad \ldots\ldots\ldots (6)$$

donde d_s = profundidad de socavación respecto al fondo, en m o pies.

b = ancho dela pila, en m o pies.

d_o = tirante del flujo de llegada, en m o pies

La siguiente ecuación que constituirá el método Laursen II es:

$$\frac{b}{d_o} = 5.5\, \frac{d_s}{d_o} \left[\left(\frac{d_s}{d_o\, r} + 1 \right)^{1.7} - 1 \right] \quad \ldots\ldots (7)$$

donde b = ancho de la pila, en m o pies
d_o = tirante del flujo de llegada, en m o pies

d_s = socavación local abajo del fondo de aguas arriba, en m o pies

r = una relación definida en la fig. 3

Laursen y Toch proponen factores de corrección por la forma de la pila, K_1, (tabla 1) y ángulo de ataque, K_2, (fig.4) que hay que multiplicar por d_s.

Según Melville, Callander simplificó la ecuación (7) a la forma siguiente:

$$\frac{d_s}{b} = 1.11 \sqrt{\frac{d_o}{b}} \quad \text{para } r = 11.5 \qquad \ldots\ldots (8)$$

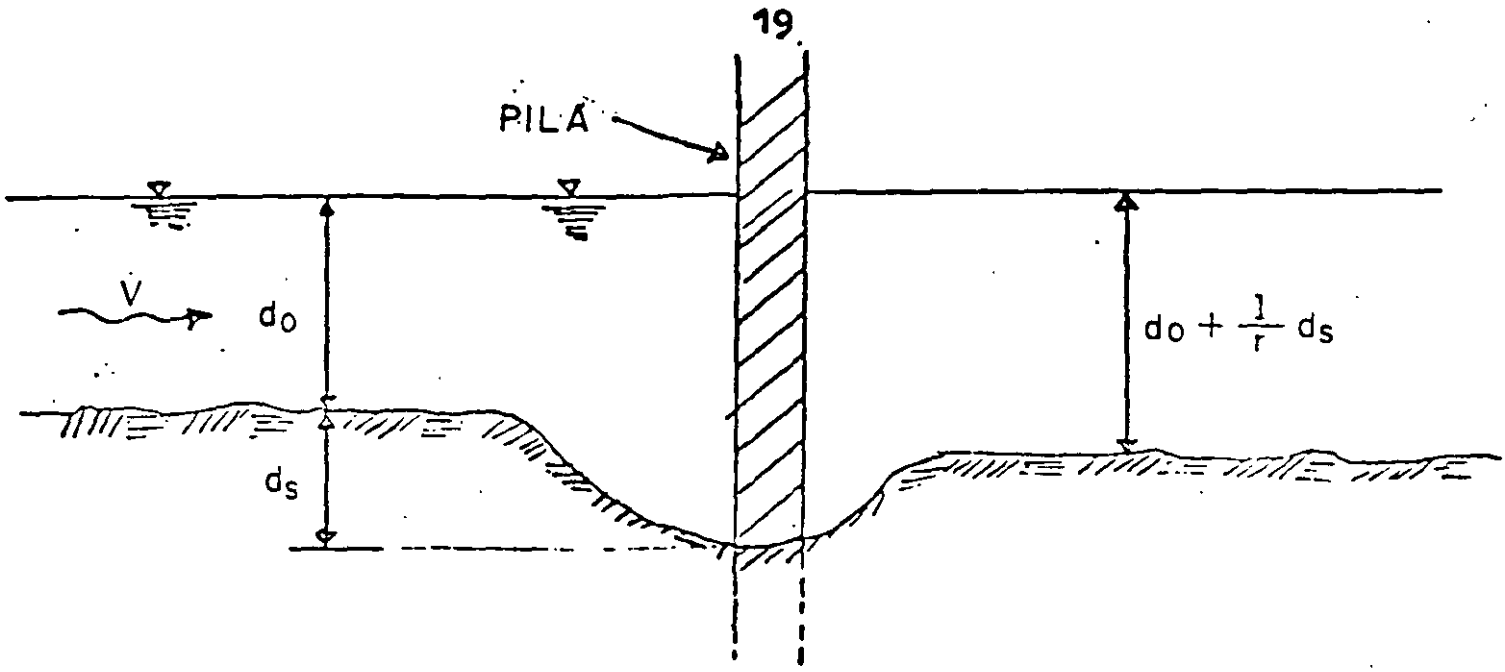
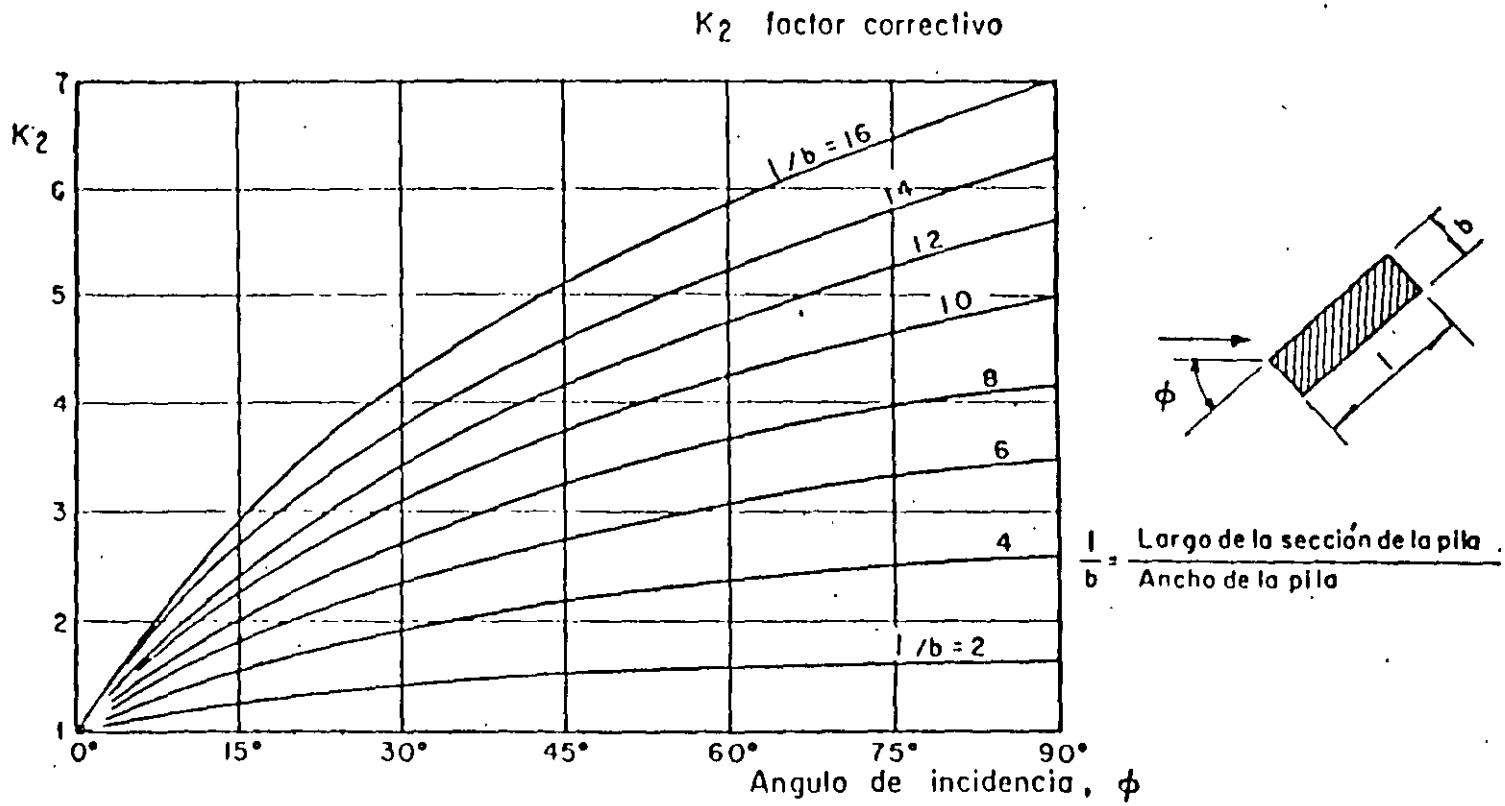


Fig. 3 Definición del término r en el método de Laursen

Tabla 1

Coeficiente de forma K_1 para pilas			
Tipo de estructura	Forma de la nariz	Relación largo-ancho	K_1
Pilas	Rectangular		1.00
	Redondeada		0.90
	Elíptica	2:1	0.80
		3:1	0.75
	Lenticular	2:1	0.80
		3:1	0.70



Método de Laursen - Toch

Fig. 4 Coeficiente de corrección cuando existe un ángulo de incidencia entre el eje de la pila y la corriente

Los métodos Laursen I y-II fueron desarrollados bajo condiciones de arrastre de sedimentos.

El método Laursen III se basa en la ecuación:

$$\frac{b}{d_o} = 5.5 \frac{d_s}{d_o} \left[\frac{\left(\frac{d_s}{d_o r} + 1 \right)^{7/6}}{\left(\frac{\tau_o}{\tau_c} \right)^{\frac{1}{2}}} - 1 \right] \qquad \ldots\ldots (9)$$

donde r, b, d_o, y d_s son como se definieron antes, y

$$\frac{\tau_o}{\tau_c} = \frac{v^2}{36\, D^{2/3}\, d_o^{1/3}} ,$$

donde v = velocidad media de llegada.

D = diámetro medio de la partícula.

Esta última relación fue obtenida sin arrastre de sedimentos.

3.1.4. Chitale (Ref. 7).

Basándose en una ampliación de los ensayes en Poona con arenas de 0.16, 0.24, 0.68 y 1.51 mm, Chitale llegó a la ecuación:

$$\frac{d_s}{d_o} = 6.65\, F_r - 0.51 - 5.49\, F_r^2 \qquad \ldots\ldots (10)$$

donde d_s = profundidad de socavación abajo del fondo normal.

d_o = tirante del flujo de llegada

$F_r = \frac{v}{\sqrt{gd_o}}$

v = velocidad aguas arriba de la pila.

Las pruebas se realizaron sin arrastre de sedimentos en su mayoría. En los pocos ensayes en que hubo arrastre, la socavación se midió antes de que ocurriera depósito.

3.1.5. Bata. (Ref. 7).

La ecuación de Bata está basada en análisis dimensional:

$$\frac{d_s}{d_o} = 10\left(F_r^2 - 3\,\frac{D}{d_o}\right) \qquad \ldots\ldots (11)$$

donde d_s = profundidad de socavación abajo del nivel del fondo.

d_o = tirante de aguas arriba

$F_r = \frac{v}{\sqrt{gd_o}}$

v = velocidad media del flujo aguas arriba.

D = mediana de los diámetros del material del fondo.

Bata concluyó que el efecto del tamaño del sedimento influye menos en la socavación que el número de Froude.

En la referencia mencionada no se dan detalles acerca de las pruebas, tales como diámetros de los granos, ancho de las pilas, etc.

3.1.6. Blench. (Ref. 7)

Blench obtuvo la siguiente ecuación:

$$\frac{d_o + d_s}{d_r} = 1.8 \left(\frac{b}{d_r}\right)^{1/4} \qquad \ldots\ldots (12)$$

donde d_o y d_s son como antes y están dados en metros

d_r = tirante de régimen $= 1.48 \sqrt[3]{\frac{q^2}{F_b}}$

$F_b = 1.9 \sqrt{D}$

D = diámetro medio del material del fondo, en mm.

q = gasto unitario medio, en m^2/s.

b = ancho de la pila, en m.

No se reportan datos en la ref. (7) acerca de las características del material utilizado en los ensayes de Blench.

3.1.7. Larras (Ref. 1).

Analizando los datos de Chabert y Engeldinger, Larras llegó a la siguiente ecuación:

$$d_{se}^{\bullet} = 1.05\, b^{0.75} \qquad \ldots\ldots\ldots (13)$$

donde d^*_{se} = profundidad de socavación medida abajo del fondo, en m, para una velocidad del flujo de llegada igual a la del movimiento incipiente del material del fondo.

b = ancho de la pila, en m.

Larras utilizó los datos correspondientes a una velocidad del mismo orden de la del inicio del movimiento del material del fondo, o sea, equivale a la socavación en aguas claras.

Se cuenta con tablas para ver la influencia de la forma de la pila y del ángulo de ataque, con la pila circular como referencia. Las formas lenticulares dieron una profundidas de socavación relativa de 0.75 en promedio, las elípticas de 0.85, las de nariz redondeada de 1.0, las de nariz triangular con 60° de 0.90, y las rectangulares de 1.10 a 1.40. La ventaja de las 2 primeras formas desaparece para ángulos de ataque de 10°. Para 15° de ataque, la relación para cualquier forma varía de 1.0 a 1.18, excepto para las rectangulares, en que la relación es hasta de 2.5.

3.1.8. Breusers. (Ref. 1).

La ecuación de Breusers, basada en datos de laboratorio, vale para pilas circulares:

$$d_{se}^{*} = 1.4\ b \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (14)$$

donde d_{se}^{*} = profundidad de equilibrio de la socavación, medida desde el nivel del fondo normal y para una velocidad igual a la del movimiento incipiente del fondo.

b = diámetro de la pila.

Tanto esta ecuación como la de Larras hacen depender la profundidad máxima de socavación del ancho de la pila únicamente, sin considerar la magnitud de la avenida, es - decir, suponen que es la socavación máxima que puede ocu - rrir en una pila dada para cualquier velocidad y material del fondo.

En la ref. (1) no se dan características de los mate - riales utilizados en los ensayes de Breusers.

3.1.9. Arunachalam (Ref. 7).

Este investigador modificó la ecuación de Poona, lle - gando a la siguiente:

$$\frac{d_s}{d_r} = 1.95\left(\frac{b}{d_r}\right)^{1/6} - 1 \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (15)$$

donde d_s = profundidad de socavación abajo del nivel medio del fondo, en m.

b = ancho de la pila, en m.

$$d_r = 1.33 \sqrt[3]{\frac{q^2}{f}}$$

q = gasto unitario, en m^2/s

f = factor de sedimento = $1.76\sqrt{D}$

D = diámetro medio del material del fondo, en mm.

Se cuenta con factores que toman en cuenta la forma de la pila y el ángulo de ataque de la corriente. El factor de forma está dado en la tabla 2, de acuerdo con varios investigadores; el cual se multiplica por la profundidad de socavación obtenida para una pila de nariz redondeada.

T a b l a 2

Factor de forma de la nariz de la pila					
Forma de la pila	Relación largo-ancho	I n v e s t i g a d o r			
		Chatou	Laursen	Tison	Escande
		Factor de forma			
Circular		0.97	1.00	1.00	1.00
Nariz Redondeada		1.00	1.00	1.00	
Elíptica	2:1		0.91		
	3:1		0.83		
Lenticular	2:1		0.91		
	3:1		0.76		
	4:1	0.71		0.67	
	7:1			0.41	
Rectangular achaflanada				1.01	
Rectangular		1.30	1.40	1.25	

El factor que toma en cuenta el ángulo está dado por

$$K_D = \left(\frac{\ell}{b} \operatorname{sen}\alpha + 1\right)^{1/6}$$

donde ℓ = longitud de la pila

b = ancho de la pila

α = ángulo agudo entre el sentido del flujo y el eje de la pila.

Este factor se multiplica también por la profundidad de socavación ya corregida por el factor de forma.

3.1.10. Hincu (Ref. 1).

Hincu realizó estudios en pilas circulares (b = 3, 4.7, 13 y 20 cm) en material arenoso grueso (D_{50} = 0.5, 2 y 5 mm). La profundidad de socavación fue constante ($d_s = d_{se}$) para una velocidad mayor que cierta velocidad v_c tal que

$$v_c = 1.2 \sqrt{gD\left(\frac{\gamma_s - \gamma_w}{\gamma_w}\right)} \left(\frac{d_o}{D}\right)^{0.2} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (16)$$

donde γ_s y γ_w son los pesos volumétricos del sedimento y agua, respectivamente. Para velocidades menores se obtuvo una relación lineal con la velocidad:

$$\frac{d_s}{d_{se}} = \frac{2\,v}{v_c} - 1 \quad \ldots\ldots\ldots (17)$$

La influencia del tirante fue despreciable para $d_o/b > 1$, y d_{se} aumentó con el tamaño de los granos. Los resultados se correlacionaron con la expresión:

$$\frac{d_{se}}{b} = 2.42\left(\frac{v_c^2}{gb}\right)^{1/3} \qquad \ldots\ldots(18)$$

La relación $\frac{v_c^2}{gb}$ varió de 0.05 a 0.6 en los ensayes.

De acuerdo con la expresión dada para v_c, la relación anterior puede escribirse como:

$$\frac{d_{se}}{b} = 3.3\left(\frac{D}{b}\right)^{0.2}\left(\frac{d_o}{b}\right)^{0.13} \qquad \ldots\ldots(19)$$

3.1.11. Carstens. (Ref. 7).

La ecuación de Carstens es para pilas circulares:

$$\frac{d_{se}}{b} = 0.546\left(\frac{N_s^2 - 1.64}{N_s^2 - 5.02}\right)^{5/6} \qquad \ldots\ldots(20)$$

donde d_{se} = profundidad de equilibrio de la socavación, medida abajo del fondo.

b = diámetro de la pila

N_s = número de sedimento = $\dfrac{V}{\sqrt{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) g D}}$

γ_s = peso volumétrico del material del fondo.

γ_w = peso volumétrico del agua.

D = diámetro medio del material del fondo.

v = velocidad media de llegada.

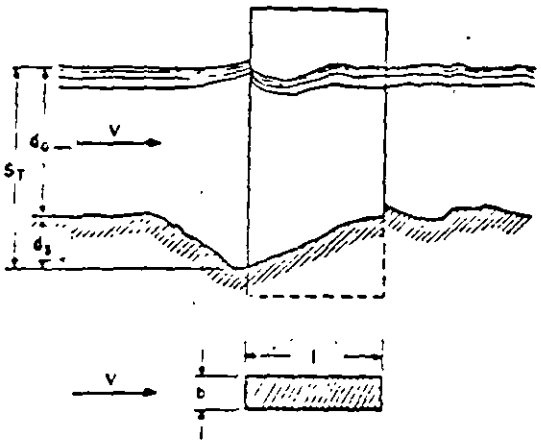
Como podrá notarse, el método no puede aplicarse para valores de N_s tales que $1.64 < N_s^2 < 5.02$. Además, si $N_s^2 = 5.01$ la ecuación arrojaría una profundidad de socavación infinita.

En la referencia citada no se mencionan los materiales utilizados en los ensayes.

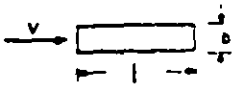
3.1.12. Maza y Sánchez.

Estudiaron la socavación local en pilas circulares, rectangulares y de nariz redondeada, en arenas con diámetros de 0.17, 0.56, y 1.3 mm. En las figs. 5, 6 y 7 se presentan las curvas que proponen para el diseño, y toman en cuenta también los casos en que la pila no está alineada con el flujo. Puede observarse, como ellos concluyen, que para un tirante y un número de Froude dados, la socavación ya no aumenta aunque sí lo haga el número de Froude. También, cuando $F_r > 0.06$, encontraron que había que afectar dicho número de un factor f_θ función del ángulo de esviajamiento θ. Otro aspecto importante estriba en que las curvas fueron elaboradas principalmente para las arenas de 0.17 y 0.56 mm, y que cuando se deseó obtener la socavación para las partículas de 1.3 mm, las gráficas daban valores mayores que los medidos experimentalmente. Sin embargo, para $F_r^2 > 0.1$ ya no se notó la influencia del diámetro.

PILA RECTANGULAR



a) Si la pila está alineada con el flujo:



$b_1 = b$

$f_c = 1$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parámetros son:

$$\frac{d_0}{b_1}, \quad F = f_c \frac{V^2}{g d_0}, \quad \frac{S_T}{b_1}$$

en que:

b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende del ángulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

SIMBOLOS

Arena negra, diám. = 0.17 mm	•
Arena gorda, diám. = 0.56 mm	o
Arena rosa, diám. = 1.30 mm	○
Angulo de incidencia ϕ = 15°	/
Angulo de incidencia ϕ = 30°	\

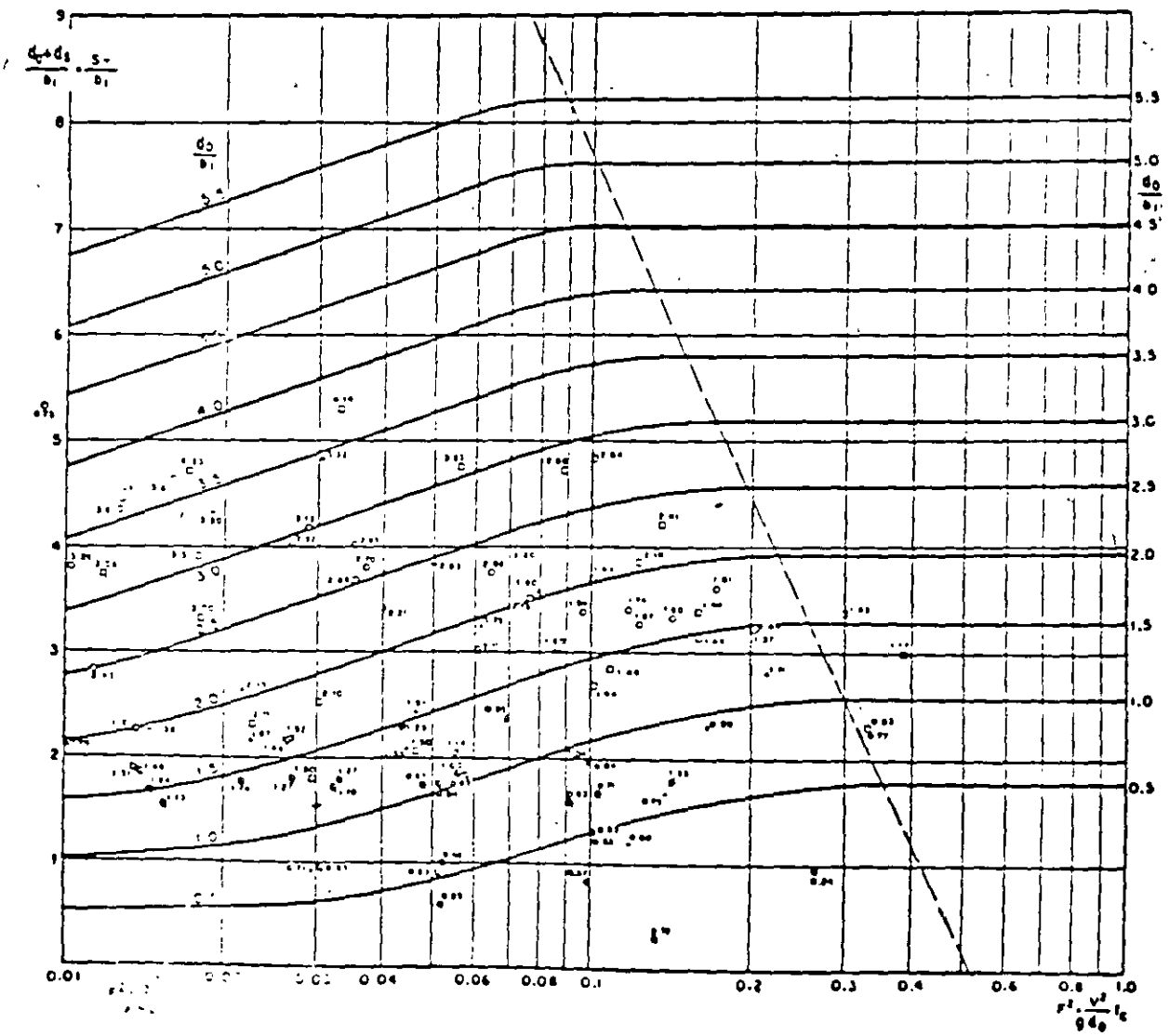
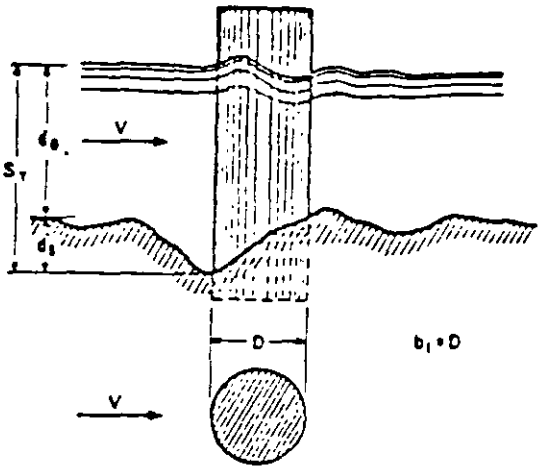


Fig. 5

PILA CIRCULAR



$b_1 = D$

SIMBOLOS

Arena negra, diám = 0.17mm .
Arena parda, diám = 0.56mm o
Arena rosa, diam. = 1.30mm □

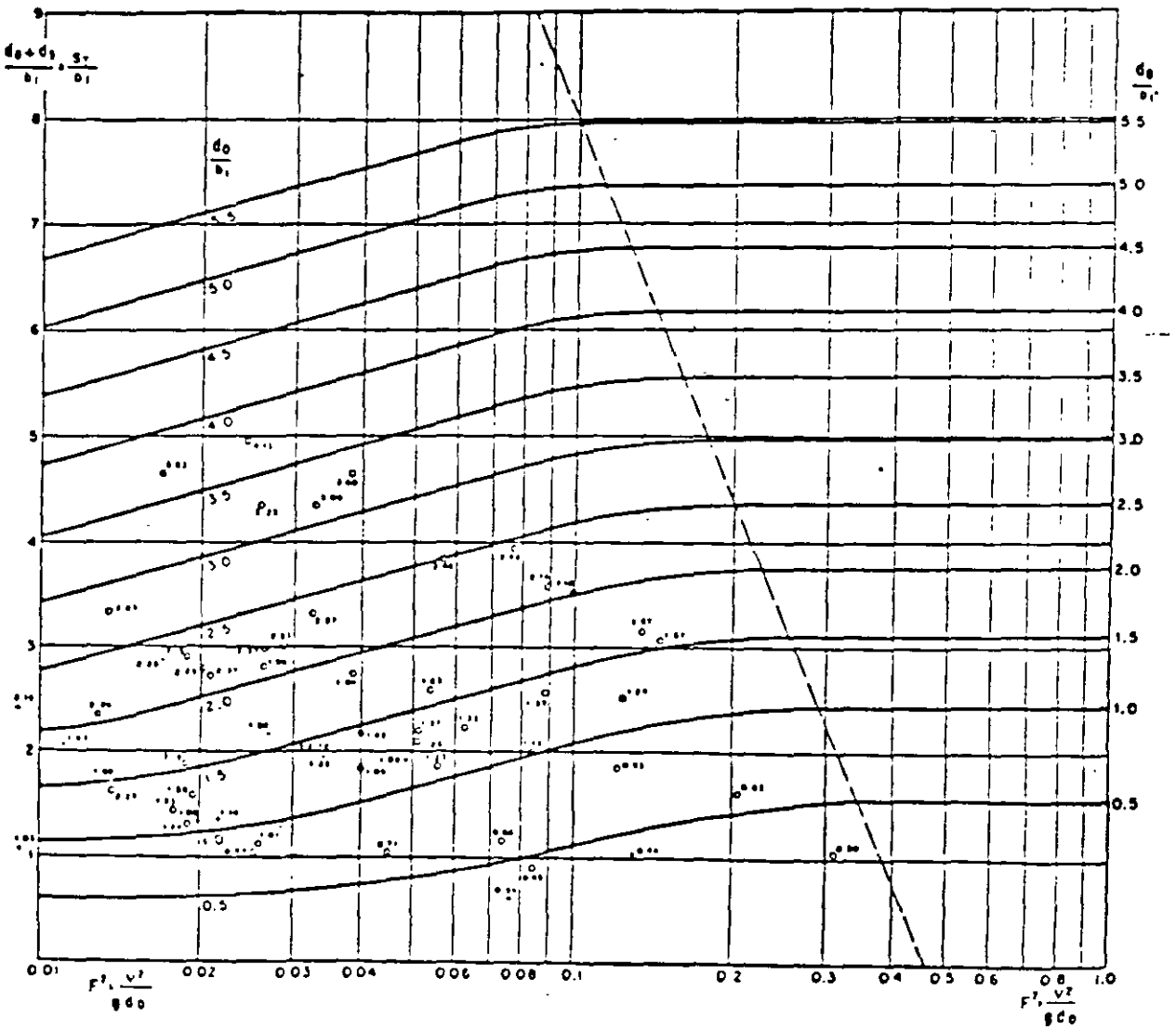
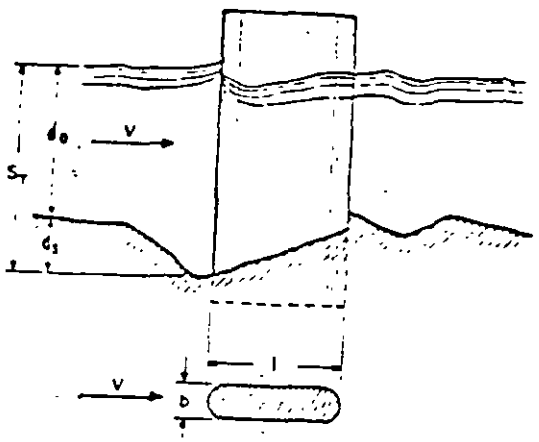
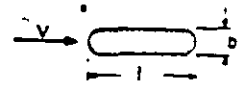


Fig. 6

PILA REDONDEADA



a) Si la pila está alineada con el flujo

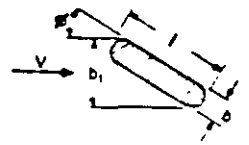


$b_1 = b$

$f_c = 1$

b) Si la pila forma un ángulo ϕ cualquiera con la corriente, los parametros son

$$\frac{d_0}{b_1}, \quad F = f_c \frac{V^2}{g d_0}, \quad \frac{S_T}{b_1}$$



en que:

b_1 es la proyección de la pila sobre un plano perpendicular al flujo

El coeficiente f_c es variable y depende del angulo de incidencia

ϕ	0°	15°	30°	45°
f_c	1	1.25	1.4	1.45

SIMBOLOS

Arena negra, diam = 0.17 mm	●
Arena perla, diam = 0.56 mm	○
Arena rosa, diám. = 1.30 mm	◐
Angulo de incidencia ϕ = 15°	/
Angulo de incidencia ϕ = 30°	\

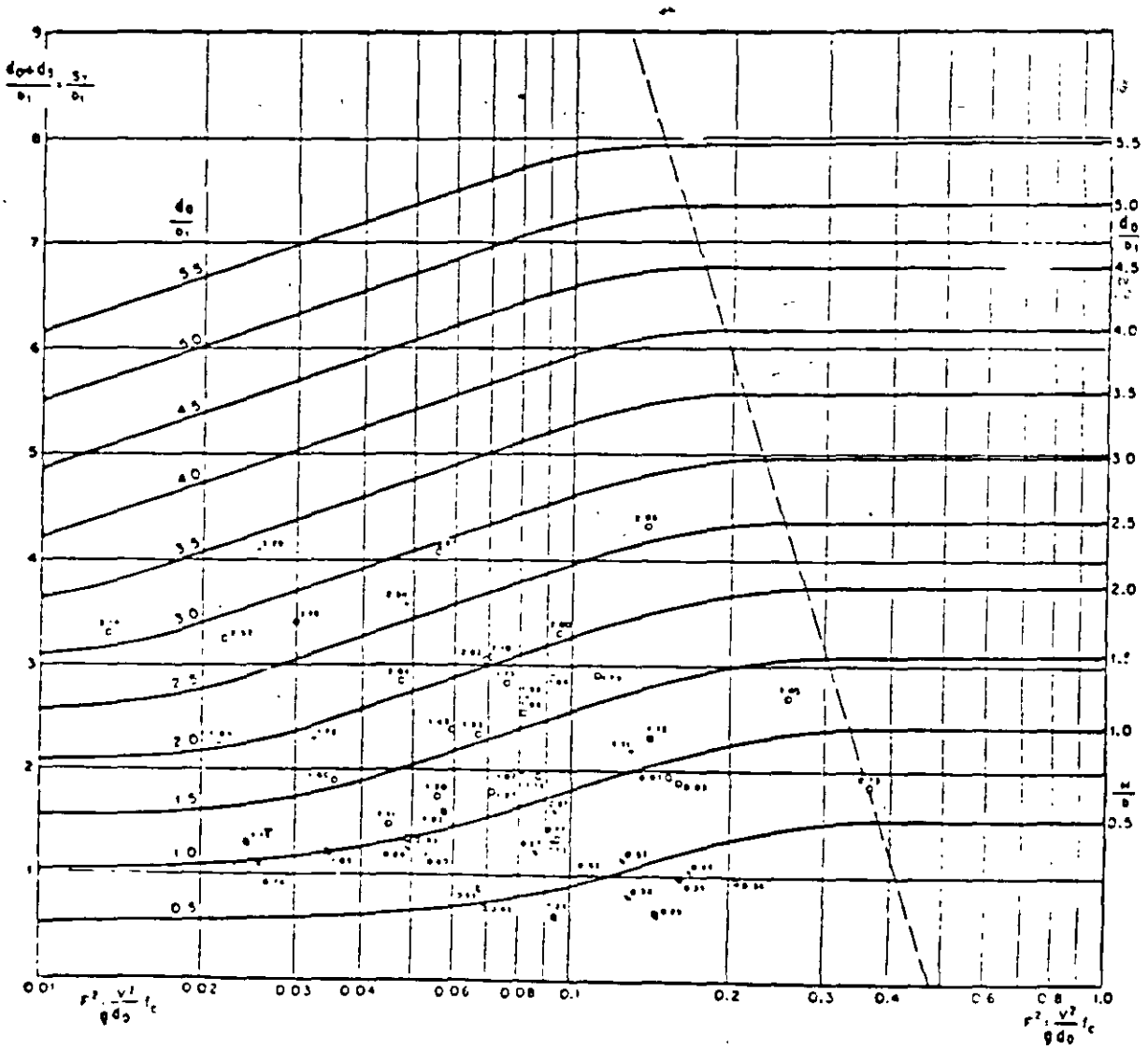


Fig. 7

3.1.13. Shen y otros.

Realizaron pruebas en pilas circulares de 15,27 y 91 cm con arenas cuyo D_{50} fue de 0.24 y 0.46 mm. Con base en sus resultados y en los de otros investigadores (Chabert y Engeldinger, Maza y Sánchez, Bata, Knezevic, Tison, Chitale, Laursen y Toch, Tarapore y Varzeliotis) propusieron la ecuación de una curva envolvente de los resultados mencionados (fig. 8). (Para fines de este trabajo, se incluyeron los datos de laboratorio de la S.A.H.O.P.).

Dicha ecuación, que designaremos por el método Shen I, es:

$$d_{se} = 0.000223\ R_e^{0.619} \qquad \ldots\ldots (21)$$

donde d_{se} = profundidad máxima de socavación respecto al nivel medio del fondo, en m.

$R_e = \frac{vb}{\nu}$

v = velocidad media de llegada, en m/s

b = ancho de la pila, en m.

ν = viscosidad cinemática del agua, en m^2/s.

El método II-1 de Shen se basa en la ecuación (ref.11):

$$\frac{d_{se}}{b} = 11\ F_r^2 \qquad \ldots\ldots\ldots (22)$$

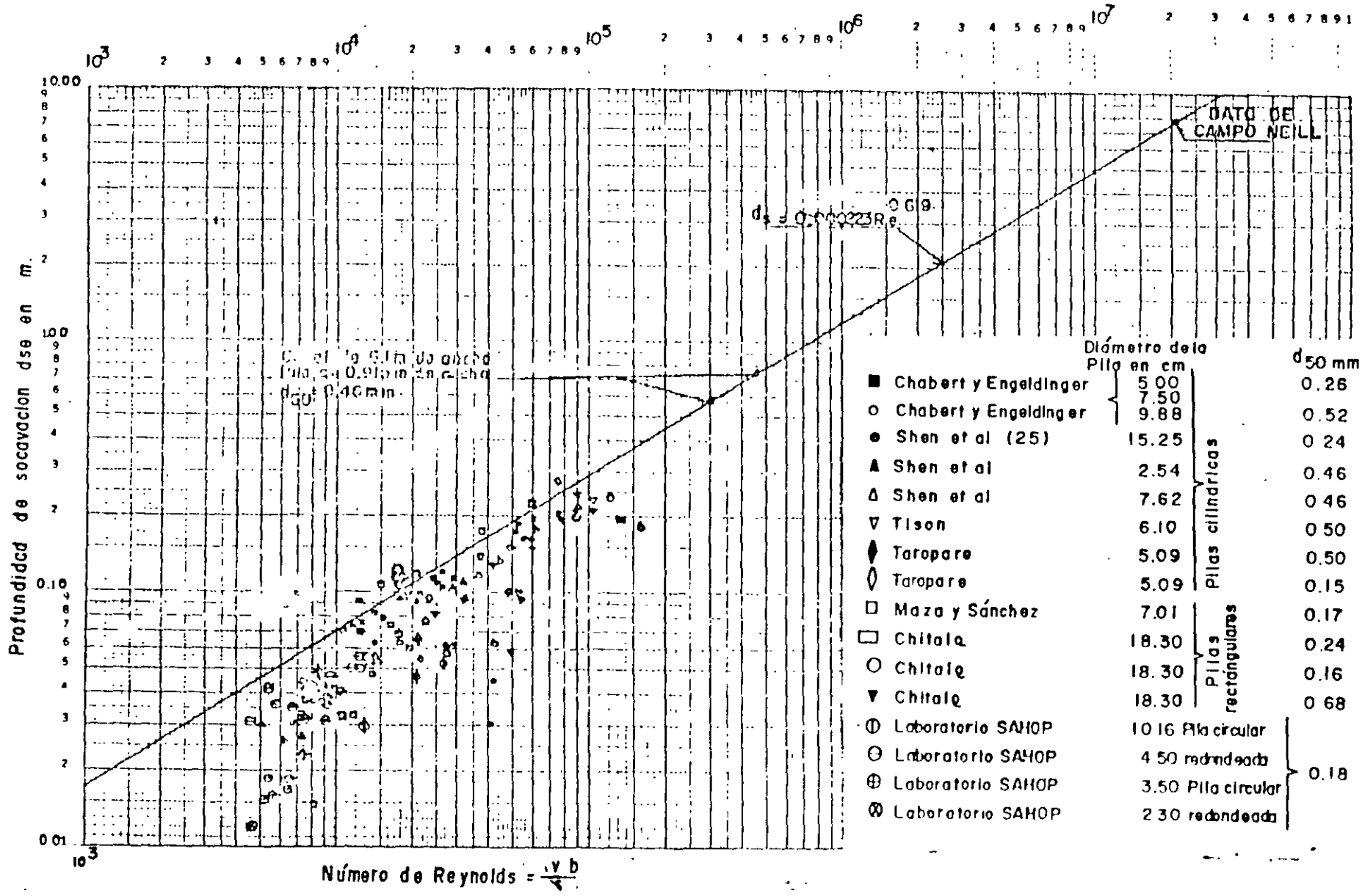


Fig. 8 Ecuación propuesta por Shen para el sistema métrico

El método Shen II-2 es la ecuación (ref.11):

$$\frac{d_{se}}{b} = 3.4F_r^{0.67} \qquad \ldots\ldots\ldots \quad (23)$$

donde $F_r = \frac{v}{\sqrt{gb}}$

El método Shen II-3 es: $\frac{d^*_{se}}{d_o} = 2\left[F_r^2\left(\frac{b}{d_o}\right)^3\right]^{0.215}$ ..(24)

donde $F_r = \frac{v}{\sqrt{gd_o}}$

Shen sugiere que la ecuación (21) se utilice para aguas claras. Para movimiento continuo de sedimentos, recomienda que se utilicen los criterios de Larras y Breusers para pilas alineadas con la corriente. Sugiere además que se sume un medio de la altura esperada de las dunas a la profundidad de socavación estimada previamente.

Otra conclusión importante obtenida por Shen fue que al hacer más rugosa la cara de aguas arriba para disminuir las velocidades verticales o la intensidad del vórtice, no se obtuvo ningún resultado favorable.

3.1.14. Coleman.

Coleman (ref. 2) utilizó pilas circulares de 4.5 y 7.6 cm en una arena con un D_{50} = 0. 1 mm para obtener datos

de socavación bajo condiciones de transporte continuo de sedimentos. Analizó también los datos de Shen, Schneider y Karaki (ref. 11), y llegó a la siguiente expresión:

$$\frac{v}{\sqrt{2gd_s}} = 0.6\left(\frac{v}{\sqrt{gb}}\right)^{9/10} \qquad \ldots\ldots \quad (25)$$

donde v = velocidad media del flujo de llegada
d_s = profundidad de socavación.
b = diámetro de la pila.

Concluye que si el exponente de la ecuación anterior hubiera sido la unidad, la ecuación habría sido igual a la de Breusers:

$$d_s = 1.4\ b$$

3.1.15. Nicollet. (Ref. 9).

Estudió la influencia de los siguientes parámetrds en la profundidad de socavación:

- tamaño del material del fondo y su graduación.
- densidad del sedimento.
- influencia de la relación largo ancho para una pila re - dondeada.

El primer aspecto se estudió con diámetros de arena

de 0.94, 1.93 y 3 mm, y diámetros de pilas circulares de 5, 7.5, 10, 15 y 20 cm, y con gravas de 7, 15 y 25 mm. para pilas de 0.5 y 1.0 m con un tirante de 1.5 m. Encontró (ref. 9) que la profundidad de socavación era mayor a medida que el tamaño de los granos aumentaba, hasta que para D = 2 mm la socavación permaneció constante. Respecto a la graduación, las pruebas con un material bien graduado (D_5 = 0.24 mm, D_{50} = 0.7 mm, D_{90} = 4 mm) dieron un valor de d_s/b mucho menor que con arena uniforme bajo condiciones similares; para el primer caso, d_s/b = 0.5, y para el último, d_s/b = 1.5 (ref. 1).

Respecto a la densidad del sedimento, se probó baquelita con γ_s = 1320 kg/m^3 y se concluyó que el peso específico no es un parámetro importante en la profundidad de socavación máxima, por lo menos en el rango probado.

La influencia de la relación largo-ancho fue estudiada con pilas de nariz redondeada de b = 10 cm y relaciones l/b de 1, 2 y 3; se observó que dicha relación influye muy poco en la profundidad máxima de socavación. Para las relaciones ensayadas sólo hubo una variación de d_{se} del 10 %.

Nicollet estudió también la velocidad correspondiente al inicio de la socavación y obtuvo que la relación entre ésta y la del movimiento incipiente del fondo de aguas arriba, v_c, fue de 0.42 a 0.53 para una pila circular, y

de 0.5 a 0.65 para pilas de nariz redondeada.

3.1.16. Field (Ref. 7).

Field elaboró una gráfica para estimar la profundidad de equilibrio de la socavación (fig.9) en base a los resultados obtenidos por Liu y otros. El método es aplicable a muros verticales y también a estribos verticales. Los parámetros de la gráfica son:

$$\left(\frac{d_o + d_{se}}{d_o}\right) M \ , \ \frac{a}{d_o} M \ , \quad F_r \cdot M^{\frac{1}{2}}$$

donde d_o = tirante del flujo de llegada.

d_{se} = profundidad de equilibrio de la socavación.

M = relación de abertura = B'/B

B' = ancho de la abertura del puente, medido a una profundidad igual a $0.5\ d_o$.

B = ancho de la superficie libre del agua en el flujo de llegada.

a = proyección del estribo o pila, normal al flujo, medida en el fondo del cauce.

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g d_o}}$$

v = velocidad media del flujo no alterado.

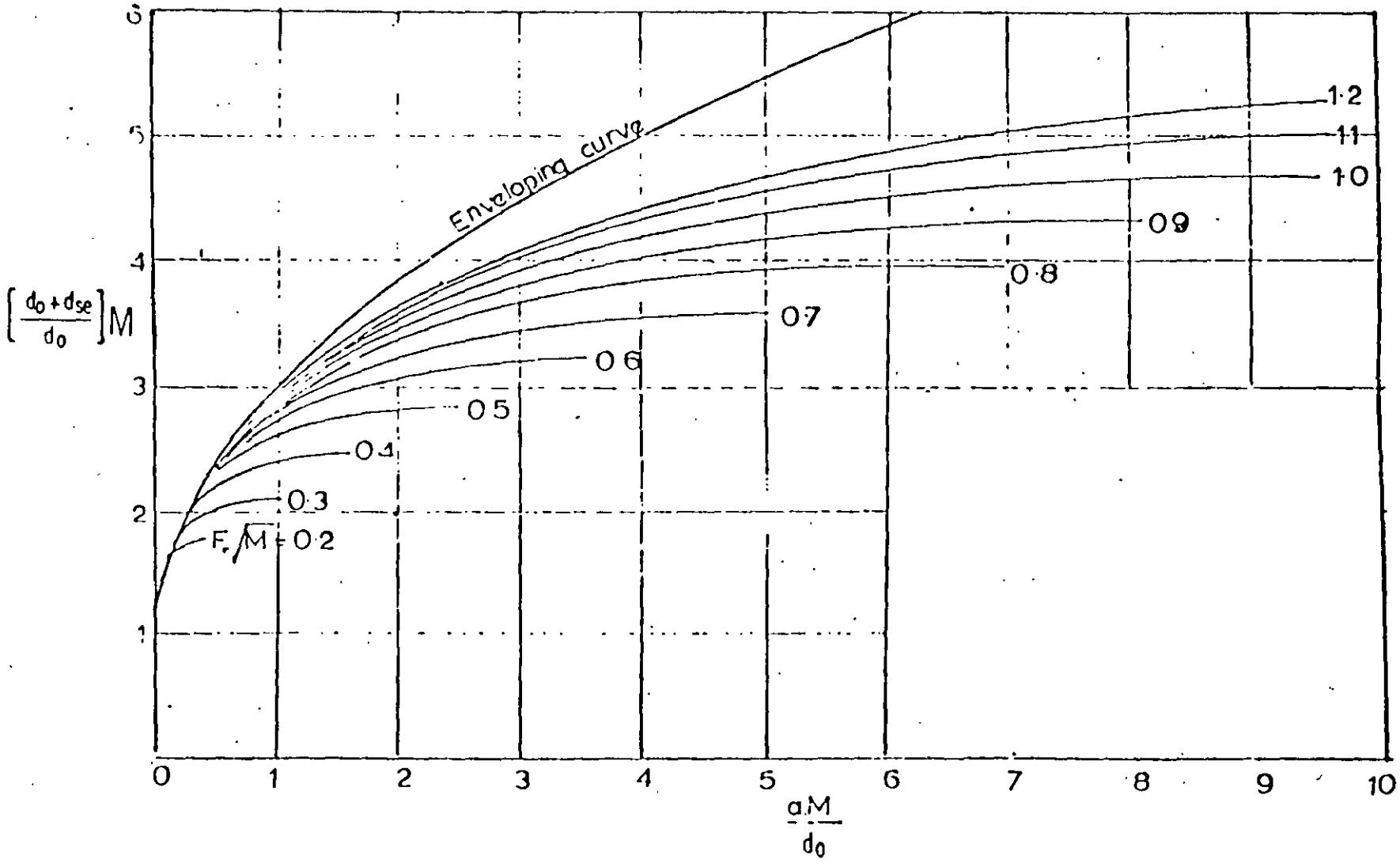

Enveloping curve
1·2
1·1
1·0
0·9
0·8
0·7
0·6
0·5
0·4
0·3
F_r/M = 0·2
[(d0 + dse)/d0]M
aM/d0
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10

FIG 9

Para tomar en cuenta la forma de la pila y el ángulo de ataque se propusieron los datos presentados por Laursen (tabla 1 y fig. 4). No se reporta en la ref.(7) el tipo de material utilizado en laboratorio por Liu.

3.1.17. Bonasoundas (Ref. 7).

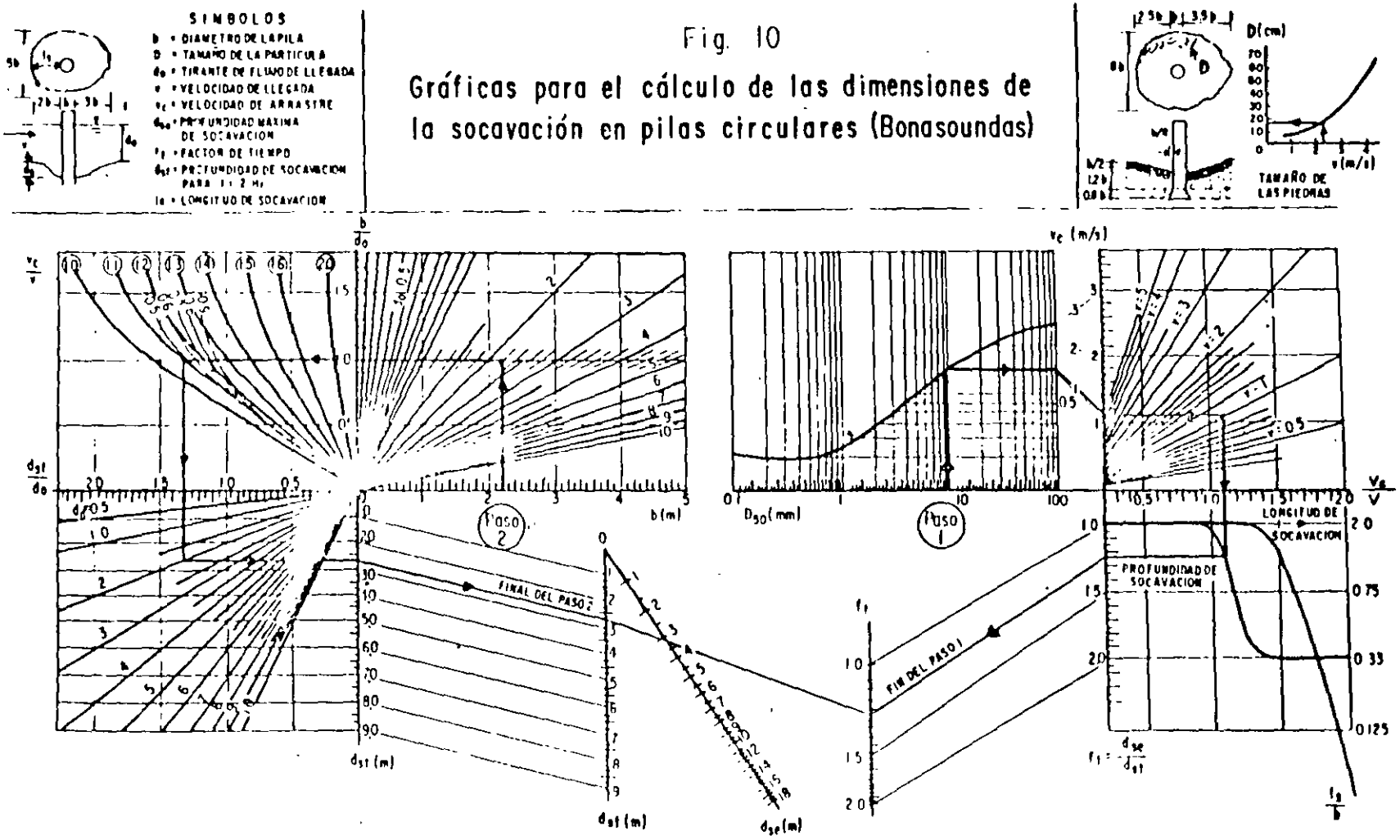
Realizó amplios estudios teóricos y experimentales acerca de la socavación local en pilas circulares. En la fig. 10 se muestra el resultado de estos estudios, la cual consta de una combinación de gráficas para obtener la profundidad final de la socavación. También incluye la figura un método para estimar las características de los pedraplenes para proteger contra la socavación local a las pilas. En sus ensayes, Bonasoundas abarcó los siguientes rangos: Número de Froude del flujo, 0.2, 0.3, 0.4 y 0.6. Ancho de la pila, de 5, 10, 12 y 15 cm. D_{50} del sedimento, de 0.63, 1.15, y 3.3 mm.

3.2. Métodos basados en datos de campo.

Los datos de campo son muy importantes para compararlos con los datos de laboratorio, y así poder evaluar los métodos desarrollados con ensayes a pequeña escala. Infortunadamente, son pocos los datos de campo obtenidos hasta la fecha, por lo que se ve la necesidad de instrumentar los cauces en que se tengan construidas pilas de puente, y obtener las características de los materiales del fondo, tales como la granulometría, compacidad relativa, coeficiente de uniformidad y contenido de finos, a fin de intentar corre -

Fig. 10

Gráficas para el cálculo de las dimensiones de la socavación en pilas circulares (Bonasoundas)



lacionar estos parámetros con la socavación local en las pilas, además de todos los demás parámetros ya tratados.

Una forma muy económica de instrumentación podría consistir en colocar cerca de las pilas hileras verticales de pelotas pequeñas de hule unidas por un hilo delgado. La capa socavada haría perder verticalidad a las pelotas, o arrastrarlas hacia aguas abajo si no se anudan, por lo que podría conocerse la profundidad de socavación máxima provocada por un determinado flujo, cuyas características podrían estimarse muy aproximadamente si se hicieran visitas periódicas a los sitios en cuestión.

A continuación se presentan algunos datos de campo.

3.2.1. Inglis-Lacey.

Se hicieron observaciones en 17 puentes de 1924 a 1942 sobre ríos con gastos entre 850 y 63,000 m^3/s. Se midió el tirante de socavación, es decir, la profundidad desde el espejo del agua hasta el fondo de la hoya de socavación. Este tirante debe ser la suma del tirante normal y la socavación general, la debida a la contracción de la corriente, y la local en las pilas. Los tirantes de socavación fueron comparados con el tirante de régimen de Lacey:

$$d_{Lacey} = 0.473 \left(Q/f\right)^{1/3} \quad \ldots\ldots\ldots (26)$$

donde d_{Lacey} = tirante de régimen de Lacey, en m

Q = gasto de la corriente, en m^3/s

f = factor de sedimento = $1.76\sqrt{D}$

D = mediana de los granos, en mm.

Las relaciones variaron entre 1.73 y 2.62 con un valor medio de 2.09. Para propósitos de diseño se toma generalmente un valor de 2.0 por lo que:

$$d_o + d_s = 0.95 \left(\frac{Q}{f}\right)^{1/3} \quad \ldots\ldots\ldots (27)$$

3.2.2. Laursen y Toch

Obtuvieron los datos de socavación en la nariz de una pila de nariz redondeada con un ancho de 1.2 m. Dicha pila estaba en el centro de un tramo recto con fondo arenoso. Con un aparato de resistividad eléctrica determinaron un valor máximo de d_s de 2.0 m para un tirante de 3.7 m. No reportaron las velocidades ni los diámetros del material del fondo, pero los modelos probados con escalas 1:12 y 1:24 con arena de 0.58 mm y velocidad de 0.53 m/s tuvieron correspondencia aceptable con los datos de prototipo.

3.2.3. Larras.

Presentó 2 tablas con profundidades de socavación alrededor de pilas de puentes. Una mostraba las profundidades de socavación que se observaron después de que pasaron las avenidas, por lo que seguramente eran menores que las máximas. Los anchos de las pilas variaban de 0.5 a 6.5 m y las profundidades de socavación de 0.6 a 4.3 m, con relaciones d_s/b de 0.4 a 1.2.

La otra tabla mostraba profundidades estimadas de socavación, incluyendo la socavación general, basándose en fallas de las pilas, cuyos anchos variaron de 0.7 a 4.2 m, y los valores estimados de d_s/b de 1.3 a 2.0.

3.2.4. Yaroslavtziev (Ref. 6).

Según el Ing. Maza, Yaroslavtziev propone la siguiente ecuación basándose en observaciones directas de varios puentes de la Unión Soviética:

$$d_s = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 D_{85} \quad \ldots (28)$$

donde K_f es un coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y del ángulo de ataque. Se encuentra en la fig. 11 a, b, c

K_v = es un coeficiente dado por la relación $\log K_v = -0.28\sqrt[3]{v^2/gb_1}$, y puede encontrarse en la fig. 12.

e = 0.6 para pilas en el cauce principal

= 1.0 para pilas fuera del cauce principal

K_H = es un coeficiente que depende del tirante del flujo de llegada y del ancho de la pila, y puede encontrarse en la fig. 13.

v = velocidad del flujo de llegada, en m/s.

D_{85} = es el diámetro tal que el 85 % del material del fondo es menor, en m. Yaroslavtziev recomienda que cuando este valor sea menor que 0.5 cm, se desprecie el segundo término del miembro derecho de la ecuación.

Los demás términos aparecen definidos en las figuras, y están en unidades métricas.

Yaroslavtziev advierte que su fórmula puede conducir a errores cuando la relación d_o/b_1 sea menor que 2.0.

El Ing. Maza propone que se utilice el resultado menor de los que arrojen los métodos de Yaroslavtziev y Laursen I, basándose en datos de laboratorio y en el hecho de que existe un valor límite para la velocidad, más allá del cual la socavación no progresa mientras no varíe el tirante.

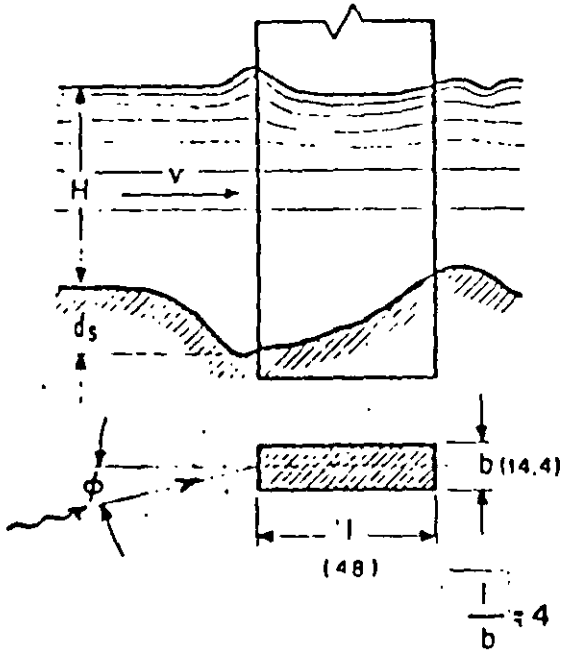
METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_H)\frac{v^2}{g} - 30\, d_{85}$

PILA TIPO I

$K_f = 12.4$

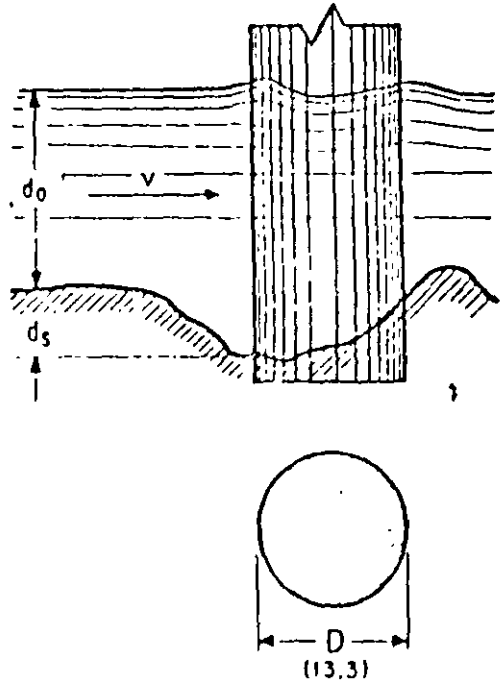
$b_1 = l \operatorname{sen}\phi + b\cos\phi$



PILA TIPO II

$K_f = 10.0$

$b_1 = D$



PILA TIPO III

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

$b_1 = (l - b)\operatorname{sen}\phi + b$

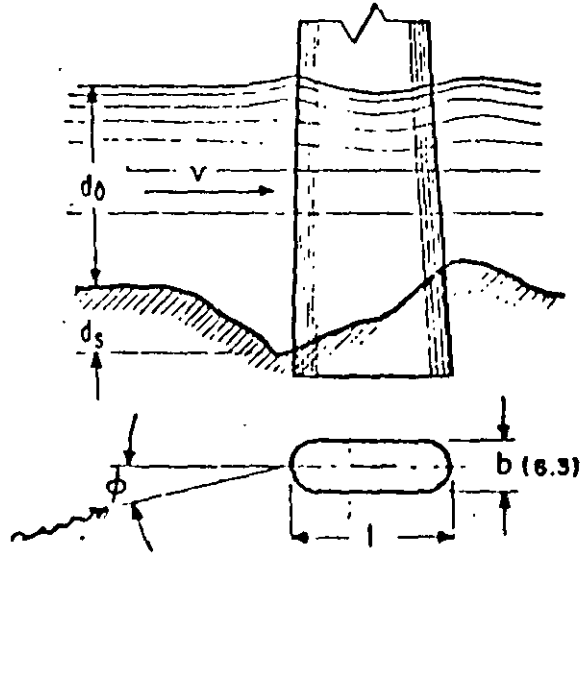


Fig. 11a Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS

Las cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de los pilas probados

METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_V (e + K_H) \frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

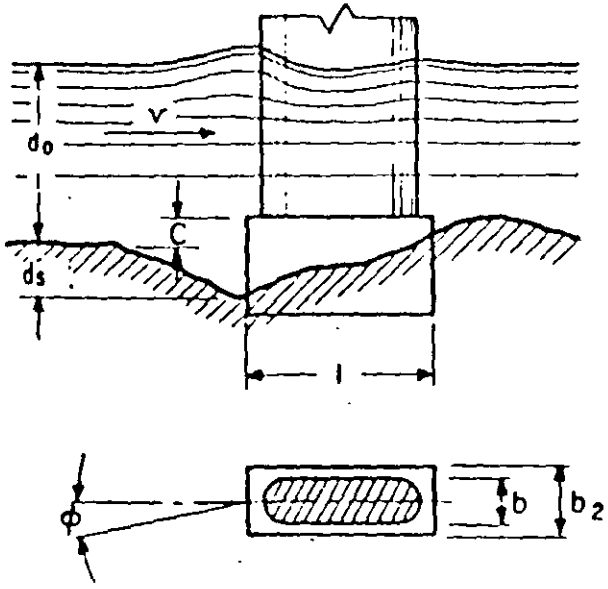
PILA TIPO IV

ϕ	COEFICIENTE K_f					
	C / d_0					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.4	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (l - b_o) \operatorname{sen} \phi + b_o$ para $C/d_0 \leq 0.3$

$b_1 = l \operatorname{sen} \phi + b_o \cos \phi$ para $C/d_0 > 0.3$

en donde $b_o = b + (b_2 - b)\, C/d_0$



PILA TIPO V

Coeficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = l \operatorname{sen} \phi + b_o \cos \phi$

en donde $b_o = b + (b_2 - b)\, C/d_0$

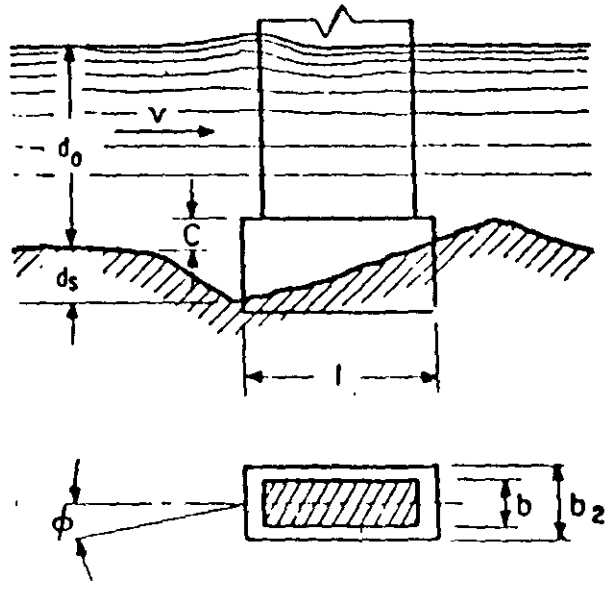


Fig. 11b Valores de K_f y b_1

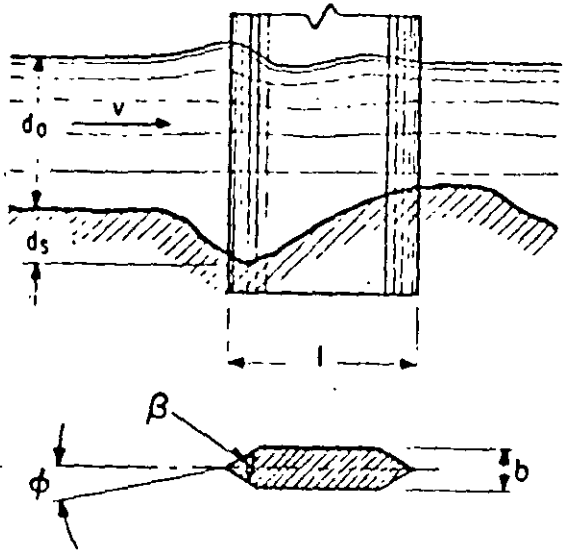
METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{v^2}{9} - 30 d_{85}$

PILA TIPO VI

$\beta°$	120	90	60
K_f	12.2	10.0	7.3

$b_1 = (1 - b) \operatorname{sen} \phi + b$



PILA TIPO VII

ϕ	COEFICIENTE K_f				
	l/b				
	0	2	4	8	12
0	8.5	7 5	6 76	5 98	5.4
10	8 7	7.7	6 80	6 10	5 5
20	9 0	7 8	7 10	6.20	5 6
30	10 3	8 6	7 50	6 30	5 7
40	11 2	9 2	7 90	6 70	5.9

$b_1 = (1 - b) \operatorname{sen} \phi + b$

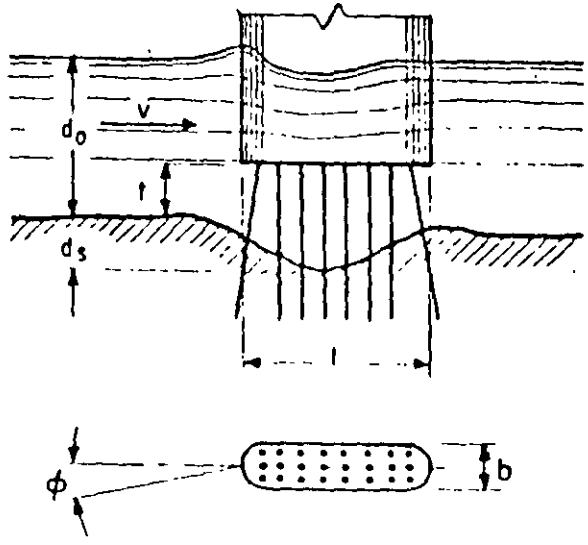


Fig. 23c Valores de K_f y b_1

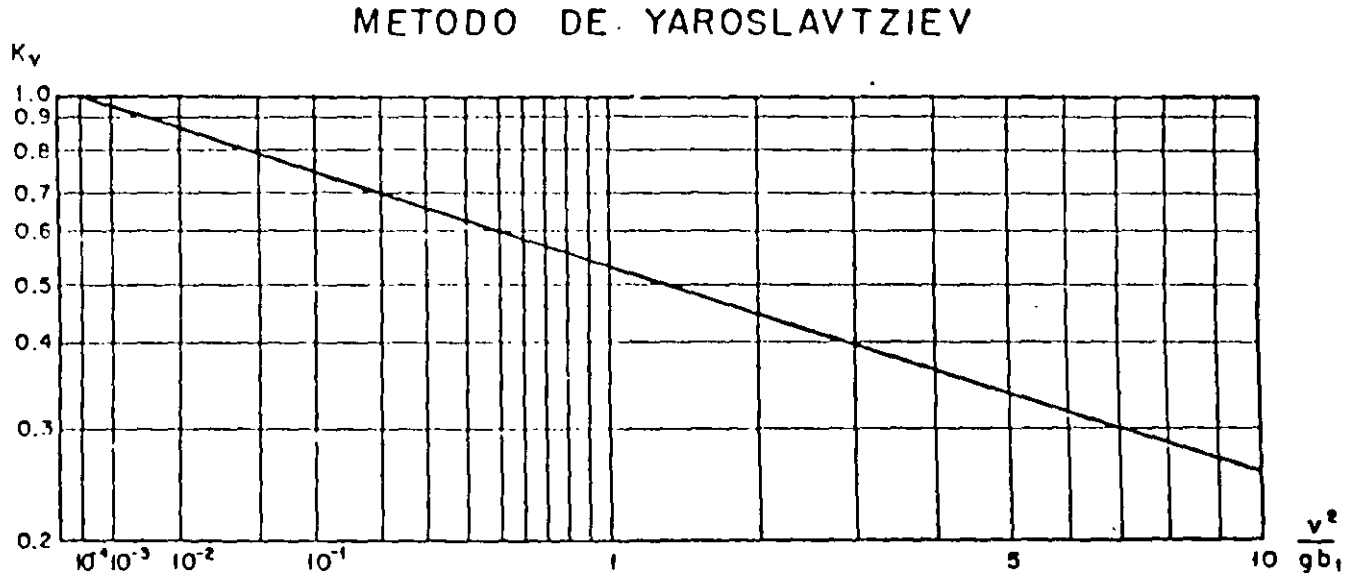


Fig. 12 Coeficiente K_V

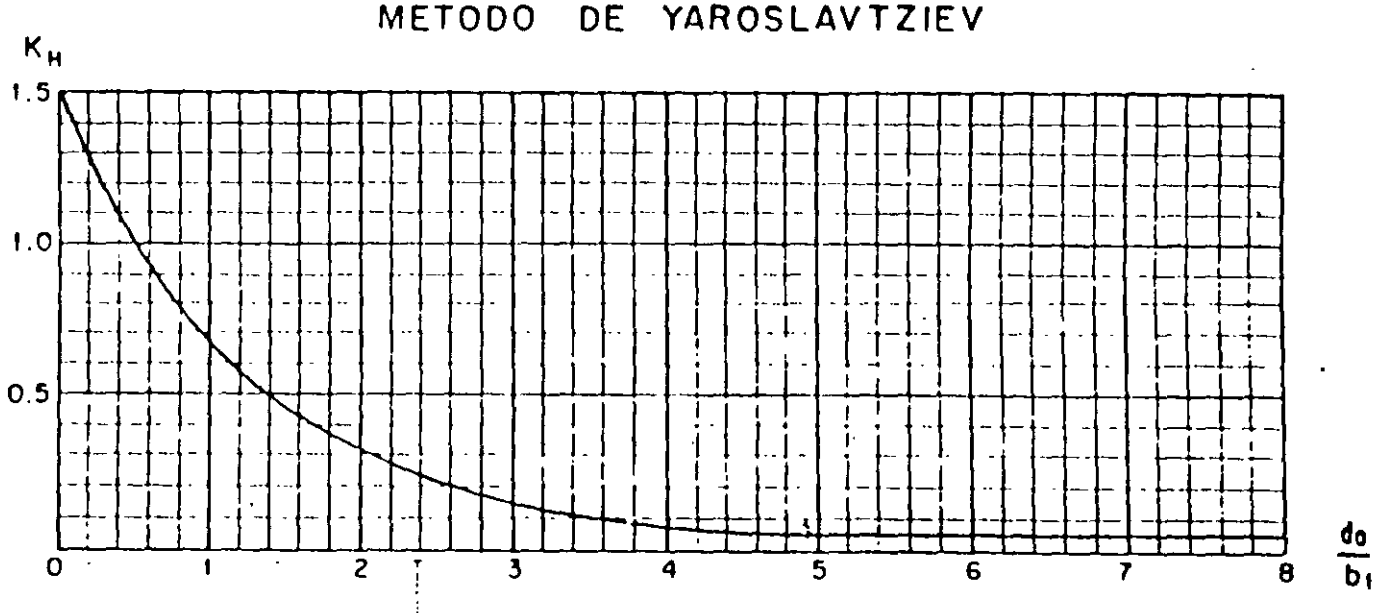


Fig. 13 Coeficiente K_h

3.2.5. Neill.

Neill reportó varios casos de socavación, de los cuales algunos provocaron fallas de puentes.

Menciona un caso en que las pilas fueron apoyadas en un cajón de concreto que se desplantó a 10.6 m abajo del fondo y que sobresalía 1.5 m de éste; el fondo era arenoso y el ángulo de ataque era de 40°. Durante una avenida el cajón, que era de nariz triangular de 90° se asentó e inclinó hacia aguas arriba. La profundidad máxima de socavación se estimó en 9.4 m, incluyendo la socavación general, y el tirante de llegada fue de 5.8 m. Utilizando el método Laursen I se predijo una profundidad de socavación casi igual a la observada.

Reporta otro caso de una pila de 6 m de ancho alineada con la corriente, en un cauce estable con fondo de gravas. Se observó un tirante de socavación ($d_o + d_s$) de 15.9 m, y se obtuvo uno de 15.3 m utilizando el método de Blench con un factor igual a 2.0.

3.2.6. Ministerio de Ferrocarriles, India.

a) Reporte de 1967. Se realizó una campaña de mediciones de profundidades de socavación en los puentes de ferro

carril. Sólo se utilizaron los datos de 8 puentes, ya que los demás estaban protegidos con enrocamientos o las mediciones en ellos no fueron suficientes. Los puentes tenían claros de 9 a 23 m, el material del fondo fue de arena gruesa o grava con factores de sedimento de 1.83 a 2.9 (D = 1 a 3 mm), y los gastos variaron entre 35 y 600 m^3/s. Los tirantes de Lacey calculados oscilaron entre 1.35 y 3 m y los tirantes de socavación observados ($d_o + d_s$) variaron de 2.3 a 5.5 m; las dimensiones de las pilas no fueron reportadas (en un caso b = 2.44 m). Para el flujo paralelo a las pilas, la profundidad máxima de socavación ocurrió en la nariz y se encontró una relación media de ($d_o + d_s$) al tirante de Lacey de 1.71. Para esviajamientos de hasta 35°, la socavación máxima ocurrió en el costado de la pila expuesto al flujo y la relación al tirante de Lacey fue en promedio de 1.99. En forma global la relación media fue de 1.93.

b) Reporte de 1968. Se mencionan 18 observaciones para varias avenidas monzónicas en un puente con 14 claros de 123 m cada uno, y pilas de 9.75 m de ancho; los gastos variaron de 5,000 a 34,000 m^3/s. Los tirantes de régimen de Lacey fueron de 7.5 a 14.5 m utilizando un factor de sedimento de 1.15 (no se da el diámetro del sedimento). La profundidad media de socavación en la nariz

de las pilas dió una relación $(d_o + d_s)/d_{Lacey} = 1.75$, mientras que para un ataque esviajado la socavación a lo largo de los costados dió un promedio de 2.15 d_{Lacey}. Se observó que durante avenidas no monzónicas el valor de $(d_o + d_s)/d_{Lacey}$ fue mayor, posiblemente debido a un menor contenido de sedimentos, según el autor. Para 13 observaciones los valores medios fueron 2.94 d_{Lacey} en la nariz y 2.7 d_{Lacey} a lo largo de los costados. Sin embargo, durante las más grandes avenidas monzónicas las profundidades de socavación fueron ligeramente mayores que durante las no monzónicas.

c) Reporte de 1972. Se reportan 50 observaciones más en 4 de los 8 puentes del reporte de 1967, con gastos de 60 a 500 m^3/s; la d_{Lacey} varió de 1.5 a 3 m y los valores de $(d_o + d_s)$ de 2.1 a 6.8 m. Generalmente se encontraron en los costados de las pilas las máximas socavaciones.

Al ajustar a una línea recta las 93 observaciones reportadas, se obtuvo que $(d_o + d_s) = 1.92\ d_{Lacey}$ con un coeficiente de correlación = 0.79. La correlación con el tirante bidimensional de Lacey dio como resultado: $(d_o + d_s) = 1.46\ d_{2\ Lacey} = 1.46 \left[1.34 \left(q^2/f\right)^{1/3}\right]$, con un coeficiente de correlación = 0.80, donde q es el gasto por unidad de ancho cerca de las pilas.

Finalmente, considerando que el factor de depósito era en apariencia poco significante, se dieron las siguientes relaciones:

$$(d_s + d_o) = 0.72\ Q^{0.33} \qquad \ldots\ldots (29)$$

y $$(d_s + d_o) = 2.31\ q^{0.37} \qquad \ldots\ldots (30)$$

Nos referiremos a las ecuaciones 29 y 30 como Métodos del Ministerio de F.C., India I y II, respectivamente.

Ambas expresiones valen para el sistema métrico; el coeficiente de correlación fue de 0.74 en ambos casos.

3.2.7. Neill (Ref. 8).

Neill propone la ecuación siguiente para ser utilizada en el cálculo de la socavación local en pilas alineadas con el flujo:

$$d_s = Kb \qquad \ldots\ldots\ldots (31)$$

donde K = 1.5 para pilas de nariz redondeada
= 1.5 para pilas circulares.
= 2.0 para pilas rectangulares
= 1.2 para pilas lenticulares.

Los valores anteriores de K valen para los casos en que la nariz sea vertical. Para el caso en que la nariz sea inclinada, si ésta es redondeada los valores de K propuestos por Neill son como se indica en la fig. 14.

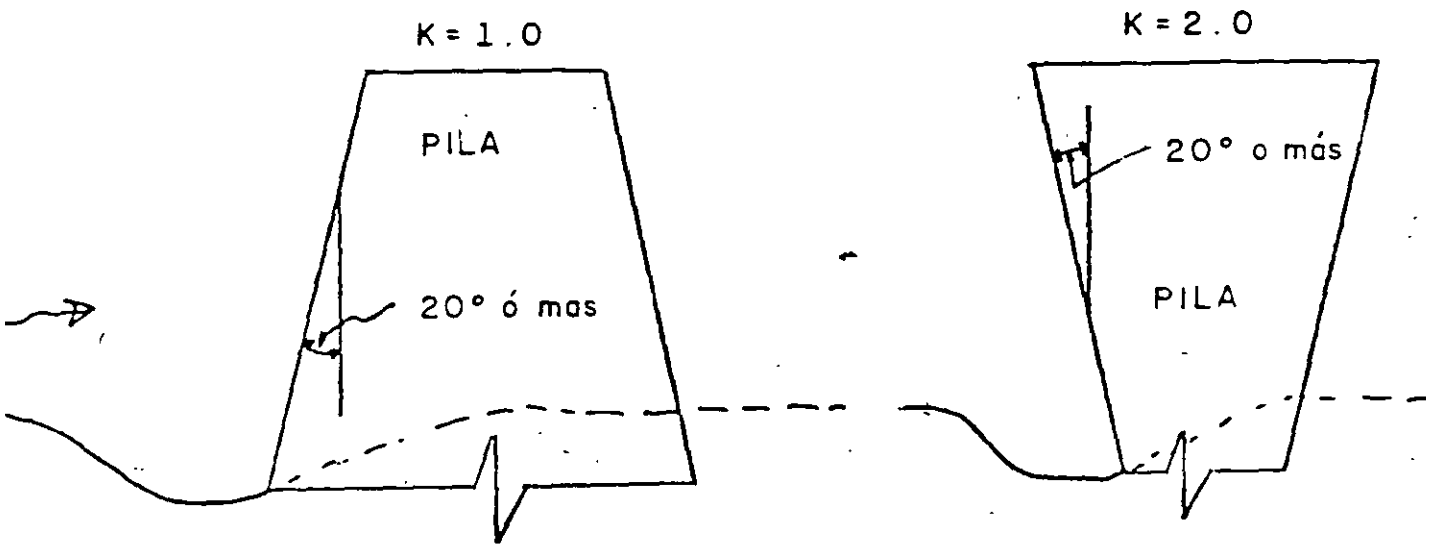


FIG. 14

También advierte este investigador que si el tirante del flujo de llegada es mayor que 5b, los valores de la socavación obtenidos con la ecuación (31) deben aumentarse en un 50 %, aunque no explica la razón de esta recomendación.

Por último, para tomar en cuenta el ángulo de ataque de la corriente, propone utilizar los siguientes coeficientes, basado aproximadamente en la curva de Laursen y Toch

(fig. 4), con la aclaración de que existen grandes discrepancias entre ésta y los resultados de diferentes investigadores.

Tabla 3

Coeficientes de corrección para pilas esviajadas			
Angulo de ataque	Relación largo/ancho de la pila		
	4	8	12
0°	1.0	1.0	1.0
15°	1.5	2.0	2.5
30°	2.0	2.5	3.5
45°	2.5	3.5	4.5

3.2.8. Melville (Ref. 7).

Melville presenta los datos de 6 puentes de Nueva Zelandia en los que se midió la profundidad de socavación. Compara los resultados arrojados por diversos métodos con los datos reales; cuando hubo esviajamiento aplicó el criterio de Laursen y Toch (fig. 4), y cuando aplicó ecuaciones válidas sólo para pilas circulares (Breusers, Carstens y Coleman) utilizó el coeficiente de forma de Arunachalam. En el Cap. 5 se trata con detalle el estudio de Melville.

3.2.9. Norman (Ref. 1).

Analizó las profundidades de socavación medidas alrededor de las pilas de 11 puentes, y encontró que todos los datos quedaron abajo de la curva $d_s = 3\ b^{0.8}$. En dicha referencia no se dan las características del flujo ni de pilas.

3.2.10. Shen y otros.

Sugieren (ref.1), en base a todos los datos disponibles en la bibliografía, utilizar para el diseño la siguiente ecuación que llamaremos Método Shen III:

$$\frac{d_s}{b} = f_1\left(\frac{v}{v_c}\right)\left[2.0\ \tanh\left(\frac{d_o}{b}\right)\right] \cdot f_2(\text{forma}) \cdot f_3\left(\alpha,\ \frac{\ell}{b}\right) \quad ..(32)$$

$$f_1\left(\frac{v}{v_c}\right) = 0 \quad \text{para} \quad \frac{v}{v_c} \leq 0.5$$

$$= \left(2\ \frac{v}{v_c} - 1\right) \quad \text{para} \quad 0.5 \leq \frac{v}{v_c} \leq 1.0$$

$$= 1 \text{ para } \frac{v}{v_c} > 1.0$$

f_2 (forma) = 1.0 para pilas circulares y de nariz redondeada.

= 0.75 para formas aerodinámicas.

= 1.3 para pilas rectangulares

Para $f_3(\alpha, l/b)$, propone utilizar la curva de Laursen y Toch (fig. 4).

3.3. Influencia en la socavación de algunos parámetros adimensionales y otros factores.

3.3.1. Influencia de la relación entre la velocidad media del flujo de llegada y la velocidad crítica de arrastre de material del fondo (v/v_c).

Considerando lo ya discutido en líneas anteriores, se pueden considerar los 3 casos siguientes.

a) Si $v/v_c \leq 0.4$, no ocurre socavación o ésta es pequeña.

b) Si $0.4 < v/v_c \leq 1.0$ existe socavación con aguas claras, es decir, sin arrastre de sedimentos. Algunos investigadores como Chabert y Engeldinger, Hanco, y Maza encontraron que en este rango la profundidad de socavación aumenta casi en forma lineal con la velocidad media v.

c) Si $v/v_c > 1.0$ se presenta socavación con movimiento de sedimentos. Para estas condiciones la socavación varía con la velocidad, hasta que ya no progresa aunque ésta aumente, debido quizá al equilibrio entre la expulsión de material de la hoya de socavación y el aporte de sedimentos a la misma; sin embargo, se presentan fluctuaciones de la socavación a

través del tiempo como se indica en 2.1.c), debido a la influencia de las dunas.

3.3.2. Influencia del diámetro del material, D.

Los estudios de Nicollet (ref.9) muestran que el diámetro del material del fondo sí influye en la profundidad de socavación: probó arenas de 0.94, 1.93 y 3 mm y obtuvo que la socavación máxima ocurrió para D = 2 mm.

Laursen y Toch no observaron ninguna influencia para D entre 0.5 y 5mm.

Bonasoundas observó aumentos en la profundidad de socavación al aumentar los diámetros de los granos de 0.6 a 3.3 mm.

Maza observó que la profundidad de socavación en arenas de 0.17 y 0.56 mm resultó mayor que aquélla en arenas de 1.3 mm. Sin embargo, para $F_r^2 > 0.1$ ya no notó la influencia del diámetro.

Ettema encontró que d_s aumenta algo con D hasta un valor de éste del orden de 4 mm, como puede verse en la siguiente tabla (en sus ensayes, v/v_c fue aproximadamente igual a 1.0):

D_{50}(mm)	0.55	0.70	0.85	1.9	4.1	6.0
d_s/b	1.45	1.75	2.00	2.05	2.2	2.1

Puede concluirse que la influencia del diámetro del sedimento para material uniforme es poco importante en el - rango de las arenas (ref. 6, pag. 88).

3.3.3. Influencia de d_o/b.

Muchos autores afirman que la influencia del tirante puede despreciarse para $d_o/b > 1$ ó 2. Shen (ref.1) concluye que para $d_o/b > 3$ la influencia de este parámetro puede despreciarse. El mismo investigador da una relación empírica entre la profundidad de socavación y d_o/b:

$$d_s/b = 1.5 \tanh (d_o/b) \qquad \ldots\ldots (33)$$

3.3.4. Influencia de la forma de la pila.

Laursen y Toch observaron que la relación entre la - profundidad de socavación para una cierta forma de pila y la de una forma rectangular varía con la forma de la pila de acuerdo con la tabla 1.

Larras también encontró relaciones como la anterior, como puede verse en 3.1.7.

En la tabla 2 pueden verse las relaciones obtenidas por diferentes investigadores.

Puede concluirse que las pilas circulares, las de nariz redondeada, y las rectangulares achaflanadas producen prácticamente la misma socavación para condiciones iguales de flujo; tomando estas pilas como referencia, pueden tenerse reducciones hasta del orden del 30 % de la profundidad de socavación con pilas lenticulares, triangulares, o elípticas. Por otro lado, pueden tenerse aumentos hasta de un 40 % con pilas rectangulares.

3.3.5. Influencia del ángulo de ataque de la corriente.

La influencia del ángulo de ataque fue analizada por varios investigadores, habiendo coincidido en que provoca un aumento importante en la profundidad de socavación. Asimismo, ha habido una aceptación general de los coeficientes que proponen Laursen y Toch en función del ángulo de ataque y de la relación largo/ancho de la pila (fig. 4).

Maza (ref.6) encontró que para pilas esviajadas respecto a la dirección de la corriente, la socavación era mayor en la esquina de aguas abajo expuesta al flujo que en el frente de la nariz de la misma cuando ésta se alineaba con la corriente.

Para pilas circulares múltiples con un espaciamiento libre de más de 3b (Dietz, 1973) no se considera la in -

fluencia del ángulo de ataque.

3.3.6. Influencia de la graduación del material del fondo.

Nicollet encontró que este factor es importante en el fenómeno de la socavación, como se menciona en 3.1.15. Probó también 3 tipos de arenas con diámetros medios de - 0.94, 1.93 y 2.97 mm y los mezcló en partes iguales obte - niendo una curva granulométrica entre 0.8 y 3.2 mm. De sus resultados se observa que la socavación máxima para la mezcla es del orden del 25 % menor que aquella obtenida para cada una de las componentes tomadas en forma aislada.

3.3.7. Influencia de la densidad del material del fondo.

Aunque Nicollet encontró (ref.9) que no había una diferencia importante entre los resultados obtenidos con - arenas y con baquelita cuyo γ_s = 1,320 kg/m^3, considera que no se puede generalizar la constatación anterior dado el número limitado de sus ensayes.

3.3.8. Influencia de la duración del gasto de diseño.

La máxima profundidad de socavación ocurrirá en el

prototipo cuando las características de diseño del flujo duren lo suficiente para producirla. Se supondrá por tanto que se cumplirá esa condición, ya que por otro lado, para avenidas muy cortas la socavación máxima ocurrirá durante el receso de la avenida, después que el fondo del cauce haya sido bajado a su mínimo nivel; al disminuir el gasto líquido, también lo hará el gasto sólido, por lo que se presentarán condiciones de socavación en aguas claras.

C A P I T U L O 4

COMENTARIOS ACERCA DE LOS DIVERSOS METODOS EXPUESTOS

4.1. Inglis Poona. La ecuación que constituye este método es:

$$\frac{d_o + d_s}{b} = 2.32\left(\frac{q^{2/3}}{b}\right)^{0.78} \qquad (5)$$

Esta ecuación se obtuvo para valores de $\frac{q^{2/3}}{b}$ entre 3 y 15, y la relación máxima obtenida en los ensayes entre d_s y b fue de 1.3. La fórmula dada pertenece al grupo de los métodos desarrollados en base a la teoría de "régimen", teoría que fue desarrollada empíricamente con base en mediciones realizadas en la India, para representar las condiciones bajo las cuales los canales son estables para características dadas del flujo y de arrastre de sedimentos. Se demuestra en esta teoría que el tirante de régimen es proporcional a $q^{2/3}$.

Transformando la ecuación (5), se obtiene la siguiente:

$$\frac{d_o + d_s}{b^{0.22}} = 2.32\ q^{0.52} \qquad (34)$$

Este método presenta la desventaja de que, para velocidades altas, la relación $\frac{d_s}{b}$ obtenida puede ser muy grande

en comparación con la que arrojan muchos de los métodos ya - descritos, y con mediciones de campo que se reportan adelante. En efecto, como se verá adelante, para un ángulo nulo de ataque de la coriente, la relación máxima entre d_s y b es menor que 3.0. Este método puede arrojar resultados de la relación mencionada, del orden de 6.0 ó más, amén de que no - considera que hay un límite de la velocidad más allá del -- cual la profundidad de socavación ya no progresa (ref. 6). Por ejemplo, si se suponen los siguientes parámetros:

$$v = 4.0 \text{ m/s}, \quad d_o = 4.0 \text{ m}, \quad b = 1 \text{ m},$$

entonces $q = 16 \text{ m}^2/\text{s}$, y aplicando la ecuación (34):

$$d_o + d_s = 2.32\ (16)^{0.52}\ (1)^{0.22} = 9.81 \text{ m}$$

$$d_s = 5.81, \text{ por lo que } \frac{d_s}{b} = 5.81$$

Además, si se obtiene una relación $d_s/b > 1.3$, no debe - utilizarse este método ya que la relación máxima entre d_s y b obtenida por Inglis fue de 1.3

4.2. Laursen. Los métodos que llamamos Laursen I y Laursen II toman en cuenta el tirante de llegada y el ancho de la pila, sin considerar la velocidad de llegada. De acuerdo con los ensayes que se reportan en la ref. (6), se encontró que estos métodos dan buenos resultados sólo para condiciones extremas de velocidad, y obviamente conducirán a socavaciones muy grandes en el caso de ríos en planicies en que las velocidades no son muy fuertes. El método Laursen III ya toma en cuenta la velocidad del flujo de llegada, y fue desarro -

llado bajo condiciones de aguas claras.

4.3. Chitale. Este método presenta el inconveniente de que no toma en cuenta el ancho de la pila, el cual, como se ha venido discutiendo, es muy importante ya que influye directamente en la profundidad de socavación local.

4.4. Bata. La ecuación dada por Bata, ecuación (11), tampoco toma en cuenta el ancho de la pila, por lo que se le puede hacer la misma observación que a la ecuación de Chitale.

4.5. Blench. Este método pertenece al grupo de los que se basan en las fórmulas de régimen:

$$\frac{d_o + d_s}{d_r} = 1.8\left(\frac{b}{d_r}\right)^{1/4} \qquad (12)$$

Manipulando algebraicamente la ecuación (12) se llega a:

$$\frac{d_o + d_s}{b^{0.25}} = 2.05\ \frac{q^{0.5}}{D^{0.125}} \qquad (35)$$

Si se supone D = 0.37 mm, se llega a que

$\frac{d_o + d_s}{b^{0.25}} = 2.32\ q^{0.5}$, que es una ecuación prácticamente igual a la ecuación (34) propuesta por Inglis, por lo que al método de Blench se le pueden hacer las mismas obser

vaciones que al de Inglis para valores pequeños de D.

4.6. Larras. De acuerdo con la ecuación (13), para pilas con anchos mayores que 1.0 m, como se encuentran muchas veces en la práctica, y un ángulo nulo de ataque, la relación d^*_{se}/b varía de 1.0 a valores menores que la unidad, siendo que en los diversos ensayes y mediciones de campo realizados por diversos investigadores, dicha relación puede ser mucho mayor que la unidad (ver 4.11).

4.7. Breusers. Propone la ecuación

$$d^*_{se} = 1.4\ b \qquad (14)$$

por lo que a este método se le puede hacer la misma observación que al de Larras, tanto para velocidades altas como para velocidades bajas. Sin embargo, presenta la ventaja de que permite estimar el orden de la magnitud de la profundidad de socavación en forma muy simple y rápida.

4.8. Arunachalam. Este método pertenece al grupo de las fórmulas de régimen, y parece dar buenos resultados para velocidades mayores o algo menores que la que inicia el arrastre de sedimentos; sin embargo, sobreestima la socavación para velocidades por debajo de $0.5\ v_c$. En efecto, si $n = 0.030$, $\gamma_s = 2650\ kg/m^3$, $d_o = 4$ m y $D = 1$ mm, entonces $v_c = 0.45$ m/s. Así, si hacemos $v = 0.15$ m/s y $b = 1.5$ m, se obtiene que $d_s = 0.92$ m. Con estos mismos datos, el método de Maza, por ejemplo, arroja un valor nulo de la profundidad de socavación.

4.9. Hincu. Este investigador propone la siguiente relación:

$$\frac{d_{se}}{b} = 3.3\left(\frac{D}{b}\right)^{0.2}\left(\frac{d_o}{b}\right)^{0.13} \qquad (19)$$

Para el rango de las arenas, este método proporciona resultados muy escasos de la profundidad de socavación, ya que da valores máximos del orden de 1.5 para la relación d_{se}/b. Así, este método resulta objetable por las razones que se mencionaron al comentar los métodos de Larras y Breusers .Además, al no tomar en cuenta la velocidad media de la corriente,arroja resultados sobrados de la profundidad de socavación para velocidades bajas.

4.10. Carstens. De acuerdo con la ecuación (20), $\frac{d_{se}}{b}$ depende de un parámetro adimensional $N_s = \frac{v}{\sqrt{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1\right) g D}}$. Este método no puede aplicarse para valores de N_s^2 comprendidos entre 1.64 y 5.02 ya que se obtendría una profundidad de socavación negativa. Para valores de $N_s^2 = 5.02$ la ecuación (20) arroja una profundidad de socavación infinita. Si se tienen valores de N_s^2 menores que 1.64 los resultados que se obtienen son contradictorios ya que, por ejemplo, si $N_s^2 = 1.54$ ($\gamma_s = 2650$ kg/m^3, $v = 1$ m/s, $D = 1$ cm), se obtiene que $d_{se} = 0.02\ b$, mientras que si $N_s^2 = 1$ ($\gamma_s = 2650$ kg/m^3, $v = 0.4$ m/s, $D = 1$ cm), $d_{se} = 0.12\ b$, o sea, se obtendría una profundidad de socavación mayor para velocidades menores, conservando los demás parámetros constantes. Así, aunque Carstens no advierte acerca de esto (ref. 7), parece --

ser que el método sólo es aplicable para los casos en que -- $N_s^2 > 5.02$. Aún en este caso, los resultados son contradicto -- rios ya que para valores de N_s^2 mucho mayores que 5.02 (v = 4 m/s, D = 1 mm, y $N_s^2 = 990$), se obtiene $\frac{d_{se}}{b} = 0.55$, mientras que si se disminuye N_s^2 disminuyendo la velocidad o aumentando el diá metro del material, se obtienen valores mayores para $\frac{d_{se}}{b}$.

4.11. Maza y Sánchez. Estos investigadores realizaron sus ensayes para condiciones de aguas claras y con arrastre de se dimentos. Su método toma en cuenta el tirante de aguas arri- ba, el ancho de la pila y la velocidad media del flujo de lle gada. De acuerdo con las fig. 5, 6 y 7 , para una pila rectan gular sin esviajamiento se obtienen relaciones d_s/b hasta de 2.7, mientras que en una circular o de naríz redondeada se - obtienen valores de d_s/b hasta de 2.5. En las figuras men - cionadas se observa que para un tirante y una velocidad da - dos, la profundidad de socavación ya no aumenta aunque sí lo haga la velocidad. Además, para valores de la velocidad meno res que 0.4 v_c , el método conduce a profundidades práctica - mente nulas de la hoya de socavación, lo cual concuerda con lo observado por diferentes investigadores (Shen, Nicollet, Hincu, Chabert y Engeldinger).

Por otra parte, se observa que al mantener constante - la velocidad y el ancho de la pila,

a) para velocidades altas (del orden de 4 m/s), al aumentar

la relación d_o/b de 2 a 4.5, el cociente d_s/b varía entre 1.7 y 2.25, es decir, hay un aumento del orden del 33% en la profundidad de socavación, lo cual coincide con lo observado por diversos investigadores respecto a que el tirante influye poco para relaciones mayores que 2 a 3 entre d_o y b.

b) para velocidades bajas (1 m/s o menos), al aumentar la relación d_o/b los valores de d_s/b se mantienen constantes prácticamente.

Así, en base a los comentarios anteriores, este método parece ser más general que los discutidos anteriormente.

4.12. Shen y otros. Proponen la ecuación (21) para ser utilizada bajo condiciones de socavación en aguas claras, la cual fue obtenida trazando una envolvente de los resultados obtenidos por muchos investigadores.

La ecuación citada expresa que la profundidad de socavación es función del número de Reynolds de la pila. Aunque dicho número puede obtenerse multiplicando entre sí los parámetros $\frac{vD}{\nu}$ y $\frac{b}{D}$ obtenidos en el análisis dimensional presentado en el capítulo 2, es posible, de acuerdo con Neill (ref. 14), que la correlación obtenida por Shen sea espuria y que la relación esencial sea entre d_s y b. Suponiendo que la relación no fuera espuria, el hecho de que esta ecuación sea envolvente de los datos indica que en la mayoría de los casos el método sobreestimará la profundidad de socavación.

Para calcular la profundidad de socavación bajo condiciones de arrastre de sedimentos proponen las siguientes fórmulas:

Shen II-1: $\frac{d_{se}}{b} = 11\ F_r^2$ (22)

Shen II-2: $\frac{d_{se}}{b} = 3.4\ F_r^{0.67}$ (23)

Shen II-3: $\frac{d_{se}^*}{d_o} = 2\left[F_r^2\left(\frac{b}{d_o}\right)^3\right]^{0.215}$ (24)

Como puede observarse, la ecuación (22) es similar a la ecuación (28) de Yaroslavtziev, y posiblemente sobreestime la profundidad de socavación para velocidades altas, ya que d_s se presenta como función directa de la velocidad elevado al cuadrado, siendo que es sabido que la socavación no progresa cuando la velocidad sobrepasa un cierto valor.

La ecuación (23) es similar a la ecuación (21), ya que la primera expresa que

$$d_{se} = 1.58\ v^{0.67}\ b^{0.665}$$

mientras que la ecuación (21) es equivalente a que

$$d_s = 1.17\ v^{0.62}\ b^{0.62}$$

Así, el método Shen II-2 dará resultados mayores que el Shen I.

La ecuación (24), que llamamos método Shen II-3 puede transformarse a la relación:

$$\frac{d_{se}^{\bullet}}{b} = 2\, F_r^{0.43} \left(\frac{d_o}{b}\right)^{0.355}$$

que es similar a la ecuación (6) de Laursen y Toch.

Posteriormente Shen propuso la ecuación (32), la cual fue desarrollada en base a sus trabajos y a los de diversos investigadores. De acuerdo con esta ecuación, la relación d_o/b deja de influir para un valor $d_o/b \geqslant 2$. Este método - considera que la profundidad de socavación va en aumento -- conforme la velocidad crece, hasta que ésta es igual a la que inicia el movimiento del material del fondo ($v = v_c$). Esto es refutable cuando se tienen valores bajos de la velocidad que inicia el arrastre de fondo ya que para velocidades iguales o algo mayores que la de arrastre, se tendrán - valores sobreestimados de la socavación. Por ejemplo, para $D = 1$ mm, $n = 0.035$ y $\alpha = 0^{\circ}$, se obtiene que $v_c = 0.28$ m/s. Si se aplica la ecuación (32) para $v = 0.30$ m/s, $b = 1.5$ m, $d_o = 4.5$ m, se obtiene que $d_s/b = 2$, mientras que por el método de Maza se obtiene una profundidad muy pequeña de la socavación. Haciendo variar únicamente la velocidad, si $v = 1$ m/s, la ecuación (32) ya no varía en sus resultados, mientras que el método de Maza arroja un valor de $d_s/b = 0.4$, y así sucesivamente hasta que para $v = 4$m/s, el método de Maza coincide con el resultado $d_s/b = 2$.

4.13. Coleman. De acuerdo con lo expuesto acerca de este - método en el párrafo 3.1.14, la ecuación (25) es:

$$\frac{v}{\sqrt{2gd_s}} = 0.6 \left(\frac{v}{\sqrt{gb}}\right)^{9/10} \qquad (25)$$

si el exponente fuera igual a 1.0, se tendría que

$$d_s = 1.4b.$$

Por consiguiente, a este método pueden hacerse las mismas observaciones que al de Larras y Breusers.

4.14. Field. Propone las gráficas dadas en la fig. 9, en función de $F_r\sqrt{M}$, $\left[\frac{d_o + d_{se}}{d_o}\right]^M$, y $\left(\frac{a}{d_o}\right)^M$, donde $M = \frac{B'}{B}$; B' es el ancho de la abertura del puente, medido a una profundidad igual a 0.5 d_o; B es el ancho de la superficie del agua en el flujo de llegada; a es el ancho de la pila. Además, propone utilizar los coeficientes de corrección por forma de la pila y por ángulo de ataque propuestos por Laursen.

La inclusión del factor M no parece lógica ya que dicho factor debe influir en la socavación transversal, y quizá su influencia en la socavación local sea despreciable

4.15. Bonasoundas. Este investigador propone utilizar las curvas dadas en la fig. 10 (ref.7) para obtener la profundidad de la socavación local en pilas circulares, tomando en cuenta los parámetros d_{st}/d_o, b/d_o, $\frac{v_c}{v}$, y d_{se}/d_{st}, donde d_{st} es la socavación después de 2 horas de estar expuesta la

pila al flujo de diseño, y d_{se} es la profundidad de socavación de equilibrio. En sus ensayes obtuvo que $d_{se}/d_{st} = 1$ para $\frac{v_c}{v} \leq 1$; para el rango comprendido entre $1 < v_c/v < 1.3$ obtuvo una variación lineal de d_{se}/d_{st} entre 1 y 2. Para valores mayores de v_c/v, la relación d_{se}/d_{st} se mantuvo constante e igual a 2.

Este método tiene la desventaja de que para cualquier relación v_c/v menor que 0.5, la profundidad de socavación calculada será constante, salvo el caso en que $f_t = d_{se}/d_{st}$ sea mayor que 1.0. Aún así, este factor considera el tiempo de exposición de la pila al flujo, y no la velocidad de éste.

4.16 Yaroslavtziev. Propone la ecuación (28), en la cual se toma en cuenta la forma y ancho de la pila, el ángulo de esviajamiento, la velocidad media y el tirante del flujo de llegada, y el diámetro D_{85} del material del fondo. Este método sobreestima la profundidad de socavación cuando las velocidades son altas, ya que d_s se presenta como una función directa de la velocidad elevada al cuadrado, siendo que ya es un hecho conocido que la profundidad de socavación no aumenta más cuando la velocidad rebasa un cierto límite.

4.17. Ministerio de Ferrocarriles de la India. Las expresiones propuestas (ecuación 29 y 30) no consideran el ancho de la pila, por lo que este método presenta las mismas des -

ventajas que los métodos de Chitale y Bata.

4.18. Neill. Propone la ecuación (31) para fines de diseño, misma que carece de generalidad por expresar la profundidad de socavación sólo en función del ancho de la pila. Así, puede arrojar resultados muy grandes para velocidades bajas, y resultados escasos para altas velocidades. Sin embargo, es muy útil para efectuar cálculos preliminares debido a su sencillez y facilidad de aplicación.

En base a los comentarios realizados en este capítulo, se puede concluir que aparentemente, el único método de aplicación general es el de Maza, y que hasta que no se tenga un número suficiente de datos de prototipo, no será posible evaluar en forma adecuada los diferentes métodos expuestos en este trabajo. Sin embargo, en base a algunos datos de prototipo reportados por Melville (ref. 7), en el capítulo 5 se hace una evaluación de los métodos y se presentan algunas sugerencias en cuanto a su aplicación. También se presentan los resultados de los ensayes realizados en el laboratorio de modelos hidráulicos de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, los cuales se comparan con los valores arrojados por los métodos que dieron los resultados más aproximados a los datos de campo de Melville.

C A P I T U L O 5

COMPARACION DE LOS METODOS

Los métodos presentados antes pueden dividirse en 3 grupos, desde el punto de vista de las condiciones de - arrastre de sedimentos para las cuales se realizaron los estudios que condujeron a ellos:

Grupo A.- Aquellos que se desarrollaron para un a rrastre nulo de sedimentos (aguas claras)

Grupo B.- Los correspondientes a movimiento conti - nuo de sedimentos.

Grupo C.- Aquellos para los cuales no se especifica si hubo arrastre o no.

El método de Bonasoundas, el de Maza, el de Shen (III) y el de Hincu valen tanto para el grupo A como para el B.

Las ecuaciones de Larras y Breusers estiman $d_{se}^{\bullet}$, es - decir, la profundidad de equilibrio de la socavación para una velocidad igual a la del movimiento incipiente del mate rial del fondo, por lo que pueden clasificarse dentro del grupo B.

De acuerdo con lo anterior, puede hacerse la siguiente tabla:

Tabla 4

Métodos aplicables a		
Grupo A Socavación en aguas claras	Grupo B Socavación con transporte de sedimentos	Grupo C No se especifica
Chitale Inglis Poona Laursen III Shen I Bonasoundas Hincu Maza Shen III	Blench Bonasoundas Breusers Carstens Coleman Field Hincu Larras Laursen I Laursen II Maza Ministerio F.C.- India I y II Shen III	Arunachalam Bata Inglis Lacey Shen II-1 Shen II-2 Shen II-3 Neill Yaroslavtziev

Siguiendo a Melville, en este capítulo se aplican los métodos vistos a los puentes de Nueva Zelandia cuyas características geométricas, hidráulicas y de socavación él reporta. En este trabajo se agregan los métodos Shen III, Neill, Hincu, y Ministerio de F.C. India I y II.

Muchas de las ecuaciones propuestas valen para pilas alineadas con el flujo, por lo que cuando se tiene un ángulo de ataque diferente de cero se utiliza el criterio de Laursen y Toch. Además, los métodos de Breusers, Carstens

y Coleman valen para pilas circulares, por lo que se corri-gen con los coeficientes de forma de la tabla 2.

a.- Puente Tuakau - río Waikato.

Este puente es de concreto reforzado, de 5 claros, de 34 m c/u y está ubicado a 25 km de la desembocadura al mar del río mencionado. Los datos hidráulicos son los siguien-tes:

Q = 410 m^3/s
A = 470 m^2
v = 0.87 m/s = velocidad media de llegada.
d_o = 3.0 m
q = 2.61 m^2/s
S = 0.00016
F_r = 0.16 = número de Froude del flujo de llegada.
n = 0.030 = coeficiente de rugosidad de Manning.

Las características del material del fondo son:

D_{15}= 0.38 mm = tamaño de partículas.
D_{50}= 0.78 mm
D_{85}= 2.09 mm

$$D_{medio} = \frac{D_{15} + D_{50} + D_{85}}{3} = 1.08 \text{ mm}$$

γ_s = 2,250 kg/m^3

La profundidad máxima de socavación local en las pilas fue de 2.75 m; éstas son de nariz rectangular achaflanada, y tienen un ancho de 2.44 m por una longitud de 8.85 m; están construidas con un esviajamiento de 10° respecto a la dirección del flujo.

Suponiendo que el fondo se mantiene plano, podemos estimar la velocidad media crítica para el movimiento incipiente de las partículas del fondo, utilizando el criterio de Shields y la ecuación de Manning:

$$\frac{\tau_c}{(\gamma_s - \gamma_w) D} = 0.06$$

$v_c^* = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}}$ = velocidad crítica de fricción;

además $v^* = \sqrt{gRS} \Longrightarrow S^{1/2} = \frac{v^*}{g^{1/2} R^{1/2}}$

y como $v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$

$$\therefore \quad v_c = \frac{1}{n g^{1/2}} R^{1/6} \left[\frac{0.06(\gamma_s - \gamma_w) D}{\rho}\right]^{1/2}$$

$$v_c = 0.36 \text{ m/s}$$

Puesto que la velocidad media del flujo fue de 0.87 m/s, es de suponerse que existió arrastre de material del fondo,

por lo que la socavación ocurrió bajo condiciones de arrastre continuo de sedimentos. Sin embargo, aplicando todos los métodos vistos con fines de comparación, se tienen los resultados siguientes:

Tabla 5

Puente Tuakau			
Grupo	Método	d_s(m)	Observaciones
A	Chitale	1.22	
	Inglis-Poona	1.68	
	Laursen III	7.79	
	Shen I	2.25	*K_α =1.3
B	Blench	1.19	
	Bonasoundas	4.65	K_α =1.3
	Breusers	4.42	K_α =1.3
	Carstens	1.75	K_α =1.3
	Coleman	2.87	K_α =1.3
	Field	2.33	M =1.0
	Hincu	2.35	
	Larras	3.69	**(Ks) (K_α) = 1.8
	Laursen I	5.06	
	Laursen II	3.82	r =11.5
	Maza	0.94	
	F.C.India I	0.29	
	F.C.India II	2.24	
	Shen III	7.23	
C	Arunachalam	2.28	
	Bata	0.73	
	Inglis Lacey	3.07	
	Neill	6.24	
	Shen II-1	1.40	K_α =1.3
	Shen II-2	4.30	K_α =1.3
	Shen II-3	3.11	K_α =1.3
	Yaroslavtziev	1.11	
Prof. medida de socavación		2.75	

*K_α es el coeficiente de corrección por ángulo de ataque dado por Laursen y Toch (Fig. 4)

**K_s es el factor de forma de la pila.

Si consideramos como resultados aceptables aquellos que sean un 40 % mayores o un 15 % menores que la profundidad de socavación obtenida en el campo, tendremos que el rango aceptable será: 2.34 a 3.85 m.

Observando la tabla 5, vemos que los métodos que arrojan resultados aceptables son:

Del grupo B, los métodos de Coleman, Field, Hincu, Larras, Laursen II.

Del grupo C, el método de Inglis - Lacey y el Shen II-3.

b.- Puente Waitangi, río Tutaekuri.

Este puente estrechó considerablemente el cauce, por lo que la socavación medida representó la suma de la socavación general y la socavación local. Melville hizo ciertas consideraciones y llegó a los siguientes parámetros hidráulicos responsables de la socavacion local únicamente:

$Q = 2550\ m^3/s$
$A = 636\ m^2$
$v = 4\ m/s$
$d_o = 3.29\ m$
$q = 13.2\ m^2/s$
$S = 0.00305$
$F_r = 0.71$
$n = 0.0375$
D_{50} del material del fondo = 0.94 mm.
$\gamma_s = 2650\ kg/m^3$

Las pilas fueron de nariz rectangular, de 0.915 m de ancho por 7.02 m de longitud. La profundidad máxima de socavación local que se midió en ellas fue de 3.82 m, y el ángulo de ataque de la corriente fue de 10°.

Aplicando de nuevo el criterio de Shields y la ecuación de Manning, se llega a que:

$$v_c = 0.33 \text{ m/s}$$

Así, las condiciones son las correspondientes a un fondo en movimiento. Al aplicar los diferentes métodos se tiene:

Tabla 6

Puente Waitangi			
Grupo	Método	d_s(m)	Observaciones
A	Chitale	4.80	
	Inglis-Poona	5.40	
	Laursen III	4.62	
	Shen I	6.13	$K_\alpha = 1.8$
B	Blench	4.09	
	Bonasoundas	2.97	
	Breusers	3.01	$K_\alpha = 1.8$, $K_s = 1.3$
	Carstens	1.13	$K_\alpha = 1.8$, $K_s = 1.3$
	Coleman	2.95	$K_\alpha = 1.8$, $K_s = 1.3$
	Field	8.64	
	Hincu	1.60	
	Larras	1.92	$(K_s)(K_\alpha) = 2.1$
	Laursen I	3.61	
	Laursen II	3.45	
	Maza	3.85	
	F.C.India I	2.71	
	F.C.India II	6.29	
	Shen III	4.27	
C	Arunacnalam	3.39	
	Bata	16.50	
	Inglis Lacey	7.55	
	Neill	3.29	
	Shen II-1	23.00	$K_\alpha = 1.8$
	Shen II-2	6.37	$K_\alpha = 1.8$
	Shen II-3	3.22	$K_\alpha = 1.8$
	Yaroslavtziev	11.55	
Profundidad medida de soc. 3.81			

De acuerdo con el criterio de + 40 % ó - 15 %, el rango de aceptabilidad de los resultados es de 3.24 a 5.34 m, por lo que, de acuerdo con la tabla 6, los métodos que se ajustan a este caso son:

Grupo A: Chitale y Laursen III
Grupo B: Blench, Laursen I, Laursen II, Maza, y Shen III.
Grupo C: Arumachalam, Neill y Shen II-3

c.- Puente Wanganui, río Wanganui.

Los datos son los siguientes:

$Q = 341\ m^3/s$
$A = 79.8\ m^2$
$v = 4.27\ m/s$
$d_o = 3.8\ m$
$q = 16.2\ m^2/s$
$S = 0.0064$
$F_r = 0.74$

El material del fondo consiste en boleos con $D_{50} = 23$ cm y $\gamma_s = 2650\ kg/m^2$. En este caso, D/b = 0.14 y esta relación no es satisfecha por las utilizadas en el desarrollo de los diversos métodos vistos. Sin embargo, se supondrá que dichos métodos son aplicables para este caso. La forma de las pilas, aunque no la reporta Melville, parece ser rectangular de acuerdo con los resultados que presenta por los métodos de Maza, Coleman, Laursen I, y Arunachalam. Estas pilas tienen un ancho de 1.63 m y una longitud de 8.5 m, con un ángulo de

ataque de la corriente de 10°. La profundidad máxima de socavación reportada es de 4.88 m.

Aplicando el criterio de Shields y la ecuación de Manning (no da el valor de n), Melville obtiene que v_c = 5.9 m/s, valor que coincide con el obtenido aplicando el criterio propuesto por Neill (ref. 15), por lo que las condiciones corresponden a socavación en aguas claras (sin arrastre de fondo). En la tabla 7 se muestran los resultados obtenidos:

Tabla 7

Puente Wanganui			
Grupo	Método	d_s(m)	Observaciones
A	Chitale	5.55	
	Inglis-Poona	7.20	
	Laursen III	3.05	r = 11.5
	Shen I	5.20	K_α = 1.5
B	Blench	1.07	
	Bonasoundas	4.68	
	Breusers	4.46	K_α = 1.5
	Carstens	-	$\frac{y}{d_s} < 5.02$
	Coleman	4.40	K_α = 1.5, K_s = 1.3
	Field	9.12	M = 0.9
	Hincu	5.97	K_α = 1.5
	Larras	2.42	$(K_s)(K_\alpha)$ = 1.6
	Laursen I	4.78	
	Laursen II	4.29	r = 11.5
	Maza	4.85	
	F.C.India I	1.13	
	F.C.India II	2.67	
	Shen III	2.80	
C	Arunachalam	3.20	
	Bata	14.00	
	Inglis Lacey	-	Resulta una d_s negativa
	Neill	4.89	
	Shen II-1	30.70	K_α = 1.5
	Shen II-2	8.70	K_α = 1.5
	Shen II-3	5.66	K_α = 1.5
	Yaroslavtziev	14.47	
Profundidad medida de soc.		4.88	

El rango de resultados aceptables está comprendido entre 4.15 y 6.83 m, por lo que los métodos más apropiados para este caso son:

Grupo A, métodos de Chitale y Shen I.
Grupo B, métodos de Bonasoundas, Breusers, Coleman, Hincu, Laursen I, Laursen II, y Maza.
Grupo C, métodos de Neill y Shen II-3

d.- Puente Matawhero, río Waipaoa.

En resumen, los datos son los siguientes:

$Q = 1700\ m^3/s$
$A = 667\ m^2$
$v = 2.55\ m/s$
$d_o = 3.03\ m$
$q = 7.73\ m^2/s$
$F_r = 0.47$

El material del fondo tiene un $D_{50} = 7.03$ mm y un $\gamma_s = 2650\ kg/m^3$ (supuesto).

Las ecuaciones de Shields y de Manning conducen a $v_c = 1.22$ m/s, por lo que la socavación ocurrió bajo condiciones de transporte de sedimentos.

En la fig. 15 se muestra una sección transversal de la base de las pilas, y puede suponerse que se trata de una pila de nariz redondeada ($K_s = 1$) de 1.5 x 7.0 m.

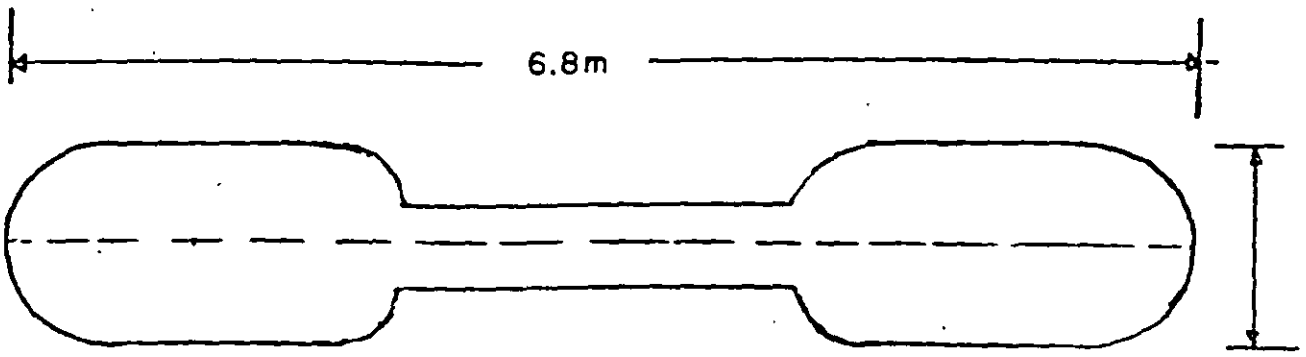


Fig. 15

El ángulo de ataque lo considera Melville de 20° y reporta una socavación local máxima de 4.0 m.

Los resultados arrojados por los diferentes métodos pueden verse en la tabla 8:

Tabla 8

Puente Matawhero			
Grupo	Método	d_s(m)	Observaciones
A	Chitale	4.24	
	Inglis-Poona	4.33	
	Laursen III	5.25	r = 11.5
	Shen I	4.41	K_α = 1.75
B	Blench	1.95	
	Bonasoundas	3.68	
	Breusers	3.68	K_α = 1.75
	Carstens	1.44	K_α = 1.75
	Coleman	3.37	K_α = 1.75
	Field	3.48	M = 0.88
	Hincu	3.18	K_α = 1.75
	Larras	3.55	K = 2.5
	Laursen I	4.85	
	Laursen II	3.94	
	Maza	4.66	
	F.C.India I	5.35	
	F.C.India II	1.89	
	Shen III	5.06	
C	Arunachalam	4.07	
	Bata	6.46	
	Inglis Lacey	3.73	
	Neill	3.94	
	Shen II-1	12.81	K_α = 1.75
	Shen II-2	6.84	K_α = 1.75
	Shen II-3	2.43	K_α = 1.75
	Yaroslavtziev	7.27	
Profundidad de socavación medida		4.00	

De acuerdo con el mismo criterio respecto a la aceptabilidad de los resultados, el rango correspondiente es de una profundidad de socavación local comprendida entre 3.40 y 5.60 m.

Así, los resultados aceptables son los siguientes:

Del grupo A, todos los métodos, o sea, Chitale, Inglis-Poona, Laursen III, y Shen I.

Del grupo B, los métodos de Bonasoundas, Breusers, Larras, Laursen I, Laursen II, Maza, F.C. India I y Shen III.

Del grupo C, los métodos de Arunachalam, Inglis-Lacey, y Neill.

En la tabla 9 se anotan los valores y métodos aceptables para los 4 puentes citados.

T a b l a 9

Profundidades de socavación obtenidas por los métodos que se anotan (m)					
Grupo	Método	Pte.Tuakau (con arrastre)	Pte.Waitangi (con arrastre)	Pte.Wanganui (aguas limpias)	Pte.Matawhero (con arrastr
A	Chitale		4.80	5.55	4.24
	Inglis-Poona				4.33
	Laursen III		4.62		5.25
	Shen I	(2.25)18%-	(6.13)61%+	5.20	4.41
B	Blench		4.09		
	Bonasoundas	(4.65)69%+	(2.97)22%-	4.68	3.68
	Breusers			4.46	3.68
	Coleman	2.87		4.40	
	Field	2.33			
	Hincu	2.35		5.97	
	Larras	3.69			3.55
	Laursen I	(5.06)84%+	3.61	4.78	4.85
	Laursen II	3.82	3.45	4.29	3.94
	Maza		3.85	4.85	4.66
	F.C.India I		(2.71)29%-		5.35
	F.C.India II	(2.24)18%-			
	Shen III		4.27		5.06
C	Arunachalam	(2.28)18%-	3.39		4.07
	Bata				(6.46)62% +
	Inglis-Lacey	3.07			3.73
	Neill		3.29	4.89	3.94
	Shen II-2	(4.30)56%+	(6.37)67%+	(8.70)78% +	(6.84)70% +
	Shen II-3	3.11	3.22	5.66	
	Yaroslavtziev				(7.27)82% +
Rango aceptable		2.34 a 3.85	3.24 a 5.34	4.15 a 6.83	3.40 a 5.60

Notas: i) Los valores encerrados en paréntesis son aquellos que se -

encuentran en el rango + 84% y - 30 %.

ii) Los números junto a los valores en paréntesis representan el porcentaje mayor o menor respecto al valor real.

En base a la tabla 9, los métodos que dan mejores resultados son:

Grupo A: Método de Chitale, y Shen I

Grupo B: Bonasoundas, Laursen I, Laursen II, y Maza.

Grupo C: Arunachalam, Shen II-2, Shen II-3, y Neill.

En cuanto al grupo A, al cual pertenecen los métodos mostrados en la tabla 4, así como los de Bonasoundas, Maza, Shen III y Hincu, se considera que los más adecuados para aplicarse a los problemas de socavación para aguas claras son los métodos de Chitale, Shen I, Bonasoundas y Maza, los cuales, además de haber sido desarrollados para condiciones de aguas limpias, arrojaron un resultado muy cercano al dato de campo en el caso del puente Wanganui. Dependiendo del criterio del proyectista, se elegirá un valor de diseño de la profundidad de socavación en base a los resultados obtenidos con dichos métodos, y considerando los comentarios hechos a los mismos en el Capítulo 4.

Respecto a los métodos del grupo B, se observa que el de

Bonasoundas da resultados que no se apartan mucho del rango considerado como aceptable en este trabajo. El método de Laursen I sólo en un caso da un resultado por encima del - rango aceptable. El método Laursen II es el que mejor se ajusta a los datos de campo de Melville, arrojando resultados dentro del rango aceptable para todos ellos. El método de Maza se ajusta al rango aceptable para 3 de los 4 casos, dando un valor de la profundidad de la socavación 3 veces - menor que el real en el otro caso.

De los métodos del grupo C, el de Arunachalam se ajusta a 3 de los 4 casos dados. El método Shen II-2 da resultados mayores que los reales en todos los casos, variando la relación entre el 56 y el 78%. El método Shen II-3 se ajustó a 3 casos. El método de Neill arrojó resultados aceptables para 3 casos, habiendo dado un resultado 2.3 veces mayor que el medido en el puente Tuakau.

De lo anterior puede concluirse lo siguiente:

i) Para la predicción de la socavación local en pilas bajo condiciones de aguas claras, parece ser que los métodos de Chitale, Shen II, Bonasoundas, y Maza son los más apropiados, según los datos de los puentes reportados por Melville. Se considera que el método Laursen II debe ser incluido en este grupo, ya que sus resultados se ajustaron a todos los casos reportados por Melville.

ii) Para los casos de socavación local bajo condiciones de arrastre del material del fondo, parece ser que el método más confiable es el método Laursen II. Sin embargo, se considera razonable aplicar los métodos de Bona soundas, Laursen I, Laursen II, Maza Arunachalam, Shen II-2, Shen II-3, y Neill, a fin de tomar una decisión acerca del resultado que se elegirá para el diseño considerando la discusión anterior, así como las características de la obra en proyecto tales como su magnitud, costo, etc. Sin embargo, dada la escasa información de campo disponible y por ende la poca confiabilidad de los métodos, se considera razonable que en la mayoría de los estudios se elija como valor de diseño el mayor que arrojen los métodos anteriores, siempre y cuando no esté muy por encima de los demás.

Por último, se desea mencionar que en el laboratorio de modelos hidráulicos de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas se realizaron algunos ensayes en pilas de nariz redondeada con anchos de 2.3 y 4.5 cm; la arena utilizada fue de 0.18 mm y se ensayó bajo condiciones de aguas claras.

A continuación se presenta una relación de los resultados obtenidos en dicho laboratorio (tabla 9-a), así como aquellos arrojados por los métodos que se consideraron más apropiados en las conclusiones de arriba. Para calificar los resultados de los métodos aplicados, se utilizó un cierto coeficiente C dado por:

$$C = \frac{\sqrt{\frac{(d_{si} - d_{so})^2}{n}}}{\sum_{i=1}^{n} d_{so}}$$, donde

d_{si} = profundidad de socavación teórica.

d_{so} = profundidad de socavación observada.

n = número de ensayes.

Como podrá observarse, dicho coeficiente es similar al coeficiente de variación utilizado en Estadística. Así, mientras más cercano sea a cero este coeficiente, menor es la variación de los resultados teóricos respecto a los resultados observados.

En el caso tratado, se obtuvieron para este coeficiente los siguientes valores:

Método	C
Laursen II	0.014
Maza	0.017
Arunachalam	0.086
Chitale	0.10
Shen II-3	0.13
Laursen I	0.17
Shen I	0.29
Shen II-2	1.01

Así, es claro que los métodos que mejor se ajustan a los

resultados observados son el Laursen II y el de Maza. En las figuras 15-a,b,c,d,e,f,g,h, se muestran en forma gráfica los resultados medidos y los estimados por dichos métodos.

No se pretende que este análisis sea concluyente respecto a los métodos que deban utilizarse para el diseño, pero se puede observar que los métodos Laursen II y de Maza son los que mejor se ajustan a los datos medidos en el laboratorio de la SAHOP. Mientras no se tengan suficientes datos de prototipo no se podrá obtener alguna conclusión respecto al método o métodos que demuestren mayor propiedad para ser aplicados en el diseño de la profundidad de desplante de pilas de puentes desde el punto de vista de socavación.

Pila de nariz redondeada, l = 16 cm, Pendiente = 0.001, D_{50} = 0.18 mm, $\nu = 1.1 \times 10^{-6}$ m^2/s, Ancho canal = 1.0 m

Datos del laboratorio						Valores obtenidos de d_s aplicando algunos métodos							
d_o (m)	v (m/s)	Q lps	Fr^2 v^2/gd_o	b (cm)	d_s (cm)	Maza d_s(cm)	Laur-sen I C=0.9 d_s(cm)	Laur-sen II C=0.9 d_s(cm)	Chitale d_s(cm)	Shen d_s(cm)	Shen II-2 d_s(cm)	Shen II-3 d_s(cm)	Aruna-chalam d_s(cm)
0.0116	0.14	1.58	0.170	4.5	1.60	2.43	4.05	2.30	1.53	4.73	8.46	3.83	2.43
0.012	0.125	1.47	0.130	"	1.55	2.43	4.10	2.30	1.40	4.41	7.74	3.60	2.52
0.0552	0.23	12.31	0.090	"	4.30	3.90	6.44	5.00	5.49	6.44	6.84	5.76	6.08
0.0252	0.18	4.66	0.130	"	3.20	2.43	5.09	3.38	2.97	5.54	7.74	4.73	4.01
0.0185	0.14	2.55	0.110	"	1.80	2.21	4.64	2.88	2.03	4.73	7.29	4.10	3.02
0.026	0.18	4.66	0.130	"	3.20	2.39	5.13	3.42	3.02	5.54	7.74	4.77	3.02
0.0558	0.30	16.51	0.160	"	5.00	5.67	6.48	5.04	7.11	7.61	8.28	6.57	6.84
0.058	0.25	14.20	0.110	"	4.10	4.50	6.53	5.09	6.30	6.73	7.29	6.12	6.44
0.059	0.29	16.51	0.145	"	5.00	4.95	6.57	5.13	7.25	7.38	8.01	6.53	6.84
0.039	0.222	8.49	0.128	"	3.85	3.33	5.81	4.19	4.50	6.30	7.70	5.49	5.18
0.026	0.22	5.61	0.194	"	3.70	3.74	5.13	3.42	3.47	6.26	8.64	5.18	4.32
0.045	0.23	10.20	0.120	"	4.70	4.28	6.08	4.50	5.09	6.44	7.52	5.72	5.67
0.021	0.165	3.41	0.132	"	3.50	3.33	4.82	3.06	2.43	5.22	7.79	4.41	3.47
0.016	0.163	2.55	0.170	"	1.80	1.80	4.50	2.66	2.07	5.18	8.46	4.23	3.02
0.065	0.328	20.92	0.170	"	5.60	5.54	6.80	5.40	8.42	8.01	8.46	7.02	7.56
0.063	0.310	19.02	0.150	"	5.50	5.85	6.71	5.31	7.83	7.74	8.10	6.75	7.29
0.022	0.22	4.66	0.220	"	3.20	3.69	4.91	3.11	3.02	6.26	9.23	5.00	4.01
0.072	0.35	24.70	0.174	"	5.70	5.85	6.98	5.67	9.41	8.33	8.51	7.29	8.06
0.035	0.20	6.96	0.170	"	3.90	4.19	5.63	3.92	4.50	5.90	8.46	5.63	4.77
0.036	0.197	6.96	0.110	"	4.45	3.60	5.67	4.05	3.92	5.85	7.29	5.18	4.77
0.0365	0.195	6.96	0.110	"	4.01	3.56	5.67	4.05	3.96	5.81	7.29	5.18	4.77
0.037	0.192	6.96	0.100	"	4.50	3.51	5.67	4.05	3.87	5.76	7.07	5.13	4.77
0.037	0.192	6.96	0.100	"	4.40	3.51	5.67	4.05	3.87	5.76	7.07	5.13	4.77
0.022	0.216	4.66	0.220	2.3	3.15	2.88	3.06	2.30	3.22	4.07	9.23	3.31	3.15

TABLA 9 - a

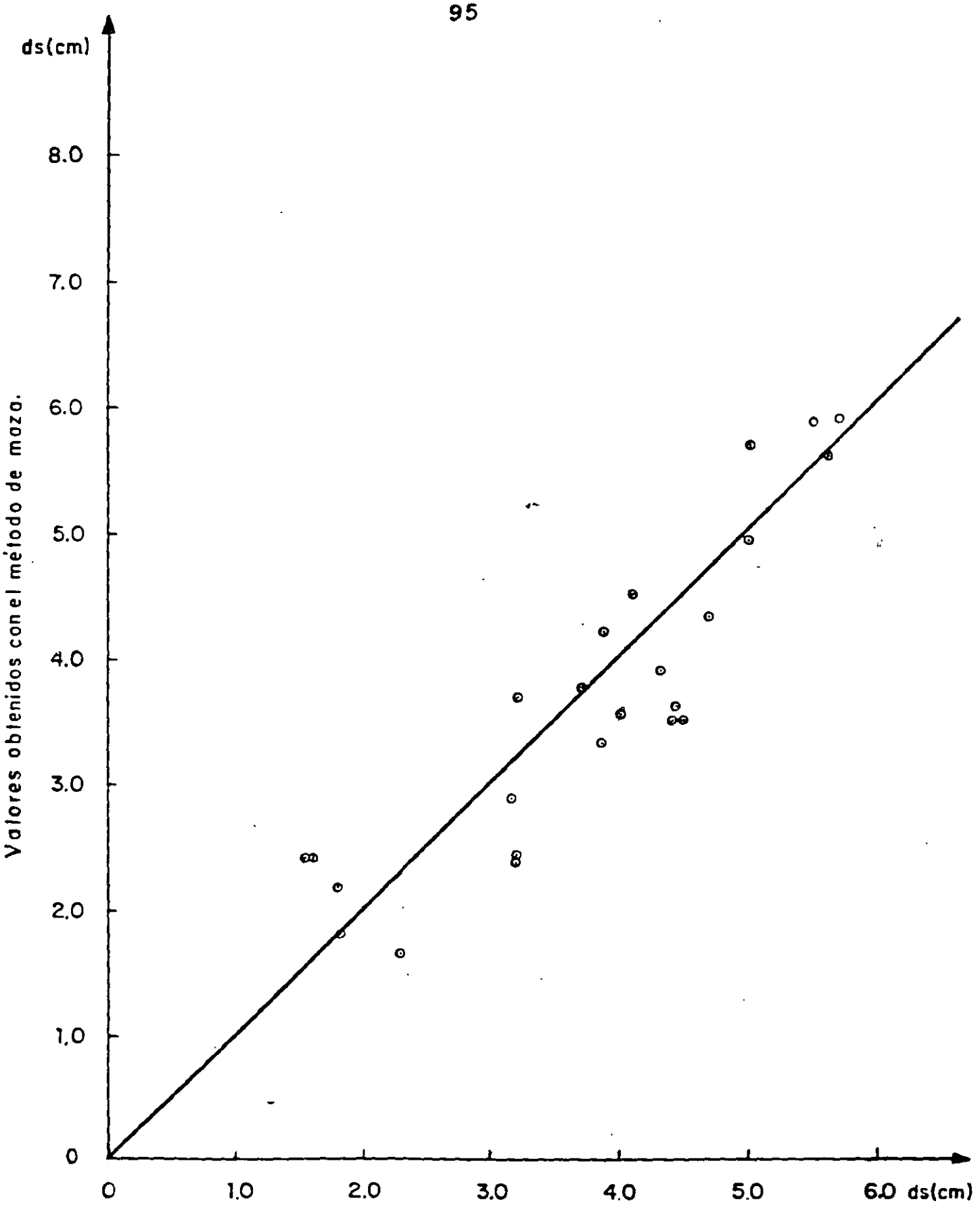

ds(cm)
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
Valores obtenidos con el método de maza.
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0 ds(cm)
Valores obtenidos en el laboratorio S A H O P

Fig 15 a

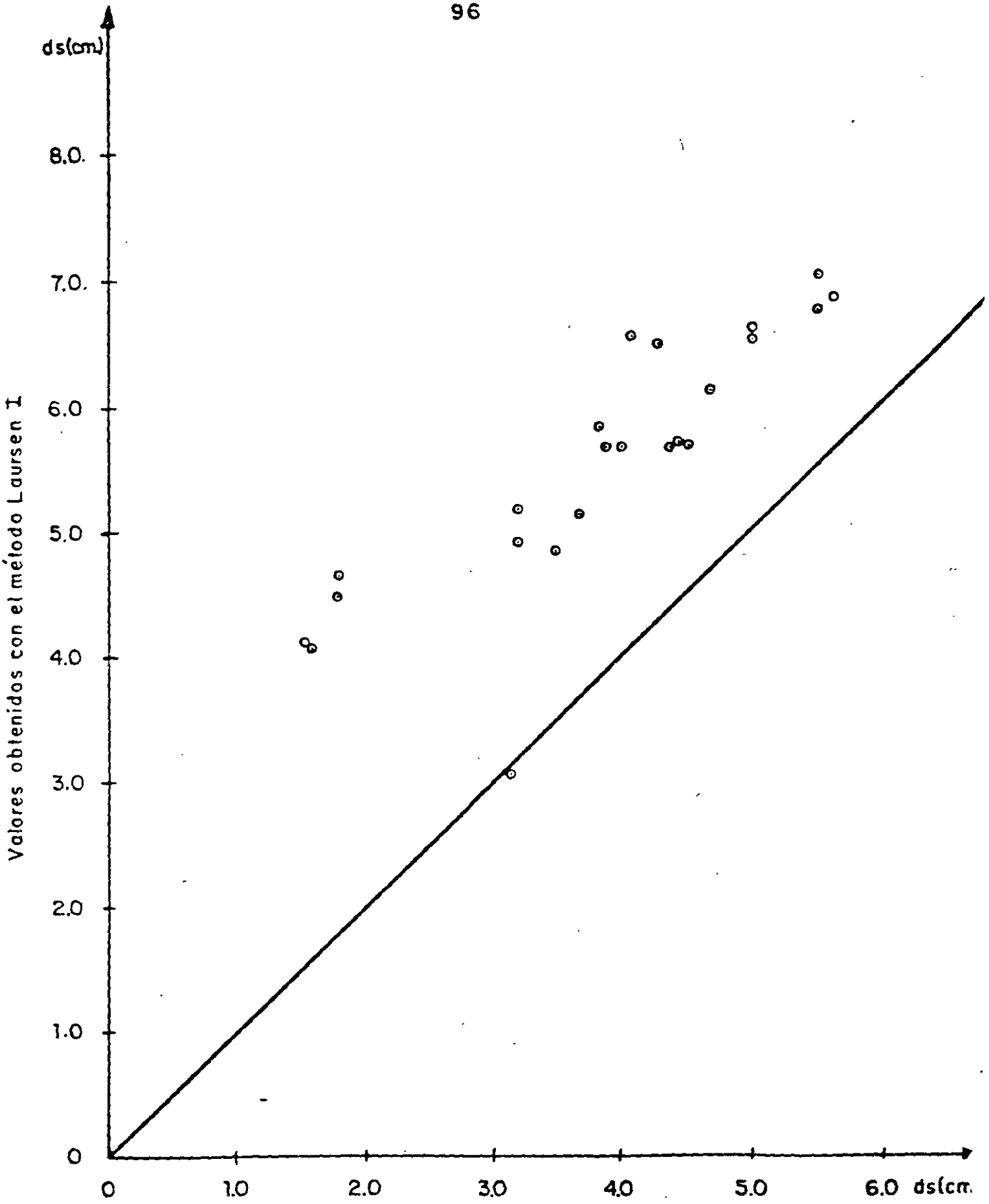

ds(cm)
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
Valores obtenidos con el método Laursen I
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0 ds(cm)
Valores obtenidos en el laboratorio S A H O P

Fig 15b

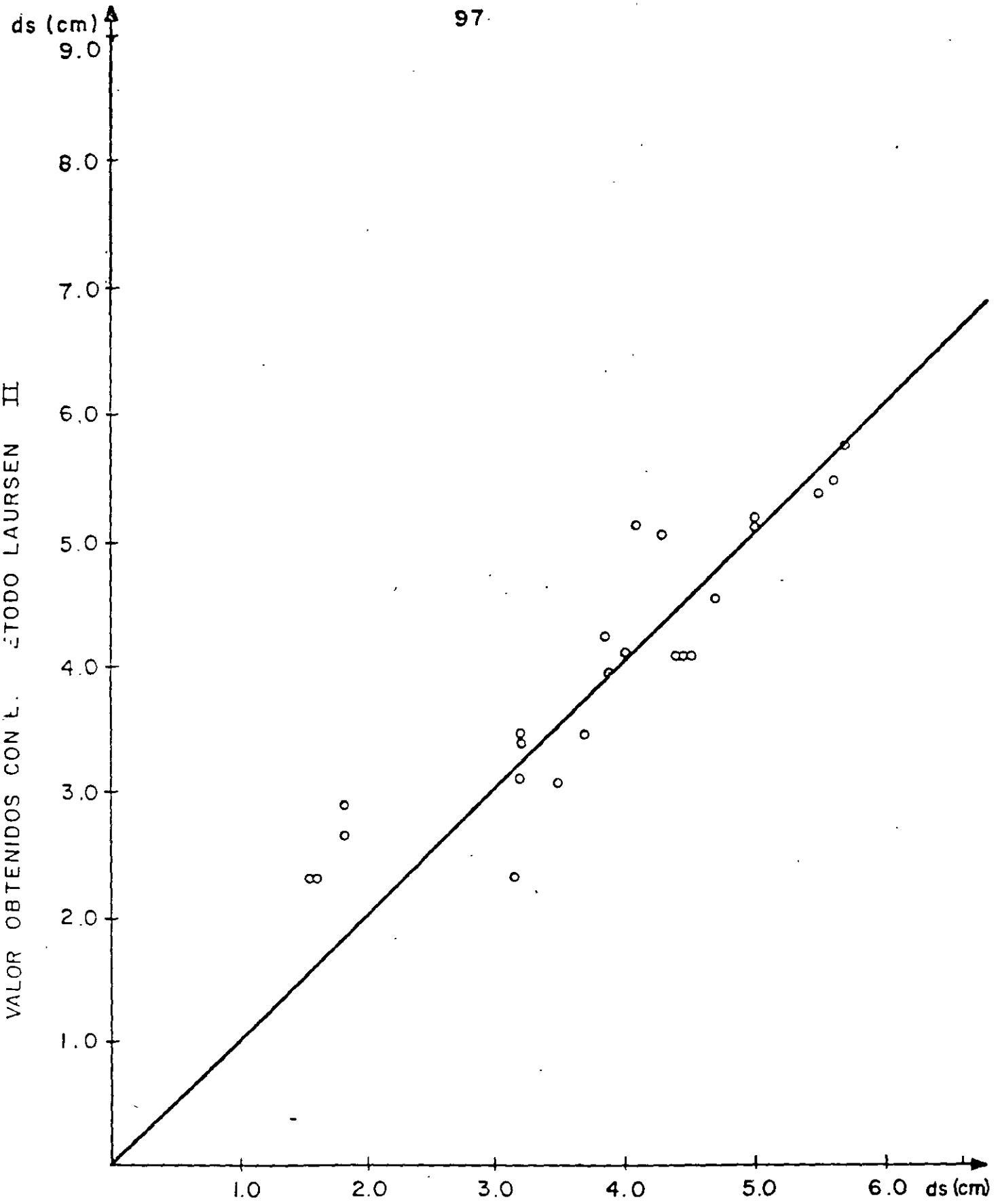

ds (cm)
9.0
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
VALOR OBTENIDOS CON L. ETODO LAURSEN II
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0
ds (cm)
VALORES OBTENIDOS EN EL LABORATORIO SAHOP

FIG 15 c

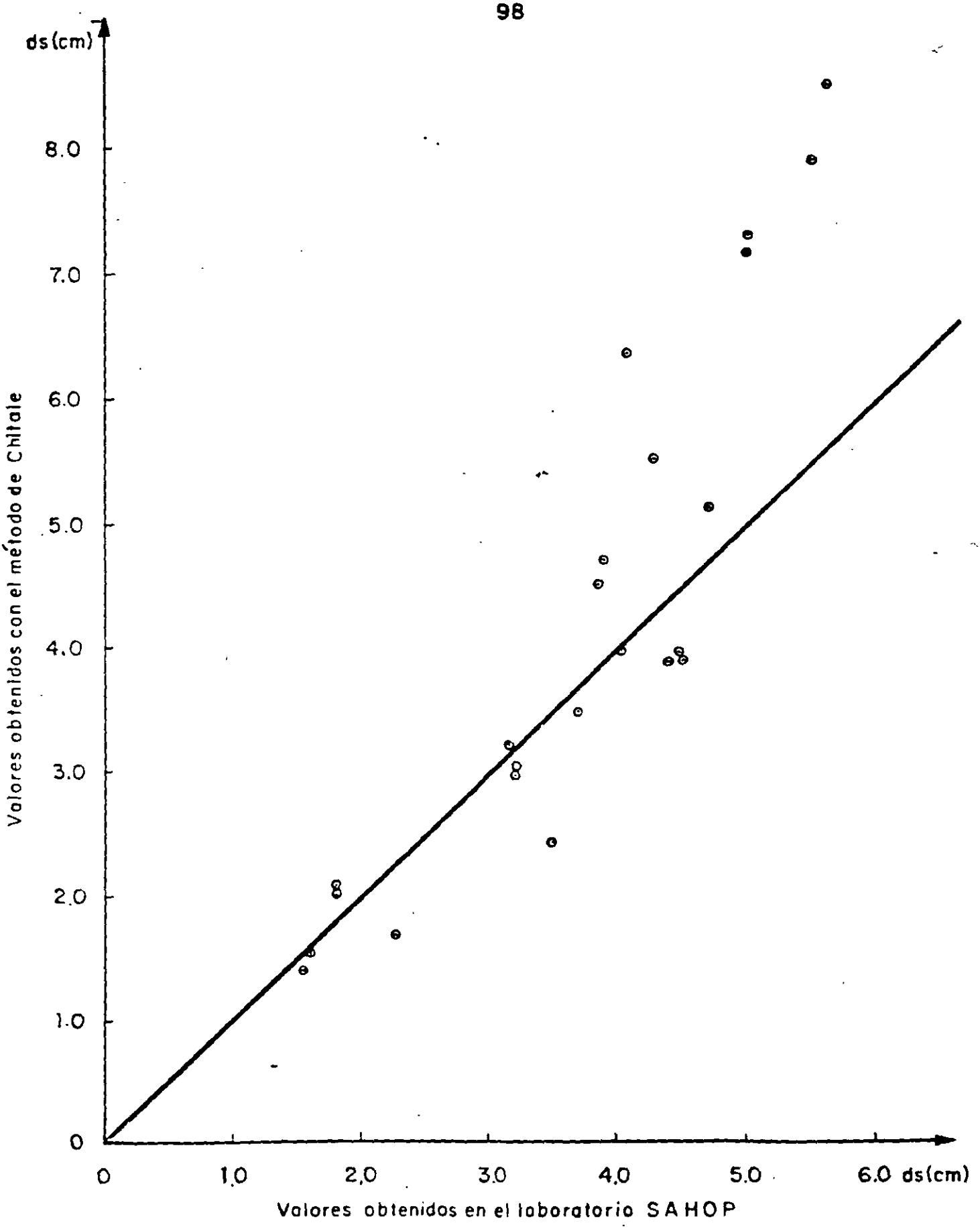

ds(cm)
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
Valores obtenidos con el método de Chitale
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0 ds(cm)
Valores obtenidos en el laboratorio SAHOP

Fig 15 d

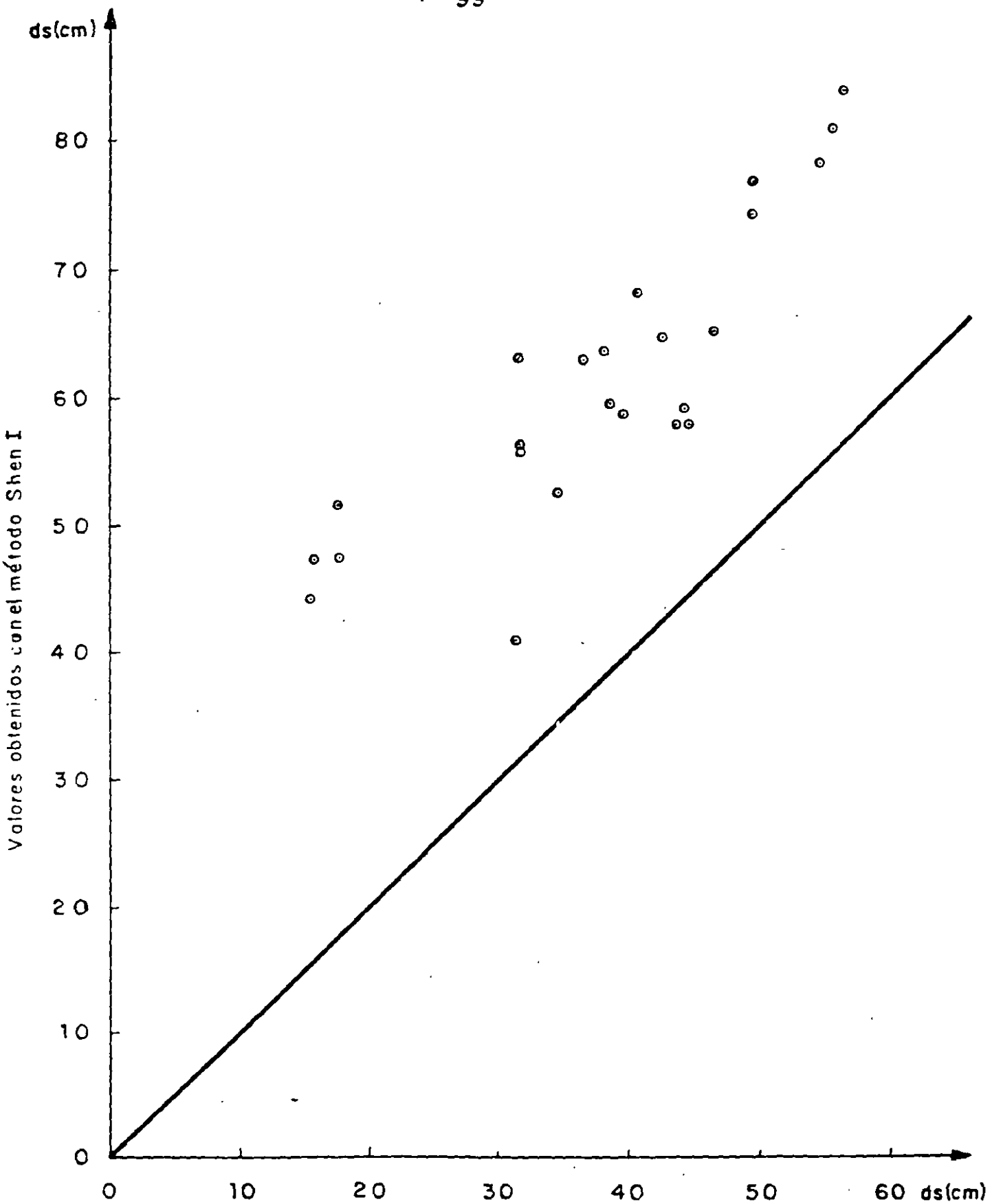

ds(cm)
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Valores obtenidos con el método Shen I
0
10
20
30
40
50
60 ds(cm)
Valores obtenidos en el laboratorio SAHOP

Fig 15 e

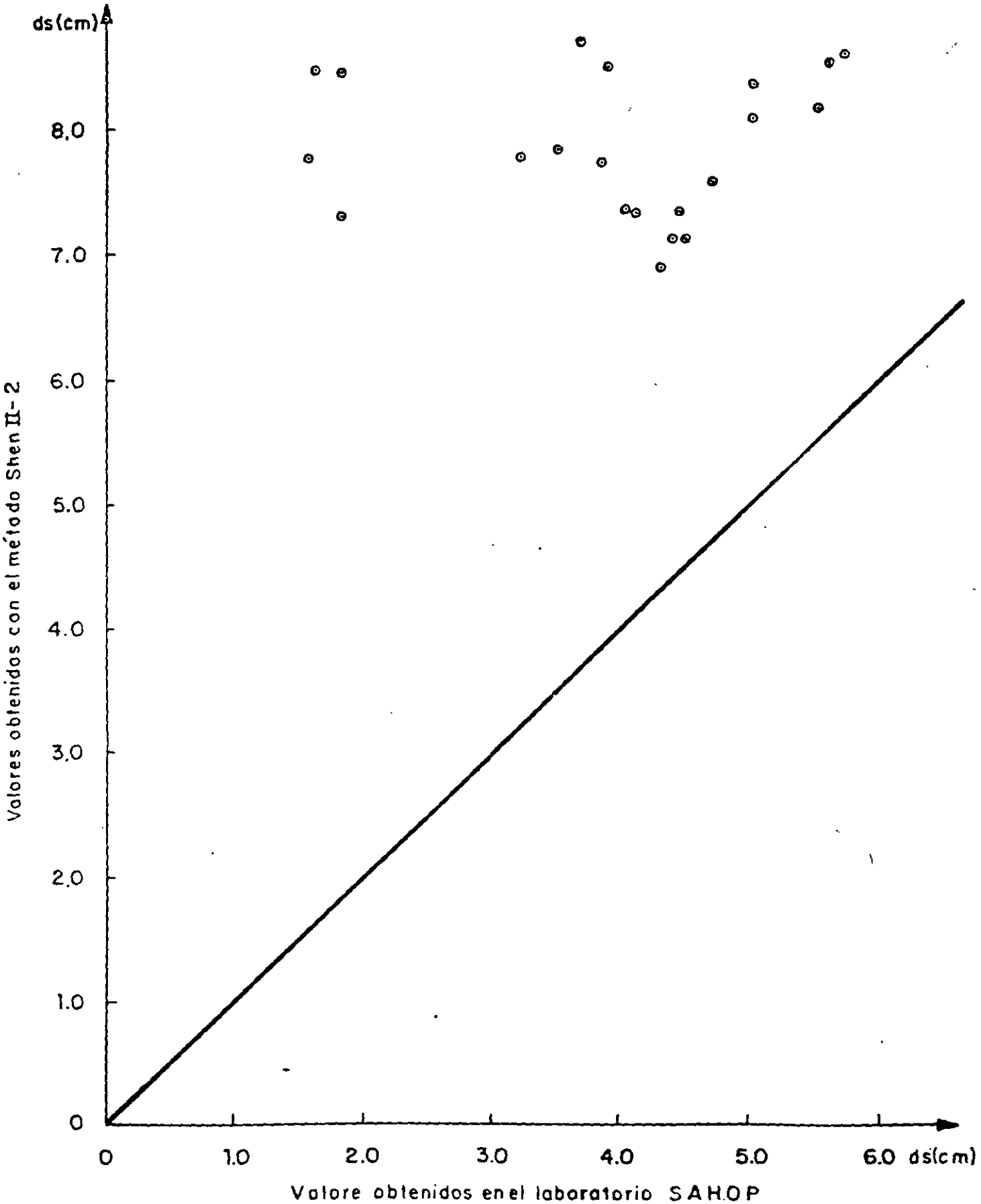

ds(cm)
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
Valores obtenidos con el método Shen II-2
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0 ds(cm)
Valore obtenidos en el laboratorio SAHOP

Fig 15 f

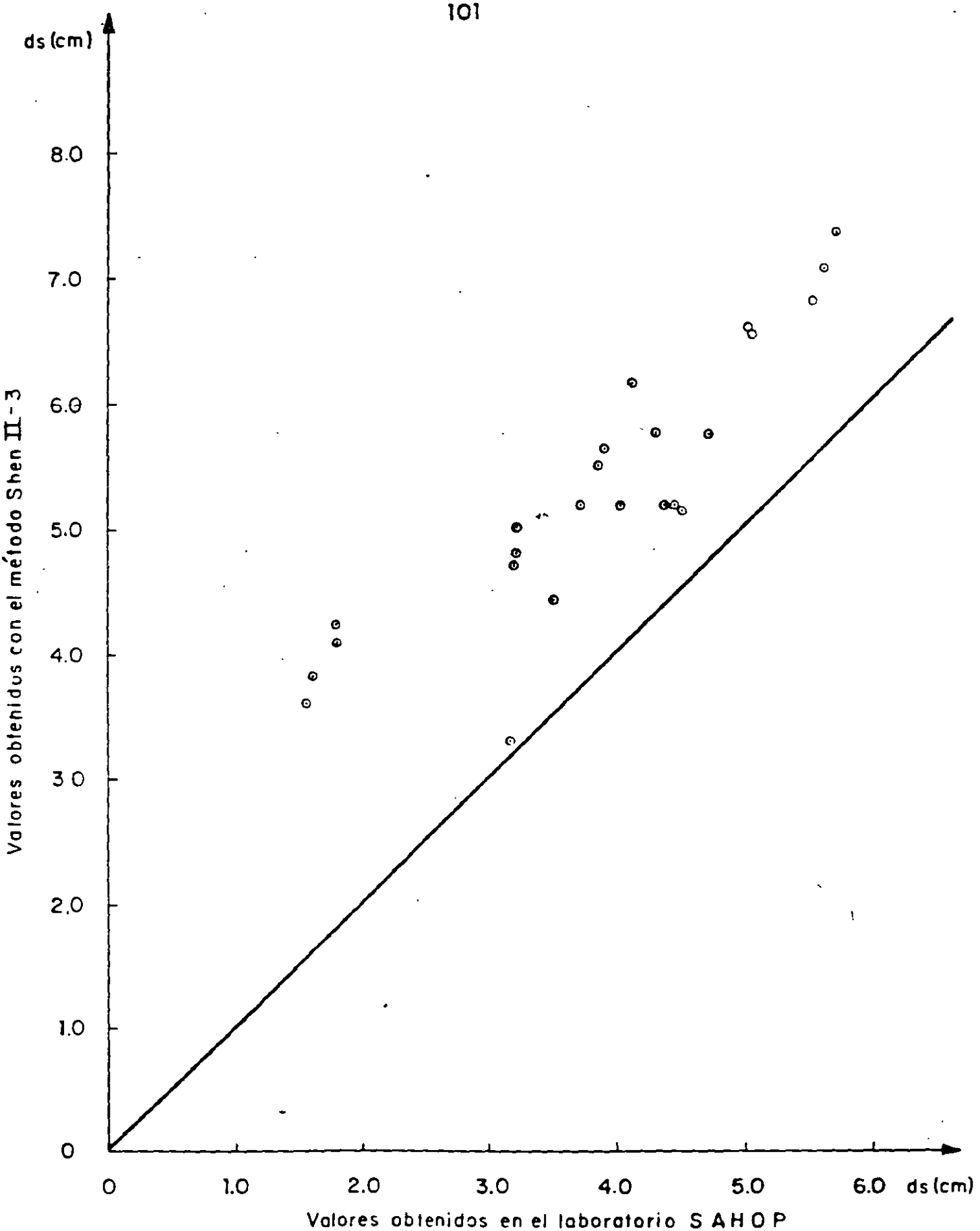

ds (cm)
8.0
7.0
6.0
5.0
4.0
3.0
2.0
1.0
0
Valores obtenidos con el método Shen II-3
0
1.0
2.0
3.0
4.0
5.0
6.0 ds (cm)
Valores obtenidos en el laboratorio S A H O P

Fig 15g

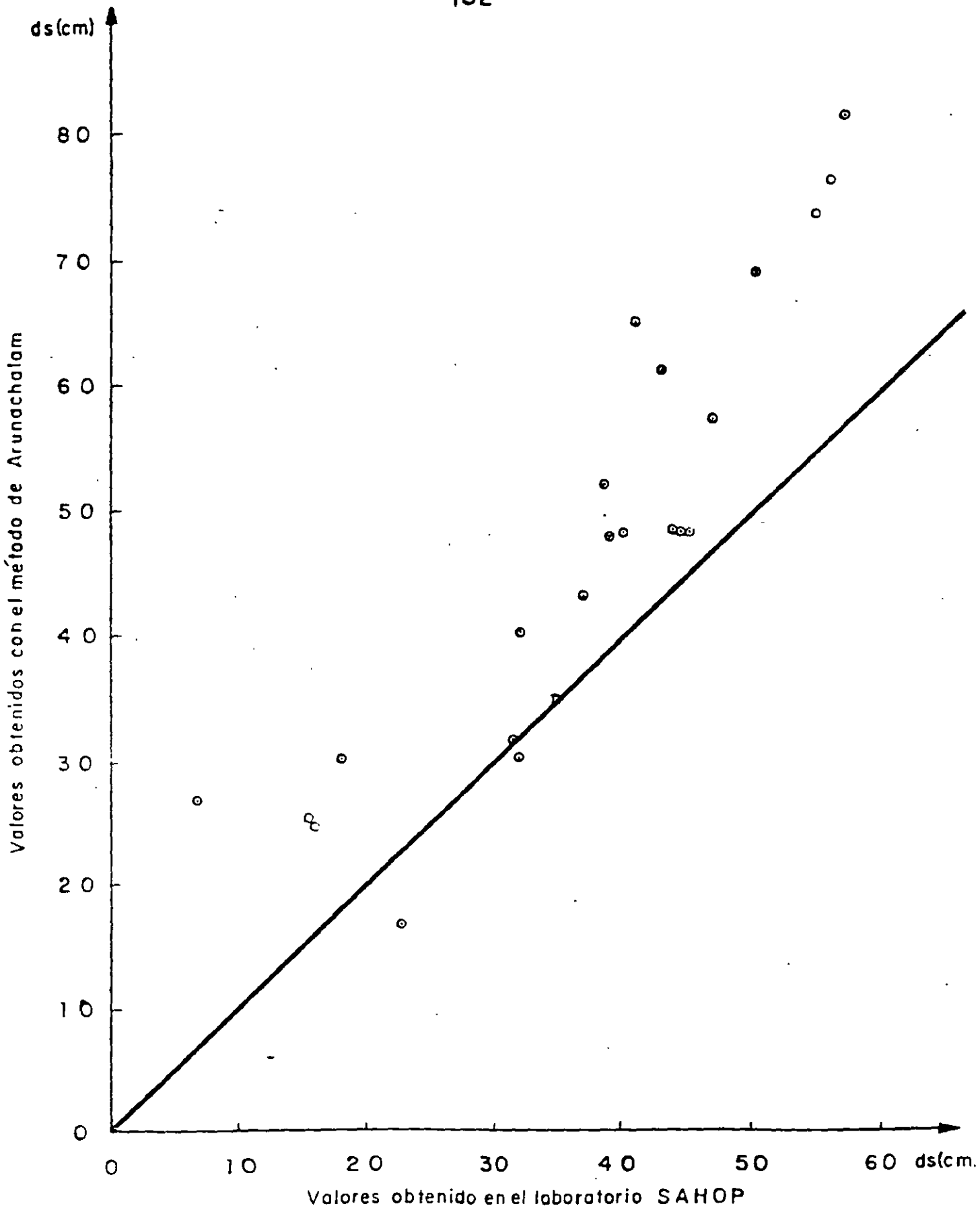

ds(cm)
80
70
60
50
40
30
20
10
0
Valores obtenidos con el método de Arunachalam
0
10
20
30
40
50
60 ds(cm.
Valores obtenido en el laboratorio SAHOP

Fig 15 h

C A P I T U L O 6

OBRAS DE PROTECCION CONTRA LA SOCAVACION EN PILAS

En este capítulo se mencionan algunos métodos ensaya - dos por diferentes investigadores para proteger las pilas de puentes contra la socavación local. Las obras de pro - tección de esta naturaleza son útiles tanto para reducir la profundidad de cimentación de las pilas a construirse como para evitar la falla por socavación de estructuras - ya construidas con escasa profundidad de desplante.

Los métodos que han dado resultados satisfactorios en laboratorio son:

- Un cajón colocado alrededor de la pila con su parte superior abajo del nivel del fondo normal del cauce.
- Estructuras colocadas aguas arriba de la pila protegida, tales como pantallas o cilindros de diámetro pequeño.
- Pedraplenes que sustituyen el material del fondo, con - diámetros de sus elementos lo suficientemente grandes para que no sean levantados y arrastrados por la corriente alrededor de la pila.

5.1. Cajón alrededor de la pila.

Chabert y Engeldinger realizaron ensayes en una pila

circular cimentada en un cajón también circular, y concluyeron que se obtienen resultados óptimos, si el diámetro del cajón es de 3 veces el de la pila, y la elevación de su superficie, de la mitad del diámetro de la pila abajo - del fondo natural. Este sistema redujo en un 67% la profundidad de socavación que se presenta en la pila desprotegida (fig. 16).

Shen y Schneider investigaron en un cajón rodeado por un borde vertical que interceptara el vórtice de herradura. Realizaron sus ensayes en pilas de nariz rectangular, y bajo ciertas condiciones de la estructura pudieron obtener un nivel de fondo coincidiendo con el del borde de aguas arriba y de los costados de lapila, mientras que en el lado de aguas abajo lograron que hubiera depósito de material (ver fig. 17). Este método redujo la profundidad de socavación en un 50% respecto a la que se presentaba en la pila sin protección; sin embargo, no se propusieron leyes generales acerca de las dimensiones convenientes del cajón y del borde en relación con las características del flujo y de la pila.

Otra forma de protección consiste en colocar una placa plana horizontal alrededor de la pila, (fig. 18) con un - diámetro mínimo de 3 veces el de ésta, a una profundidad de 0.3 a 0.4 veces el mismo diámetro de la pila. Con esto

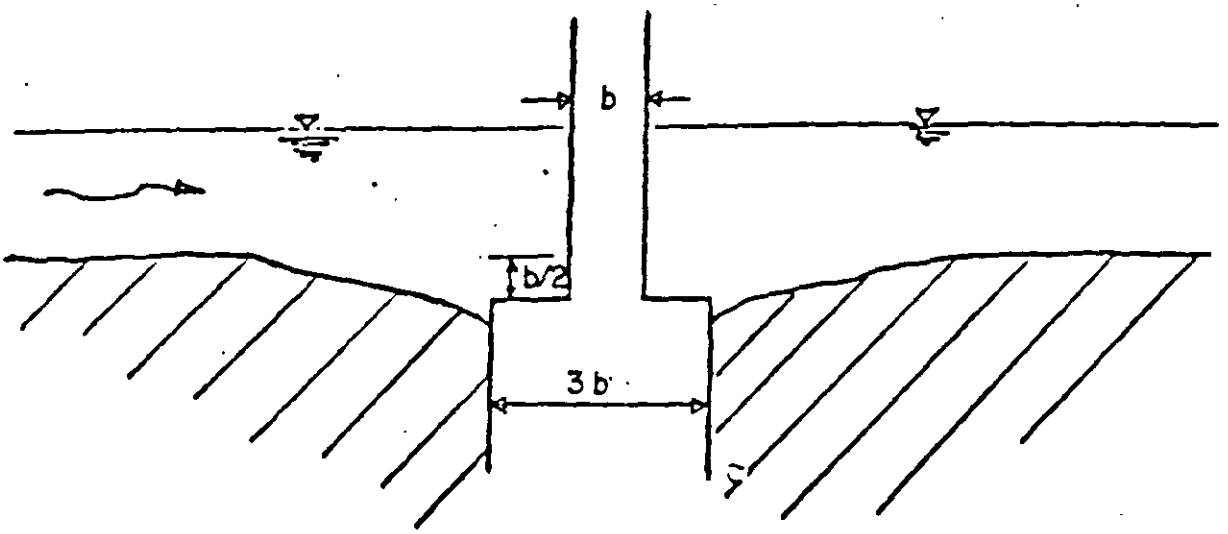


Fig. 16

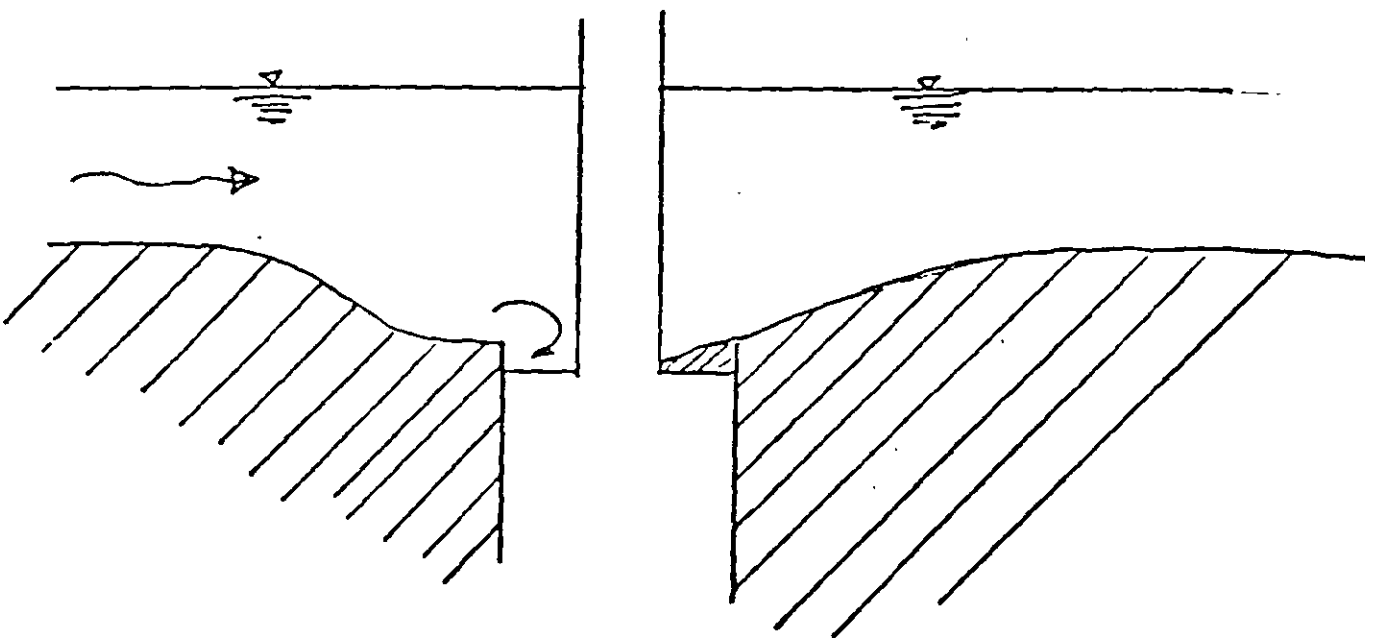


Fig. 17

se logra una reducción hasta del 50% de la profundidad de socavación, aunque no se pueden estimar los efectos con - exactitud para diferentes condiciones del cauce, características del puente, etc. Así, en casos especiales con - viene hacer estudios en modelos para decidir acerca de la mejor disposición de este tipo de protecciones.

5.2. Estructuras colocadas aguas arriba de la pila.

Se han realizado ensayes colocando cilindros de diámetro pequeño aguas arriba de la pila, con el fin de romper la corriente de llegada y debilitar los vórtices que generan la erosión; se han logrado reducciones en la socavación hasta de un 50%. Sin embargo, no se ha podido formular ninguna ley general, quizá debido a que intervienen varios parámetros tales como el número de estructuras necesarias, su diámetro, su espaciamiento, su disposición en planta, su distancia respecto a la pila, y su altura.

Levi y Luna propusieron una estructura de protección contra la socavación local consistente en una pantalla vertical (ver fig. 19), basados en ensayes realizados en el Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. Dicha pantalla sólo se probó para un ángulo nulo de ataque de la corriente, por lo que si se tiene enviajamiento de la pila respecto al flujo será necesario realizar estudios en modelos para

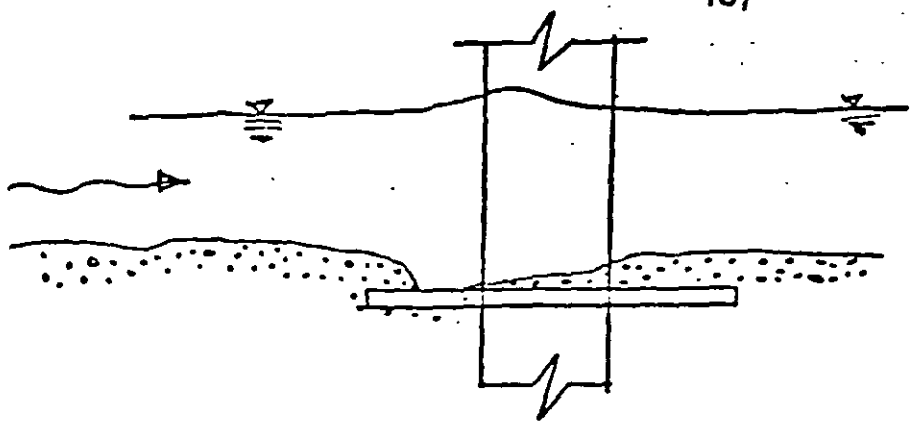


Fig. 18

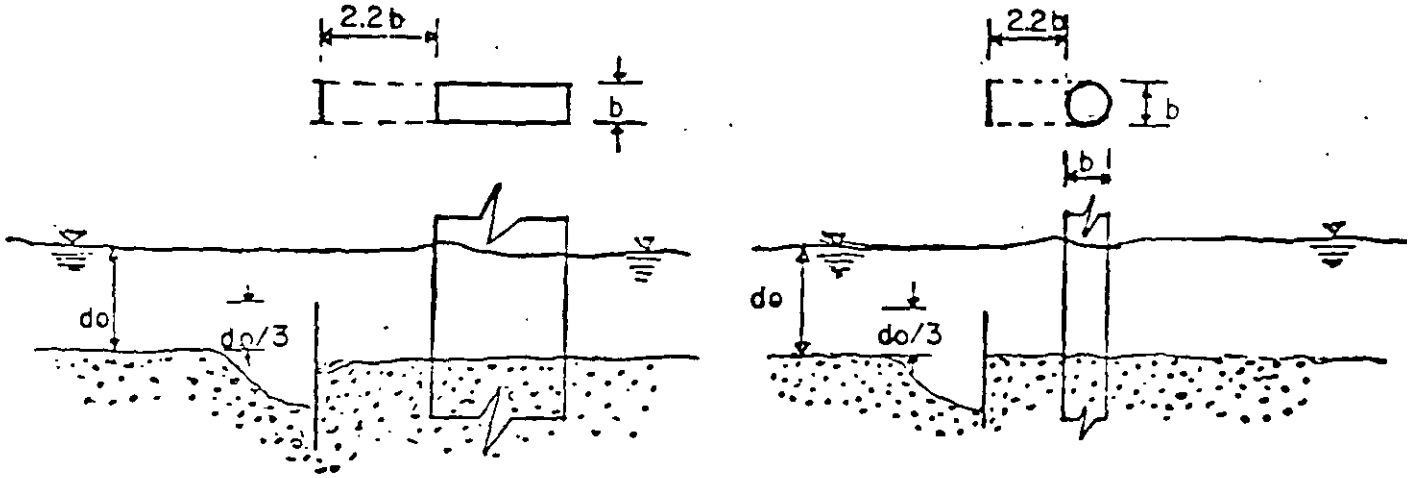


Fig. 19

poder diseñar las características óptimas de la pantalla.

5.3. Pedraplenes.

El método que ha demostrado ser más efectivo para reducir la profundidad de socavación local es el que consiste en colocar piedras alrededor de la pila. El pedraplén debe colocarse alrededor de la nariz de la pila cuando el ángulo de ataque sea nulo, hasta una distancia de 2 veces el ancho de la pila, y su espesor debe ser igual a 3 veces el D_{50} del pedraplén (ref. 1 y 8). Este diámetro D_{50} debe estimarse en base a la tabla 10, considerando que la velocidad local es igual a 1.5 veces la velocidad media a través del puente; la graduación de los fragmentos de roca debe adoptarse con base en la tabla 11 (ref.8). Debe procurarse que la parte superior del pedraplén quede un poco abajo del nivel esperado del fondo después de que ocurran la socavación general y la transversal, a fin de que no se reduzca el área efectiva del puente para el paso del agua, y el enrocamiento no se exponga excesivamente al flujo; además, dicha parte superior debe estar formada por las piedras más grandes.

T a b l a 10

Valores del D_{50} de las piedras en función de la velocidad local (ref. 8)

v(m/s)	D_{50}(cm)
2.20	15
2.50	20
2.80	25
3.10	32
3.40	40
3.70	50
4.00	54
4.30	65
4.60	73
4.90	84
5.20	99
5.50	108
5.80	122

Notas:

1) Los diámetros dados son los equivalentes a una forma esférica.

2) Se supone que el peso específico de las piedras es $\gamma_s = 2{,}650\ kg/m^3$.

3) Si el peso específico γ_s es diferente de 2650 kg/m^3, se puede calcular el diámetro de la forma esférica de acuerdo con la ecuación:

$$D' = D\sqrt[3]{\frac{2650}{\gamma_s}}$$

, donde D es el diámetro obtenido en la tabla

4) Si no se logran extraer piedras de forma aproximadamente esférica, será necesario igualar su peso de acuerdo con la ecuación: $W = \gamma_s \frac{\pi}{6} D^3$, donde W = peso de las piedras esféricas, en kg, D= diámetro, en m. Deben evitarse las piedras de forma lajeada .

T a b l a 11

Graduación recomendada del material que forme el pedraplén de protección contra la socavación local (ref.8).

Si el D_{50} resulta ser de 30 cm o 38 kg de peso, se debe cumplir lo siguiente:

	El 100% sea menor que	46 cm o	135 kg
por lo menos	el 20% sea mayor que	36 cm o	65 kg
por lo menos	el 50% sea mayor que	30 cm o	38 kg
por lo menos	el 80% sea mayor que	20 cm o	12 kg

Si el D_{50} resulta ser de 50 cm o 175 kg de peso, se debe cumplir que:

	El 100% sea menor que	76 cm o	615 kg
por lo menos	el 20% sea mayor que	61 cm o	315 kg
por lo menos	el 50% sea mayor que	50 cm o	175 kg
por lo menos	el 80% sea mayor que	30 cm o	38 kg

Si el D_{50} resulta ser de 76 cm o 615 kg de peso se debe cumplir que:

	El 100% sea menor que	122 cm o	2,515 kg
por lo menos	el 20% sea mayor que	91 cm o	1,100 kg
por lo menos	el 50% sea mayor que	76 cm o	615 kg
por lo menos	el 80% sea mayor que	50 cm o	175 kg

Notas: a) Los porcentajes están dados en peso y los diámetros son para fragmentos esféricos.

b) Se supuso un peso específico de 2,650 kg/m^3.

C A P I T U L O 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En relación con los métodos expuestos para estimar la profundidad de socavación local en pilas, puede concluirse, en base a los datos de campo presentados por Melville y a la discusión contenida en el Capítulo 4, que aparentemente los métodos más apropiados en el caso de condiciones de aguas claras son los de Chitale, Shen I, Bonasoundas, Maza, y Laursen II. Para los casos de socavación local con arrastre de sedimentos parece ser más confiable el método Laursen II. Sin embargo, se considera razonable aplicar también los métodos de Bonasoundas, Laursen I, Laursen II, Maza, Arunachalam, Shen II-2, Shen II-3, y Neill, a fin de elegir un valor de diseño en base al criterio del proyectista.

Laursen y Toch, Melville, y Shen recomiendan que se utilice un factor de seguridad de 1.5 para la profundidad de socavación local estimada. Neill no menciona factores de seguridad pero advierte que si el tirante del flujo de llegada es mayor que 5 veces el ancho de la pila, la profundidad estimada de socavación debe incrementarse en un 50%. Además, Melville recomienda que se considere siempre el máximo ángulo de ataque que pueda esperarse, y que éste nunca se considere menor de 10^{o}. Por consiguiente, debido

a la incertidumbre en cuanto a la confiabilidad de los métodos, parece razonable aumentar en un 50% la profundidad de socavación estimada para cualquier relación tirante a ancho de la pila, considerando por lo menos un ángulo de ataque de 10°.

Respecto a las obras de protección contra la socavación local, es recomendable adoptar soluciones a base de pedraplenes por ser éstos los más ensayados por diferentes investigadores (Bonasoundas, Inglis, Maza, Neill, y Shen, entre otros). Las ventajas de este tipo de protecciones son: a) restan intensidad a los vórtices, b) si tienen una buena graduación evitan la extracción de finos, c) la estructura es flexible por lo que si se forma una depresión, ésta será rellenada por las rocas impidiéndose así que progrese dicha depresión; d) los movimientos o reacomodos de las rocas por efecto de alguna socavación menor no provocará problemas estructurales como en el caso de estructuras rígidas. Como se mencionó en el párrafo 5.3, la superficie del pedraplén debe quedar abajo del nivel del fondo después de ocurrir la socavación general, la transversal, y en su caso, la debida a curvas o a alguna otra causa.

Para el diseño de la profundidad de desplante de las pilas deben tomarse en cuenta los siguientes aspectos:

1.- Las estructuras en que se apoyan las pilas son de ma

yor ancho efectivo que éstas, por lo que si quedan - expuestas al flujo, la profundidad de socavación será mayor que la considerada para las pilas.

2.- Si se atoran en las pilas los cuerpos que arrastra la corriente, tales como troncos, ramazón, etc. el - ancho efectivo de las mismas se verá incrementado, y la profundidad de socavación será mayor.

3.- Las dunas pueden hacer cambiar el ángulo de ataque de la corriente y aumentar la profundidad de socavación en las pilas. En la ref. 11 se sugiere agregar un 50% de la altura esperada de las dunas a la pro - fundidad de socavación calculada.

4.- En caso de tenerse una capa superior de material -- cohesivo la profundidad de socavación puede ser muy grande, ya que si abajo se tiene material arenoso fino y la socavación es mayor que el espesor del estrato superior, la erosión continuará en la arena fina sin depósito de sedimentos provenientes de aguas arriba.

5.- Conviene recordar que deberá agregarse a la profundidad de la socavación local, la correspondiente a la socavación general, transversal, la debida a curvas, etc. (ref. 6 y 8).

La cantidad relativamente grande de datos de laborato-

rio con que se cuenta y la muy escasa información de campo hacen ver la necesidad de recopilar un mayor número de datos en prototipo a fin de compararlos con los métodos existentes y de desarrollar relaciones empíricas que permitan estimar la socavación en suelos no cohesivos en función de la velocidad y el tirante de la corriente, del tamaño de los granos y de su graduación, de la forma y dimensiones de la pila, y del ángulo de ataque de la corriente.

R E F E R E N C I A S

1. Breusers H.N.C., Nicollet G. y Shen H.W. "Local scour -- around cylindrical piers", I.A.H.R - A.I.R.H., Vol. 15, 1977, No. 3, Journal of Hydraulic Research.

2. Coleman, N.L., "Analyzing laboratory measurements of scour at cylindrical piers in sand beds". Proc. 24 Congreso I.A. H.R., Paris 1971.

3. Lecrerc, J.P., "Recherche des lois regissant les phenomenes d' affouillement au pied des piles de pont. Premier résul - tats". Proc. 14 Congreso I.A.H.R. Paris 1971.

4. Maza Alvarez J.A. y J.L. Sánchez Bribiesca, "Socavación y protección al pie de pilas de puentes". Segundo Congreso Latinoamericano de Hidráulica. Caracas, Venezuela, 1966.

5. Maza Alvarez J.A., "Erosión del cauce de un río por el cruce de un puente. Ingeniería Hidráulica en México, volumen XXI, 1967.

6. Maza Alvarez J.A., "Socavación en cauces naturales", Instituto de Ingeniería, Fac. de Ingeniería, U.N.A.M., Junio 1968.

7. Melville, B.W., "Scour at bridge sites", University of Auckland, Report. No. 104, 1975.

8. Neill, C.R., "Guide to bridge hydraulics", Univ. of Toronto, 1973.

9. Nicollet G. y Ramette M.,"Affouillements au voisinage de Piles de Pont Cylindriques Circulaires", Proc. 14 Congreso de la I.A.H.R., Paris 1971.

10. Roper A.T., V.R. Schneider y H.W. Shen., "Analytical - approach to local seour", Proc. 12 Congreso de la I.A.H. R., Fort Collins, Colorado, 1967.

11. Shen H.W., Scheneider V.R. y Karaki S., "Local scour around bridge piers", Journal of the Hydraulics Division, Proc. ASCE, Vol.95,HY6, Nov.1969.

12. Shen, H.W., "River Mechanics", Vol. 2, Cap.23,Port Collins, Colorado, 1971.

13. Laursen, E. M., "Scour at bridge Crossings", Proc. ASCE 86, HY2, Feb. 1960.

14. Neill, C.R., "Discussion on Shen et al (1969), Proc. ASCE, 96, HY5, Mayo 1970.

15 Neill, C.R., "Mean velocity criterion for scour of coarse uniform bed-material", 12 Congreso de la I.A.H.R., Fort Collins, Colorado, Vol. 3,1967.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANEACIÓN Y PROYECTO

TEMA

SOCAVACIÓN EN CAUCES NATURALES

EXPOSITOR: ING. JUAN B. PUIG DE LA PARRA
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

SOCAVACION EN CAUCES NATURALES

Ing. Juan B. Puig de la Porra
Ing. M. Rosales
Ing. J. Téllez
Ing. J. A. Maza A.
Ing. A. Rico

México
1970

Se ruega a los poseedores de esta publicación se sirvan comunicar a la Secretaría del Seminario de Proyecto de Drenaje en Vías Terrestres y Aeropistas las observaciones y correcciones que juzguen pertinentes, citando página y línea.

C O N T E N I D O

	Pág.
I-A. Generalidades.	9
I-B. Tipos de Socavación.	11
I-B-1. Socavación general.	11
I-B-2. Socavación en estrechamientos.	14
I-B-3. Socavación en curvas.	16
I-B-4. Erosión en márgenes.	17
I-B-5. Socavación local en pilas.	18
I-B-6. Socavación local en estribos.	26
I-B-7. Socavación por disminución de gastos sólidos.	26
II. Formas de estudiar el problema de la Socavación.	27
II-A. Introducción	27
II-A-1. Naturaleza del problema.	27
II-A-2. Física del arrastre de sólidos.	28
II-A-3. Tipos de teorías de socavación.	29
II-B. Teorías para cuantificar la socavación.	30
II-B-1. Socavación general del cauce.	30
II-B-1.a. Socavación general en cauces definidos.	33
II-B-1.a.1. Suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme.	34
II-B-1.a.2. Suelos no cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme.	40
II-B-1.a.3. Suelos homogéneos.	42
II-B-1.a.4. Suelos no homogéneos.	45
II-B-1.a.5. Influencia de la rugosidad.	47
II-B-1.b. Socavación general en cauces no definidos.	54
II-B-1.b.1. Suelos homogéneos.	58

Pág.

II-B-1.b.2. Suelos no homogéneos. 59

II-B-1.b.3. Efecto de la socavación cuando la corriente arrastra mucho material en suspensión. 59

II-B-1.c. Comentarios al Método de Lishtvan-Levediev. 61

II-B-2. Socavación transversal. 63

II-B-2.a. Método de Lishtvan-Levediev. 64

II-B-2.b. Método de Straub. 64

II-B-2.c. Comentarios 65

II-B-3. Erosión en curvas. 66

II-B-3.a. Ríos formados por un solo cauce. 67

II-B-3.b. Ríos con cauces errantes. 71

II-B-4. Socavación en márgenes. 73

II-B-5. Socavación local en las pilas de los puentes. 73

II-B-5.a. Introducción . 73

II-B-5.b. Método de Laursen y Toch. 77

II-B-5.c. Método de Yaroslavtziev. 81

II-B-5.c.1. Suelos granulares sin cohesión. 81

II-B-5.c.2. Suelos cohesivos. 89

II-B-5.d. Método de Muromov. 92

II-B-5.e. Método de Bolitukov. 97

II-B-5.f. Experimentos en el laboratorio de Poona, India. 98

II-B-5.g. Método del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M. 100

II-B-5.g.1. Características de los modelos. 100

II-B-5.g.2. Limitaciones del criterio propuesto. 107

II-B-6. Socavación al pie de estribos. 107

II-B-7. Socavación aguas abajo de una obra por falta de aporte de material sólido. 111

III. Métodos para reducir la Socavación. 112

Pág.

III-A. Protección contra la socavación local al pie de pilas 112

III-B. Protección al pie de estribos. 119

IV. Aplicaciones. 125

IV-A. Ejemplos numéricos para socavación general y transversal.. 125

IV-B. Ejemplo numérico para la socavación local. 140

IV-B-1. Método de Laursen y Toch. 140

IV-B-2. Método del Instituto de Ingeniería. 141

IV-B-3. Método de Yaroslavtziev. 142

IV-C. Socavación en Alcantarillas. 143

IV-D. Socavación en terraplenes. 147

IV-E. Relaciones de la socavación con otros fenómenos. 149

V. Medidas "in situ". 150

V-A. Medidas para obtener datos para el cálculo. 150

V-B. Forma de obtener los datos necesarios. 152

V-B.a. Datos hidráulicos. 152

V-B.b. Datos del cauce. 154

V-B.c. Datos del material del fondo. 154

V-C. Medidas para comprobar los criterios empleados en el cálculo. 154

VI. Información Geológica. 156

I-A GENERALIDADES.

Es difícil dar una definición clara y completa de lo que — se entiende por socavación. Se trata de una forma especial de erosión — que frecuentemente no puede ser determinada con precisión.

Por definición el fenómeno de la erosión consiste de tres fases:

a) Desprendimiento de las partículas.

b) Transporte, aún cuando sea un movimiento muy pequeño.

c) Depósito, que se produce al disminuir la velocidad del agente erosivo.

La socavación típica, es una forma de erosión en la que las partículas que se mueven constituyan la base o el apoyo sobre el que gravitan otros materiales, que puedan ser naturales o puestos por la mano del hombre.

La socavación puede ser producida por cualquiera de los — agentes erosivos, que son:

Aguas superficiales.

Las aguas subterráneas.

El hielo.

Las olas y corrientes costeras.

El viento.

El hombre y los animales.

Para los estudios del drenaje, la socavación producida por las corrientes superficiales es la más importante.

La socavación en las vías fluviales, puede producirse en el lecho del cauce o bien en las márgenes.

Cuando se presenta una avenida en un río, los materiales de acarreo que yacen en su lecho son levantados y transportados en suspensiones o por arrastre, para ser depositados más abajo al disminuir la velocidad de la corriente. Este es un fenómeno típico de erosión, pero con el aumento de la velocidad del agua y del [illegible], el movimiento de las aguas acarreos también su incremento, produciendo en las partículas sueltas debajo de la superficie, un estado de suspensión o inestabilidad, que hace que no puedan soportar ninguna carga. Este fenómeno del subsuelo en el lecho del río es una socavación.

Algunos investigadores consideran como socavación al fenómeno completo de erosión y socavación durante las avenidas, incluyendo el depósito de los acarreos, cuya cantidad puede ser equivalente al material removido, cuando el río se acerca a su perfil de equilibrio.

El fenómeno de la socavación en las márgenes de los ríos, se presenta cuando las márgenes son elevadas y el agua erosiona en la base, produciendo cavernas o ahuecamientos que eventualmente pueden provocar un derrumbe o un deslizamiento en ese bordo. Se presenta principalmente en la parte exterior de las curvas en los ríos con cauce definido o bien cuando el río en su erosión descendente ha descubierto un estrato suave o fácilmente erosionable en la base de una o de ambas márgenes.

La socavación suele presentarse en la naturaleza como un fenómeno natural, en cuyo caso se denomina "socavación natural". Cuando la socavación es alterada o provocada por una estructura construida por el hombre, se denomina socavación inducida.

I-8 TIPOS DE SOCAVACION.

I-8-1. Socavación general.

Se entiende por socavación general el descenso del fondo de un río que se produce al presentarse una creciente y es debida al aumento en la capacidad de arrastre de material sólido que en ese momento adquiere la corriente en virtud de su mayor velocidad. La socavación general es difícil de cuantificar experimentalmente, pues una vez que pasa el efecto de la avenida, el cauce vuelve a su configuración previa y no queda huella aparente de la profundidad socavada. Algunos autores han propuesto reglas empíricas sencillas para juzgar de la socavación general; por ejemplo, se ha tratado de relacionar con la diferencia de tirantes del río en aguas máximas extraordinarias y normales o ordinarias, mencionándose magnitudes comprendidas entre una y dos veces esa diferencia como profundidad probable en fondos socavables; casi no es preciso señalar que una regla tan simple ha probado ser susceptible de errar fuertemente, tanto por exceso como por defecto, sin que hasta la fecha se haya podido es-

tablecer ningún criterio esclarecedor. Otros ingenieros prácticos han propuesto a la prueba de penetración estandar (tan frecuente en estudios para definir las características de cimentación de los puentes) como un criterio para definir la socavación general probable; según ellos, aún cuando, tras la avenida, el material del fondo vuelva a su lugar, queda en estado suelto, lo que se acusa con el número de golpes de la prueba y el nivel no perturbado por la avenida será aquel en que se alcancen cifras de 30 ó más golpes en la hinca del penetrómetro; desgraciadamente, la presencia de gravas y bolsos, tan común en el subsuelo de los cauces, desvirtúa los resultados de la prueba de penetración estandar y su interpretación como medida de la socavación general.

La erosión del fondo de un cauce definido por el cual discurre una corriente es una cuestión de equilibrio, en primer lugar, entre el aporte sólido que pueda traer el agua a una cierta sección y el material que sea removido por el agua de esa sección; en avenida, aumenta la velocidad del agua y, por lo tanto, la capacidad de arrastre. La posibilidad de arrastre de los materiales de fondo es, a su vez, dependiente de la relación que existe entre la velocidad media del agua y la velocidad media requerida para arrastrar las partículas específicas que constituyan el fondo en cuestión. Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad que inicia el movimiento de algunas partículas de fondo, sino la velocidad, mayor, que mantiene en movimiento generalizado; en suelos cohesivos, será aquella velocidad capaz de ponerlos en suspensión.

La primera velocidad mencionada depende de las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante; la segunda depende de las características del material del fondo y del tirante y como

característica del material se toma el diámetro medio, en el caso de suelos no cohesivos y el peso específico, en el caso de los suelos cohesivos (en suelos friccionantes se suele considerar en la literatura del tema el mismo peso específico a todas las arenas y gravas, por lo que esta propiedad no puede usarse para diferenciarlas). Naturalmente que un criterio tan simplista para definir las características de los materiales impone las correspondientes limitaciones en los resultados y conclusiones de las teorías elaboradas con tales ideas.

La erosión general puede llegar a producirse inclusive cuando el lecho del río es rocoso, con tal de que la velocidad de la corriente sea superior a la necesaria para producir el desgaste de la roca. En la Tabla 1 se presenta una idea de las velocidades necesarias para ello, en función del tipo de roca que forme el fondo del río.

T A B L A 1

Velocidades Medias necesarias para producir desgaste, $\frac{m}{seg}$.

	Profundidad de la corriente, m.			
S u e l o	0.4	1.0	2.0	3.0
Conglomerado, marga, pizarra Caliza	2.0	2.5	3.0	3.5
Porosa, conglomerado compacto,				
Caliza laminada, arenosa o masiva	3.0	3.5	4.0	4.5
Arenisca, caliza muy compacta, mármol.	4.0	5.0	6.0	6.5
Granito, basalto, cuarcita.	15.0	19.0	20.0	22.0

En este caso una sola avenida no puede producir una erosión importante y el tiempo es un factor fundamental, así como las repeti

ciones del fenómeno dentro de un cierto lapso. El valor erosivo de la corriente se debe ahora tanto a la velocidad del agua, como al poder abrasivo de los materiales sólidos arrastrados y este último concepto puede llegar a ser la principal causa de la socavación; no intervienen en la Tabla 1, por lo que los valores de ésta no deben verse como definitivos para normar criterio. No se conoce un criterio para tomar en cuenta la citada acción abrasiva de los materiales de arrastre.

Un hecho curioso observado es que la socavación general disminuye para una misma velocidad media de la corriente, en fondos no cohesivos, cuando el agua arrastra en suspensión gran cantidad de partículas finas, del tamaño de los limos y las arcillas; el hecho se atribuye a la disminución en este caso del grado de turbulencia del agua, por aumento de su peso específico y de su viscosidad.

I-B.2. Socavación en estrechamientos.

Se entiende por socavación en estrechamientos la que se produce por el aumento en la capacidad de arrastre de sólidos que adquiere una corriente cuando su velocidad aumenta por efecto de una reducción de área hidráulica en su cauce. El efecto es muy importante en puentes, donde por lo común y por razones de economía suelen ocurrir las mencionadas reducciones, si bien puede presentarse en otros lugares del curso del río, en que un estrechamiento más o menos brusco tenga lugar.

Los cambios que la presencia de un puente impone a la corriente son principalmente los siguientes:

1. Cambio de la velocidad del flujo del agua en el cauce principal y en el de las avenidas.

2. Cambio en la pendiente de la superficie libre del agua, hacia arriba y hacia abajo del puente. Cuando ocurre una avenida, aumenta la velocidad y, como consecuencia, la capacidad de transportar sedimentos. Esto origina un mayor arrastre del material del fondo en la sección del cruce y, cuando ello es posible, un ensanchamiento del cauce, hasta que éste aumento en el área hidráulica abrevie otra vez la sección del cruce con cualquier otra del río y restablezca el equilibrio de la corriente. Esto ocurre casi por la totalidad de los tramos de ríos, a veces bruscamente, no siendo así posible que la sección del cruce gane área hidráulica por ensanchamiento, se sigue que la presencia del puente es de por sí un incentivo a la socavación de fondo, por lo menos hasta que la corriente restablezca el equilibrio de áreas hidráulicas entre la sección del cruce y las demás del río.

Hablando en términos generales, todas las ideas relativas a socavación general, ya expuestas, son aplicables al tipo de socavación de que ahora se trata, siendo innecesario repetirlas.

II-8-3. Socavación en Curvas.

Cuando un río describe una curva, existe una tendencia en los filetes líquidos situados más lejos del centro de curvatura a caminar más aprisa que los situados más hacia el interior; como consecuencia, la capacidad de arrastre de sólidos de los primeros es mayor que la de los segundos y la profundidad de erosión es mayor en la parte del cauce exterior a la curva que en la interior. El efecto es importante y ha de ser tenido en cuenta en la construcción de puentes en curvas de río o en el diseño de enrocamientos de protección en los mismos lugares y tiene gran influencia en la divagación de corrientes, pues al disminuir la velocidad en el intrados de la curva aumenta el depósito en esta zona y, por ello, disminuye la zona útil para el flujo del agua, en tanto que en el extrados, al aumentar la profundidad y el área hidráulica, aumenta el gasto.

La socavación [illegible] tramo de una curva estable puede cuantificarse con la [illegible] de la profundidad de socavación general que más adelante se explica y ella una vez conocido el perfil actual del río. Pero en el caso de que el punto esté en un tramo recto y exista la posibilidad de que una curva o un meandro avance y lo cruce, o bien si se desea rectificar un cauce en un tramo que comprenda el cruce de un puente y éste, tras la rectificación, quede sobre curva, será preciso calcular las nuevas profundidades de socavación que se puedan presentar en ese caso; con los datos del perfil del río en las nuevas condiciones, la nueva profundidad de socavación esperada podrá calcularse con los mismos métodos empleados para el cálculo de la socavación general.

De acuerdo con la forma de las curvas que tienden a formar los ríos, este problema suele estudiarse dividiéndolo en tres grandes grupos:

1. Ríos con meandros de llanura.
2. Ríos sin meandros.
3. Ríos con cauces errantes.

En los primeros se agrupan aquellos ríos en cuyas plantas se aprecia la formación de curvas pronunciadas y regulares.

En planta las curvas de los ríos del segundo grupo se presentan con formas muy irregulares y con muy diversos radios de curvatura.

Los ríos con cauces errantes son aquellos en que se forman islas que los bifurcan; estas islas están distribuidas en forma muy irregular y puede haber más de una en una misma sección; frecuentemente estas islas son bancos de arena o playones de grava y bolos, que avanzan hacia aguas abajo, sobre todo en avenidas. Estas islas se presentan en donde el río pierde su capacidad de arrastre en relación con la de depósito.

I-8-4. Erosión en márgenes.

Es la erosión que las aguas de una corriente producen en los materiales terreos deleznables o solubles que forman sus orillas; el efecto es especialmente peligroso en crecientes, por el aumento de poder erosivo de la corriente a causa de su mayor velocidad. La erosión de már

granos es causa de divagación y si al utopio se producen estratos suscep-tibles situados bajo otros que no lo son, producirá socavamientos causan-tes de inestabilidades en los taludes de la propia margen. El fenómeno se presenta en ríos encañonados y también en las corrientes marinas que bor-dean zonas costeras altas.

I-D-6. Socavación local en pilas.

Cuando se coloca una pila de puente en la corriente de un río se produce un cambio en las condiciones hidráulicas de ésta y, por lo tanto, en su capacidad para producir arrastre sólido. Si la capacidad de arrastre supera localmente al aporte del gasto sólido del río, ocurrirá en la pila una socavación local.

Es evidente que el conocimiento de la profundidad a que pue-da llegar este efecto erosivo es de fundamental importancia en el diseño de cimentaciones poco profundas para puentes, pues una falla surte de jui-cio en esta cuestión conlleva la destrucción total de la estructura o la adopción de profundidades antieconómicas y excesivas, que complican sustan-cialmente los procedimientos de construcción.

Los estudios realizados hasta la fecha permiten decidir que los parámetros que, en mayor o menor grado, influyen en la socavación lo-cal al pie de pilas de puente son los que se enlistan a continuación.

1. Parámetros hidráulicos.
   - Velocidad media de la corriente.
   - Tirante frente a la pila.

   - Distribución de velocidades.
   - Dirección de la corriente respecto al eje de la pila.

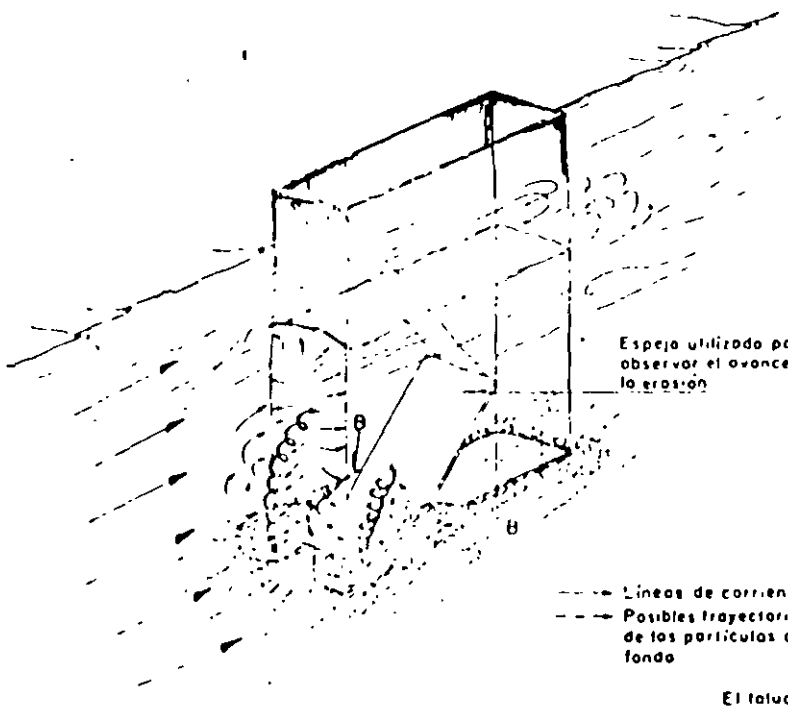
2. Parámetros del fondo.
   - Diámetro de los granos.
   - Distribución granulométrica.
   - Forma de los granos.
   - Grado de cohesión o cementación
   - Peso específico sumergido.
   - Estratificación del subsuelo.

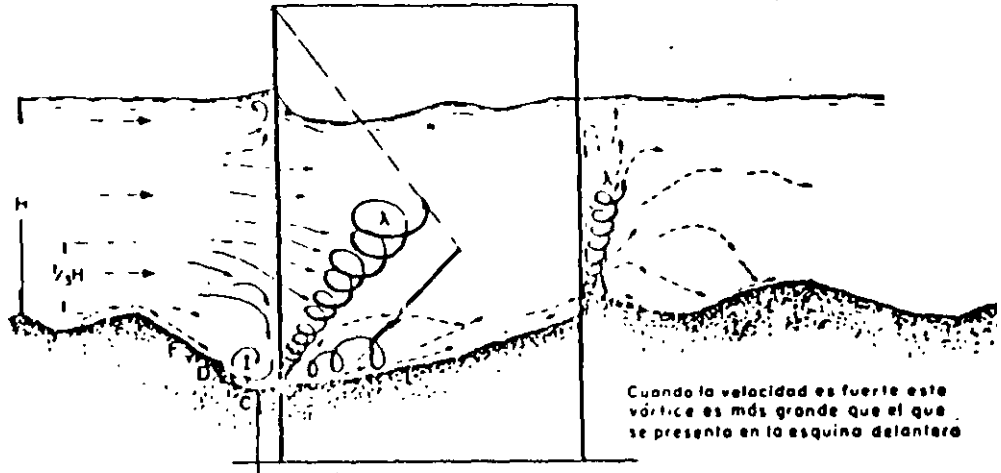
3. Parámetros geométricos de la pila.
   - Ancho.
   - Nariz de aguas arriba.
   - Perfil de la sección vertical.

4. Parámetros de obstrucción del puente.
   - Contracción en la sección.
   - Forma del río en planta.
   - Obras de control de gasto que se hayan construido.
   - Aguas arriba o aguas abajo.

En las figuras 1, 2 y 3 se muestran esquemáticamente las trayectorias del agua y de las partículas de suelo alrededor del cuerpo, la forma de iniciarse el proceso erosivo y los diversos estadios de la socavación.

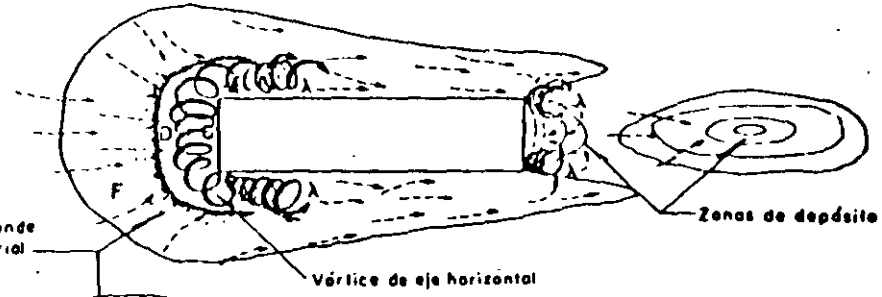
Es interesante notar que para una misma pila, colocada en el mismo

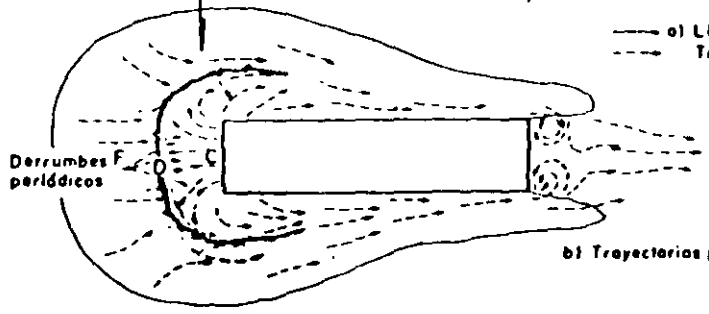




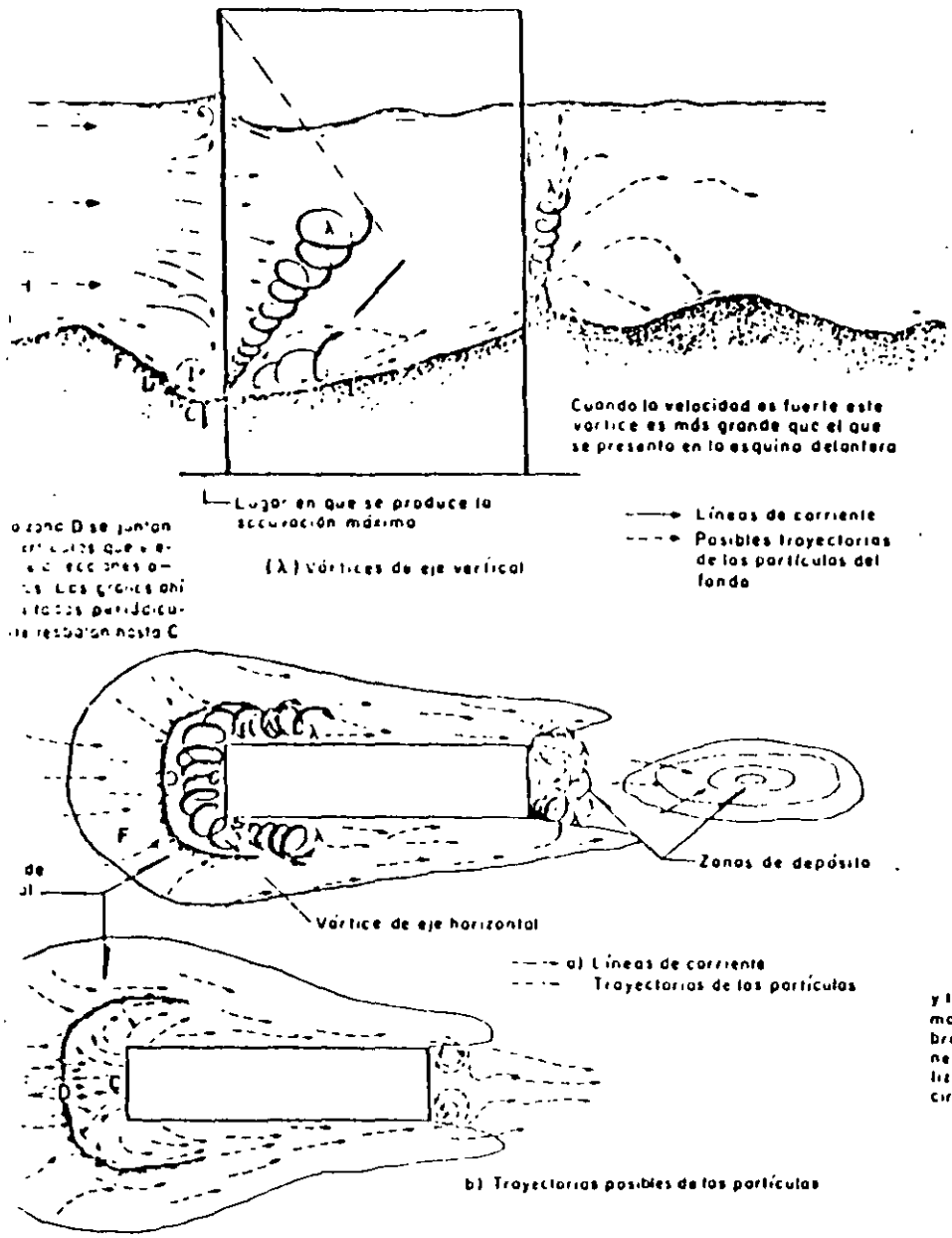
En la zona D se juntan las partículas que vienen de direcciones opuestas. Los granos ahí depositados periódicamente resbalan hasta C

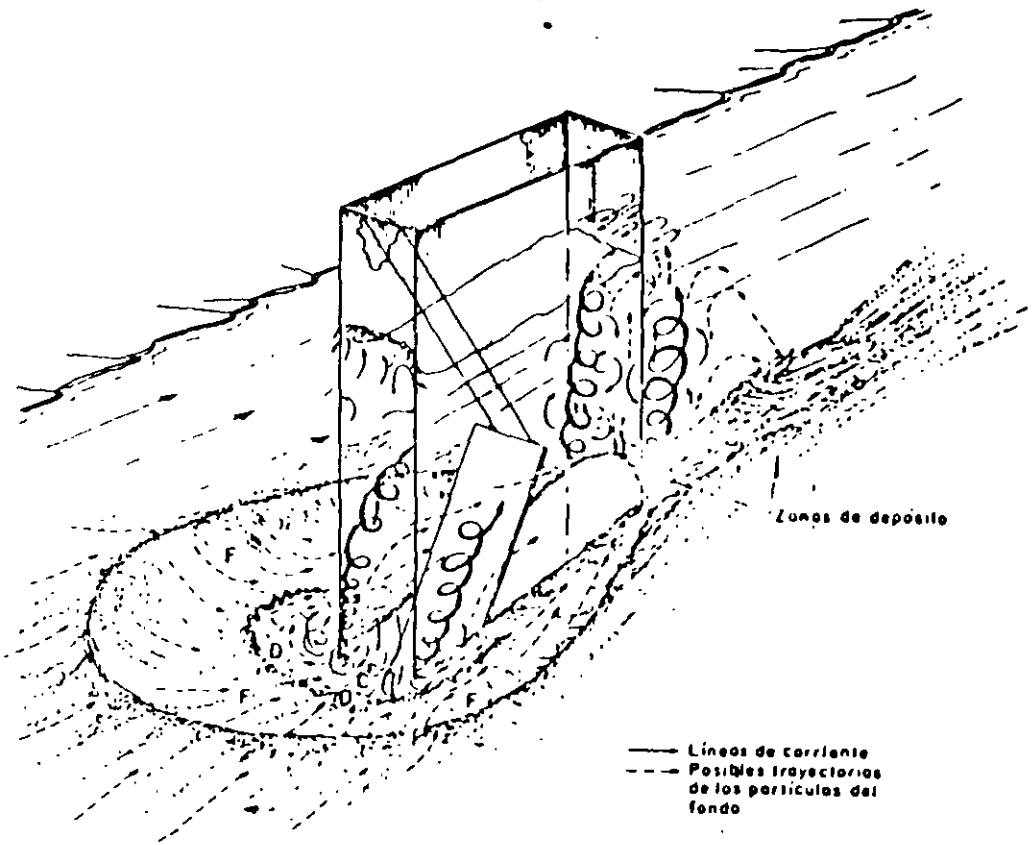
(λ) Vórtices de eje vertical





Estado inicial de socavación. En una pila rectangular se inicia en las esquinas debido a dos vórtices de eje vertical que ahí se presentan



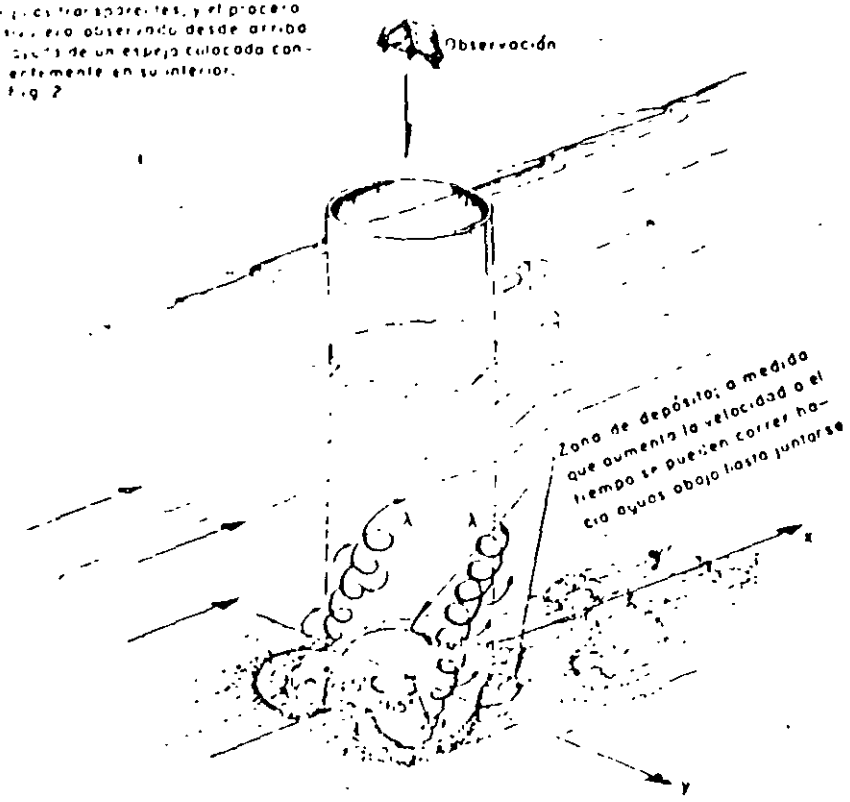


Cuando el fondo es plano y todavía no hay arrastre se forman aguas abajo de la pila dos brazos simétricos de ondulaciones, los cuales se han esquematizado en la Figura 3, de la pila circular

Estado avanzado de socavación

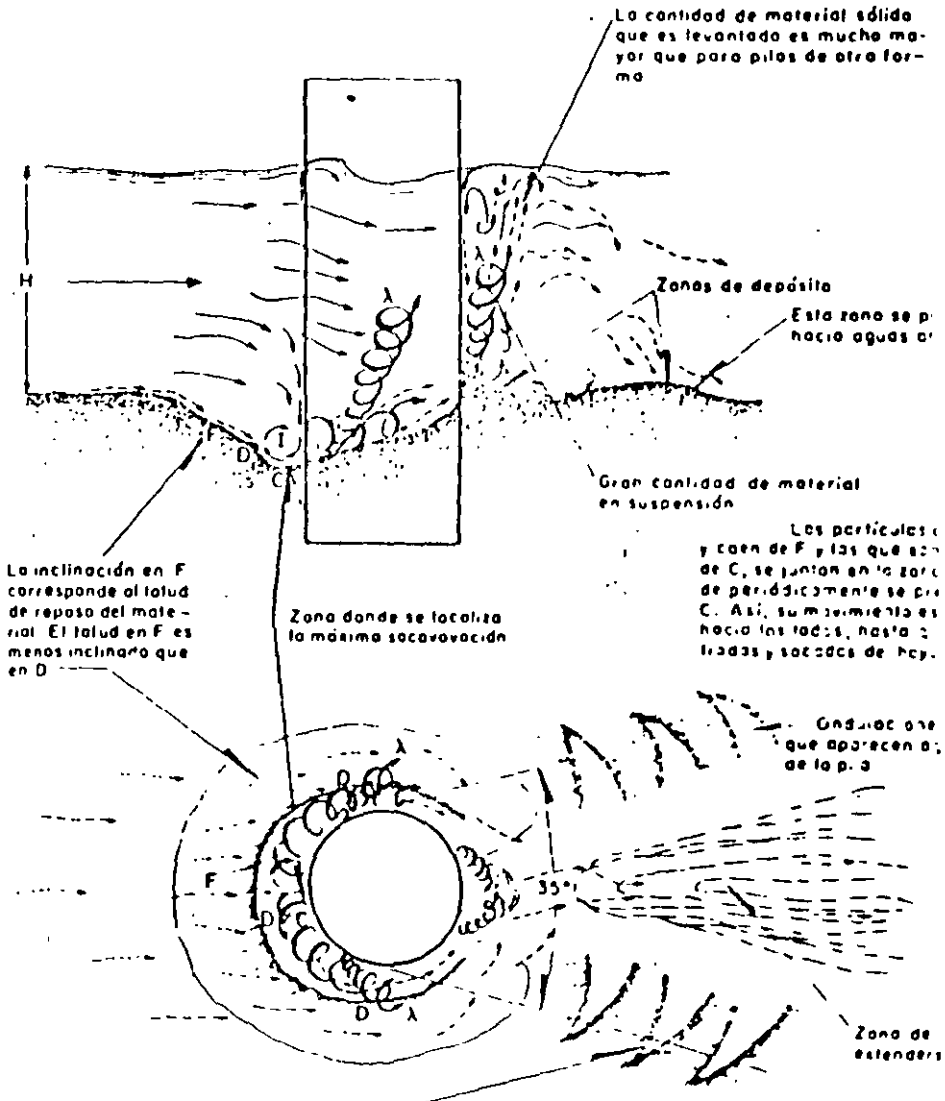
FIG. 1 Socavación en pilas rectangulares

Todos los ensayes se realizaron en canales transparentes, y el proceso se observó desde arriba por medio de un espejo colocado convenientemente en su interior. Ver Fig 2



Estado inicial de socavación

Se inicia en dos puntos colocados aproximadamente a 65° a cada lado respecto a la dirección del flujo (eje x). Los vórtices que ahí se presentan, se conservan hasta obtener la erosión máxima.



Estado avan

Cuando todavía no hay arrastre, aguas abajo de la pila se forman dos brazos de rizos, los cuales forman entre ellos un ángulo de 30 a 40°. Si la velocidad es muy baja, una vez que se han formado, los dos brazos tienden a ser paralelos.

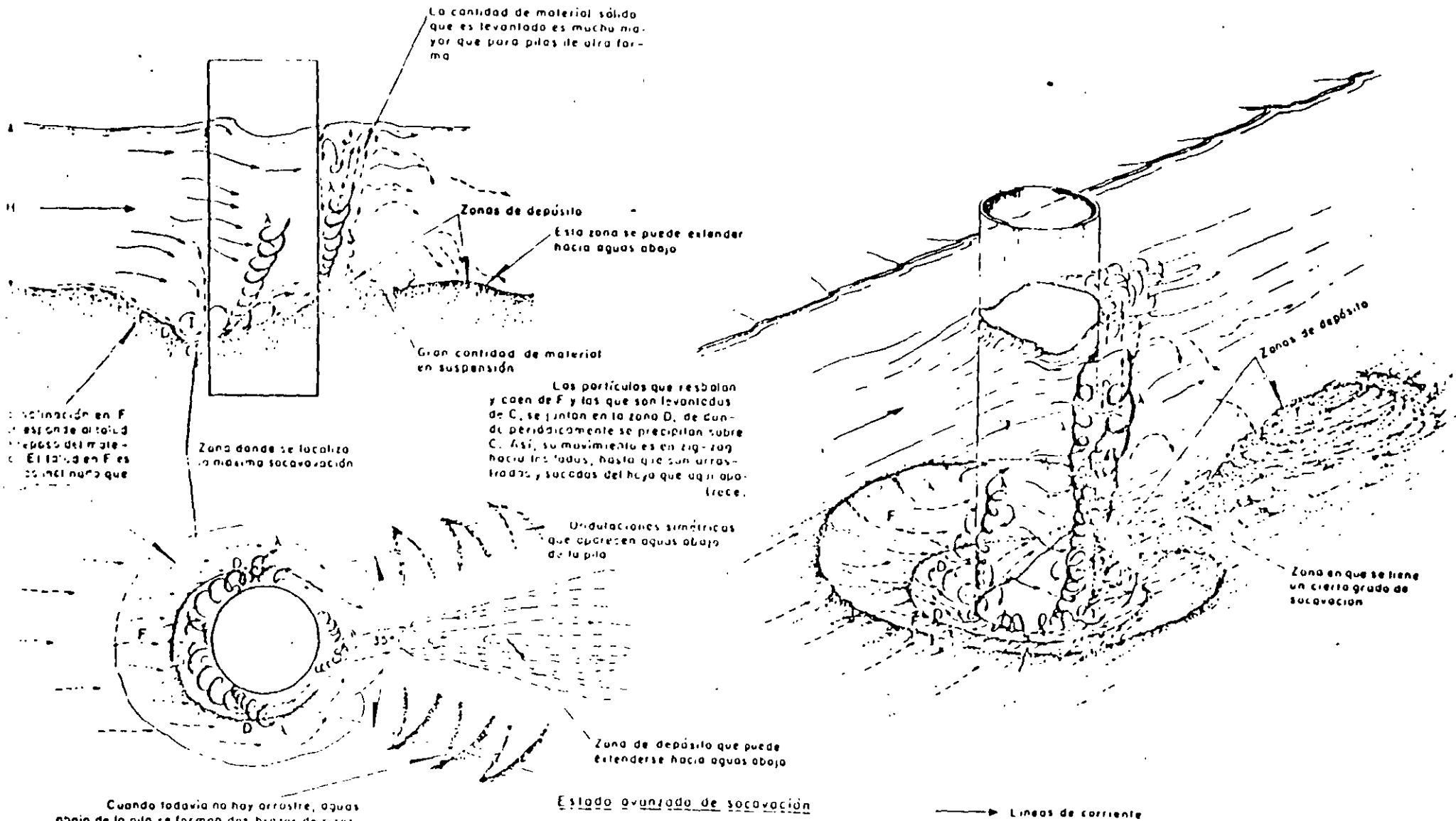


FIG. 2 Socavación en pilas circulares

ESQUEMAS QUE MUESTRAN DIFERENTES ETAPAS EN EL PROCESO EROSIVO

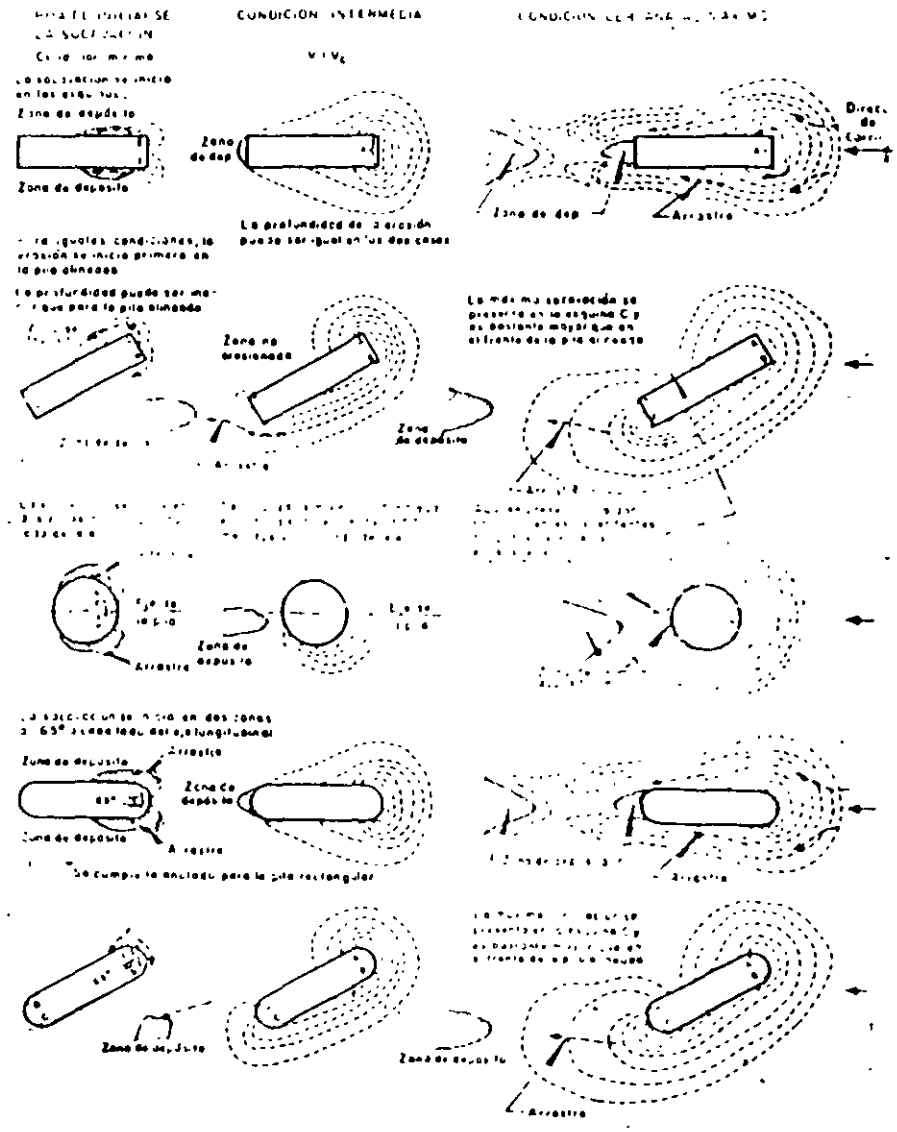


FIG. 3 ETAPAS DEL PROCESO EROSIVO

el mismo lugar, la socavación máxima producida no siempre se presenta en el mismo lugar de la pila; dependa de la velocidad del agua y del acomodamiento de la pila. Todo esto puede verse detalladamente en las figuras incluidas.

I-B-6. Socavación local en estribos.

Desde el punto de vista de definición, la socavación local en estribos es análoga a la que se presenta en las pilas de los puentes y que ya ha sido tratada en el inciso anterior. Se la distingue, sin embargo, por existir algunas diferencias en los métodos teóricos y sus experimentales para su evaluación.

I-B-7. Socavación por disminución de gasto sólido.

La construcción de una presa o de un almacenamiento produce una reducción de la capacidad de transporte de la corriente en la zona de remanso del obstáculo y, por lo tanto, un depósito; aguas abajo es común que la cantidad de sedimentos transportados por la corriente disminuya fuertemente cerca de la obra o se anule, aun cuando la capacidad de arrastre de la corriente pueda permanecer alta. Como quiera que el flujo tiende a establecer condiciones de equilibrio en lo que se refiere a arrastres, el material del lecho del río tenderá a ser erosionado tan pronto como la corriente se aleje de la presa; esta erosión tiende a hacer el cauce más profundo, más ancho y de menor pendiente. Las partes más finas del suelo que forma el lecho del río son removidas primero, de manera que éste va quedando constituído por partículas más y más gruesas; finalmente se llega a un tamaño de partículas que se equilibra con la capacidad erosiva de la corriente y el proceso de socavación cesa.

[illegible] análogo a la disminución por distribución del gasto sólido [illegible] la presencia del obstáculo aguas arriba que [illegible] y de transporte de la corriente fluvial.

II.- FORMAS DE ESTUDIAR EL PROBLEMA DE LA SOCAVACION

II-A INTRODUCCION

II-A.1 Naturaleza del problema.

[illegible] corriente, [illegible]. El material formado por partículas [illegible] dos por el lecho del [illegible] se denomina arrastre de fondo. Por el contrario, a las partículas menores que una [illegible] del fondo o arrancadas de los taludes laterales, pueden permanecer en suspensión durante considerables periodos de tiempo y ser transportadas a grandes distancias, se les denomina Arrastre en Suspensión.

El problema general del transporte de sólidos se ha tratado de estudiar bajo dos aspectos diferentes. El primero trata de estudiar el fenómeno desde un punto de vista teórico racional, pues trata de encontrar, por medio de las matemáticas, las fuerzas y demás factores mecánicos capaces de levantar una partícula sólida sumergida del fondo del cauce y mantenerla en suspensión, o las fuerzas capaces de arrastrar partículas por el lecho de la corriente. El segundo estudia el fenómeno con

un enfoque fundamentalmente experimental, observando el comportamiento de corrientes en el laboratorio. Aun cuando la primera escuela ha proporcionado varios interesantes e importantes intentos de soluciones prácticas, ninguno de éstos ha conseguido un reconocimiento tan amplio y universal como los de la segunda escuela.

II-A.2 Física del arrastre de sólidos.

La forma natural de la superficie de un cauce erosionable, puede ser llana o estar formada por una serie de relieves, médanos, rizaduras o bancos semejantes a las ondulaciones que deja en la arena de la playa la marea en retirada; pero que en los ríos van desplazándose lentamente en el sentido de la corriente.

Las causas que producen y regulan el régimen de estos pequeños relieves o formaciones, están entre los mas intricados problemas de la moderna hidráulica fluvial. El movimiento de estas formaciones presenta ciertas características como la de que la velocidad con que se desplazan, no es la misma que la de las partículas que las forman, siendo mayor la de estas últimas. Otra característica es el perfil que adquieren, que en general es de forma triangular, con pendiente suave del lado aguas arriba y fuerte del lado aguas abajo.

Estas características se refieren principalmente a los tipos más pequeños de rizaduras que pueden ser reproducidos fácilmente en un canal de laboratorio, pero que en general representan básicamente los mismos principios que gobiernan el comportamiento de bancos y relieves de mayores proporciones, que se presentan en el cauce de una corriente natural o artificial.

Al elevarse la velocidad de una corriente por encima de la crítica, las irregularidades del fondo se hacen menos escarpadas y, finalmente, desaparecen dejando un lecho suave. Parece por tanto, que la velocidad crítica debería ser tomada como una base de comparación al estimar la interdependencia cuantitativa entre la velocidad y el tamaño de las rizaduras. Una observación importante, puesta de relieve por Straub, es que invariablemente la presencia de rizaduras en el modelo, está fuera de proporción con las del prototipo; por lo tanto los resultados de estudios en modelos tienen graves limitaciones en la predicción de medidas de control proyectadas en la naturaleza.

En general, la información sobre bancos y médanos en un río con aluviones obtenida hasta ahora cubre una gama tan amplia de velocidades, espaciamientos y tipos, que se ha de llegar necesariamente a la conclusión de que hay varias clases de ondulaciones móviles de materiales granulares del fondo de los cauces de los ríos, las cuales están superpuestas unas sobre otras, de la misma manera que lo hacen las olas en la superficie del mar. En algunos casos se ha registrado la existencia de antimédanos que son formaciones que en lugar de desplazarse en el sentido de la corriente, lo hacen en sentido contrario.

II-A.3 Tipos de teorías de socavación.

Los tipos de teoría de socavación pueden agruparse en dos grupos: Las especulativas o racionales y las que son producto de observaciones de laboratorio.

Como ya se mencionó anteriormente, las primeras tratan de llegar al establecimiento de expresiones que expliquen el fenómeno, partiendo de hipótesis racionales y que incluyan los parámetros o variables que el investigador considere más significativo. Las segundas parten de un experimento de laboratorio de cuyos resultados se deducen fórmulas y sus respectivos campos de aplicación. Cabe advertir que actualmente el segundo método es el que ha dado mejores resultados y, por lo tanto, es el más aplicable.

Como comprobación tanto de las teorías racionales, como de las experimentales, se puede recurrir a las pruebas In Situ en modelos a escala natural o en prototipos, de las cuales se pueden sacar conclusiones y los intervalos de aplicabilidad de las teorías elaboradas.

II-8. TEORIAS PARA CUANTIFICAR LA SOCAVACION.

II-8.1 Socavación General del cauce.

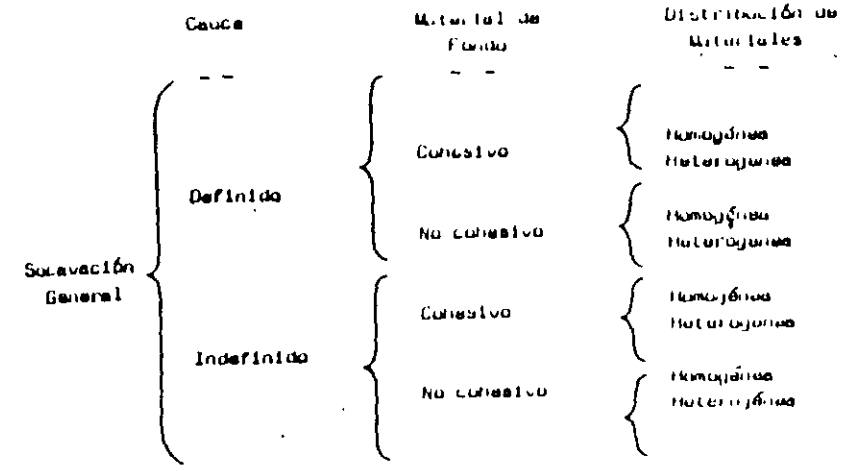
Para la determinación de la socavación general se seguirá el criterio propuesto por L.L. Lischtvan - Lebediev. Para aplicar este método, se hará una serie de clasificaciones de los cauces de los ríos.

1. La primera clasificación atiende a un criterio en el que se define si existe un cauce principal bien diferenciado, en el que haya un arrastre de fondo constante o si, por el contrario, el río discurre por una superficie casi plana, en la cual aparezcan varias venas al mismo tiempo; en este último caso, la capacidad de arrastre sólido será comparativamente menor (Ver Figs. 4 y 5).

2. Una segunda clasificación de los cauces toma en cuenta la naturaleza de los materiales de su fondo, conviniendo distinguir los cohesivos, como limos plásticos y arcillas y los no cohesivos o friccionantes, como limos no plásticos, arenas o gravas.

3. Finalmente, conviene distinguir los cauces en que la distribución de materiales en el fondo sea homogénea (un solo material) o heterogénea (bolsas o estratos de varios materiales).

Así, en resumen, puede llegarse al cuadro sinóptico que se presenta a continuación:



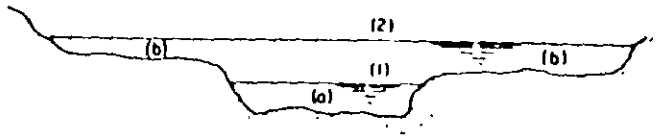


FIG. 4 Sección de un río con cauce principal definido

a cauce principal, con franco arrastre de material

b cauce de avenidas, en algunas ocasiones cubierto con algo de vegetación

1 nivel de aguas mínimas ordinarias

2 nivel de aguas máximas ordinarias

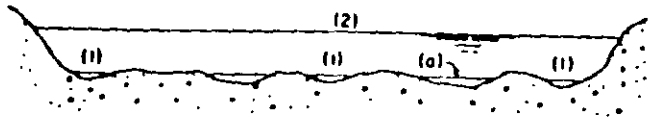


FIG. 5 Sección de un río con cauce principal indefinido

a posible cauce principal

1 nivel de aguas mínimas

2 nivel de aguas máximas ordinarias

Se describirán a continuación los criterios de cálculo para cada condición.

II-8.1.a Socavación general en cauces definidos.

La erosión del fondo del cauce en una sección transversal cualquiera se realiza con la constante aportación de material de arrastre sólido y es provocada por la perturbación local del equilibrio entre el material que sale aguas abajo y el aportado. La determinación de la erosión se hace con el criterio que se expone en lo que sigue. Al presentarse una avenida aumenta la velocidad en el cauce; el aumento de velocidad trae consigo un aumento de la capacidad de arrastre de la corriente, con lo que se empieza a degradar el fondo. Al aumentar el gasto aumenta la socavación, incrementándose el área hidráulica y la velocidad del agua, hasta que se llega a la socavación máxima de equilibrio al ocurrir el gasto máximo; al disminuir la avenida se reduce paulatinamente el valor medio de la velocidad de la corriente y por ende la capacidad de arrastre, iniciándose la etapa de depósito.

Ese equilibrio existe entre la velocidad media de la corriente, denominada "Velocidad real", Vr., y la velocidad media de la corriente que se requiere para que un material de características dadas sea arrastrado, denominada "Velocidad erosiva" Ve. Para suelos sueltos, esta última no es la velocidad de inicio del movimiento de algunas partículas, sino la mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo. Se tratarse de un suelo cohesivo, es aquella velocidad capaz de levantar y poner en suspensión a las partículas. Según lo explicado la ero

ción cese cuando Ve = Vr.

La velocidad real está dada principalmente en función de - las características hidráulicas del río: pendiente, rugosidad y tirante. La erosiva, en función de las características del material del fondo y del tirante de la corriente. Para valuar la velocidad erosiva, la característica representativa que se toma en cuenta al tratarse de materiales no — cohesivos, es el diámetro medio. No se considera el peso específico ya - que se ha supuesto para todas las arenas y gravas una densidad uniforme. En el caso de un suelo cohesivo se toma en cuenta el peso específico del - material seco.

En la determinación de la profundidad de la erosión, tanto en cauces definidos como indefinidos, se distinguirán dos casos diferen- - tes además de los ya enunciados, según que la rugosidad sea o no la misma en toda la sección transversal del cruce. La presentación de las fórmulas se hará suponiendo al cruce con la rugosidad uniforme y sólo al final se - presentarán las modificaciones que hay que hacer para el caso en que la — rugosidad varíe entre una zona de la sección transversal y otra; o bien, - si la sección analizada cae bajo un puente, al variar la rugosidad de un - claro del puente a otro.

II-B-1.a.1. Socavación general para suelos cohesivos en cauces definidos con rugosidad uniforme.

El problema consiste en calcular la erosión máxima general que se puede presentar en una sección al pasar una avenida con un gasto - de diseño Qd, el cual tendrá una cierta frecuencia de retorno. Para los

cálculos subsecuentes se requiere conocer el gasto Q_d y la elevación que alcanza la superficie del líquido para ese gasto en la sección de estudio.

La determinación del gasto máximo Q_d de diseño se realiza - a partir de los datos consignados en un boletín hidrológico, mediante la aplicación de algún método como el Gumbel, Lavediev, hidrógrafo unitario, etc. Cuando por falta de datos hidrológicos no se pueda determinar el gasto por estos métodos será preciso recurrir a otros de tipo indirecto, pero más inseguros.

La elevación que alcanza la superficie libre del agua para ese gasto, puede ser encontrada en una curva elevaciones contra gasto, en la sección considerada.

La magnitud de la erosión en suelos limosos plásticos y arcillosos depende principalmente del peso volumétrico del suelo seco. En este caso, el valor de la velocidad erosiva que es la velocidad media que se requiere para degradar el fondo, está dado por la expresión:

$$V_e = 0.60\ \gamma_s^{1.18}\ \beta\ H_s^{x} \qquad \left[\frac{m}{seg.}\right] \qquad (1)$$

En donde:

γ_s, Peso volumétrico del material seco que se encuentra a la profundidad H_s (en ton/m3).

β, Un coeficiente de paso, que depende de la frecuencia - con que se repita la avenida que se estudia y cuyo valor está consignado en la tabla 2.

H_e Tirante considerado, a cuya profundidad se desea conocer qué valor de V_e se requiere para arrastrar y levantar al material, en m.

x, Es un exponente variable que está en función del peso volumétrico γ_s del material seco en Ton/m3, el cual se encuentra consignado en la tabla 3. En ese mismo cuadro se indica el valor de la expresión $1/(1+X)$ que será necesaria más adelante, así como el valor del exponente x cuando el material del fondo no es cohesivo. En este último caso x es función del diámetro medio de los granos.

TABLA 2

Probabilidad anual (en %) de que se presente el gasto de diseño.	Coeficiente β
100	0.77
50	0.82
20	0.86
10	0.90
5	0.94
2	0.97
1	1.00
0.3	1.03
0.2	1.05
0.1	1.07

TABLA 3

Valores de X y $1/(1+X)$ para suelos cohesivos y no cohesivos

SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	γ_s	x	$\frac{1}{1+x}$	d(mm)	x	$\frac{1}{1+x}$	d(mm)	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.20	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	60.00	0.29	0.78
0.86	0.	0.67	1.28	0.37	0.73	0.51	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

La variación de la velocidad media real v_r de la corriente, en función de la profundidad y para cada punto de la sección puede ser obtenida analizando una franja vertical de la sección transversal, como la mostrada en la figura 6. La hipótesis que se formula para realizar el cálculo es que el gasto unitario en cada franja permanece constante mientras dure el proceso erosivo.

Tómese la franja de espesor ΔB, y en forma hipotética considérese que el fondo se encuentra en su nivel inicial antes de que se produzca la erosión. El gasto que pasa por esa sección se puede expresar según Manning por:

$$\Delta Q = V\ \Delta A = \frac{1}{n}\ S^{\frac{1}{2}}\ H_o^{5/3}\ \Delta B \qquad (2)$$

En donde:

B Es la pendiente hidráulica,

H_o, Profundidad antes de la erosión.

n , Coeficiente de rugosidad de Manning.

Como se ha considerado una rugosidad constante en toda la sección el valor de $\frac{1}{n}\ S^{\frac{1}{2}}$ es constante para cualquier punto de la sección y se denominará α . Entonces:

$$\Delta Q = \alpha\ H_o^{5/3}\ \Delta B \qquad (2')$$

El valor de α puede ser expresado en forma general como una función del tirante medio H_m antes de la erosión, de la velocidad media en toda la sección y del gasto de diseño Q_d, ya que:

$$Q_d = \frac{1}{n}\ S^{\frac{1}{2}}\ H_m^{5/3}\ B_e$$

Cuando la sección en estudio corresponde al cruce de un puente la corriente del agua forma vórtices cerca de la pilas y estribos del puente, por lo que se hace necesario afectar el valor de Q_d de un coeficiente μ llamado de contracción, el cual se encuentra tabulado en la tabla 4. Si no existe puente, debe tomarse igual a la unidad, pues en ese caso no hay contracción en la vena líquida; el resto de los cálculos en estas condiciones permanecería invariable.

$$Q = \frac{\mu}{n} B^{1/2}\ H_m^{5/3}\ B_e$$

$$Q = \mu\ \alpha\ H_m^{5/3}\ B_e$$

B_e Es el ancho efectivo de la superficie del líquido en la sección transversal, es decir, del ancho total se descuenta el ancho de las pilas cuando el ángulo de incidencia de la corriente con respecto al eje de la pila es 0°.

Más adelante se indicará cómo encontrar el valor de B_e que debe ser tomado en cuenta, cuando la corriente forma un ángulo cualquiera con el eje de las pilas.

H_m Tirante medio de la sección original, el cual se obtiene dividiendo el área hidráulica efectiva entre el ancho B_e.

$$H_m = \frac{\text{Area hidráulica}}{B_e}$$

De (3)

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3}\ B_e\ \mu} \qquad (4)$$

Ahora bien, en la franja en estudio, al incrementarse H_o y alcanzar un valor cualquiera H_s, la velocidad disminuye a un valor V_r. En función de la velocidad y el tirante, ΔQ en la franja ΔB está

expresado por:

$$\Delta Q = V_r H_s \Delta B$$

igualando esta última expresión con la (2) se tiene:

$$V_r H_s \Delta B = \alpha H_o^{5/3} \Delta B$$

de donde la velocidad real de la corriente vale:

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \qquad (5)$$

La erosión se detendrá cuando a una profundidad cualquiera alcanzada, el valor de V_r velocidad de la corriente capaz de producir arrastre y V_s velocidad que se necesita para que el fondo se degrade, sean iguales.

$V_s = V_r$ es la condición de equilibrio.

II-B-1.a.2 Socavación general en suelos no cohesivos, en cauces definidos con rugosidad uniforme.

En el estudio de la profundidad de la erosión en suelos formados por granos gruesos (arena, guijarros), V_r tiene el mismo valor que en el caso anterior:

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s}$$

En cambio V_s está expresada por:

$$V_s = 0.68 \quad \beta \quad d_m^{0.28} H_s^{x} \qquad (6)$$

En donde:

H_s , Tirante para el que se desea conocer V_s, en metros

x , Es el exponente variable que depende del diámetro del material y que se encuentra en la tabla 3.

d_m , Es el diámetro medio en (mm) de los granos del fondo obtenido según la expresión.

$$d_m = 0.01 \quad \Sigma \quad d_i \quad p_i \qquad (7)$$

En donde:

d_i Es el diámetro medio en mm. de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza y p_i el peso en % de esa misma porción, comparada respecto al peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

II-B-1.a.3 Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos homogéneos.

Cuando se trata de secciones con una distribución homogénea la determinación de la profundidad de equilibrio está dada por una simple expresión.

Al final de II-B-1.a.1 se había anotado que la condición de equilibrio se presenta cuando la velocidad de arrastre de la corriente V_r es igual a la velocidad que se necesita tener para arrastrar el material, V_e.

Dentro de los suelos homogéneos únicamente se distinguen dos condiciones diferentes según sea el material cohesivo o no.

a). Suelos Cohesivos.- Condición de equilibrio $V_e = V_r$ en que V_e está dada por la fórmula (5) y V_r por la (1)

$$0.60 \quad \gamma_s^{1.18} \quad \beta \quad H_s^{x} = \frac{q \, H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s^{(1+x)} = \frac{q \, H_o^{5/3}}{0.60 \quad \gamma_s^{1.18}}$$

$$H_s = \frac{q \, H_o^{5/3}}{0.60 \quad \gamma_s^{1.18} \, \beta}^{\frac{1}{1+x}} \qquad (8)$$

b). Suelos formados por materiales no cohesivos. En este caso V_e está dada por la fórmula (6)

$$V_e = V_r$$

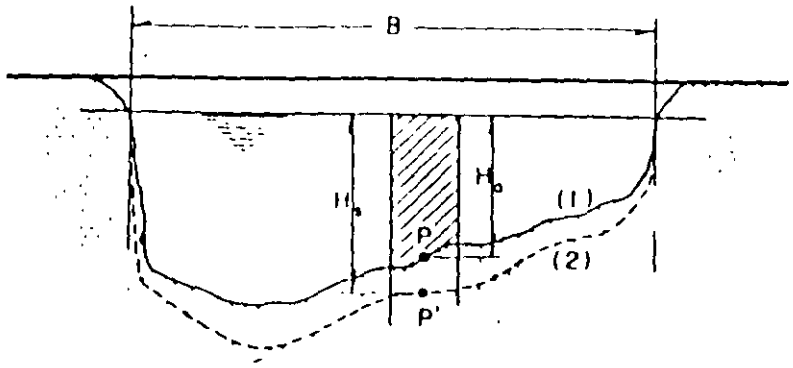
$$0.68 \quad d_m^{0.28} \quad \beta \quad H_s^{x} = \frac{q \, H_o^{5/3}}{H_s}$$

$$H_s = \frac{q \, H_o^{5/3}}{0.68 \quad \beta \quad d_m^{0.28}} \qquad (9)$$

Conocido el perfil transversal de la sección bajo el puente antes del paso de la avenida, se escogen en ella algunos puntos en cuyas verticales se desea conocer a cuanto alcanza la profundidad después de la erosión.

En la figura 7 se indican cinco puntos P_i para los cuales se quiere determinar el valor que alcanzará la socavación. Esa profundidad llega hasta el punto R_i correspondiente para cada uno de ellos. Al unir todos los puntos R_i calculados se obtiene el perfil teórico máximo que se puede alcanzar después de la erosión en esa sección.

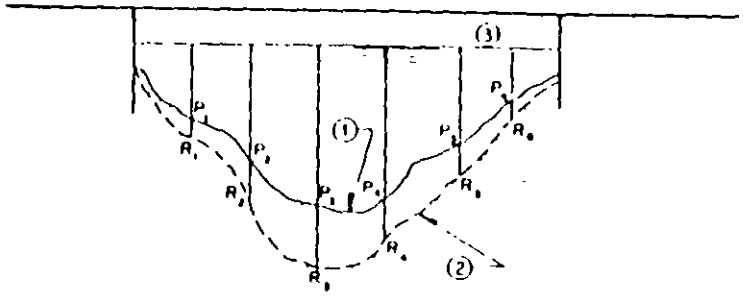
Se ha dicho que la hipótesis principal es que el gasto unitario en cada franja permanece constante durante todo el proceso. Como el gasto unitario en la orilla es cero, este método no permite ningún corrimiento lateral de las márgenes.



1 perfil antes de la erosión

2 perfil de equilibrio al terminar la erosión

FIG. 6 Variación de la velocidad media real de la corriente con la profundidad.



1 perfil transversal antes de la erosión

2 perfil transversal después de la erosión

3 nivel de aguas máximas

FIG. 7 Cálculo de la profundidad de socavación en suelos homogeneos

II-B-1,a.4 Cálculo de la profundidad de la socavación en suelos no homogéneos.

Por suelos no homogéneos se designa aquellos que se encuentran en estratos o capas diferentes.

Pueden estar formados por una superposición de estratos en que unos sean de materiales cohesivos y otros de materiales no cohesivos, sin importar la distribución de ellos, o bien puede ser que únicamente existan materiales granulares, en donde la diferencia por mantos consista en diferentes diámetros o en diferente densidad, etc.

En este caso, cualquiera que sea la estratificación que se tenga, la profundidad de equilibrio, arriba de la cual los granos son arrastrados físicamente por el agua, se puede obtener, ya sea analíticamente a base de tanteos o bien mediante un método gráfico-analítico.

Método analítico por tanteos.- Escogido un punto P_1 para el cual se desea calcular la posible socavación y conocida la distribución geológica bajo la sección, se procede por estratos a aplicar las fórmulas 8 ó 9, según sea el material de que estén formados. El cálculo se inicia para el manto superior y se continúa hacia capas más profundas. En el primer estrato en donde se cumpla que la profundidad H_s calculada cae dentro de él, esa "H_s" es la buscada y se suspenden los tanteos. Esto mismo se repite para varios puntos de la sección (ver figura 8), que al unirlos darán el perfil teórico del fondo una vez que se ha producido la socavación.

TABLA 4

COEFICIENTE DE CONTRACCION μ

VELOCIDAD MEDIA EN LA SECCION, EN M/SEG.	LONGITUD LIBRE ENTRE DOS PILAS (CLARO), EN METROS												
MENOR DE 1	10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00	0.96	0.97	0.98	0.96	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50	0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00	0.93	0.94	0.95	0.95	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50	0.90	0.93	0.94	0.95	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00
3.00	0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50	0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 y MAYOR	0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

Método gráfico-analítico.- Se considera la vertical en un punto P_i cualquiera a una profundidad inicial H_0, del que se conoce el estado geológico del terreno bajo él. Una vez que se conocen las profundidades de las fronteras entre los distintos estratos, se encuentra el valor de V_0 con la ayuda de las fórmulas 1 ó 6, para cada material de cada estrato en las correspondientes fronteras entre ellos. A continuación para distintas profundidades escogidas arbitrariamente se determina el valor de V_r dado por la expresión 5.

Terminadas las operaciones anteriores se llevan esos valores a un sistema de ejes coordenados de velocidades contra profundidades H_s y se dibujan las curvas para V_s y V_r. El punto de intersección de ellas indica la profundidad de equilibrio de la erosión y la velocidad media a la que se obtiene.

Aunque en un inciso posterior todo lo expuesto podrá ser visto más objetivamente con un ejemplo, aquí se muestra esquemáticamente para un solo punto P.

Para cada punto que desee analizarse de la sección, deberá construirse una gráfica similar a la B de la Figura 9.

II-B-1.a.5. Influencia de la rugosidad.

Todo lo que hasta ahora se ha expuesto ha sido para el caso en que la rugosidad del fondo sea la misma en toda la sección transversal. En muchas ocasiones existe una diferencia grande entre el coefi-

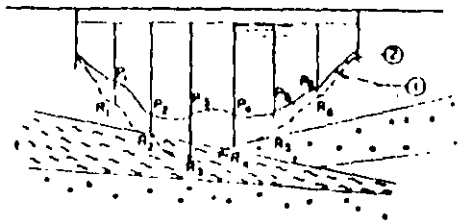


FIG. 8 Erosión en un suelo heterogéneo

arena

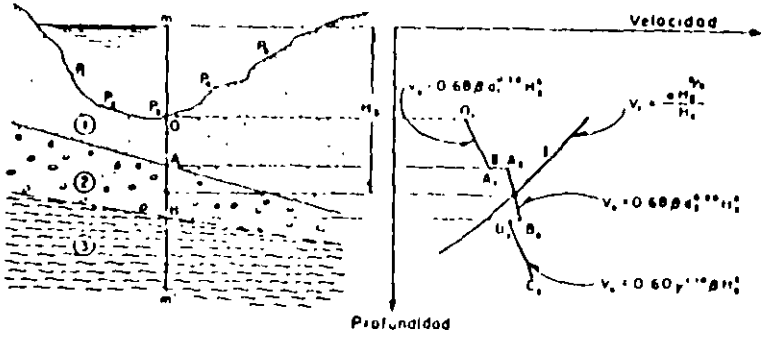
arena con grava

limo

P_i puntos bajo estudio

1 perfil transversal antes de la erosión

2 perfil transversal después de la erosión



a) Sección transversal mostrando los distintos estratos

b) Curvas de V_c y V_r contra H_s para el punto P_2

FIG. 9

H_s Profundidad

eje vertical para el punto p_2

(I) Curva que indica la variación de V_r con respecto a la profundidad.

(II) Curva que indica la variación de V_c con respecto a la profundidad tomando en cuenta el material del fondo. Esta curva fue obtenida de calcular V_c en O, A, B y C para estos materiales de la frontera correspondiente al punto "A", por ejemplo, se dibuja una V_c para el material 1 (arena) indicado en la Fig 9 por el punto A, y una V_c para el material 2 (arena y grava) indicado por el punto A_1 etc.

cientes de rugosidad del cauce principal y el de avenidas, debido principalmente a que en el segundo existe muchas veces algo de vegetación y a que los tirantes son menores. En casos extremos, la rugosidad puede variar entre un claro y otro de los formados entre las pilas del puente.

En todos esos casos es necesario valuar el coeficiente para cada cauce o para cada claro, el cual estará dado por la expresión:

$$\alpha_i = \frac{Q_i}{H_i^{5/3}\, B_{ei}\, \mu} \qquad (10)$$

En donde: α_i es el coeficiente definido por la ecuación 4.

H_i es el tirante medio en metros en el tramo considerado.

B_i ancho efectivo. Si la corriente incide paralelamente al eje de las pilas, esa longitud será la del tramo considerado menos el espesor de las pilas que están dentro de él. Para el caso en que la corriente incida con un cierto ángulo β contra el eje de las pilas (ver figura 10) la expresión más general para calcular el ancho efectivo cuando las pilas son rectangulares o se pueden asimilar a esa figura es:

$$B_{ei} = (B - \Sigma b_i) \cos\phi - (n + 1 - N)\, a \operatorname{sen}\phi \qquad (11)$$

En donde:

a Es el largo de la pila.

Σb_1 Suma de los anchos de las pilas dentro del tramo indicado por B.

n Número de caras de las pilas y/o estribos dentro del intervalo B. Como ejemplo, en el caso de la figura 10, son 6.

N Número de pilas y/o estribos considerados al tomar en cuenta a n.

Si el tramo B considerado, es el claro comprendido entre dos pilas, (ver figura 11) toma la forma:

$$B_e = B \cos \phi - a \operatorname{sen} \phi$$

Q_1 Es el gasto de agua en m^3/s. que pasa bajo el tramo i y que se calcula mediante la expresión:

$$Q_1 = \frac{Q_d \, A_{e1} \, C_1 \sqrt{H_1}}{\sum_1^N (A_{e1} \, C_1 \sqrt{H_1})} \qquad (13)$$

$\sum_1^N (A_{e1} \, C_1 \sqrt{H_1})$ es la suma del producto indicado y que se ha calculado para todos los tramos bajo el puente.

A_{e1} Representa el área hidráulica efectiva en m^2 de cada tramo considerado antes de la erosión; es decir, el área hidráulica menos el área de la sección transversal de las pilas que está bajo la superfi-

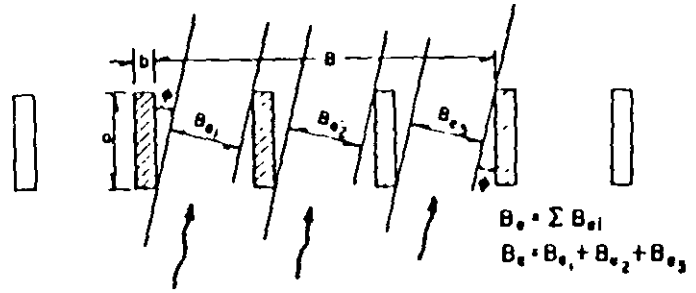


FIG. 10 REDUCCION DEL ANCHO EFECTIVO DEBIDO AL ESVIAJAMIENTO DE LA CORRIENTE EN EL CRUCE.

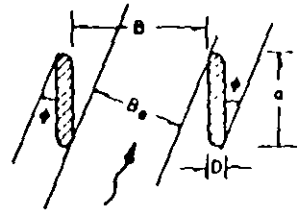


FIG. 11 REDUCCION ENTRE DOS PILAS.

cie del líquido. Si la corriente incide con un ángulo β contra el eje de las pilas, el área que deberá tomarse en cuenta es:

$$A_{ai} = A \text{ (transversal)} \cos \beta \qquad (14)$$

C_i Es el coeficiente de rugosidad de Chezy. Puede ser encontrado a partir de la expresión dada por Manning.

$$C_i = \frac{n_i^{1/6}}{n_1} \qquad (15)$$

n_i Es el coeficiente de rugosidad de Manning en el tramo en estudio.

Otra expresión más útil para valuar C_i es:

$$C_i = 18 \log. \frac{6n_i}{k} \qquad (16)$$

k Es el radio de las esferas que producen la misma rugosidad que el fondo en cuestión; por lo que en fondos de arena, grava etc. será igual al radio de los granos o si se han formado dunas, a la amplitud de ellas. (Figura 12).

La ventaja del empleo de k sobre el uso del coeficiente n de la expresión de Manning, consiste en que k tiene un significado físico, lo que permite elegir un valor para él en aquellas ocasiones en que es difícil valuar a n. Además un error en el valor supuesto de n conduce a un error de la misma magnitud en C, mientras que la influencia de un error en la selección de k, hace que C tenga un error menor ya que in-

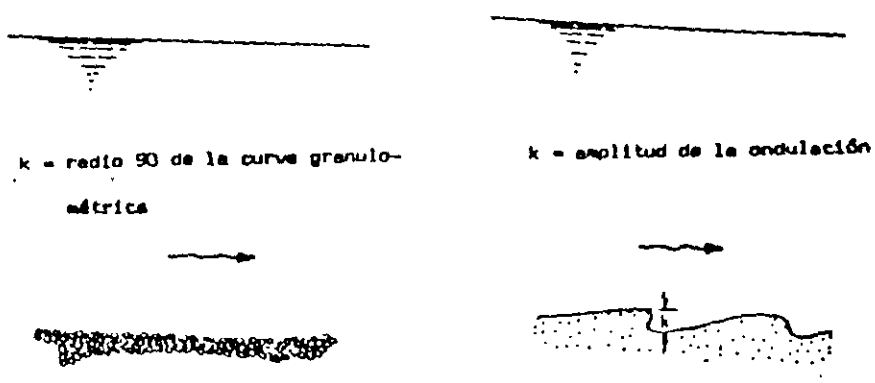
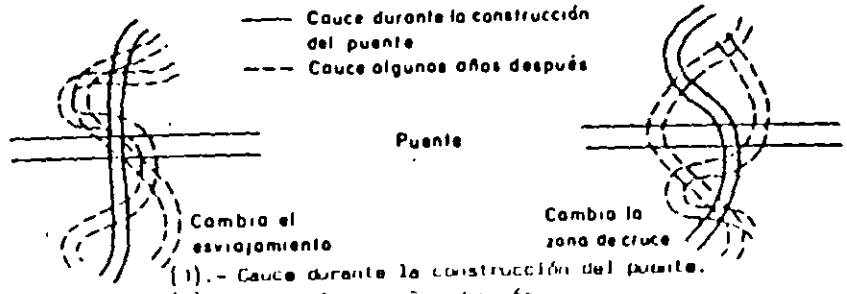


FIG. 12 Significado físico de k



(1).- Cauce durante la construcción del puente.
(2).- Cauce algunos años después.

FIG. 13 Posible avance de una curva en la sección de un puente

terviene el logaritmo.

Una vez conocido el valor de a_1 para cada tramo, el valor de la erosión se calculará en forma similar a la descrita anteriormente, substituyendo ese valor en las fórmulas 8, 9 y 5, según sean las características del material del fondo.

II-8-1.b Cálculo de la Socavación general en cauces indefinidos.

En el caso de un río carente de un cauce bien formado, por ejemplo aquellos en que se tienen varias corrientes pequeñas que se cruzan entre sí y en donde esas corrientes cambian de posición con relativa facilidad, se tiene una actividad erosiva más reducida. En estos ríos se cumplen las siguientes condiciones:

$$\frac{Q_p}{Q_a} \leq 0.25 \qquad (17)$$

En que:

Q_p Es el gasto que pasa por el mayor cauce formado en estiaje y que llamaremos cauce principal.

Q_a Es el gasto sumado que pasa por los otros cauces.

La Segunda condición es que:

$$\frac{B_o}{B_r} \geq 0.80 \qquad (18)$$

B_o Es la anchura del cauce para un nivel normal del agua.

B_r El ancho total formado entre los bordos del cauce de avenidas.

Para el cálculo de la socavación general en cauces no definidos se toma en cuenta no a la velocidad V_c, sino a una velocidad V_e; denominada velocidad no erosionante, la cual depende también del material del fondo y del tirante de la corriente. Los valores de V_o se encuentran anotados en la tabla 6 para materiales cohesivos y en la tabla 5 para materiales no cohesivos.

En términos generales la velocidad V_c para cualquier profundidad está dada por:

$$V_c = V_{c1} H_e^{0.2} \qquad (19)$$

En donde:

H_e En el tirante en m. que se ha alcanzado en el punto en estudio.

V_{c1} Es la máxima velocidad no erosionante en m/s. cuando el tirante es de 1 m. El valor de V_{c1} también depende del material del fondo y se obtiene de las tablas 5 y 6.

Al comparar la velocidad V_c necesaria para producir ero

T A B L A 5

VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA, QUE SON ADMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS NO COHESIVOS, m/s.

	Diámetro medio de las partículas, en mm.	Tirante medio de la corriente, en (m)					
		0.40	1.00	2.00	3.00	5.00	Más de 10
Polvo y limo	0.005 – 0.05	0.15 – 0.2	0.2 – 0.30	0.25 – 0.40	0.30 – 0.45	0.40 – 0.55	0.45 – 0.65
Arena fina	0.05 – 0.25	0.20 – 0.35	0.3 – 0.45	0.40 – 0.55	0.45 – 0.60	0.55 – 0.70	0.65 – 0.80
Arena media	0.25 – 1.0	0.35 – 0.50	0.45 – 0.60	0.55 – 0.70	0.60 – 0.75	0.70 – 0.85	0.80 – 0.95
Arena gruesa	1.0 – 2.5	0.50 – 0.65	0.60 – 0.75	0.70 – 0.85	0.75 – 0.90	0.85 – 1.00	0.95 – 1.20
Grecilla fina	2.5 – 5.0	0.65 – 0.80	0.75 – 0.85	0.80 – 1.00	0.90 – 1.10	1.00 – 1.20	1.20 – 1.50
Grecilla media	5.0 – 10	0.80 – 0.90	0.85 – 1.05	1.00 – 1.15	1.10 – 1.30	1.20 – 1.40	1.50 – 1.75
Grecilla gruesa	10 – 15	0.90 – 1.10	1.05 – 1.20	1.15 – 1.35	1.30 – 1.50	1.45 – 1.65	1.75 – 2.00
Greve fina	15 – 25	1.10 – 1.25	1.20 – 1.45	1.35 – 1.65	1.50 – 1.85	1.65 – 2.00	2.00 – 2.30
Greve media	25 – 40	1.25 – 1.50	1.45 – 1.85	1.65 – 2.10	1.85 – 2.30	2.00 – 2.45	2.30 – 2.70
Greve gruesa	40 – 75	1.50 – 2.00	1.85 – 2.40	2.10 – 2.75	2.30 – 3.10	2.45 – 3.30	2.70 – 3.60
Guijarro fino	75 – 100	2.00 – 2.45	2.40 – 2.80	2.75 – 3.20	3.10 – 3.50	3.30 – 3.80	3.60 – 4.20
Guijarro medio	100 – 150	2.45 – 3.00	2.80 – 3.35	3.20 – 3.75	3.50 – 4.10	3.80 – 4.40	4.20 – 4.50
Guijarro grueso	150 – 200	3.00 – 3.50	3.35 – 3.80	3.75 – 4.30	4.10 – 4.65	4.40 – 5.00	4.50 – 5.50
Canto rodado fino	200 – 300	3.50 – 3.65	3.80 – 4.35	4.30 – 4.70	4.65 – 4.90	5.00 – 5.50	5.40 – 5.90
Canto rodado medio	300 – 400		4.35 – 4.75	4.70 – 4.95	4.90 – 5.30	5.50 – 5.60	5.90 – 6.00
Canto rodado grueso	400 – 500			4.95 – 5.35	5.30 – 5.50	5.60 – 6.00	6.00 – 6.20

T A B L A No. 6

VELOCIDADES MEDIAS DE LA CORRIENTE DEL AGUA QUE SON ADMISIBLES (NO EROSIVAS) PARA SUELOS COHESIVOS, m/s.

Denominación de los suelos	Porcentaje del Contenido de – Partículas		Suelos poco compactos, peso volumétrico del material seco hasta 1,66 T/m				Suelos medianamente compactados, peso – volumétrico del material seco, 1.20 – 1.66 T/m3				Suelos Compactos Peso volumétrico del material seco, de 1.66–2.04 T/m3					Suelos muy compactos, el peso volumétrico del material seco de —— 2.04–2.14 T/m3.		
			Profundidades Medias de la Corriente en m.															
	0.005	0.005–005	0.4	1.00	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	0.4	1.0	2.0	3.0	4.0	1.0	2.0	3
Arcillas, tierras	30–50	70 – 50	0.35	0.4	0.45	0.5	0.7	0.85	0.95	1.1	1.0	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2
Fuertemente arcillosas	20–30	80 – 70																
Tierras ligeramente arcillosas	10–20	90 – 80	0.35	0.4	0.45	0.5	0.65	0.8	0.9	1.0	0.95	1.2	1.4	1.5	1.4	1.7	1.9	2.
s de Aluvión																		
Arcillas margosas							0.6	0.7	0.8	0.85	0.8	1.0	1.2	1.3	1.1	1.3	1.5	1.
Tierras arenosas	5–10	20 – 40	Según la Tabla 5 en relación con el tamaño de las fracciones arenosas.															

sión en un cauce definido con la velocidad V_c, necesaria para producir — erosión en un cauce no definido, se ve que si se considera un diámetro cualquiera menor de 40 mm., se nota que en el cauce definido se requiere una velocidad media V_a de la corriente mayor para producir erosión que en un cauce no definido. Lo contrario sucede cuando se trata de partículas mayores de 40 mm. Levadiev no explica la diferencia entre la velocidad - V_c y V_a para iguales tirantes y diámetros, al variar el tipo de cauce.

II-B.1.b.1 Cálculo de la profundidad de la socavación para cauces no definidos con material homogéneo.

En el caso de que el fondo esté formado por material homogéneo, el equilibrio se obtiene cuando $V_c = V_r$.

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} = Vc$$

$$H_s = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{V_c} \qquad (20)$$

En donde V_c se toma de las tablas 5 y 6 ó bien, si se - sustituye V_c por el valor expresado en la fórmula 19 se obtiene:

$$H_s = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{V_{c1} H_s^{0.20}}$$

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{V_{o1}} \right)^{0.833} \qquad (21)$$

II-B.1.b.2 Cálculo de la profundidad de la socavación para cauces no definidos formados por material no homogéneo.

Para el caso de un suelo heterogéneo y para un subsuelo geológicamente estratificado, la profundidad de la erosión general en una vertical cualquiera de la sección transversal se obtiene mediante cual- - quiera de los dos procedimientos descritos al tratar cauces definidos. - Tanto en el método de tanteos como en el gráfico-analítico las expresio— nes a tomar en cuenta son:

$$V_o = V_r$$

$$V_r = \frac{\alpha H_o^{5/3}}{H_s} \qquad (5)$$

$$V_o = V_{c1} H_s^{0.20}$$

II-B.1.b.3 Efecto de la socavación cuando la corriente arrastra mucho - material en suspensión.

Para cauces formados de materiales no cohesivos y cuando por las condiciones de aguas arriba la corriente arrastra en suspen- -

sión materiales arcillosos o limosos, se tiene una reducción en la profundidad de la socavación para la misma velocidad media. Esto puede ser debido a que para levantar a una partícula cualquiera, se necesita un cierto grado de turbulencia, que es función de la velocidad de la corriente entre la viscosidad cinemática del líquido. Cuando éste trae mucho limo o arcilla en suspensión, aumenta su peso específico y su viscosidad, con lo que disminuye el grado de turbulencia de la corriente. Por lo tanto, si para un tirante dado se desea tener una condición que provoque la misma erosión que en el caso de aguas más limpias, se requiere que la velocidad media aumente. Esto se toma en cuenta al introducir en la fórmula 6 el coeficiente ψ que depende del valor de γ_m de la mezcla agua-materiales en suspensión.

$$V_e = 0.68 \; d_m^{0.28} \; \phi \; \beta \; H_s^{x} \qquad (22)$$

Esto hace que para suelos homogéneos, la expresión (9) tome la forma:

$$H_s = \frac{a \; H_o^{5/3}}{0.68 \; \psi \; d_m^{0.28} \beta} 1/(1 + x) \qquad (23)$$

TABLA 7

Valor del coeficiente ψ en función de γ_m

γ_m (T/m^3)	1.05	1.10	1.15	1.20	1.25	1.30	1.35	1.40
ψ	1.06	1.13	1.20	1.27	1.34	1.42	1.50	1.60

II-B-1.c Comentarios al método de Lishtvan-Levediev.

Como ha podido notarse, el método propuesto requiere para su aplicación de datos que son relativamente fáciles de obtener en la naturaleza.

a) El gasto Q_d de diseño escogido con una frecuencia determinada y que pueda ser obtenido mediante algún método estadístico.

b) El perfil de la sección durante el estiaje, que es cuando más cómodo resulta obtenerlo.

c) Características del material del fondo (γ_s d_m), así como su distribución en el subsuelo, para lo cual se requiere hacer algunos sondeos.

La hipótesis de partida y fundamental es que el gasto unitario permanece constante durante todo el proceso erosivo en cada franja escogida de la sección. Como el gasto unitario en las orillas es igual a cero, después de la erosión deberá permanecer así, por lo que se excluye la posibilidad de cualquier corrimiento lateral. En la mayoría de las ocasiones esto se cumple excepto en la parte exterior de las curvas. Al tratarse del cálculo bajo la sección de un puente, los estribos impiden cualquier avance lateral.

Al considerar la hipótesis de partida de la conserva-

ción del gasto unitario, se puede presentar un inconveniente cuando en el fondo del cauce exista una zona con un material más resistente a la erosión que en el resto de la sección. Se presentará en la zona menos resistente un descenso del fondo más rápido. Esto hará que después de un cierto tiempo sea mayor el gasto unitario sobre esa zona disminuya r sobre la zona con material más resistente. En el caso del material menos resistente a la erosión, las profundidades que se alcanzan serán mayores que las calculadas, mientras que en el material más resistente serán más pequeñas que las dadas por la teoría.

La teoría no toma en cuenta el tiempo necesario para - cada material pueda ser erosionado.

Las erosiones teóricas calculadas se pueden presentar - con facilidad si el material es granular y no cohesivo; sin embargo, para materiales cohesivos se requiere un cierto tiempo para que la corriente - realice todo su trabajo, tiempo que puede ser mayor que el de duración de la avenida. Debido a esto, se pueden presentar erosiones menores que las calculadas en esos materiales, aunque la corriente haya tenido, en un momento dado, una capacidad de erosión mayor.

No se puede precisar el grado de exactitud de todas las fórmulas y criterios propuestos, ya que han sido aplicados en contados casos en nuestro medio y sobre todo no se ha realizado ninguna observación en algún puente recién construido, de la que estén enterados los autores de esta ponencia.

Para realizar esas observaciones, la forma más sencilla

podía consistir en una serie de perforaciones efectuadas durante el estiaje, que después se rellenarían de un material distinto al del suelo, polvo de ladrillo por ejemplo. En la siguiente época de secas se harían - - unos pozos en el sitio de las perforaciones hasta alcanzar la profundidad en la que ese material no haya sido arrastrado, profundidad que indicaría el nivel hasta donde el fondo descendió durante la máxima avenida del año anterior. Para localizar fácilmente esos pozos se podría hincar un tubo o varilla metálica de 3/4" en toda la profundidad del pozo, dejándola sobresalir 1 ó 2 metros del nivel actual del fondo. Estos pozos permitirían realizar observaciones en años posteriores, siempre y cuando los nuevos gastos máximos sean mayores que todos los pasados desde que se construyó el pozo. El método anterior sólo es uno entre una variedad muy grande que a cada ingeniero se le puede ocurrir.

Cuando para determinar el gasto de diseño se recurra a un método del tipo de sección y pendiente, surge el inconveniente de que en rigor debería de entrarse con el gasto máximo correspondiente al área hidráulica socavada, la cual no se conoce a priori. En este caso puede - procederse por tanteos como sigue:

Se supone un tirante y área incrementados por socave- - ción y con ellos se calcula un gasto máximo; con este gasto se aplica el método de Levediev y se verifica si el H supuesto fue el correcto o no.

II-8-2 Socavación por estrechamiento.

La socavación por estrechamiento se produce cuando se reduce el área útil de una corriente natural con la presencia de pilas, es-

tribos y terraplenes de acceso. Al reducirse el área, se produce un aumento de velocidad que permite un mayor arrastre de material sólido, con lo que se rompe el equilibrio entre el material que entra a la sección y el que sale, lo cual produce una erosión del fondo. Este proceso continúa hasta que por aumentar tanto la profundidad en la sección y por ende el área hidráulica útil, disminuye la velocidad y la capacidad de arrastre de la corriente en esa sección.

Para poder determinar el valor del descenso del fondo del cauce al presentarse un gasto cualquiera, se puede aplicar cualquiera de los métodos siguientes: de Laushtvan-Lavedlov o de Straub.

II-8.2.a Método de Laushtvan - Lavedlov.

Este método es el mismo que se ha descrito para valuar la socavación general. En este caso se respeta la hipótesis de la permanencia del gasto unitario en cada franja de la sección, puesto que se impide la ampliación lateral con la presencia de los estribos. El efecto de la contracción es tomado en cuenta dentro del ancho efectivo B_e, por el cual se hace pasar a todo el gasto de diseño Q_d.

II-8-2.b Método de Straub.

Este es un método muy simple que permite en una forma rápida conocer las posibles profundidades que se pueden alcanzar en una sección reducida. El criterio está elaborado bajo la base de que la rugosidad sea la misma en toda la sección y que el material sea arena en toda la zona a donde llegará la erosión; es decir, se aplica sólo a distribu-

ciones homogéneas del material arenoso.

La expresión de Straub es:

$$\frac{H_2}{H_1} = \left(\frac{B_1}{B_2}\right)^{0.642} \qquad (24)$$

En donde:

H_1 Es el tirante en una sección inalterada aguas arriba del estrechamiento.

H_2 Tirante que se alcanzará en el estrechamiento.

B_1 Ancho de la sección inalterada, en la zona donde se note claramente movimiento del líquido. (Excluyendo zonas de inundación).

B_2 Ancho en el estrechamiento.

II-8-2.c Comentarios.

Siempre que se desee conocer la socavación por estrechamiento es conveniente aplicar el método de Straub para tener una idea de valor de las profundidades que se pueden alcanzar, pero de ningún modo confiar en ese resultado por el hecho de que no toma en cuenta la posible distribución estratigráfica de materiales más resistentes a la erosión.

Un resultado más aproximado de las profundidades que se

pueden esperarse se obtienen con el método de Lischtvan-Levediev, el cual toma en cuenta las características físicas de todos los materiales en el subsuelo.

Cuando una sección se reduce artificialmente, las profundidades de socavación pueden llegar a ser de una a dos veces el tirante de la sección original.

II-8-3 Erosión en Curvas.

En cauce de río nunca es permanente, sino que va sufriendo alteraciones debidas, entre otras causas, a su acción erosiva en el extradós de las curvas, a que en las zonas donde disminuye su velocidad aumenta el depósito de materiales, lo que a su vez disminuye el paso del caudal sobre dicha zona, etc. y, principalmente, a que el gasto que transita por él tampoco es constante, con lo que varía en cada momento su acción erosiva y su capacidad de transporte.

La sección transversal del cauce en cualquier punto también cambiará y con ello la localización del canal principal, que es donde existen las mayores profundidades y, al mismo tiempo, donde se presentarán las máximas socavaciones cuando ocurra una avenida.

Si al proyectarse un puente, éste pasa sobre una sección de la curva de un río y ella está fija, la profundidad máxima que se obtenga durante una avenida dependerá del perfil que el fondo tenga en ese momento y podrá ser valuada con el criterio presentado para estimar la socavación general, puesto que el perfil de estiaje ya indica mayores

profundidades en la zona exterior de la curva. Pero en el caso de que un puente esté en un tramo recto y exista la posibilidad de que alguna curva o meandro avance y lo cruce, o bien si se desea rectificar el cauce de un río, en un tramo que comprenda el cruce de un puente y éste después de la rectificación quede sobre la curva, se necesitarán calcular las nuevas profundidades que se puedan esperar en el río en esas condiciones. Con los nuevos valores obtenidos, la socavación máxima durante una avenida se determinará con el criterio señalado al calcular la socavación general. En una forma simple se podrán agrupar los ríos como:

a) formados por un solo cauce definido y

b) formados por varios cauces.

II-8-3.a Ríos formados por un solo cauce.

Al construir un puente sobre un río que cumple con la característica anterior y aunque en el momento de la construcción no pase sobre una curva, con el tiempo se puede formar una o avanzar hasta la sección en estudio. En ese caso, la parte más profunda puede localizarse en cualquier parte de la sección y variará de un lugar a otro al avanzar el crecimiento del meandro. La presencia de los accesos del puente sobre parte del cauce de avenidas, o más bien sobre la zona en que puede desarrollarse el meandro, ocasiona que la curva bajo el cruce pueda llegar a ser más forzado, es decir con un radio de curvatura menor.

La máxima profundidad alcanzada al pasar una avenida se puede obtener de aplicar el criterio expuesto para la socavación general, para lo cual se escoge de entre todas las secciones transversales levanta-

das en las curvas cercanas al cruce, a la que tenga la mayor profundidad para condiciones normales de gasto y se supone en el cálculo que esa sección es la que se tiene bajo el puente.

Sin embargo, para el caso en que bajo un puente se desee rectificar o una curva del río y se quiere determinar teóricamente la máxima profundidad que se alcanza en condiciones medias durante una avenida, se puede utilizar cualquiera de los métodos que se describen en seguida. El primero, propuesto por B.B. Levadiev, consiste en obtener la profundidad máxima que se puede presentar en el lado exterior de la curva para condiciones normales de gasto (gasto dominante). Ese valor H_{cu} del tirante se sustituye como H_o en las ecuaciones 5, 8 y 9 para encontrar el valor de la socavación cuando se presenta una avenida. El segundo debido a Altunin da directamente, sin necesidad de sustituir en las ecuaciones anteriores, el tirante máximo que se llega a tener cuando el cauce principal está lleno. Supone además que el tirante no aumenta cuando el agua desborda a los cauces de avenidas.

B.B. Levadiev, propone la expresión siguiente:

$$H_{cu} = H_{re}\left(1 + r\sqrt{\frac{B}{R}}\right) \qquad (25)$$

$$H_{cu} = K_r H_{re} \qquad (25')$$

Donde:

H_{cu} Tirante máximo en la curva, en metros.

H_{re} Tirante máximo en los tramos rectos, en metros.

r y K_r Coeficientes que están en función del valor de B/R. (ver tabla 8).

T A B L A 8

B/R	1.00	0.70	0.5	0.333	0.25	0.20	0.166	0
r	- -	2.00	0.85	0.75	0.65	0.60	0.60	0
K	3.00	2.69	1.60	1.43	1.33	1.27	1.24	1,0
ε	- -	- -	3.00	2.57	2.20	1.84	1.48	1.2

B Ancho de la superficie del agua en el tramo recto, en metros.

R Radio de la curva, en metros, medida al centro del cauce. Se considera el menor posible.

El radio mínimo R de los meandros se obtiene del estudio del plano en planta del río en la vecindad del cruce. También se puede suponer que podría llegar a formarse un meandro estable con radio mínimo. Ese radio mínimo que hace aún estable a la curva es aproximadamente igual a 3.5 B.

La única forma de verificar la bondad del procedimiento y su veracidad sería efectuar alguna medición en la naturaleza. La falta de medios económicos, la necesidad de hacer las observaciones exactamente en el puente (por comodidad) bajo el cual se está formado un meandro o está ya formado, así como que el equipo y el personal pierda días por esperar el pico de una avenida, hacen impracticable por el momento la verifi-

cación de las fórmulas expuestas. Con el fin de tener una guía más en el cálculo se presenta un segundo criterio.

El segundo método consiste en encontrar el tirante máximo que se produce en una curva, según una expresión propuesta por S.T. - Albunin.

Este es un método no tan "racional" como el anterior, - pues no toma en cuenta ninguna avenida, sino el parecer único o implícitamente el gasto máximo que puede pasar por la sección sin desbordar el cauce de avenidas. Sólo se aplica si la sección transversal de la curva no se reducida por el puente en el cauce principal.

La fórmula propuesta es:

$$H_{máx.} = \xi\, H_{rm} \qquad (26)$$

En donde:

H_{rm} Es el tirante medio en el tramo recto en metros - durante la avenida.

ξ Es un coeficiente que depende de la relación $\frac{B}{A}$ y que se encuentra en la tabla 8.

Si se toma un valor medio de ξ igual a 2.00 se puede recordar fácilmente la expresión para el caso de algún cálculo en el campo.

$$H_{máx.} = 2.0\ H_{rm} \qquad (27)$$

II-B.3.b Ríos con cauces errantes (No definidos).

Son aquellos en los cuales se forman islas que bifurcan el caudal. Estas islas están distribuidas en forma muy irregular y puede haber más de una en una misma sección, por lo que el río correrá por dos, tres o más cauces en esas partes. Estos bancos de arena, grava y bolso - avanzan hacia agua abajo, principalmente en la época de avenidas. Esto - se presenta en las zonas inmediatamente aguas abajo de la zona de montaña. En el valle, el aporte de materiales es mayor que la capacidad de arrastre del cauce, lo que facilita la formación de las islas.

En algunas ocasiones, si durante uno o dos años en la - estación de lluvias los caudales no aumentan mucho, esas islas se cubren de vegetación.

Al cruzar un puente a un río de este tipo, la máxima — profundidad de la socavación que puede presentarse bajo él, se determinará al sustituir en las ecuaciones 20 ó 21 la máxima profundidad que ha sido observada en un tramo de dos kilómetros aguas arriba y abajo de la sección del cruce.

Conviene que las mediciones efectuadas para conocer la $H_{máx.}$ que se presenta en la zona errante se efectúen durante dos años o más.

FIG. 14 Cruce de un puente sobre un río con cauce errante

a nivel de aguas máximas

b nivel de aguas mínimas

Igual que en el caso anterior la profundidad máxima calculada se puede presentar en cualquier punto de la sección, por lo que — esa única profundidad se considerará uniforme en toda la sección del cruce.

II-8-4 Socavación en márgenes.

No existe a la fecha, que conozcan los autores de esta ponencia ningún método teórico o empírico para cuantificar este tipo de — erosión. Sólo queda, así, al ingeniero la posibilidad de detectar el peligro y de utilizar para evitarlo alguna norma constructiva dictada por — la experiencia. Al respecto se han usado los pedraplenes, anclajes de — bloques sueltos de roca, zampeado de márgenes, etc.

II-8-5 Socavación local en las pilas de los puentes.

II-8-5.a. Introducción.

Cuando un puente cruza un río en una zona en donde no — es factible alcanzar un manto rocoso en el que apoyar las pilas y estribos, el principal problema que se presenta tanto en proyecto como en mantenimiento, es el conocimiento de las erosiones que sufren el fondo del — cauce y que puede ser de tal magnitud, que lleguen a alcanzar la base de — las pilas y provocar la falla total de la estructura.

Los parámetros que intervienen en el valor de la profundidad de la socavación al pie de la pila de un puente se han mencionado —

ya en el párrafo 1-05 de este manual.

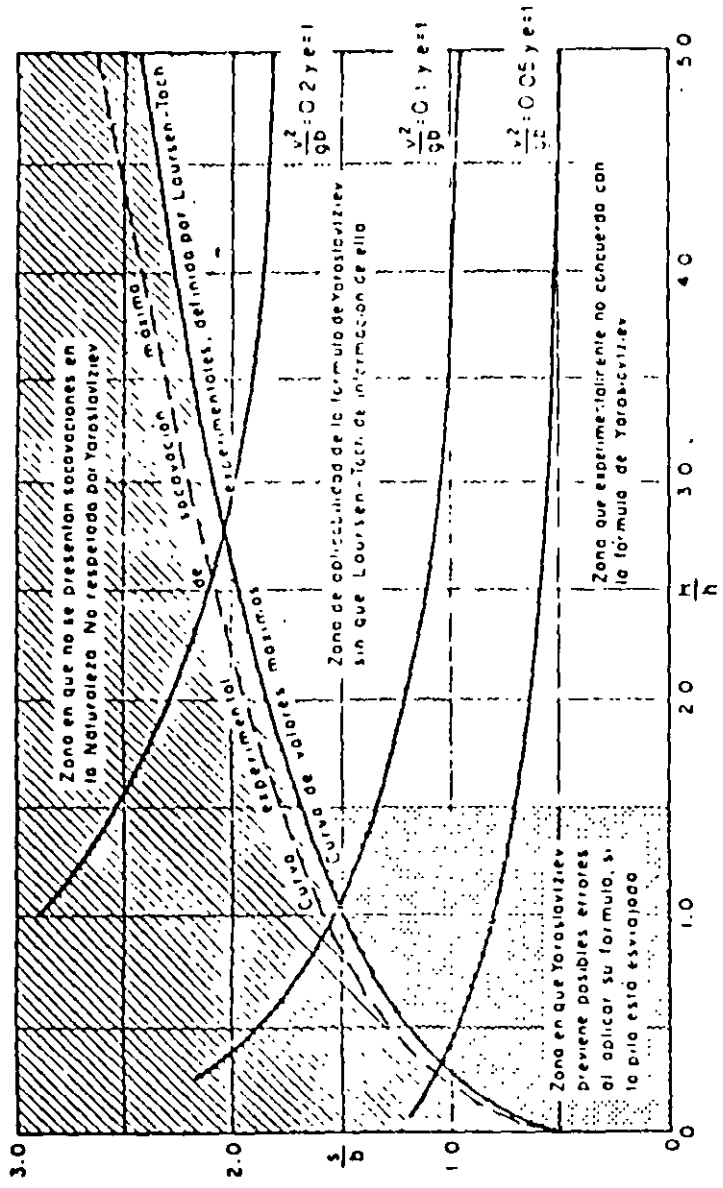
A continuación se presentarán los diferentes criterios que existen para determinar la profundidad de la socavación al pie de pilas de puente, así como un análisis relativo a su validez y campo de aplicabilidad realizado por el Instituto de Ingeniería de México.

El primero de esos criterios es el propuesto por Laursen y Toch, de acuerdo a los estudios que realizaron en la Universidad de Iowa y que después ha sido ampliado por Maggiolo, Ruetta y Souza Pinto - entre otros. El segundo criterio que se debe a Yaroslavtziev es el resultado de mediciones hechas en varios puentes de la Unión Soviética y ha sido corroborado por las investigaciones de Bata, Andreiev y otros investigadores. Para Laursen-Toch y su escuela, la socavación depende fundamentalmente del tirante y en segundo término de la forma de la pila, si bien este parámetro no es significativo cuando la corriente ataca la pila en - forma oblicua; en cambio la velocidad media de la corriente y el tamaño - de los granos del fondo no son factores que sean tomados en cuenta para - determinar la profundidad de la socavación con este criterio. Por el contrario, para Yaroslavtziev, la socavación depende del cuadrado de la velocidad media de la corriente en primer término y tanto el tamaño de los granos del fondo, como la geometría de la pila, aun en el caso de ataque - - oblicuo de la corriente, son parámetros significativos en la valuación de la profundidad de la socavación.

Ahora bien, según los resultados experimentales, ha podido observarse que para un tirante dado, la profundidad de la socavación concuerda bastante bien con la variación que indica Yaroslavtziev, al variar la velocidad, con tal que la relación h/b_1 (h, tirante aguas arriba de la pila y b_1, ancho de la pila) sea mayor de 1.5 y en tanto no se haya pasado la curva de Laursen-Toch; esto es, existe un valor límite para la velocidad, más allá del cual la socavación no progresa mientras no varíe el tirante. Todo hace suponer entonces que con el criterio de Laursen-Toch se determina el intervalo de aplicabilidad del criterio de Yaroslavtziev, de suerte que los criterios antagónicos en apariencia, resultan ser complementarios.

El desconocimiento de este hecho puede conducir, sin embargo, a resultados absurdos; en efecto, en un río de montaña con velocidades muy grandes, el criterio de Yaroslavtziev puede conducir a la predicción de socavaciones muy fuertes que no ocurrirán en la naturaleza, en tanto que en un río de planicie, el criterio de Laursen-Toch, que es útil sólo en condiciones extremas, conducirá también a socavaciones muy grandes que nunca llegarán a presentarse (figura 15).

Hasta este momento se han mencionado únicamente los métodos de Laursen-Toch y Yaroslavtziev, ya que los estudios efectuados por el Instituto de Ingeniería se realizaron para comparar un método con otro y ver sus diferencias fundamentales. Sin embargo no son los únicos que - han llegado a alguna solución. Tanto Muromov como Buldakov proponen cada uno una forma para determinar la socavación. Asimismo, una serie de investigadores del laboratorio de Poona, en la India, encontraron una expresión para un caso particular que estudiaron en un modelo. A continuación se presentan en forma suscinta los seis criterios de que se ha hablado, incluyendo el que se desprende de las experiencias realizadas en el Instituto de Ingeniería (México).



Gráfica que muestra las zonas de aplicabilidad de los métodos de Laursen - Toch y Yaroslavtziev

II-B-5.b Método de Laursen y Toch.

Basado principalmente en las experiencias realizadas por esos investigadores en el Instituto de Investigaciones Hidráulicas - de Iowa, fue confirmado con mediciones realizadas en un puente sobre el río Skunk por P. G. Hubbard del mismo laboratorio.

Distinguen dos casos generales: uno cuando la corriente incida paralelamente al eje de las pilas y otro cuando forma un cierto ángulo con el mismo.

Cuando la mayor dimensión transversal de la pila está alineada con el flujo, la socavación es:

$$S_o = K_1 K_2 b \qquad \text{(ver figura No. 16)} \qquad (28)$$

En donde:

S_o Es la profundidad de la socavación, a partir del - fondo, en m.

K_1 Coeficiente que depende de la relación tirante entre ancho de la pila y que se encuentra en la gráfica de la figura No. 16. Este tirante es el que aparece después de la erosión general.

K_2 Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y que se encuentra en la tabla 9.

b Ancho de la pila, en metros.

Como puede observarse, para Laursen y Toch la socavación depende únicamente del tirante y de la forma de la pila, sin tomar en cuenta la velocidad, ni el diámetro del material del fondo, éste se considera únicamente arenoso, por lo que el método no es aplicable si existen bolsas en el cauce.

En el caso de incidir oblicuamente la corriente y formar un ángulo β con el eje de la pila, la socavación se determina con la expresión:

$$B_o = K_1 K_3 b$$

En donde:

K_3 Coeficiente que depende del ángulo β y de la relación a/b, el cual se determina con ayuda de la figura No. 17.

En este caso la socavación no depende de la forma de la nariz de la pila. Laursen y Toch realizaron sus observaciones fijándose en la socavación máxima que se puede presentar para un tirante dado de la corriente. Observaron que sin variar el tirante y a pesar de aumentar considerablemente la velocidad de la corriente, la socavación no progresa. Según parece la mayor socavación es lo que les preocupaba y no dan ningún criterio para el caso en que no exista arrastre en el fondo o que

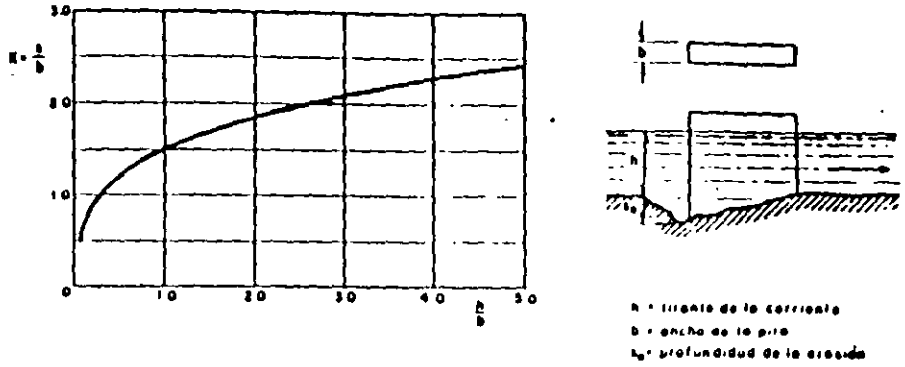
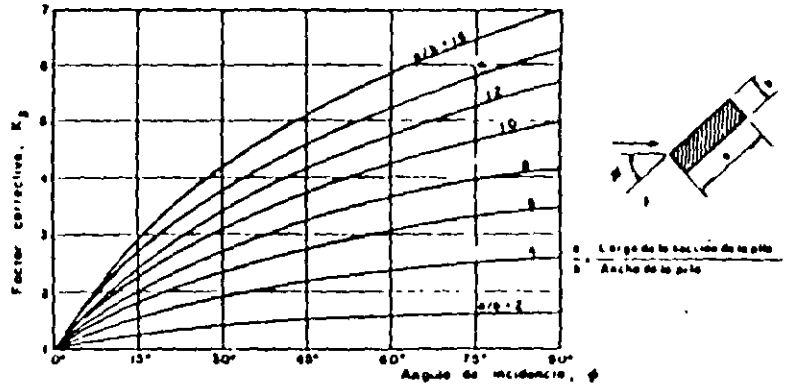
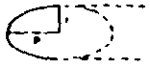
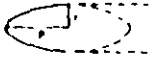


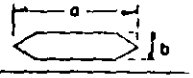
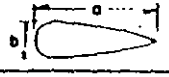
FIG. 16 Relación entre la erosión relativa y la profundidad relativa



COEFICIENTE DE CORRECCION CUANDO EXISTE UN ANGULO DE INCIDENCIA ENTRE EL EJE DE LA PILA Y LA CORRIENTE

FIG. 17

FORMA DE LA NARIZ		COEFICIENTE K_2 DE SCHENEIBLE
RECTANGULAR a/b = 4		1.00
SEMICIRCULAR		0.90
ELIPTICA	$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$  $\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.81 0.75
LENTICULAR	$\frac{P}{r} = \frac{2}{1}$  $\frac{P}{r} = \frac{3}{1}$	0.81 0.69

FORMA DE LA NARIZ		SEGUN TISON
BISELADA a/b = 4		0.78
PERFIL HIDRODINAMICO a/b = 4		0.75

METODO DE LAURSEN - TOCH

COEFICIENTE DE CORRECCION QUE DEPENDE DE LA FORMA DE LA PILA. ES SOLO APLICABLE A PILAS ORIENTADAS SEGUN LA CORRIENTE

TABLA 9

el arrastre sea menor con un fondo con rizos o dunas pequeñas. El valor - de esa máxima socavación obtenida no se veía afectada por el diámetro del material del fondo, mientras se trataba de arenas. Para gravas no aclaran si su gráfica debe de usarse o no, pero en bolsas definitivamente no es — válida.

II-8.5.c Método de Yaroslavtziev.

Este investigador distingue dos casos, uno cuando el — fondo del cauce está formado con materiales no cohesivos y otro cuando es tá formado con materiales cohesivos.

III-8.5.c.1 Método para suelos granulares sin cohesión.

La expresión propuesta por Yaroslavtziev fue obtenida - al parecer de la observación directa en varios puentes de la Unión Soviética y es:

$$B_o = K_f \; K_v \left(e + K_H \right) \frac{V^2}{g} - 0.30\, d \qquad (30)$$

En que:

B_o = Profundidad de Socavación, en m.

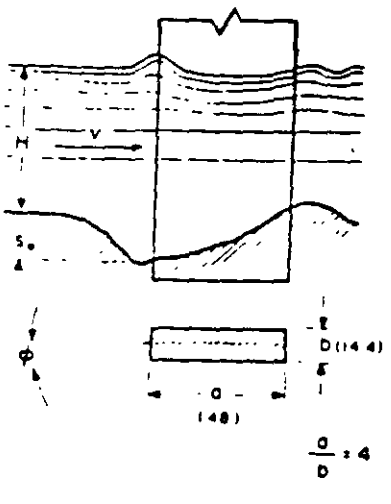
K_f = Coeficiente que depende de la forma de la nariz - de la pila y del ángulo de incidencia entre la corriente y el eje de la misma. Se encuentra en la figura No. 18 (a, b y c).

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_M) \frac{v^2}{g} - 30 d_{es}$

PILA TIPO I

$K_f = 12.4$

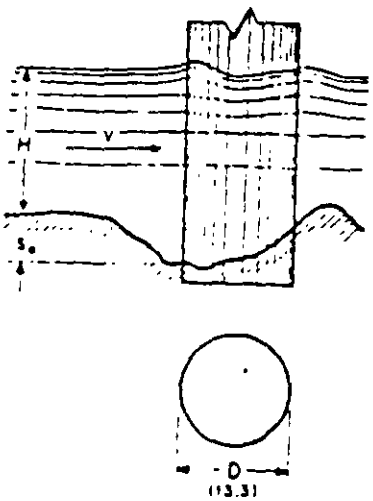
$b_1 = a \operatorname{sen} \phi + b \cos \phi$



PILA TIPO II

$K_f = 10.0$

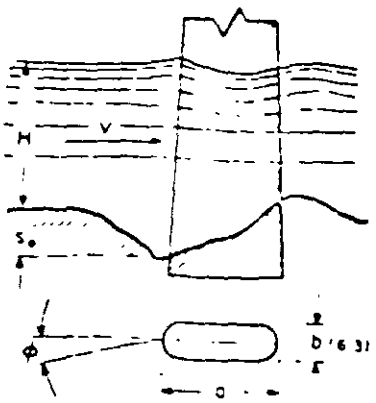
$b_1 = D$



PILA TIPO III

ϕ	0°	10°	20°	30°	40°
K_f	8.5	8.7	9.0	10.3	11.3

$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \phi + b$



Valores de K_f y b_1 para diferentes pilas y distintos ángulos de incidencia

FORMA Y DIMENSIONES DE PILAS ESTUDIADAS

Los cantidades entre paréntesis están en cm y corresponden a las dimensiones de las pilas probadas

---

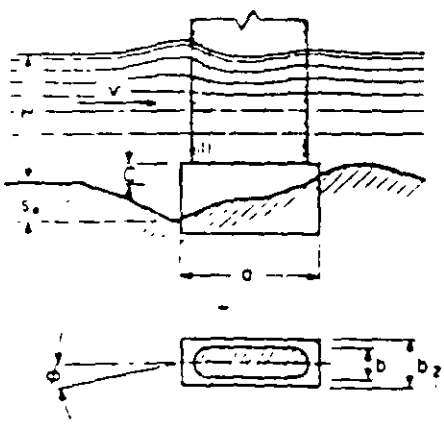
PILA TIPO IV

ϕ	COEFICIENTE K_f C/H					
	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
0	8.5	9.9	11.5	12.1	12.4	12.4
10	8.7	10.1	11.6	12.1	12.4	12.4
20	9.0	10.3	11.7	12.2	12.4	12.4
30	10.3	11.3	12.1	12.4	12.4	12.4
40	11.3	12.0	12.4	12.4	12.4	12.4

$b_1 = (a - b_o) \operatorname{sen} \phi + b_o$ para $C/H \leq 0.3$

$b_1 = a \operatorname{sen} \phi + b_o \cos \phi$ para $C/H > 0.3$

en donde $b_o = b + (b_1 - b)\, C/H$



METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_M) \frac{v^2}{g} - 30 d_{es}$

PILA TIPO V

Coeficiente $K_f = 12.4$

$b_1 = a \operatorname{sen} \phi + b_o \cos \phi$

en donde $b_o = b + (b_1 - b)\, C/H$

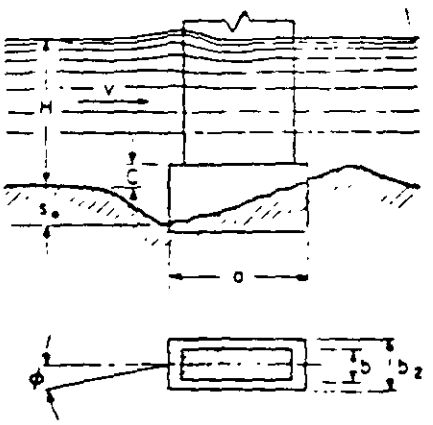


FIG. 18b Valores de K_f y b_1

METODO DE YAROSLAVTZIEV

EXPRESION GENERAL $S_o = K_f K_v (e + K_H)\frac{v^2}{g} - 30 d_{85}$

PILA TIPO VI

$\beta°$	120	90	60
K_f	1.22	1.00	7.3

$b_1 = (a-b)\operatorname{sen}\phi + b$

PILA TIPO VII

ϕ	COEFICIENTE K_f				
	t/D				
	0	2	4	8	12
0					

$b_1 = (a-b)\operatorname{sen}\phi + b$

FIG. 18c Valores de K_f y b_1

K_v = Coeficiente definido por la expresión:

Log. $K_v = -0.022 \frac{v^2}{g b_1}$ el cual puede encontrarse también en la gráfica de la figura No. 19.

K_H = Coeficiente que toma en cuenta el tirante de la corriente, definido por la expresión:

Log. $K_H = 0.17 - 0.35\ H/b_1$ y que puede encontrarse además con ayuda de la curva de la fig. No. 20.

V = Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila, obtenida de promediar la distribución general transversal, en m/s.

a = Es un coeficiente de corrección, cuyo valor depende del sitio en donde se localicen las pilas; vale 0.6 si se encuentra en el cauce principal y 1.0 para las construidas en el cauce de avenidas.

Hs = Tirante de la corriente frente a la pila, en m. - Este valor se obtendrá al presentarse una avenida ordinaria de aplicar la expresión con los parámetros elegidos a la estimación de la sección general y transversal.

b_1 = Proyección en un plano perpendicular a la corriente, del ancho y largo de las pilas, en m. Intervienen el ángulo de incidencia de la corriente $\phi°$, b_1 se ilustra en el ancho b de la pila.

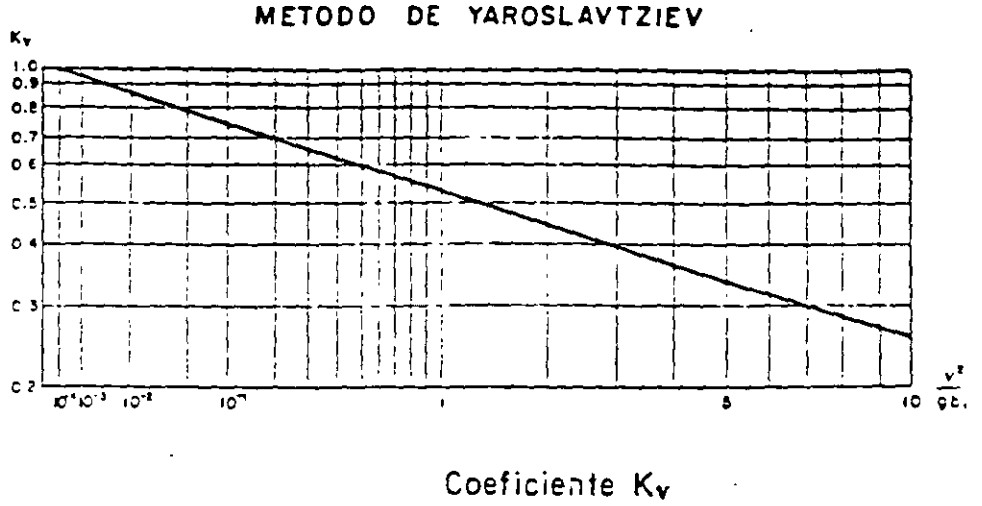


FIG. 19 GRAFICA PARA EL CALCULO DE K_v

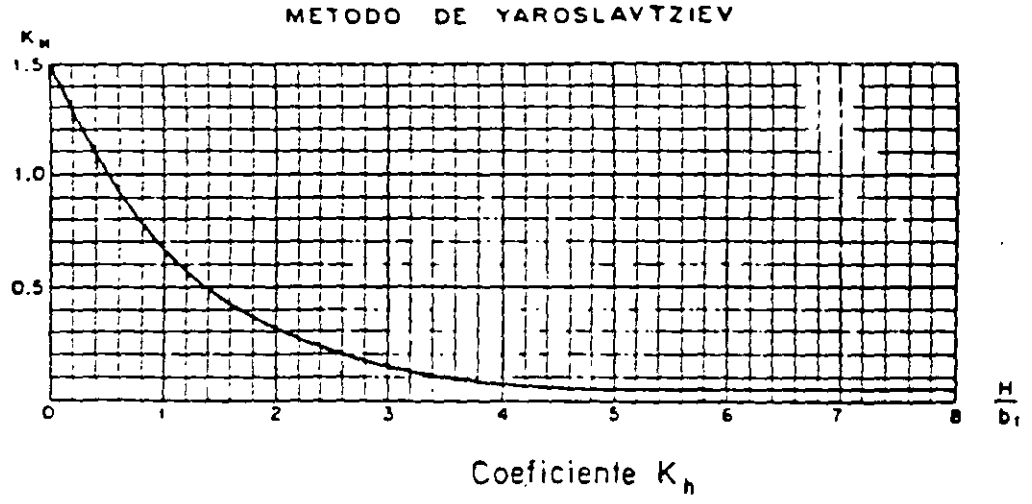


FIG. 20 GRAFICA PARA EL CALCULO DE Kh

d Es el diámetro en cm. de las partículas más gruesas que forman el fondo y está representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica. Esto es porque al formarse el embudo producido por la erosión se realiza una selección de los materiales y quedan únicamente los más grandes. En el caso de que la distribución del material no sea uniforme en las capas más profundas, al conocer las curvas granulométricas de los estratos a los cuales se supone puede llegar la erosión, se tomará como diámetro representativo al d_{85} mayor de todos ellos. Cuando el material del fondo tiene un diámetro menor de 0.5 cm. Yaroslavtziev recomienda no considerar el segundo término de la fórmula. Si un estrato con bolsas sobreyace a uno de arena fina, por ejemplo, y la profundidad de socavación llega a este último, al calcular el d_{85} de ella deberá tomarse en cuenta que el bolso no arrastrado se mezcla con la arena, produciendo un nuevo material.

$g = 9.81\ m/s^2$

El valor del ángulo de incidencia β entre la corriente y las pilas se tomado en cuenta en el valor de b_1, tal y como puede observarse en la figura 18, el cual a su vez, interviene en la valuación de K_H y K_V. Además β afecta directamente el valor del coeficiente K_f, como se observa en esas mismas figuras.

Yaroslavtziev hace hincapié en que, en vista de que el desviajamiento de la corriente influye considerablemente en la erosión, puede resultar que para un caudal de agua menor, pero que incida con el ángulo β máximo, la erosión local llegue a ser mayor que para las condi-

ciones de gasto máximo con un ángulo β menor. Lo anterior está esquematizado en la figura No. 21.

Yaroslavtiziev advierte además que su fórmula puede conducir a errores en los casos en que la relación Hs/b_1 sea menor de 2 y la pila esté inclinada respecto a la corriente y añade también que los valores con ella obtenidos en esas condiciones son menores que los que realmente se presentan. Previene asimismo, sobre la posibilidad de que se presentan depósitos frente a las pilas, en el caso de que las velocidades sean muy bajas.

II-8.5.c.2 Método de Yaroslavtziev para suelos cohesivos.

La expresión utilizada es la misma que para suelos granulares y permite dar un resultado aproximado mediante la apreciación en la resistencia a la erosión del suelo cohesivo en comparación con la resistencia a la erosión del suelo granular. Esto es tomado en cuenta en el segundo término (30 d) de la expresión anterior, en donde se considera un diámetro "d", equivalente para los suelos cohesivos tal y como se muestra en la tabla 10.

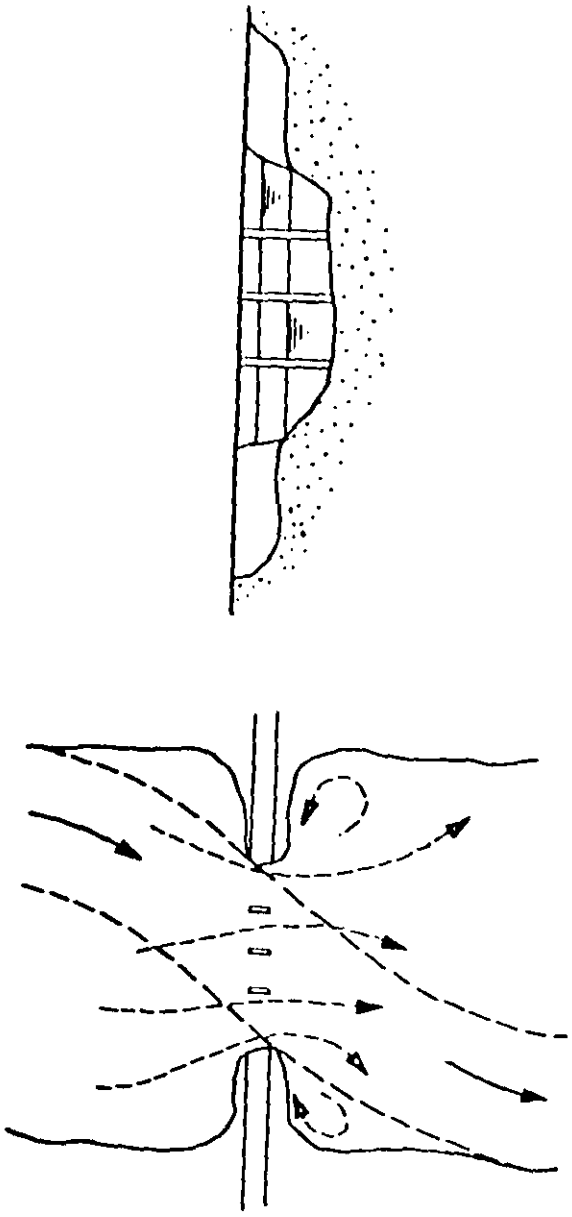


FIG. 21 UN CASO DE ESVIAJAMIENTO MAXIMO CON GASTOS MEDIOS

T A B L A 10

DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS COHESIVOS

Característica de los suelos.	Peso volumétrico del material seco, en Ton/m3.	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (en cm)		
		Arcillas y tierras - fuertemente arcillosas	Tierras li gomamente arcillosas	Suelos de aluvión - (arcillas sargosas)
Poco compactos.	1.2	1	0.5	0.5
Medianamente compactos.	1.2 - 1.6	4	2	2
Compactos.	1.6 - 2.0	8	4	3
Muy compactos.	2.0 - 2.5	10	10	6

Lo anterior se ha presentado con el fin de redondear — más el tema; sin embargo, no será discutida su validez no comparada con - alguna otra, por desconocerse otro intento de valuar la profundidad de la erosión para suelos cohesivos.

Unicamente cabe aclarar que el tiempo es otro factor importante y que debe ser tomado en cuenta, ya que la degradación del fondo en un suelo cohesivo tarda más que en un suelo con material suelto. Así, es probable que durante el tiempo que tarda la avenida no se alcance la - profundidad obtenida mediante el cálculo. Por este motivo conviene tomar como gasto de diseño el que se presenta durante una avenida con un periodo de retorno más bajo.

Como puede observarse, para Yaroslavtziev la profundidad depende principalmente de la velocidad media y de su distribución, del tirante, de las características de la pila y de la granulometría del material de que está formado el fondo; pero para él no existe un límite en la socavación.

Además de permitir valuar la socavación para cualquier caso que se encuentre entre el inicio del fenómeno y su valor máximo, dos ventajas notables presentan los estudios realizados por Yaroslavtziev, que son: que permite valuar aproximadamente la profundidad de la socavación cuando el material del fondo es cohesivo y que incluye el estudio de pilas no tratadas por otros investigadores como los tipos IV, V y VII de la figura No. 18. Las geometrías estudiadas por él se van complementadas con las pilas de forma lenticular e hidrodinámica estudiadas por Shoutble y Liséh.

II-8.5.d Método de V. S. Muromov.

Muromov propone dos expresiones diferentes, según que la velocidad media del líquido V sea mayor o menor que la velocidad máxima Vo que soportan las partículas del fondo antes de que exista degradación del mismo. Vo corresponde a la velocidad mínima del líquido que produce un movimiento continuo y general de todas las partículas.

T A B L A 10'

Valores de la velocidad de caída w en función del diámetro de las partículas.

Peso específico = 2.65 ton/m^3 y la temperatura del agua = 10°C

d (mm)	w cm/s	d (mm)	w cm/s	d (mm)	w cm/s	d (mm)	w cm/s
0.010	0.0049	0.15	1.150	1.75	17.80	15.0	52.0
0.015	0.0115	0.20	1.711	2.00	19.00	17.5	56.2
0.020	0.0198	0.30	2.831	2.50	21.25	20.0	60.20
0.030	0.0460	0.40	3.951	3.00	23.25	22.5	63.70
0.040	0.0820	0.50	5.071	4.00	26.85	25.0	67.20
0.050	0.1230	0.60	6.191	5.00	30.00	27.5	70.60
0.060	0.1840	0.70	7.311	6.00	32.90	30.0	73.60
0.070	0.2510	0.80	8.431	7.00	35.50	50.0	98.00
0.080	0.3280	0.90	9.571	8.00	38.00	75.0	95.00
0.090	0.4140	1.00	10.671	9.00	40.30	100.0	110.00
0.100	0.5120	1.20	12.911	10.00	42.50	150.0	135.00
0.120	0.7320	1.50	16.271	12.50	47.70	200.0	153.00
						250.0	170.00
						300.0	189.00

$$S_o = b \frac{K_f}{10} k \left(\frac{V}{Vo} \left[2.29 - \frac{0.026}{\sqrt{\frac{Hs}{b}}} \left(\frac{Vo}{V_o} + 18 \right) \right] - 0.79 \right) \quad (31)$$

Para el caso de ser $V > Vo$

$$S_o = b \frac{K_f}{10} k \left[1.5 - \frac{0.026}{\sqrt{\frac{Hs}{b}}} \left(\frac{Vo}{V_c} + 18 \right) + 0.014 \frac{V - Vo}{V_o} \right] \quad (32)$$

En donde:

K_f Es el coeficiente correspondiente de Yaroslavtsiev. Ver(figura 18).

V_o Velocidad de caída de las partículas en m/s. En la tabla 10' se pueden encontrar algunos valores para partículas con un peso específico de 2.65 Ton/m3, dentro de agua a una temperatura de 10°C.

V_o Puede ser encontrado mediante la expresión:

$$V_o = 0.628\, d^{0.3}\, Hs^{0.2} \quad (33)$$

H Es el tirante en metros.

d El diámetro medio de las partículas $dm = 0.01 \Sigma d_1 p_1$

En donde:

d_1 Es el diámetro medio en mm., de una fracción en la curva granulométrica de la muestra total que se analiza y P_1 el peso de esa misma porción, como porcentaje del peso total de la muestra. Las fracciones escogidas no deben necesariamente ser iguales entre sí.

k En un coeficiente que toma en cuenta el ángulo de incidencia de la corriente con respecto a las pilas y a la relación de ancho a largo de las mismas. Está dado por la expresión.

$$k = 1 + \left(1.22 - \frac{1.12}{\sqrt{\left(\frac{Hs}{b} + 0.75 \right)^3}} \right) * f \quad (34)$$

En que:

f Es un coeficiente que se puede encontrar con las curvas de la figura No. 22.

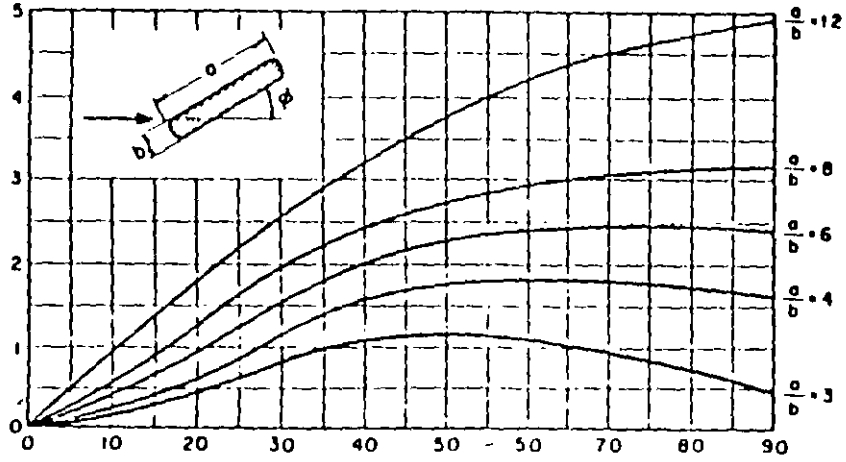
El valor de la velocidad de caída representativa de una muestra de material de fondo, está dada por:

$$V_o = \frac{\Sigma V_{ci}\ pi}{100} \quad (35)$$

En que:

V_{ci} Velocidad de caída media de la fracción considerada de la curva granulométrica (tabla 10').

METODO DE MUROMOV



Angulo de incidencia ϕ

Valor del coeficiente f en función del ángulo de incidencia ϕ y de la relación $\frac{a}{b}$

FIG. 22

$$V_{ci} = \frac{V_{ci\ máx} + V_{ci\ min}}{2}$$

$V_{ci\ máx}$, $V_{ci\ min}$ Velocidad de caída máxima y mínima dentro de la fracción.

P1 Porcentaje en peso de la fracción considerada.

La mayoría de los resultados dados por este método no concuerdan con los reales cuando es aplicado a modelos y además que al ser usado en prototipos puede conducir a resultados absurdos, si el material del fondo es lleoso.

II-8.5.e Método de E. V. Boldakov.

Propone una fórmula del tipo.

$$S_t = H P \left(\frac{V}{V_a}\right)^{1/3}$$

En donde:

H Tirante, en m.

P Es un coeficiente que varía de 1.0 a 1.4.

S_t Nuevo tirante después de que el fondo ha sido socavado.

V Velocidad media de la corriente, en m/seg.

V_a Velocidad crítica de arrastre, en m/seg.

Para pilas redondeadas la potencia 1/3 hay que cambiarla a $\frac{1}{4}$. No se indica nada respecto a la variación de S_t en función de la forma de la pila y del ángulo de incidencia.

Como puede observarse, la erosión depende del tirante y de la velocidad elevada 1/3, es decir que aun para velocidades muy grandes el valor de S_t aumentará.

Aunque se dispusiera de los valores de P y de la corrección por la forma de la pila, esta fórmula no resultaría útil porque para los valores de $V < V_a$ podría dar depósito en lugar de socavación, cosa que no puede presentarse, ya que como se verá más adelante la erosión en la pila se inicia antes que el arrastre general de las partículas en el lecho, según se desprende de la experiencia.

II-8.5.f Experimentos en el Laboratorio de Poona, India.

En la Estación Central de Investigaciones de Agua y Fuerza, en Poona India, se realizaron una serie de ensayos con el fin de encontrar la profundidad de socavación para una sola pila colocada en el centro de la corriente, en donde el material del fondo estaba formado por arena uniforme de un diámetro medio a 0.29 mm. Al concluir el estudio se encontró la siguiente expresión:

$$\frac{S_T}{H} = 2.30 \left(\frac{q^{2/3}}{b} \right)^{0.78} \qquad (35)$$

En donde:

S_T Es el nuevo valor del tirante después de la socavación, en metros.

b Ancho de la pila, en metros.

q Gasto unitario en m3/s.m.

El ángulo de incidencia se tomado en cuenta al considerar en lugar de b, el ancho y largo de la pila proyectada según un plano normal a la dirección del flujo, es decir el b_1 de Yaroslavtziev.

En esta expresión la erosión depende de la velocidad y del tirante; ambos a la misma potencia ($q^{2/3} = V^{2/3} H^{2/3}$) así como el ancho de la pila. Al parecer no depende de la forma del tajamar. Esto impide aplicarla ya que está demostrado que este parámetro tiene influencia en la socavación. El problema principal de aplicar este criterio es que mientras C.V. Joglekar y Rylands Thomas hacen intervenir a "b" en el primer miembro, S.V. Chitale lo escribe como S_T/H. S.V. Chitale advierte además que la fórmula no puede ser adoptada para una aplicación general. Al utilizar estas dos expresiones parece más correcto tomar en cuenta a "H", ya que cuando se hace intervenir a "b" se pueden obtener resultados absurdos.

Los dos últimos criterios no pueden ser aplicados a un caso general, pero han sido mencionados para mostrar otras formas de ver el mismo problema.

II-B.5.g Método del Instituto de Ingeniería de la U.N.A.M.

II-b.5.g.1-Características de los modelos.

Los estudios experimentales se llevaron a cabo en tres canales y en una instalación para estudios aerodinámicos. En el primero se estudió la forma cómo se inicia y prosigue la socavación, líneas de corriente, etc., y principalmente se realizó la comparación entre los métodos de Yaroslavtziev y Laursen-Toch. En el segundo canal se trató de verificar para otras condiciones, las modificaciones propuestas para la determinación de la socavación obtenida del primer modelo. En el tercero se estudió someramente la socavación en gravas y protecciones formadas con pedraplenes y por último, en la instalación para estudios aerodinámicos, se probaron distintos tipos de protección.

En las figuras 1, 2 y 3 se encuentran condensadas las observaciones realizadas respecto a las trayectorias de la partículas tanto líquidas como sólidas alrededor del obstáculo, forma de iniciarse el proceso erosivo y los avances sucesivos de la socavación.

Es importante aclarar aquí que todos los valores de la socavación registrados con los que se trabajó, corresponden a los máximos observados, los cuales no siempre se presentan en el mismo sitio de la pila. Esa ubicación depende de la velocidad de la corriente o de si la pila está o no esviajada. Así la magnitud de la socavación cuando la velocidad es pequeña y apenas se inicia la erosión, es medida en la esquina

de las pilas rectangulares y en las zonas laterales a los 60° respecto al eje en las circulares. Para velocidades mayores y siempre que el ángulo de incidencia sea de cero grados, la magnitud máxima de la erosión es medida en el frente de la pila cualquiera que sea su forma.

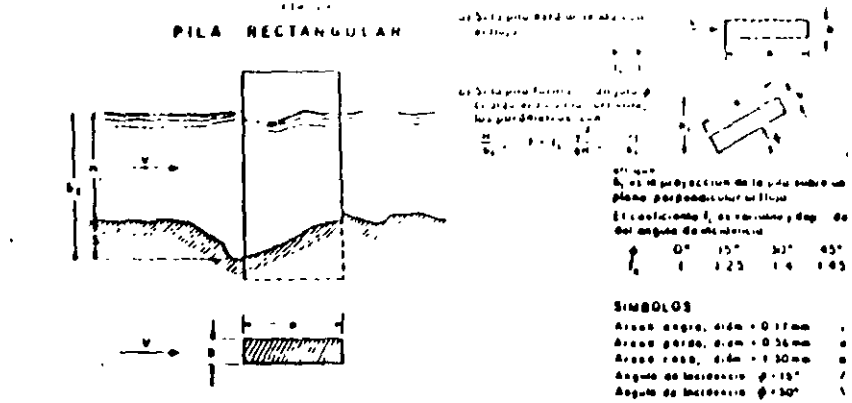
Si la pila está esviajada, el valor de la socavación (ver figura No. 3) podrá ser medido en alguna parte del frente cuando la velocidad es menor que la crítica de arrastre. Si la velocidad es tal que ya se tiene un arrastre continuo de partículas, la máxima erosión se mide en el frente de la pila y si la velocidad es mucho mayor, en la esquina no protegida de aguas abajo (esquina c).

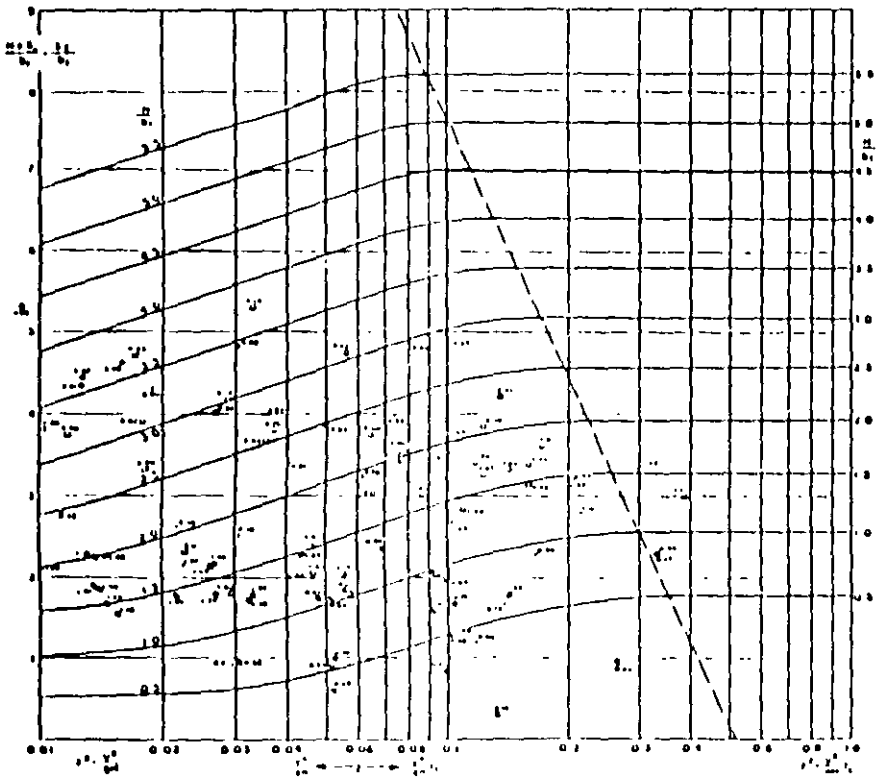
En un principio todos los datos obtenidos de cada ensayo para la condición de máxima socavación fueron resumidos en tablas. Con ellos y por medio del análisis dimensional se obtuvieron varios parámetros adimensionales que revelaban al graficarlos alguna dependencia con la socavación. De entre ellos se obtuvo al final una gráfica para la pila rectangular que concordaba con la mayoría de los valores observados.

Los parámetros adimensionales que en ella intervienen (ver Fig.23) son $\frac{H+So}{b_1}$ y $F^2 = \frac{V^2}{gH}$ en los ejes de las ordenadas y abscisas respectivamente y con H/b como parámetro interior, con lo que se tiene una curva para cada valor fijo de H/b que se haya seleccionado.

Las variables anteriores significan:

H Tirante medio aguas arriba de la pila, antes de la erosión.





S_o Socavación medida desde el nivel del fondo.

b_1 Ancho y largo de la pila proyectada en dirección normal a la corriente.

V Velocidad media de la corriente frente a la pila.

En general, el parámetro F^2 se debe corregir y se puede expresar como:

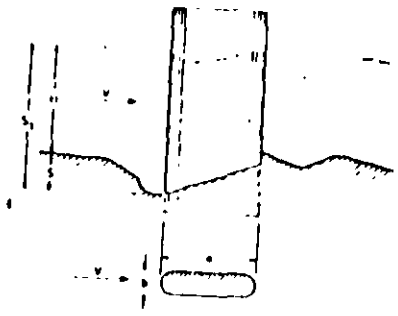
$$F^2 = f_c \frac{V^2}{g b_1 s} \qquad (37)$$

en que f_c es un coeficiente de corrección que depende del ángulo de esviajamiento, según se indica en seguida.

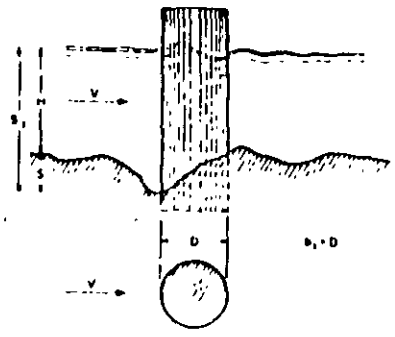
	0°	15°	30°	45°	
f_c	1	1.25	1.40	1.45	(valor extrapolado)

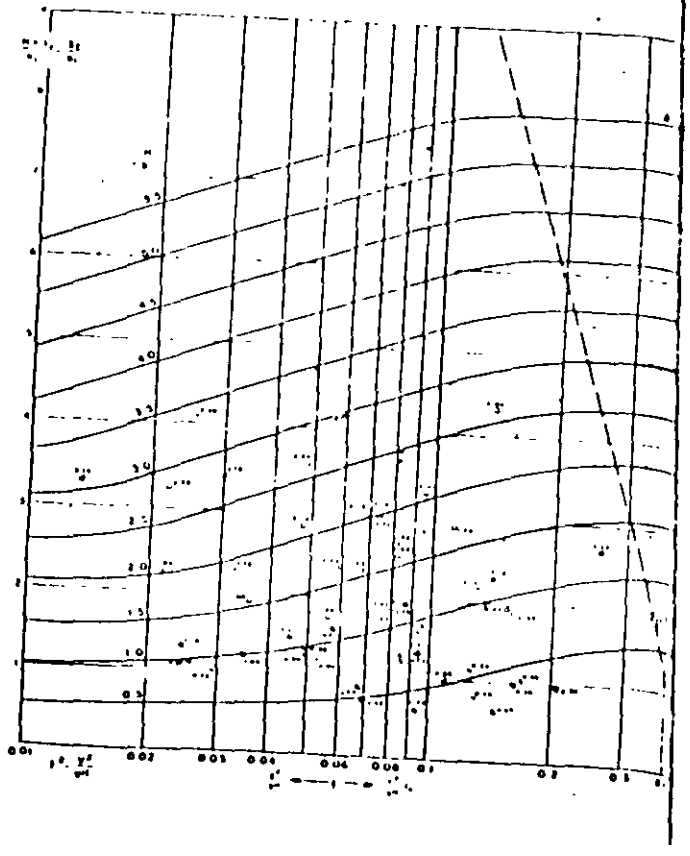
Si el ángulo de incidencia es mayor de 45° considérese como dirección original el otro eje de la pila. Curvas similares se obtuvieron para la circular y la que tiene frentes redondeados. Se observó que la pendiente de los tramos rectos en las curvas trazadas para la última pila, tenía el mismo valor que las de la pila rectangular. Las dos gráficas se encuentran en las figuras 24 y 25, respectivamente. Se intentó ajustar la pendiente de las curvas obtenidas para la pila circular al valor de las otras gráficas, pero no fue posible. La rama inclinada de la gráfica para la pila circular tiene menor pendiente que la misma rama para la pila rectangular. Este hecho hizo ver que para idénticas condicio-

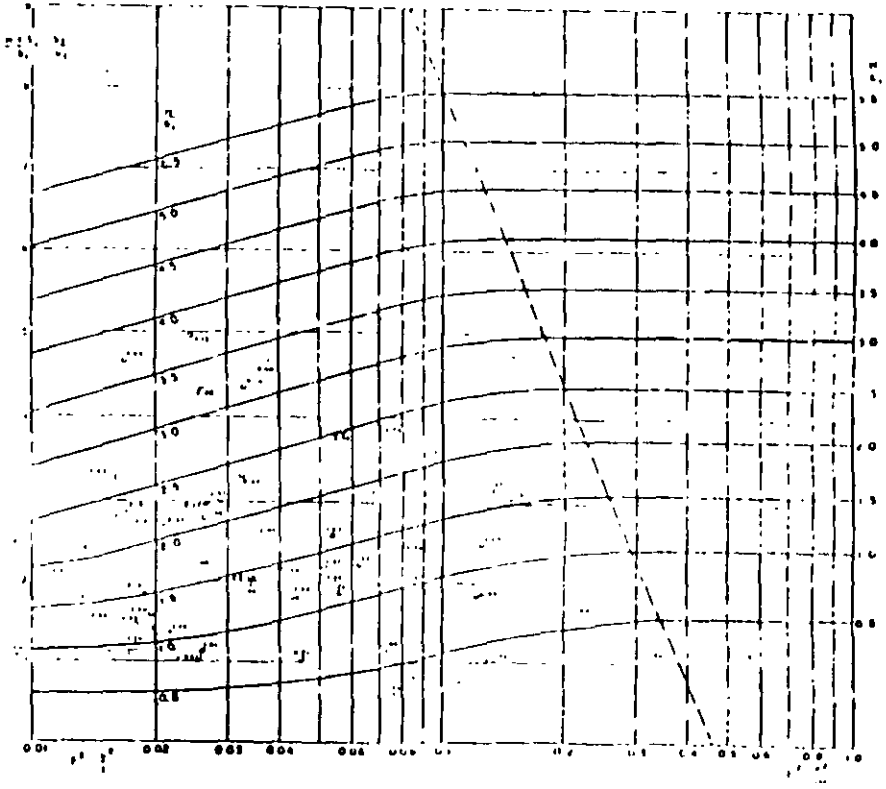
PILA REDONDEADA



PILA CIRCULAR







nes de b, Ns y V la socavación se inicia primero y va alcanzando valores mayores en una pila circular que en una redondeada, lo cual fue confirmado cualitativamente en la instalación aerodinámica.

Para los casos en que la pila redondeada está esviajada, se comprobó que los valores del modelo correspondían a los dados por la gráfica, siempre y cuando se tomara en lugar de b a la proyección de la pila sobre un plano perpendicular y se entrara también con $\frac{V^2}{gH}f_c$ en el caso de ser $\frac{V^2}{gH}$ menor de 0.6.

Una vez dibujadas las tres gráficas y al aplicarlas, se pudo encontrar que para valores de V^2/gH menores de 0.1, la socavación que se obtiene para la pila esviajada es prácticamente la misma que la obtenida cuando la pila está alineada con la corriente; y aun más, para valores de $V^2/gH < 0.02$ la socavación que se presenta en la pila esviajada es menor que la que se alcanza para las mismas condiciones al pie de una pila alineada.

Los dos hechos anteriores fueron también comprobados cualitativamente en la instalación aerodinámica en la cual se pudo ver claramente además, que la socavación se inicia primero en la pila alineada que en la que no lo está.

Otro hecho importante que se destaca de las curvas presentadas, las cuales fueron trazadas para materiales cuyos diámetros medios eran 0.17 y 0.56 mm., es que cuando se desea obtener la socavación en un fondo cuyo diámetro medio es 1.30 mm., la gráfica siempre da valores mayores que los obtenidos; esa diferencia es tanto mayor cuanto menor es el parámetro f^2. Cuando este parámetro es mayor de 0.1 ya no se nota la influencia del diámetro. En otras palabras, el diámetro del material claramente se ve que sí influye en el valor de la socavación y que su influencia es menor a medida que aumenta el valor de f^2.

II-B.5.g.2 Limitaciones del criterio propuesto.

Dos son las limitaciones principales con que puede tropezar quien desee utilizar las gráficas propuestas. La primera es que han sido construidas únicamente para tres diferentes formas de pila, una de las cuales sólo tiene interés teórico; esta es la rectangular. Esta forma de pila fue escogida porque es mencionada por la mayoría de los investigadores que han estudiado este problema y los resultados por ellos obtenidos eran muy fáciles de relacionar con los experimentos. Sin embargo, es útil porque con ella se obtienen las máximas socavaciones, es decir, se tienen las condiciones extremas.

La otra limitación es que no se ha hecho intervenir el diámetro del material. Este problema que no es muy grande dentro del rango de las arenas en pilas estudiadas en modelos, y que será aun menor en prototipos, sí puede llegar a ser de importancia el tratarse de materiales mucho más gruesos; de todas maneras ésta no es una limitación muy seria, debido a que en la mayoría de los casos, los problemas de socavación se presentan en pilas que están en cauces formados por arenas y limos.

II-B.6 Socavación al Pie de Estribos.

El método que será expuesto se debe a K.F. Artamonov y permite determinar no sólo la profundidad al pie de estribos sino además al pie de espigones. Esta erosión depende del gasto que teóricamente es interceptado por el espigón, relacionado con el gasto total que escurre por el río, del talud que tiene los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente. La socavación al pie de un estribo medida desde la superficie libre de la corriente está dada por:

$$SI = P_\alpha \; P_q \; P_k \; H_o \qquad (38)$$

En que:

P_α Es un coeficiente que depende del ángulo α que forma el eje del espigón con la corriente como se indica en la figura 2b; su valor se puede encontrar en la tabla 11.

P_q Coeficiente que depende de la relación Q_1/Q en que Q_1 es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera, y Q, el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla 12.

P_k Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo; su valor puede obtenerse en la tabla 13.

H_o Es el tirante que se tiene en la zona cercana al espigón antes de la erosión, en m.

En la Fig. 26 se muestra un croquis con una distribución frecuente de estribos.

T A B L A 11

Valores del coeficiente correctivo P_α en función de Q_1/Q

α	20°	60°	90°	120°	150°
P_α	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

T A B L A 12

Valores del coeficiente P_q en función de $\frac{Q_1}{Q}$

$\frac{Q_1}{Q}$	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

T A B L A 13

Valores del coeficiente correctivo P_K en función de K

Talud k	0	0.5	1.0	1.5	2.0	3.0
P_k	1.0	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

Como puede observarse en caso de que el cruce del puente se efectúe en forma recta ($\alpha = 90°$) y el talud del estribo sea verti-

tal la expresión de Artamonov quedando finalmente:

$$S_f = P_q \; H_o \qquad (39)$$

Además conviene notar que en el caso de tenerse un talud de 1:1 en la punta del estribo, la erosión se reduce del 25 al 50%.

Todo lo anterior se aplica en forma semejante en el caso de espigones. Unicamente es necesario añadir que en el caso de tener espigones construidos en ambas orillas y unos frente a otros, S_f se puede reducir hasta en un 25%.

$$S_f = 0.75 \; P_d \; P_q \; P_k \; H_o \qquad (40)$$

No se dispone de ningún criterio que permita valuar la erosión cuando el espigón está cubierto por el agua. Sin embargo como el que se ha expuesto da el valor máximo que se puede llegar a presentar, — conviene considerar en un caso de esos, a H_1 como el gasto máximo que puede ser interceptado teóricamente por el espigón hasta la corona del mismo y al tomar en la fórmula el tirante H_o hasta la superficie.

Cuando el agua pasa por arriba del espigón es conveniente proteger todo el lado de aguas abajo del mismo, porque es una zona que tiende a ser erosionada.

II-8.7 Socavación Aguas Abajo de una Obra por Falta de Aporte de material sólido.

La construcción de una obra (presa, dique, etc.) en — una corriente, ocasiona, como ya se dijo, una reducción en la capacidad — de transportar sólidos, del lado de aguas arriba de la obra; en cambio — del lado de aguas abajo se reduce el aporte de gasto sólido. En ambas zonas el régimen de transporte es alterado. A la salida del depósito el — agua es clara, con transporte casi nulo y como la capacidad de este transporte es alta, la corriente tiende a establecer el equilibrio entre estas condiciones, removiendo el material del fondo y las márgenes del río, ocasionando la erosión. Esto tiende a profundizarlo y ancharlo, abatiendo la pendiente hasta que la velocidad de la corriente se baja y se hace incapaz de seguir socavando.

Para calcular esta socavación se puede utilizar la siguiente fórmula obtenida por Kenedy.

$$\frac{Q}{A} = 5.75 \sqrt{\frac{0.06g(\gamma_s - \gamma_w)K6/\gamma}{\gamma}} \times \log_{10}\left(12.27 \frac{XR}{K_s}\right) \qquad (41)$$

En la que:

Q = Gasto máximo de la corriente, en m3/seg.

A = Area del canal, en m2.

γ_s = Peso específico del sedimento, en ton/m3.

γ_w = Peso específico del agua, en ton/m3.

K_s = Diámetro medio de los granos que forman la base del canal, en m.

R = Radio hidráulico, en m.

X y Y = Factores de corrección (Ver Fig. 27).

En esa gráfica se entra con el valor K_s/δ donde:

δ = Espesor de la capa del límite, en m.

$\delta = 11.6 \quad \nu/v$

ν = Viscosidad cinemática del agua, en m2/seg.

v = Velocidad al esfuerzo cortante, en m/seg.

$v = \sqrt{gRS}$

S = Pendiente del cauce.

El procedimiento a seguir es a base de tanteos, suponiendo un perfil de socavación dado y verificando que la velocidad media Q/A es igual al segundo término de la ecuación de Keulegan, lo que se logra después de 2 ó 3 repeticiones.

III.- METODOS PARA REDUCIR LA SOCAVACION.

A continuación se presentan algunos métodos con base experimental para reducir la socavación local al pie de pilas y estribos de puente.

III-A PROTECCIONES CONTRA LA SOCAVACION LOCAL AL PIE DE PILAS.

Se pueden distinguir dos formas principales para redu-

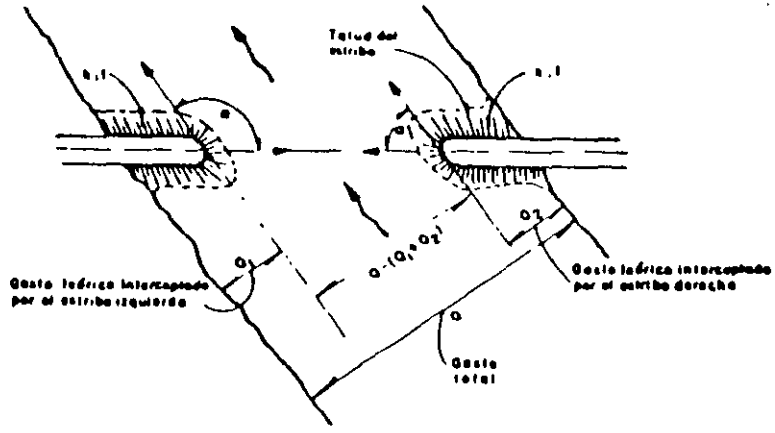


FIG. 26 Disposición de los estribos

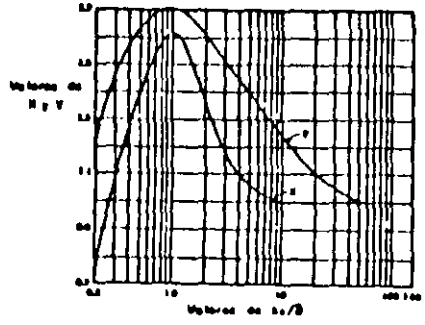


FIG. 27 RELACION ENTRE X e Y y K_s/δ

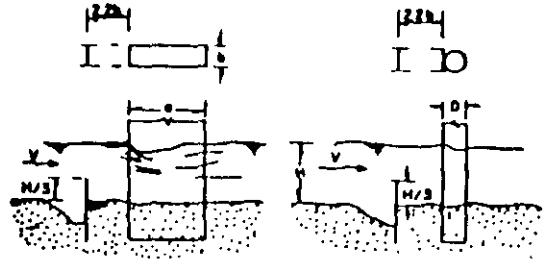


FIG. 28 Colocación de las pantallas protectoras según Levi-Lona

cir o evitar la socavación. La primera consiste en impedir que el cambio de dirección de las líneas de corriente se produzcan frente a la pila, con lo que se reducen o suprimen los vórtices que se generan en las esquinas. La segunda consiste en hacer que el fondo del cauce alrededor de la pila resista la acción erosiva.

En este lugar se mencionará una protección de cada tipo.

Una solución del primer tipo es la propuesta por Levi y Luna, quienes de una serie de ensayos que realizaron llegaron a la conclusión de que es posible reducir notablemente la erosión si se coloca aguas arriba de la pila, una pantalla vertical del mismo ancho que la de ella y a una separación de "2.2 b" tal y como se indica en la figura No. 28.

Este tipo de protección es útil únicamente cuando el ángulo de la incidencia es de 0 grados. Para pilas esviajadas no se ha realizado ningún ensayo tendiente a probar el funcionamiento de protecciones de este tipo.

La altura más económica de la pantalla es de sólo 1/3 del tirante máximo, ya que su acción protectora es la misma que si sobresaliera hasta la superficie. Con este tipo de protección se reduce la socavación frente a la pila en un 70% aproximadamente.

En el caso de que ya se tenga el cono máximo formado por la erosión y se coloque una pantalla en las condiciones descritas anteriorment

teriormente, el hueco se rellenará hasta alcanzar las mismas condiciones, que cuando la protección era colocada antes de producirse la erosión.

Una protección del segundo tipo estudiada por Maza y Sánchez Bribiesca consiste en substituir el material del fondo del cauce por otro más resistente a la erosión. Guijarros, bolso y cantos rodados podrían encontrarse entre los materiales más convenientes.

Uno de los resultados más útiles que se encontró al experimentar con fondos formados con material grueso (grava de 1/4" a 1/2" y de 1/2" a 3/4") fue que la velocidad requerida para que la socavación se iniciara era la misma que iniciaba el arrastre de las partículas en cualquier zona del canal. De esta observación fue posible fijar un criterio para dar el tamaño del enrocamiento protector ya que se pudieron aprovechar los estudios que se han realizado sobre el inicio del arrastre de partículas.

A continuación se presenta en forma resumida una serie de recomendaciones obtenidas durante las pruebas efectuadas para esta clase de protección, tanto con aire como con agua.

a) De preferencia el bolso debe ser todo de un diámetro uniforme y si eso no es posible, el diámetro mínimo debe ser mayor que el especificado para cada caso (tabla 14).

b) La protección tendrá que estar formada por un mínimo de tres capas, ya que de lo contrario el ma-

terial del fondo es extraído entre los huecos y - el cono erosionado se produce de la misma manera.

c) Con el fin de no reducir el área hidráulica útil de la sección transversal, bajo el puente se recomienda colocar el boleo a partir del nivel inferior que puede alcanzarse durante la socavación - general, tal y como se muestra en la figura No.- 29.

d) Esta protección sirve cualquiera que sea el ángulo de incidencia α . Cuando se tiene la certeza que el ángulo de incidencia es de 0° se puede colocar la protección únicamente en el frente de la pila. Cuando la corriente incide con cualquier - ángulo y por cualquier lado hay que rodear a la - pila con el pedraplén. A los lados de la pila en su parte central se ha visto que se puede disminuir la profundidad a 0.5 b, así como la cantidad de piedras colocadas. Ver la figura No. 30.

En el caso de que el ángulo de incidencia varíe, pero - se presente siempre del mismo lado o se mantenga fijo, se puede reducir - un poco la cantidad del material colocado. Así, por ejemplo, si la dirección de la corriente fuera siempre la "c" de la figura 30 sólo se colocaría el material de acuerdo a la línea llena que se ha marcado en planta.

e) Para acomodar el material se excava una trinchera

alrededor de la pila (o sólo al frente si α = 0°) hasta una profundidad, que a partir de la elevación calculada que se tendrá al presentarse la - erosión general, todavía se alcance un desnivel mayor que un ancho de la pila. Este último desnivel deberá permitir al menos el acomodo de tres - capas de material.

f) El diámetro de las partículas que forman la protección depende del tirante y la velocidad media máxima de la corriente que se presentan cuando - las piedras son descubiertas. En la tabla 14 se presentan los diámetros que se recomiendan para - diferentes velocidades y tirantes.

T A B L A 14

DIAMETRO MINIMO DE LAS PIEDRAS QUE FORMAN EL PEDRAPLEN DE PROTECCION EN FUNCION DE SU PESO ESPECIFICO Y DE LA VELOCIDAD DE LA CORRIENTE(CM)

Velocidad de la corriente m/s	Peso específico del material (Kg/m^3)				
	1600	1800	2000	2200	2400
1.....	8	8	7	6	6
1.5	15	13	12	11	10
2.0	18	16	15	13	12
2.5	27	24	21	19	18
3.0	38	34	31	28	26
3.5	53	46	42	38	36
4.0	68	60	54	50	46
4.5	86	77	69	63	58
			85	77	70

Como puede observarse, es relativamente fácil proteger las pilas cuando la velocidad es menor de 3.5 m/s. Los valores presentados en la tabla fueron obtenidos de la comparación de los valores propuestos por Isbasch, Lischtvan-Levediev y Altunin, sobre la base inicial del arrastre de partículas sólidas por una corriente, después de haber comprobado en modelo, que en las gravas la socavación se inicia al mismo tiempo que se inicia su arrastre. Para los diámetros más bajos se han anotado -

...ores tres veces mayores que los máximos requeridos para que no sean arrastrados, ya que hasta no realizar pruebas en prototipos no se podrá comprobar la influencia que los vórtices de las esquinas tienen sobre las partículas de diámetros pequeños.

Se realizaron además varias pruebas en las que las piedras eran colocadas directamente sobre el fondo actual, formando un amontonamiento alrededor de la pila, como se muestra en la figura No. 31, y se observó que no se producía una erosión frente al talud de piedras. - Unicamente cuando la erosión general ha producido un descenso del fondo adyacente se presentan derrumbes y relocalizaciones. Si la erosión general es muy grande, al derrumbarse el cono del pedraplén pueden quedar una o dos capas de piedra en la parte cercana a la pila, hecho que permite que el - material del fondo sea absorbido por los vórtices del frente de la pila y se inicie la erosión local. Por este motivo sólo podrá ser útil la colocación de este tipo de protección en aquellos casos en que la socavación general sea mínima y siempre colocando una cantidad extra de piedras que ocupen la parte inmediata a la protección, al descender el fondo.

La ventaja de colocar la protección directamente sobre el fondo actual es que generalmente este procedimiento resulta más económico; sin embargo no se recomienda.

III-B. PROTECCION AL PIE DE ESTRIBOS.

Para el caso de los estribos se puede utilizar un pedraplén en forma análoga a la descrita para las pilas, aunque existe una mejor solución, que no sólo evite la socavación en los estribos sino que -

cia la colocación de la protección descrita (Figs 37a y b).

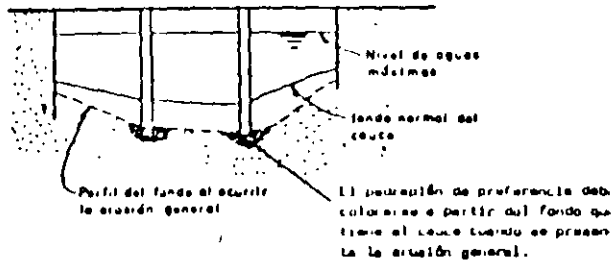
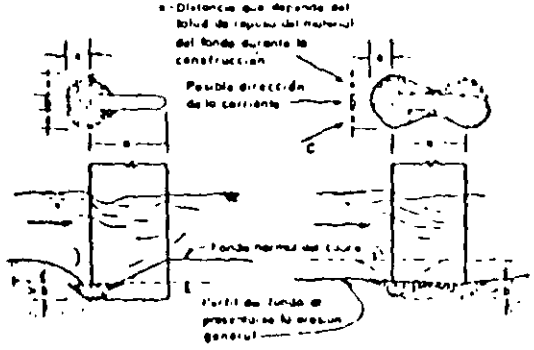


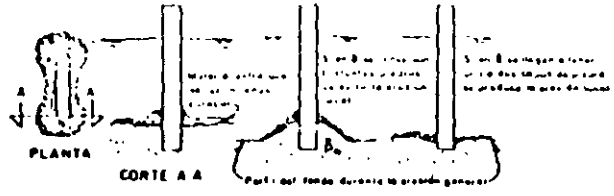
FIG. 29 Colocación del pedraplén de protección



a)-Caso en que el ángulo de incidencia sea cero grados. La línea gruesa del fondo indica que sólo se presenta, en ese momento, erosión local y no se tienen condiciones de socavación general.

b)-Caso en que el ángulo de incidencia sea diferente de cero grados. La línea gruesa del fondo indica condiciones de socavación general.

FIG. 30 Formas de colocar el bulbo para evitar la socavación local



a. Condición antes de la erosión general

b. Condición durante la erosión general

FIG. 31 Comportamiento de un pedraplén que ha sido colocado sobre el fondo actual, con el fin de proteger la pila

orienta a las líneas de corriente de tal manera, que al pasar por la sección del cruce sean paralelas a las pilas; además de que uniformize el flujo en toda esa sección. Esto se consigue por medio de diques encauzadores como los mostrados en la figura No. 32.

La geometría en planta de la porción del dique que está aguas arriba del cruce corresponde a un segmento de elipse. Con el fin de evitar toda erosión en el estribo se continua aguas abajo con otro dique que tiene una longitud aproximada a la tercera parte del anterior.

Para poder fijar la geometría se utilizará el criterio propuesto por A. M. Latuschenkov, quien fija la magnitud de los semiejes de la elipse en función de la relación Q/Qm , en que Q es el gasto total que pasa por el cauce durante las avenidas y Qm el gasto que corre por el cauce en el ancho formado por la sección del puente. Ver figura 33.

Según Latuschenkov, para un dique de aguas arriba.

$$X_o = \lambda B_m \qquad y \qquad Y_o = \lambda Z B_m$$

En donde:

B_m, Es el claro del puente, en m.

Z, Es la relación que existe entre Yo y Xo, y está en función de la relación $\frac{Q}{Q_m}$. Su valor se encuentra en la tabla 15.

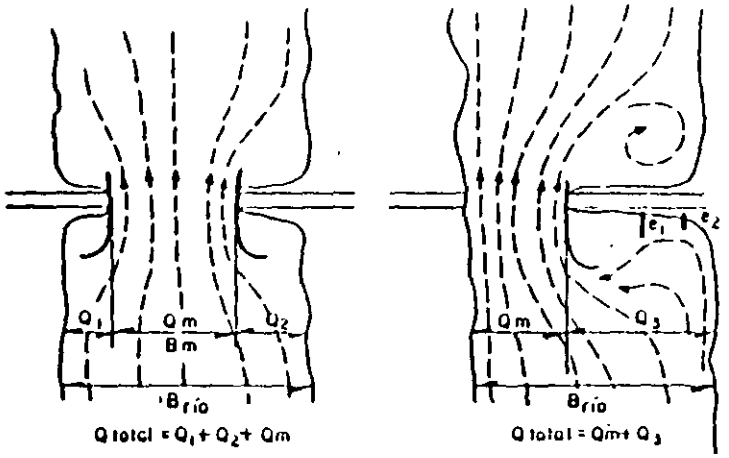


FIG. 32 Dos formas de utilizar y colocar a los diques en cauzedores
e_1 y e_2 son espigones para evitar la erosión en el terraplén

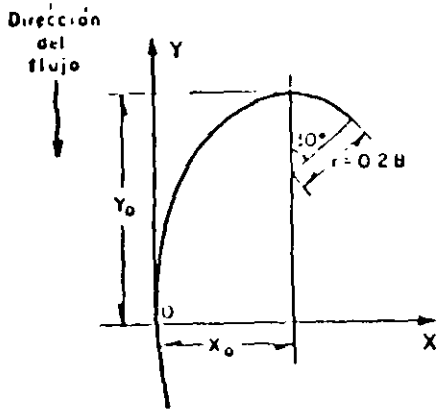


FIG. 33 Geometría de un dique de encauzamiento

λ, Coeficiente que depende también de la relación de $\frac{Q}{Q_m}$, así como de si se construye un dique en cada estribo o sólo se hace en uno de ellos. Su valor se puede encontrar en la figura 34.

T A B L A 15

Valores de $Z = \frac{Y_o}{X_o}$

$\frac{Q}{Q_m}$	1.175	1.19 - 1.33	1.35 - 1.54	1.56 - 1.82 o más.
$Z = \frac{Y_o}{X_o}$	1.50	1.67	1.83	2.00

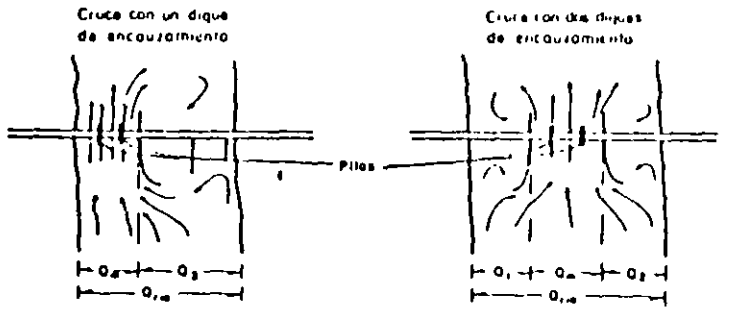
Una vez conocidos X_o y Y_o, el resto de los puntos está dado por la expresión:

$$X = X_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_o^2}} \right) \qquad (42)$$

El extremo de aguas arriba del dique se continua con un segmento de círculo cuyo radio es igual a 0.2 B, y que abarca el ángulo de 30°.

El dique hacia aguas abajo es simétrico al primer tercio del dique de aguas arriba, de tal manera que:

$X = X_o \left(1 - \sqrt{1 - \frac{Y^2}{Y_o^2}} \right)$ en donde Y varía de 0 a $-\frac{1}{3} Y_o$



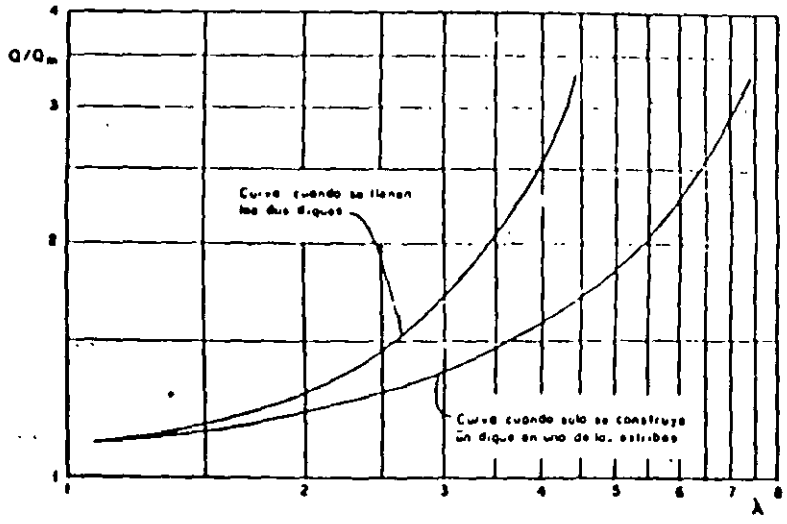


FIG. 34 Valores de λ en

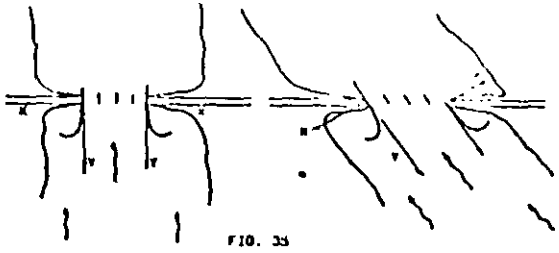


FIG. 35

FIG. 35.- Colocación de los diques encauzadores respecto al eje longitudinal del puente y a la corriente.

El eje de las ordenadas estará alineado paralelamente a la dirección que se desee sigan las líneas de corriente bajo la sección del puente. Ver figura 35.

La principal desventaja de esta solución, comparada con la protección formada con un pedraplén es su costo más elevado. Debido a ello, el pedraplén tiene una probabilidad mayor de ser utilizado cuando no se requiera encauzar debidamente a la corriente, sino sólo proteger el pie de algún estribo.

IV - APLICACIONES.

A continuación se presentan algunas aplicaciones de las ideas expuestas a casos prácticos de interés.

IV-A EJEMPLOS NUMERICOS PARA SOCAVACION GENERAL Y TRANSVERSAL.

Con el fin de aclarar convenientemente lo explicado sobre la socavación general se desarrollarán dos ejemplos, uno para suelo homogéneo y otro para una condición estratigráfica cualquiera. Ambos ejemplos son casos bien definidos.

Ejemplo 1°.- Se trata de calcular la socavación general en la sección de un cauce formado por material granular distribuido en forma homogénea hasta una profundidad grande. En esa sección se tiene una rugosidad uniforme en todo el ancho.

La determinación de la erosión se desea hacer para un gasto de 1,800 m^3/s., el cual se ha calculado tiene una frecuencia de una vez cada 100 años. Cuando ese gasto se presente, la superficie del agua alcanzará la elevación 110.

Se dispone de la sección transversal antes de ocurrir la avenida según se muestra en la figura 36. Así mismo, se indica en donde se han hecho las perforaciones para obtener las muestras del material del fondo.

El análisis de las muestras del fondo tomadas a distintas profundidades en los sitios indicados en la figura 36, dió como valor medio representativo dm = 0.33 mm. Como se aprecia en la figura y descontado el ancho de las pilas se obtiene un ancho medio de 205 m. Al dividir el área hidráulica útil entre esa magnitud se obtiene el tirante medio de la sección, igual a 5.20 m.

Como la frecuencia es 1 en 100, β vale 1 y de la tabla 4 se obtiene para una separación entre pilas de 58 m. y un tirante mayor de 4 m. un valor de μ = 0.98.

Se calculará primero el coeficiente de distribución del gasto con ayuda de la fórmula 4.

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3}\ B\mu} = \frac{1800}{(5.20)^{5/3}\ 205 \times 0.98} = \frac{1800}{15.60 \times 205 \times 0.98}$$

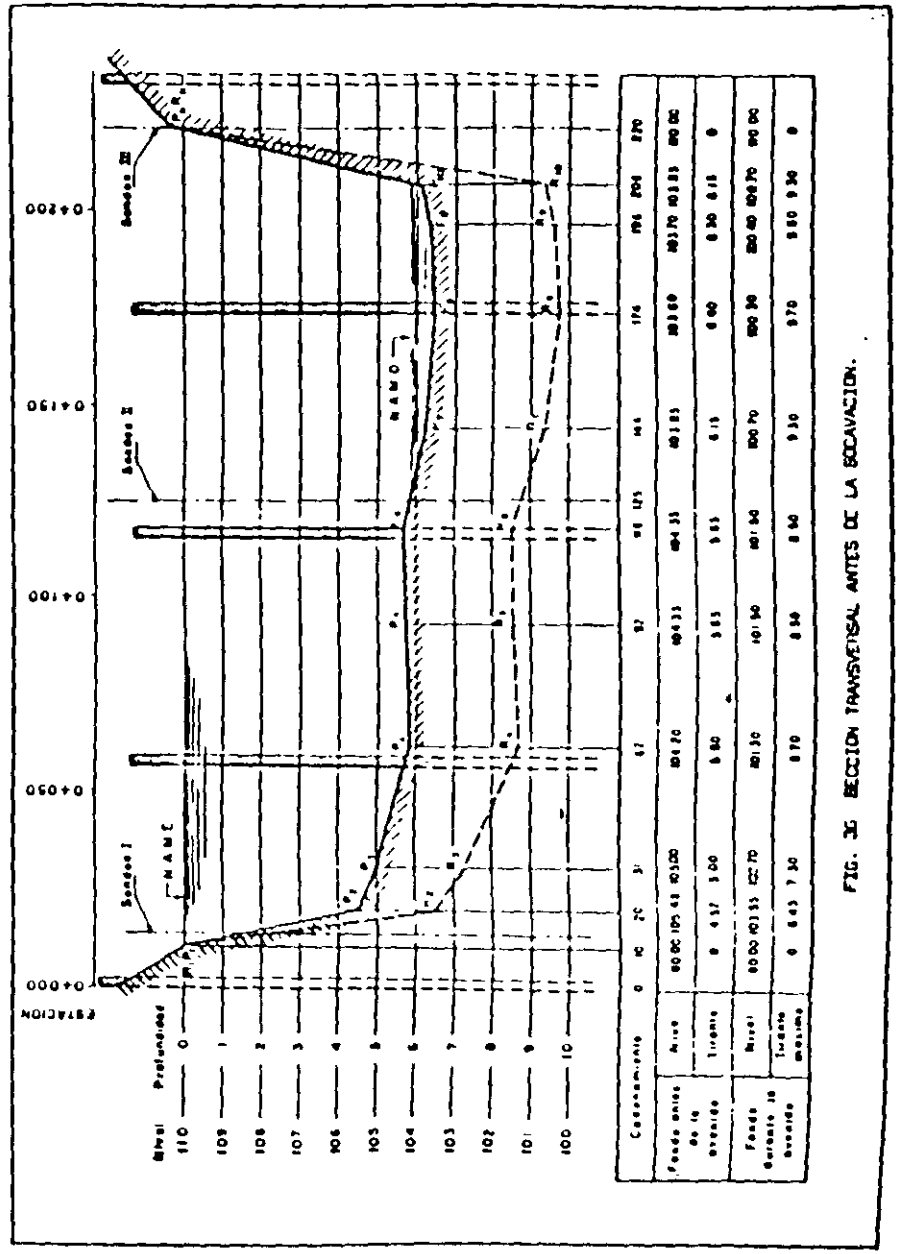


FIG. 36 SECCION TRANSVERSAL ANTES DE LA SOCAVACION.

$$\alpha = \frac{1000}{3154} = 0.317$$

La variación de la profundidad de la erosión está dada para suelos homogéneos por:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{5/3}}{0.68\, \alpha^{0.28} \beta} \right)^{1/(1+x)} \qquad (9)$$

El valor de x para suelo no cohesivo de diámetro de 0.33 mm. obtenido en la tabla 3 es igual a 0.41 y, $\frac{1}{1+x}$ igual a 0.71.

$$H_s = \left(\frac{0.317 H_o^{5/3}}{0.68 \times 0.33^{0.28}} \right)^{0.71}$$

$$H_s = 1.40^{0.71} \; H_o^{1.667 \times 0.71}$$

$$H_s = 1.097\, H_o^{1.18}$$

Con ayuda de esta fórmula se calculan varias profundidades H_s de la socavación para distintas profundidades H_o iniciales del fondo; como por ejemplo 3, 4, 5, 6 y 7 m. Los valores de H_s son los siguientes:

H_o	$H_o^{1.18}$	H_s
2	2.27	2.49
3	3.66	4.02
4	5.13	5.63
5	6.68	7.33
6	8.30	9.11
7	9.95	10.92

Con la ayuda de las columnas 1 y 3 se construye la gráfica H_s contra H_o que se muestra en la figura 37.

En la figura 36 se han indicado los puntos P_i en donde se desea valuar la magnitud de la socavación. Abajo del dibujo se indican para cada uno de los puntos P_i su nivel y su profundidad antes de la erosión, con respecto al nivel de la superficie del agua para el gasto de diseño, que corresponde a la elevación 110.

Con esos tirantes y con ayuda de la curva anterior se obtiene el H_s para cada punto, cuyo valor se ha anotado en la figura 36, abajo del correspondiente tirante H_o. Allí mismo se indican también las elevaciones que corresponden a esas profundidades, así como la posición del cadenamiento de los puntos P_i respecto a su origen colocado en la margen izquierda.

En el dibujo se miden las distancias H_s para cada vertical estudiada con lo que se obtienen los puntos P_i, que al unirlos, dan el perfil teórico hasta donde puede alcanzar la erosión.

Ejemplo 2º.- Determinar la profundidad de la socavación general en la sección bajo un puente. El suelo es heterogéneo con la estratificación representada en la figura 36; la rugosidad puede considerarse la misma en toda la sección.

Los datos de escurrimiento, dimensiones de la sección y características del suelo son:

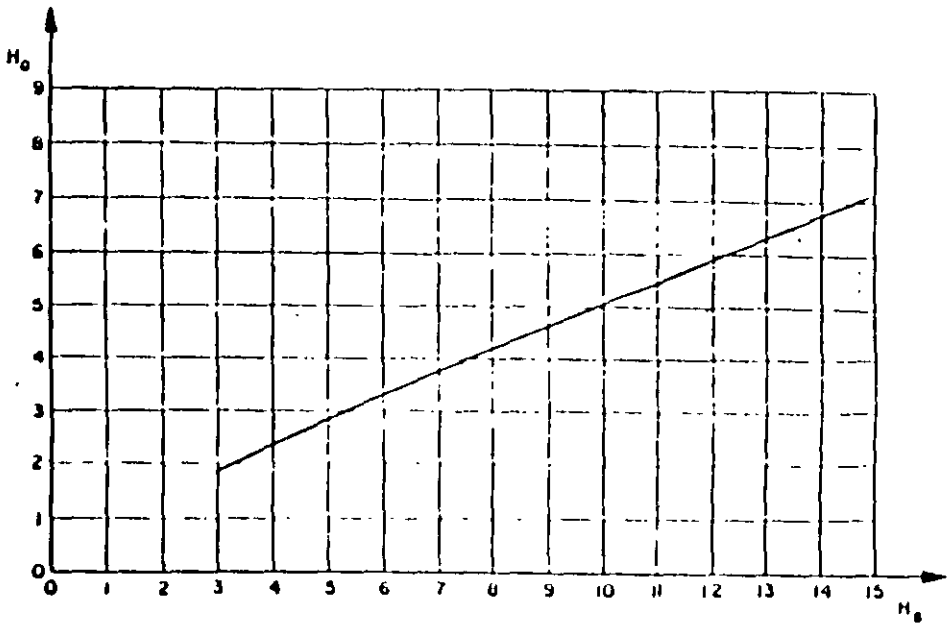


FIG. 37 Curva de H_o contra H_s para la sección en estudio

El gasto de diseño para un periodo de retorno de 100 años es 2500 m^3/s. El ancho del cauce es L = 153 m. La profundidad media en la sección es 5.00 m. Como resultado de los sondeos se obtuvo un diámetro medio para las arenas finas, d_m = 0.5 mm. y para las arenas gruesas, d_m = 2.50 mm. En los suelos cohesivos el peso volumétrico del material seco es γ_s = 1.70 ton/ m^3 (tierra arcillosa).

En la figura 38 se muestra el perfil de la sección transversal bajo el puente, la posición de las pilas, el nivel de la superficie del líquido al pasar la avenida, la colocación de los estratos y el material de que están formados. Además se han señalado con líneas verticales los sitios en donde se desea obtener el valor de la profundidad de la socavación general. Las pilas con frentes redondeados tienen un ancho de 1 m. y un largo de 4 m. y se supone que la corriente incide con un ángulo de hasta 15°.

De lo anterior y con ayuda de las tablas 2 y 4 se obtiene el valor de β = 1 y del coeficiente de reducción μ = 0.98.

El cálculo se realiza en la forma siguiente. Se determina el coeficiente α de distribución del gasto, el cual se obtiene a partir de:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{5/3} B \mu} = \frac{2500}{5.00^{5/3} \times 153 \times 0.98}$$

$$\alpha = \frac{2500}{2219.11} = 1.127$$

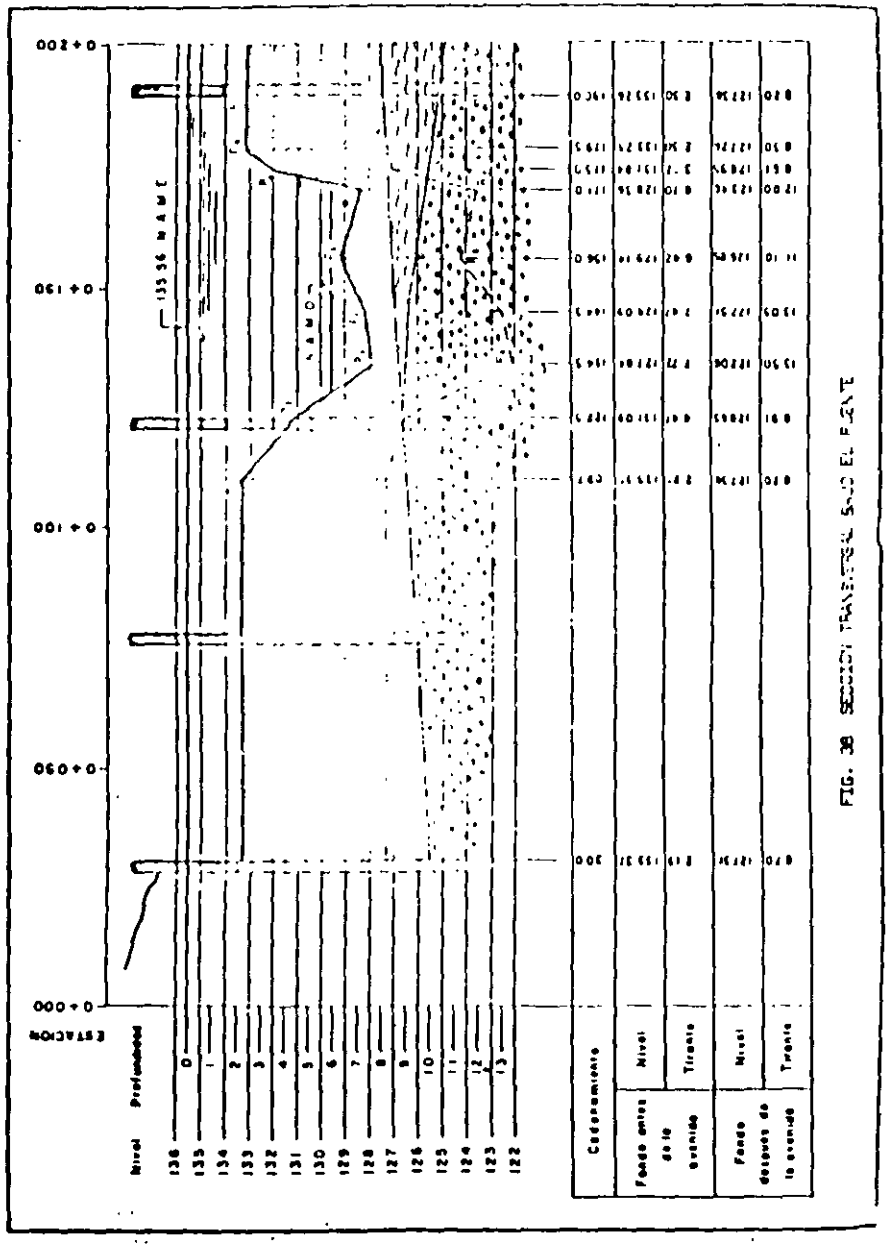


FIG. 38 SECCION TRANSVERSAL BAJO EL PUENTE

Como dos son los métodos que se han expuesto para el cálculo de la profundidad de la erosión, se mostrará el procedimiento por por tanteos para un punto P_1 cualquiera, por ejemplo el P_6, y el método grafoanalítico para el punto P_7.

1.a).- Método analítico por tanteos.

Con el fin de conocer las elevaciones de las fronteras entre estratos conviene formar una tabla como la VI.

Por el método de tanteos se calcula la profundidad para cada estrato a partir del superior, con ayuda de las fórmulas (8) ó (9), y cuando se obtiene una profundidad tal que cae dentro del estrato estudiado, se ha obtenido la H_s buscada.

T A B L A 16

PROFUNDIDADES DE LAS FRONTERAS DE LOS DIFERENTES ESTRATOS, TOMADOS DESDE EL NIVEL DEL AGUA PARA EL GASTO DE DISEÑO.

Estrato	Frontera	1	2	3	4	5	6	7 ..etc.
Fondo antes de la erosión		2.19	2.21	4.47	7.72	7.47	6.42	6.70
1	Superior	2.19	2.21	4.47	7.72	7.47	6.42	6.70
1	Inferior	10.30	9.20	9.06	8.55	8.00	8.70	8.58
2	Superior					8.80	8.70	8.58
2	Inferior					9.23	9.50	9.95
3	Superior	10.00	9.20	9.06	8.55	9.23	9.50	9.95
3	Inferior						10.60	10.60

Cálculo para el punto P_6.

Primer estrato.- Arena fina con $d_m = 0.50$ mm. De la tabla 3 y para ese diámetro $x = 0.41$, $\frac{1}{1+x} = 0.71$

$$H_s = \left(\frac{a\, H_o^{5/3}}{0.60\, d_m^{0.28}} \right)^{1/(1+x)}$$

Sustituyendo:

$$H_s = \left(\frac{1.127 \times 6.42^{5/3}}{0.68 \times 0.5^{0.28}} \right)^{1/(1+x)} = \left(\frac{25.02}{0.56} \right)^{0.71}$$

$$H_s = 44.67^{0.71}$$

$$H_s = 14.80 \text{ m.}$$

Como el nivel inferior de este estrato está a la - 8.71, la acción erosiva continúa hacia abajo.

Segundo estrato.- Material arcilloso, $\gamma_s = 1.70$ ton/m3. De la tabla 3; $x = 0.30$, y $1/(1+x) = 0.77$.

De la expresión (8):

$$H_s = \left(\frac{a\, H_o^{5/3}}{0.60\, \gamma_s^{1.18}} \right)^{1/(1+x)} = \left(\frac{25.02}{0.60 \times 1.70^{1.18}} \right)^{0.77}$$

$$H_s = \left(\frac{25.02}{1.122} \right)^{0.77}$$

$H_s = (22.46)^{0.77} = 10.90 > 9.51$ ∴ La erosión prosigue.

Tercer estrato.- Arena gruesa, $d_m = 2.50$ mm.; de la tabla 3; $x = 0.38$ y $1/(1+x) = 0.72$.

$$H_e = \left(\frac{25.02}{0.68 \times 2.5^{0.28}}\right)^{0.72} = \left(\frac{25.02}{0.879}\right)^{0.72} = (28.46)^{0.72}$$

$$H_e = 11.10$$

El segundo método se aplicará completo para el punto P_7.

El método gráfico-analítico.- Consiste en determinar V_e para cada frontera entre estratos y para cada material.

Para facilitar el procedimiento se construye una tabla como la siguiente:

T A B L A 17

VERTICAL EN EL PUNTO P_7

Valores de V_e

$$\begin{cases} V_e = 0.68\ \sigma_m^{0.28}\ H_e^{x} \\ V_e = 0.68\ \gamma_s^{1.18}\ H_e^{x} \end{cases}$$

Estrato	Frontera	H_e	σ_m (mm)	$\sigma_m^{0.28}$	γ_s	$\gamma_s^{1.18}$	x	H_e^{x}	V_e
1	Superior	6.70	0.50	0.82	- -	- -	0.41	2.18	1.22
1	Inferior	8.58	0.50	0.82	- -	- -	0.41	2.42	1.35
2	Superior	8.58	- -	- -	1.70	1.87	0.30	1.91	2.14
2	Inferior	9.95	- -	- -	1.70	1.87	0.30	1.99	2.24
3	Superior	9.95	2.50	1.29	- -	- -	0.38	2.39	2.10
3		11.00	2.50	1.29	- -	- -	0.38	2.49	2.18
3		12.00	2.50	1.29	- -	- -	0.38	2.57	2.26
3		13.00	2.50	1.29	- -	- -	0.38	2.66	2.33

Por otro lado, los valores reales de la velocidad de la corriente a medida que se degrada el fondo se obtienen de la expresión 5.

$$V_r = \frac{H_o^{5/3}}{H_e} \qquad (5)$$

y para el punto P_7

$$V_r = 1.127 \frac{H_o^{5/3}}{H_s} \qquad V_r = \frac{27.2}{H_s}$$

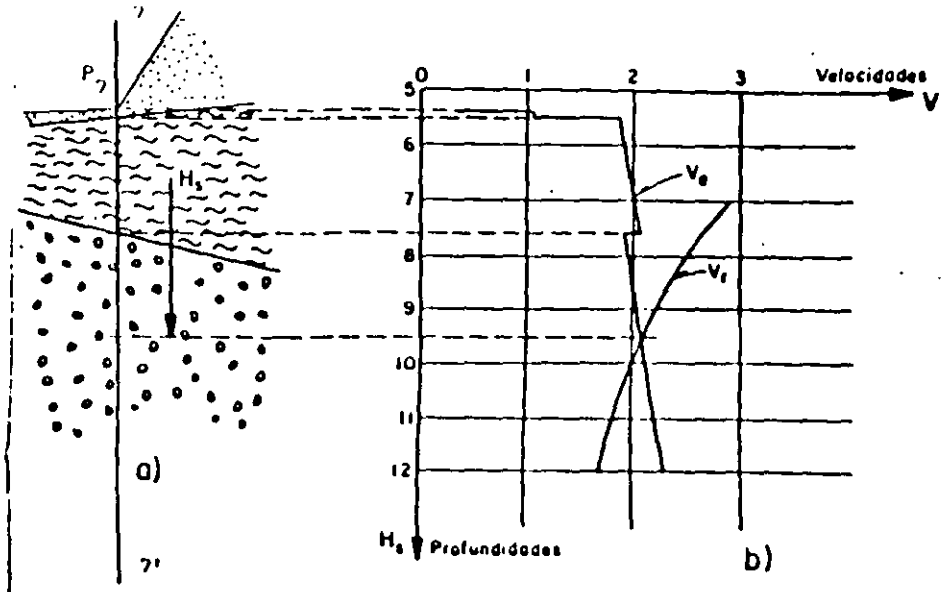
Se escogen distintos H_{si} de acuerdo a los valores que podría alcanzar la socavación.

T A B L A 18

H_s	V_r
9	3.02
10	2.72
11	2.46
12	2.26
13	2.08

Sobre un sistema de ejes coordenados, "velocidad contra profundidad", se trazan dos curvas. La primera V_s, con ayuda de las columnas Hay V_s de la tabla 17, y la segunda que indica la variación de la velocidad V_r de la corriente con la profundidad, con ayuda de la tabla 18.

El punto donde las dos curvas se cruzan indica a que profundidad se detiene la erosión y se alcanza el equilibrio. Esta situación aparece en la figura 39.



a) VERTICAL PARA EL PUNTO P_7

FIG. 39 DETERMINACION DE LA SOCAVACION BAJO EL PUNTO P_7

Lo mismo se realiza para cada uno de los puntos P_1 restantes. Al llevar todos los valores obtenidos a la figura 38 se obtienen los puntos P_1 que al unirlos dan el perfil probable que el cauce tomará durante el paso de la avenida (línea punteada).

IV-B EJEMPLO NUMERICO PARA SOCAVACION LOCAL.

Para mostrar la forma de determinar la erosión local se tomará el caso de la pila situada en el punto P_3, del segundo ejemplo anterior.

IV-B.1 Método de Laursen-Toch.

Tirante después de la erosión general y transversal igual a 8.91 m.

De la gráfica de la Fig. 16.

$$\text{si } \frac{H}{b} = 8.91$$

$$So/b = 2.70$$

$$s = 2.70 \text{ m.}$$

Lo anterior es para una pila alineada con la corriente, como ésta podrá llegar a tener un desviajamiento de 15°, se utiliza la gráfica de la figura 17.

$$K_3 = 1.60$$

$$S_T = 1.6 \times 2.70 = 4.32 \text{ m.}$$

IV.B.2 Método del Instituto de Ingeniería.

Se hará uso de la gráfica de la figura 24, para la cual se necesitan los siguientes parámetros:

(1) $$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \phi + b = 3 \times 0.26 + 1 = 1.78 \text{ m}$$

Se puede sacar gráficamente también

(2) $$\frac{H}{b_1} = \frac{8.91}{1.78} = 4.85$$

Se requiere conocer el valor de la velocidad en ese punto.

$$V_r = \frac{a\, h_c^{5/3}}{H_a}$$

$$V_r = \frac{1.127 \times 4.47^{5/3}}{8.91} = \frac{1.127 \times 12.1}{8.91} = 1.53 \text{ m/seg.}$$

(3) $$\frac{V^2}{gH} = \frac{1.53^2}{9.81 \times 8.61} = \frac{2.33}{84.5} = 0.0276$$

Con los valores anteriores se obtiene:

$$\frac{H + S_o}{b_1} = 6.65$$

$$S_o = 6.65 \times 1.70 = 8.61$$

$$S_o = 11.31 - 8.61 = 2.70 \text{ m.}$$

IV-B.3 Método de Yaroslavtziev.

$$b_1 = (a - b) \operatorname{sen} \beta + b = 3 \times 0.26 + b = 1.78$$

$$S_o = K_f K_v \left(\varepsilon + K_H \right) \frac{v^2}{g} - 30a$$

$K_f = 8.9$ (Fig. 18.a. Pila Tipo 3).

$K_v = 0.72$, puesto que $\frac{v^2}{gb_1} = 0.1321$ (Fig. 19)

$\varepsilon = 1.00$

$K_H = 0.05$, puesto que $\frac{H_o}{b_1} = 4.85$, (Fig. 20)

$$S_o = 8.9 \times 0.72 \left(1.00 + 0.05\right) \times \frac{2.33}{9.81} = 1.67 \text{ m.}$$

La profundidad total de la socavación será 8.61 + 2.14 m. = 10.75 m. adoptando como el mejor el resultado obtenido por el Instituto de Ingeniería.

IV-C SOCAVACIÓN DE ALCANTARILLAS.

La socavación juega también un importante papel en la estabilidad de alcantarillas, sean flexibles o rígidas.

Desde luego, por la naturaleza especial de las obras de drenaje menor, lo más común es que las alcantarillas desagüen gastos no permanentes; solo preocupa en este caso la socavación ocasional provocada por una avenida. La socavación ataca sobre todo la entrada y la salida de la obra, abovedando el terreno bajo la estructura, dejándola en falso y provocando su falla por falta de sustén o produciendo tubificación a su alrededor; el efecto es particularmente nocivo en obras situadas sobre terraplenes. De menor importancia, pero de efectos demostrados si no se adoptan las precauciones correspondientes, es la socavación provocada por el agua que se filtre por juntas y juntas contra de la alcantarilla; esta agua produce erosiones interiores o tubificación alrededor de la alcantarilla y provoca su falla estructural.

No existe ninguna teoría especulativa o de origen experimental que permita valuar el riesgo de socavación en alcantarillas; de hecho, que conozcan los autores de esta penuria, no existen ni siquiera investigaciones serias sobre el problema, que comprendan mediciones sobre estructuras reales o estadísticas sobre su comportamiento. Ante esta situación, no queda al proyectista otra alternativa que recurrir a métodos que, de acuerdo con su experiencia de campo, tiendan a evitar la socavación; estos métodos son fundamentalmente de tres tipos:

a) Los que evitan la socavación por procedimientos que se refieren a mejorar la localización de la obra.

b) Los que tratan de abatir los gradientes hidráulicos del agua que se infiltra bajo la alcantarilla, especialmente a la entrada y a la salida.

c) Los que tienden a proteger al suelo, sea a la entrada o a la salida de la obra.

Las normas de localización que pueden contribuir a evitar la socavación pueden expresarse como sigue:

1. La obra y la corriente deben quedar alineadas.

2. Se deben tener condiciones hidráulicas tales que no produzcan sedimentación ni erosión.

3. En ocasiones, por conformaciones de la cuenca por drenar, por requerimientos económicos, etc. las alcantarillas se ubican en el cuerpo del terraplén y no en su base. En tales casos deberán construirse obras auxiliares a la entrada y a la salida para canalizar el agua, e impedir en todo caso, su entrada al cuerpo de las terracerías.

4. En ocasiones, la configuración del terreno natural puede hacer conveniente un cambio de pendiente de la alcantarilla, sea dentro o fuera del cuerpo del terraplén. Si es dentro deberá construirse la obra adecuada que sirva como regulación entre los dos tramos de pendiente diferente; esto evitará que el agua cambie su trayectoria bruscamente. Si el cambio de pendiente ocurre fuera del cuerpo del terraplén, bastará una buena conexión entre los tramos diferentes.

Cuando ocurra un cambio de pendiente deberá revisarse el disipe de velocidad hidráulica del conjunto.

Las normas para disminuir los gradientes hidráulicos y, por lo tanto, el poder erosivo del agua a la entrada y a la salida de la obra han consistido tradicionalmente en la construcción de obstáculos en el cauce y de dentellones bajo la obra. Los primeros pueden ser muros vertedores de mampostería, debidamente cimentados, ocupando total o parcialmente el ancho del cauce u obstáculos de análoga naturaleza, o pueden ser verdaderas cámaras o cajones amortiguadores construidos de concreto. Estas estructuras cooperan eficazmente a mantener la obra limpia de azolves.

Los dentellones aumentan el recorrido del agua de infiltración bajo la alcantarilla y, por lo tanto, disminuyen su gradiente

hidráulico y su velocidad y, como consecuencia, su poder erosivo; contribuyen correspondientemente a relajar las subpresiones bajo la estructura. Suelen ser de concreto y aun de mampostería y, en las alcantarillas normales, no excedan de uno o dos metros de altura. El dentellón de aguas arriba es bastante mas eficiente que el de aguas abajo y esa eficiencia es una función muy sensible con la profundidad a que se lleve el obstáculo, hasta un cierto límite que corresponde con el 70 u 80% de la distancia vertical hasta una capa impermeable en el subsuelo; a partir de esa profundidad, posteriores aumentos en la profundidad del dentellón son de escasa eficiencia. En todos los casos se debe estudiar la descarga de la obra para protegerla de la socavación regresiva. El dentellón de aguas abajo, tanques de amortiguación, etc. dan buen resultado para estos fines.

La socavación interior provocada por el agua que se cuela por juntas u otras discontinuidades de la alcantarilla ha de evitarse cuidadosamente, para lo cual conviene seguir dos procedimientos:

a) Reducir la velocidad de circulación del agua dentro de la obra.

b) Sellar las juntas, grietas, etc. con materiales apropiados.

Además de la socavación propiamente dicha, bajo la alcantarilla, pueden llegar a producirse en casos extremos erosiones en el relleno lateral y aun en el colchón de la obra, cuando éstos están mal compactados y están constituídos por materiales susceptibles a este tipo de ataque. A este respecto, la compactación del relleno es esencial.

las recomendaciones de colocación del material en capas de 15 ó 20 cm., compactadas convenientemente (no debe haber en una zona de 1.5 metros a los lados de la obra ningún material que no esté compactado al 95% con referencia al estandar Proctor o Porter, según se trate de relleno cohesivo o friccionante respectivamente) son fundamentales en este sentido.

IV.D SOCAVACION EN TERRAPLENES.

Es frecuente que el efecto erosivo del agua influya en la estabilidad de los taludes de los terraplenes, dando lugar muchas veces a derrumbes en éstos. Un caso particular es el que se presenta en los accesos a un puente, en donde generalmente existe, debido al estrechamiento de la corriente y por lo tanto un incremento de la velocidad del agua, lo cual es causa de que las partículas del material del terraplén sean arrastradas, reduciéndose la sección del mismo y ocasionando muchas veces la falla del talud del terraplén.

La magnitud de los efectos de esta índole en un caso dependa de varios factores, como pueden ser: la velocidad del agua, el ángulo de incidencia de la corriente con el eje del terraplén, las condiciones de rugosidad de los taludes, así como su inclinación, el grado de protección que presente el terraplén, así como el grado de compactación que se le haya dado al mismo.

No existe alguna teoría específica que permita determinar la resistencia a la erosión de los taludes de un terraplén en el cruce de un puente o en sus accesos, por lo que en la práctica actualmente se recurre a métodos preventivos de acuerdo con la experiencia del proyec-

a, para proteger lo más que sea posible a los taludes de los efectos
ivos del agua.

Estos métodos pueden considerarse de dos tipos: los
tienden a encauzar la corriente del agua y los que tienden a proteger
lamente a los taludes. Entre los primeros puede mencionarse la recti
ción del cauce del río, con objeto de reducir o anular su ángulo de
ajamiento en el cruce, sobre todo cuando se trata de cauces divagan-
Entre los segundos, a los cuales se recurre más frecuentemente, se
p mencionar a los dentellones, los zampeados, los pedraplenes y a los
primientos con especies vegetales propias de la región. Los dentello
pueden ser de mampostería o de concreto, con una profundidad mínima
m. Los zampeados pueden ser de piedra con espesor mínimo de 30 cm.
losas de concreto con espesor mínimo de 5 cm. En casos especiales
lo se esperan grandes velocidades del agua, se recurre a pedraplenes
ubren todo el extremo del acceso del puente con piedras cuyo peso mí
sea de más o menos 50 Kg., acomodadas a mano. También pueden usarse
ones que alejen la corriente de los taludes de tierra. Finalmente,
nanera de proteger los terraplenes de la acción erosiva del agua es
ando en sus laderas, especies vegetales de la región, las cuales al
tiempo que amacizan la capa exterior del terraplén, aumentan la ru-
id, disminuyendo la velocidad del agua y, por tanto, el efecto erosi
la misma.

Es posible que pudiera estudiarse el efecto erosivo
ua sobre los taludes de los terraplenes a la luz de la teoría del
re, aun cuando los estudios disponibles actualmente sólo se refie-
la estabilidad de los taludes en el caso de canales, cuyas condicio

nes geométricas o hidráulicas difieren bastante del caso que se estudia.

IV-E. RELACIONES DE LA SOCAVACION CON OTROS FENOMENOS.

Si se considera la socavación como la remoción de partículas en la base de una estructura o de una formación natural, ese fenómeno puede provocar o acelerar la presencia de otros fenómenos geológicos y, a su vez, la magnitud de la socavación puede ser modificada por la existencia de accidentes geológicos o de alguna obra de ingeniería.

Es muy común, en las márgenes de ríos encañonados, que por efectos de la socavación en las márgenes, se presenten derrumbes. Estos derrumbes pueden afectar a las obras de ingeniería localizadas cerca de la orilla.

El valor de la socavación en el lecho de un río se modificado por la presencia de afloramientos rocosos a lo largo de su curso. Un afloramiento rocoso, al igual que un dique construido por el hombre, constituye un accidente temporal, geológicamente hablando, que tiene un enorme interés para el funcionamiento de la vía fluvial en relación con las obras de ingeniería. La presencia de roca en el fondo del cauce en una sección determinada, marca al río un nivel base de erosión local.

Estas circunstancias, obligan a la corriente a modificar su régimen erosivo, tendiendo hacia el nuevo perfil de equilibrio, para lo cual el río tiene que depositar sus materiales de acarreo para elevar su nivel de fondo. Al efectuarse este cambio, la socavación disminuye considerablemente aguas arriba del dique natural o artificial.

El concepto del nivel base de erosión, es importante
l control de la socavación en obras de ingeniería.

- MEDIDAS "IN SITU".

En los sitios probables para la construcción de un
ente es necesario y conveniente tomar datos y realizar observaciones
e permitan aplicar los criterios anteriormente expuestos para determi-
r el valor teórico de las diferentes socavaciones. En los lugares en
nde existe un puente deberán obtenerse valores que permitan determinar
validez de los métodos expuestos, al compararlos con los valores obte-
dos con las fórmulas; o bien, que más adelante permitan efectuar correc
ones substanciales a alguno de los métodos empleados.

El primer tipo de mediciones es necesario e indispens
o se lleve a cabo, mientras que las del segundo tipo, si bien no son de
licación inmediata, servirán para que poco a poco la S.C.P. afine los
todos de cálculo aquí empleados, o tenga criterio para sustituirlos con
ientemente por algún otro, que bien podría ser propuesto por alguno de
propios ingenieros.

.. MEDIDAS PARA OBTENER DATOS PARA EL CALCULO.

Las observaciones y medidas que se realicen en la natur
eza servirán para determinar los siguientes datos:

a) Datos Hidráulicos.

1. Gasto máximo de la avenida de diseño.

2. Nivel de la superficie libre para pasar el gas
to máximo anterior.

3. Concentración de material sólido arrastrado en
suspensión cuando las aguas del río están cre-
cidas.

b) Datos del Cauce.

1. Planta del desarrollo del río, en donde se in-
dique el sitio del cruce y de ser posible los
corrimientos laterales que haya sufrido la co-
rriente en épocas pasadas.

2. Sección transversal del cauce en la zona del
cruce, levantado durante la época de estiaje.

3. Si el cauce es no definido y forma islas, cote
nar la máxima profundidad del cauce en la zona
comprendida entre dos km. aguas arriba y aguas
abajo de la sección del cruce.

c) Datos del Material del Fondo.

1. Conocimiento de la distribución del material que forma el subsuelo en la sección del cruce.

2. Obtención de las curvas granulométricas de los materiales no cohesivos que se encuentren en la sección del cruce.

3. Peso volumétrico seco en todos los materiales cohesivos que se hayan encontrado en el subsuelo de la sección del cruce.

MA DE OBTENER LOS DATOS NECESARIOS.

a) Datos Hidráulicos.

1. Para conocer el gasto máximo con que realizar el cálculo se requiere una serie de registros de las avenidas máximas que se han presentado en los años anteriores. Esos valores se pueden encontrar en Boletines Hidrológicos de la S. H. H. ó de la C. F. E., en el caso de que la corriente sea de importancia. Como en muchos de los casos no se cuenta con ningún dato convendría que la S. O. P. instalara y mantuviera estaciones de aforos e hidrométricas con

venientemente distribuídas en la República, con cuyos datos se pudiera obtener el gasto en otras corrientes vecinas, correlacionando los datos de lluvia y características de la cuenca drenada con las observaciones realizadas.

2. Una buena estimación del nivel de la superficie libre del agua para el gasto de diseño se obtendrá a partir de una curva de elevaciones del agua contra gastos que pasan por la sección. Como el gasto de diseño será sin duda mayor que los observados, se necesitará extrapolar la curva obtenida. En general, es satisfactoria una curva obtenida de cinco puntos correspondientes a observaciones hechas en el período de avenidas de un año.

Para obtener la curva mencionada será necesario colocar una escala y una estación de aforos en el posible sitio de cruce y obtener algunas observaciones aisladas.

3. Las muestras del material sólido en suspensión se pueden obtener con una botella de un litro de capacidad. Al obtener la muestra se requiere anotar la distancia a la orilla y la profundidad abajo de la superficie a la que fue tomada.

b) Datos del Cauce.

No parece necesario explicar nada sobre la forma de realizar el levantamiento Fotogramétrico del río en la zona adyacente al cruce, excepto que todas las secciones transversales del cauce sean levantadas durante el estiaje. Un estudio cuidadoso del levantamiento efectuado permitirá conocer entre otras cosas el ángulo de incidencia de la corriente contra el eje de las pilas, tanto durante las avenidas como en escurrimientos medios.

c) Datos del Material del Fondo.

A lo largo de la sección probable de cruce siempre se realizan estudios geológicos para los que se requiere efectuar varios sondeos. De las muestras obtenidas de esos sondeos, se necesitará obtener la curva granulométrica para todos los materiales no cohesivos y el peso volumétrico del material seco para todos los materiales cohesivos.

C MEDIDAS PARA COMPROBAR LOS CRITERIOS EMPLEADOS EN EL CALCULO.

Estas medidas deberán efectuarse durante el paso de las avenidas, para conocer las socavaciones que se tienen en ese momento en el fondo del cauce y bajo cada pila y estribo.

Las observaciones estarán encaminadas a conocer:

1) Gasto que escurre durante la observación.

2) Perfil del fondo en ese momento o al menos la profundidad del fondo frente a la sección del cruce, en donde no sea afectado por las erosiones locales de las pilas.

3) Velocidades medias de la corriente frente a cada pila. Se obtendrá colocando el aparato de medida, (si es posible) a 0.3m a partir del fondo.

4) Angulos de incidencia de la corriente con respecto al eje longitudinal de las pilas.

5) Profundidades reales en el frente de las pilas, si el ángulo de incidencia es de cero grados o en la esquina descubierta de la parte de aguas abajo de la pila si existe algún esviajamiento de la corriente.

6) Profundidades frente a los estribos.

7) Condiciones de la sección del cruce durante el estiaje, así como de una sección del río aguas arriba del puente.

La ejecución de las observaciones mencionadas, se deberá hacer de acuerdo a los recursos económicos de que se disponga, por lo que se cree que no es necesario mencionar la forma específica de realizar alguna de ellas.

VI - INFORMACION GEOLOGICA.

Siendo la socavación un fenómeno que está condicionado por las características geológicas del río, es necesario conocer esas características para poder formarse un criterio sobre su funcionamiento.

Los ríos son elementos esencialmente dinámicos, cuya meta es llegar a un perfil de equilibrio; sin embargo, una corriente casi nunca alcanza ese perfil, debido a que en la superficie terrestre se están presentando modificaciones continuamente.

La presencia de accidentes geológicos tales como: trazas de contactos entre rocas de diferentes resistencias a la erosión, afloramientos de formaciones de alta resistencia, la existencia de diques o mantos intrusivos, plegamientos, fallas, etc., así como la presencia de obras de ingeniería sobre el curso de la vía fluvial, controla o modifica localmente el fenómeno de la socavación. El tiempo que se requiere para que el río elimine esos obstáculos, es despreciable desde el punto de vista de la Geología, pero tiene mucha importancia si se le considera con relación a una obra de ingeniería.

El conocimiento de las condiciones geológicas que rigen el funcionamiento de la socavación en un río, es indispensable para saber si se requiere o no un estudio específico para calcular su magnitud y es básico para elegir el mejor método de investigación.

El estudio de la geología superficial debe llevarse de lo más general hasta el detalle necesario, partiendo de un conocimiento regional del río y de las características geológicas del terreno, o sea del conocimiento hidrológico de la corriente, hasta el estudio local del sitio en donde se pretenda conocer la magnitud del fenómeno.

La forma de llevar a cabo los estudios será diferente de acuerdo con la situación de la zona y con el carácter del proyecto. Debe iniciarse con la interpretación geológica de fotografías aéreas y el reconocimiento de geología de campo que se realice para el proyecto general del camino y si se requiere, se aplicarán métodos geofísicos de exploración o perforaciones de muestreo.

Los resultados de estas investigaciones, serán los que determinen si hay necesidad de realizar otros estudios.

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANIFICACIÓN Y PROYECTO

TEMA

SELECCIÓN DE MAQUINARIA Y EQUIPO DE CONSTRUCCIÓN

EXPOSITOR: ING MANUEL ZARATE AQUINO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

DIVISION DE EDUCACIÓN CONTINUA
FI-UNAM

Diplomado, Construcción y Conservación de Carreteras

Tema: Selección de Maquinaria y Equipo de Construcción, Procedimientos Constructivos de Túneles.

INTRODUCCIÓN

Se ha dicho y con justificada razón que túnelear es un arte, y ello se deriva de que en la construcción de túneles, no existen reglas o procedimientos que puedan sistematizarse para los diferentes casos que se presentan en la construccion de los mismos

En el diseño y construcción de túneles hay que emplear toda la información de que se disponga, en los aspectos geológicos, topográficos, de mecánica de rocas, en su caso de mecánica de suelos, además de la maquinaria y el equipo necesario, de los procedimientos de construcción, de los métodos de análisis y cálculo estructural, pero además en forma importante de la experiencia y hasta de la intuición del Constructor, por eso hoy en día se reafirma el concepto de que tunelear es un arte

Esto no quiere decir que la construcción de túneles sea un procedimiento empírico, todo lo contrario, debe basarse en los más recientes avances de la ciencia y la tecnología prueba de ello es que el avance en los logros alcanzados en la construcción de túneles son cada día mas espectaculares, y que con la construcción de túneles se han logrado sistemas de comunicación terrestre, que sin ellos no serían posibles, y que compiten ventajosamente con otros sistemas de comunicación

En los tuneles en forma mas significativa que en otras obras de Ingeniería, los procedimientos constructivos influyen en forma determinante en el comportamiento de los mismos y por lo tanto en su diseño estructural, y en algunos casos habrá que emplear, dependiendo de las circunstancias que se presenten diferentes procedimientos constructivos Es muy importante resaltar la interacción que existe entre el proyecto y los procedimientos constructivos.

La construcción de túneles se remonta hasta los tiempos mas antiguos. de los cuales se puede mencionar un túnel construido en la antigua Babilonia, para pasar bajo el Río Eufrates y es probablemente el túnel mas antiguo construido por los humanos. esto fue aproximadamente 2,000 años antes de Cristo. lo que sumando a los 2,000 que estamos a punto de concluir de la era cristiana nos de un total de 4,000 años

A través de estos 4,000 años los avances del conocimiento humano han sido verdaderamente asombrosos en todos los ámbitos, y en particular en la construcción de túneles también lo ha sido. un ejemplo de ello es el túnel recientemente construido bajo el canal de la Mancha, que sirve para comunicar a Inglaterra con la Europa continental, proporcionando un medio de comunicación mucho más eficiente que el que anteriormente se proporcionaba, por medio de transporte marítimo. el cual tenía grandes problemas debido a que frecuentemente en esa zona hay mal tiempo. Además de que había que realizar un cambio de transportación tanto de personas como de mercancías. o sea de transporte terrestre a transporte marítimo. y de este nuevamente a transporte terrestre

CLASIFICACIÓN DE TÚNELES

En forma general los túneles pueden clasificarse de la siguiente manera

TÚNELES DE TRÁNSITO

Ferroviarios
Carreteros
Peatonales
Para Metros

TÚNELES DE CONDUCCIÓN

Hidroeléctricos
De conduccion de agua potable
Para instalaciones
Para drenaje
Para bandas transportadoras

Los túneles también pueden clasificarse en.

Tuneles en montaña
En ladera
Verticales (lumbreras)
Inclinados
Subacuaticos
En roca
En suelos

Respecto a su geometría los túneles pueden ser.
Rectos
En curva circular
En curva espiral

Respecto a su forma de excavación los túneles pueden ser.
Túneles falsos
Túneles propiamente dichos

En las vías terrestres y especialmente en la construcción de carreteras que es el tema de este Diplomado, para salvar los cerros que se presenten en el trayecto y para evitar grandes desarrollos lo cual implica pendientes sostenidas tanto ascendentes como descendentes, así como muchas curvas con grado de curvatura fuerte, el proyectista puede recurrir al túnel para así cruzar el obstaculo que representa el cerro y evitarse el desarrollo anteriormente mencionado

El proyecto y construcción de túneles esta principalmente asociado a las carreteras de altas especificaciones, con los cuales se logra una mayor eficiencia en su operación, proporcionando a los usuarios mayor velocidad, menores pendientes, menos curvaturas, menor distancia de recorrido, lo cual se traduce en mayor comodidad, seguridad, confort y menor consumo de combustibles, lubricantes, además de menos desgaste en los equipos También en general esta asociado a terrenos montañosos.

Los primeros túneles carreteros en México se construyeron en la década de los treintas en la antigua carretera México-Acapulco, en la zona del cañón del Zopilote, actualmente en la moderna autopista México - Acapulco, conocida como la Autopista del Sol, y con mayor razón debido a sus altas especificaciones de curvatura pendiente y velocidad, existen varios túneles

ESTUDIOS PREVIOS

Para realizar en Anteproyecto, el Proyecto, la Construcción, y en casos especiales durante la operación de un túnel, es indispensable contar con un amplio estudio geológico del terreno sobre el cual se pretende realizar el túnel.

LITOLOGÍA Y ESTRATRIGRAFÍA

En su caso se debe conocer el tipo de roca sobre la cual se va a construir el túnel, ya sea del tipo ígneo, sedimentario o metamórfico, así como sus características de textura, estructurales y propiedades físicas.

La textura es el resultado de la forma, tamaño y acomodo de los granos, cristales y restos orgánicos que forman la roca

Las características estructurales se refieren a los rasgos mayores que se presentan en un macizo rocoso los cuales pueden ser vesiculares, foliada estratificada, laminada, etc

La estratrigrafía permite establecer la relación entre las distintas unidades litológicas o formaciones del macizo rocoso El conocimiento de la Litología y estratrigafía es de mucha importancia, porque nos permite saber el tipo de roca que se encontrarán dentro del túnel y de esta manera poder prever el procedimiento constructivo a emplear

DISCONTINUIDADES

El término discontinuidad se refiere a la designación de cualquier interrupción física en la continuidad del macizo rocoso, de los tipos de planos de fracturas, de la estratificación, de las fallas, de los contactos litológicos y discordancias

Las discontinuidades son muy importantes en el proyecto y construcción de túneles, ya que forman los principales planos potenciales de deslizamiento, y también pueden ser posibles conductos por donde el agua presente en el macizo rocoso se deslice hacia la parte interior del túnel

ESTRATIFICACIÓN

La estratificación del macizo rocoso respecto al eje del túnel puede presentarse en diferentes formas, por ejemplo en el caso de estratos verticales, estos pueden ser paralelos al eje del túnel o perpendiculares

También puede presentarse la estratificación de tipo horizontal, en la cual es muy importante conocer el espesor y resistencia de los estratos, porque eso influye de forma importante en el proyecto y construcción del túnel.

También puede presentarse la estratificación del tipo inclinada, la cual puede representar problemas de estabilidad.

FRACTURAS O DIACLASAS

La presencia de fracturas o diaclasas en un macizo rocoso sobre el cual se va a construir un túnel, puede causar serios problemas de estabilidad, sobre todo si se presenta una combinación de fracturas que den origen a una o varias cuñas que puedan deslizarse hacia el interior del túnel.

FALLAS

La presencia de fallas en general pueden ocasionar varios problemas durante la construcción de un túnel, por lo tanto es importante conocer la posición de la falla respecto al eje del túnel, ya que según sea el caso pueden generarse fuertes presiones en la parte superior del túnel llamada clave, en las paredes o constituir planos de deslizamiento

Es muy importante determinar si la falla es activa o inactiva, en ocasiones en las zonas de falla existe la presencia de materiales alterados o con poca cohesión y en ocasiones con materiales permeables por los cuales puede fluir el agua

CONDICIONES HIDROLÓGICAS

La presencia de agua en un macizo rocoso que en el caso de túneles carreteros es generalmente en zonas montañosas, presenta grandes dificultades durante la excavación del túnel, ya que la misma excavación va formando un gran dren que anteriormente no existía, y que captará la mayor parte de agua que se encuentre en su zona de influencia, lo cual representa la necesidad de sacar el agua del interior del túnel

ESTUDIOS

ESTUDIOS REGIONALES

El objetivo de los estudios regionales es comprender la historia geológica del área del proyecto, es decir comprender los procesos que contribuyeron a desarrollar la presente situación geológica, en particular es importante determinar si los procesos están activos o potencialmente activos, sobre todo con la alteración que sufrirá el macizo rocoso al realizarse la excavación del túnel.

Estos estudios también deben determinan la estatigrafía regiónal y la distribución de las principales unidades de roca, definiendo sus límites y contactos Es muy importante la determinación de las condiciones del agua subterránea

ESTUDIOS DETALLADOS

En estos estudios se explica el desarrollo de la topografía, en términos de la geología y de la historia geológica, se delimita con mayor precisión las fallas geológicas y se elabora un modelo del macizo rocoso para realizar el programa de muestreo, así como la aplicación de métodos geofísicos, los mas usuales son la resistividad y refacción sísmica

Dentro de los Estudios se encuentran los siguientes:

Estudios de agua subterránea
Estudios de permeabilidad
Estudios geológicos
Estudio sísmicos
Estudio de mecánica de rocas

PRUEBAS DE LABORATORIO

El objetivo de las pruebas de laboratorio es el entender las propiedades de la roca, en particular la determinacion de las características de resistencia, en sus diversos grados de intemperismo tal y como se encuentra en el sitio, determinando las relaciones entre esfuerzos, cohesión, ángulos de fricción interna y dureza

Además de determinar las características de deformabilidad por cargas a corto y largo plazo, densidad, porosidad y contenido de agua.

SISTEMA CONSTRUCTIVO

CICLO DE EXCAVACIÓN

Para la excavación de un túnel, uno de los métodos mas empleado sobre todo en los túneles que se construyen en un macizo rocoso, es el método de barrenación y voladura, el cual es un proceso cíclico que consta de una serie de procedimientos que se suceden unos tras otros siguiendo un orden repetitivo

Un ciclo básico de excavación consta de las siguientes actividades

Acercamiento del equipo
Barrenación
Carga de explosivos
Retiro del equipo
Voladura
Ventilación
Amacice de la parte superior y partes laterales del tunel
Rezaga del material de la voladura

Dependiendo de las condiciones del túnel se pueden requerir las siguientes actividades
Anclaje con pernos
Revestimiento de concreto lanzado
Instalación de marcos metálicos de soporte
Inyección de lechada
Barrenación de exploración

En los túneles generalmente se trabaja las veinticuatro horas al día, dado que debido a sus condiciones la iluminación natural o sea con luz solar no existe, la iluminación siempre es por medios electricos, por lo cual las condiciones de trabajo son iguales de día o de noche

Es importante para la debida programación de las actividades del tuneleo, determinar el tiempo que se emplea en cada ciclo de la excavación, este depende de las condiciones del macizo rocoso, las cuales pueden facilitar o dificultar el avance, por ejemplo en rocas muy fracturadas no es conveniente realizar perforaciones muy profundas y por lo tanto explosiones muy grandes, dado que estas alteran más al macizo rocoso

En rocas muy fracturadas o de mala calidad para el túneleo, se requere colocar inmediatamente después de la voladura, los dispositivos para apuntalar la excavación, los cuales pueden ser marcos metálicos y con madera de retaque, concreto lanzado, anclas con pernos, y en algunos casos inyecciones de lechada cemento, en estos casos cada ciclo de excavación requiere de mayor tiempo.

Además al término de cada ciclo de excavación y en preparación para el siguiente, se deben realizar algunas actividades como son, la colocación de extenciones de tuberías para aire comprimido que se emplean en los equipos de barrenacion, así como de agua para los mismos, el bombeo del agua debida a las filtraciones, este bombeo en muchas ocasiones debe ser constante, dado que si por alguna causa accidental se interrumpe ocasionará la inundación en el frente de la excavación.

También deben instalarse los cables para la energía eléctrica y sistemas de comunicación telefónica. Deben realizarse así mismo los trabajos de topografía para que la excavación se vaya realizando dentro de lo especificado en el proyecto geométrico de la Carretera. El alineamiento horizontal y vertical en los túneles es de particular importancia en el caso en que las excavaciones se realizan en frentes opuestos, es decir un equipo de trabajo ataca por el portal de salida y otro equipo de trabajo ataca por el portal de entrada, debiéndose encontrar mas o menos en al parte media del túnel.

Cabe destacar que a medida de que se avanza en la excavación, la distancia a la cual hay que transportar el material de rezaga, desde el frente de la excavación hasta el sitio de tiro se va haciendo cada vez mayor, situación que hay que tomar en cuenta en la cantidad de equipos y en el tiempo de ciclo de la excavacion

Los sistemas de ventilación y manejo de agua, van requiriendo también de mayor recorrido, lo cual significa que se necesitan equipos de mayor potencia

Es muy importante determinar el grado de permeabilidad de las rocas

PLANTILLAS DE BARRENACIÓN

Las plantillas de barrenación se deben diseñan para lograr un equilibrio entre el resultado de la voladura, la menor longitud de barrenación y la cantidad de explosivos. En una plantilla de barrenación se usan en términos generales los siguientes barrenos:

Barrenos de cuña con ayudantes
Barrenos de piso con salida hacia arriba
Barrenos con salida hacia arriba
Barrenos laterales con salida horizontal
Barrenos con salida hacia abajo
Barrenos con salida horizontal
Barrenos de techo

Estos últimos deben realizarse con cargas controladas para alterar lo menos posible las rocas fuera de las líneas de proyecto.

NUMERO DE BARRENOS

El número de barrenos para realizar una voladura depende de lo siguiente:

El tipo de roca
El area del túnel
El tipo de explosivos
El diámetro y longitud de los barrenos
El tipo de cuña, que puede ser paralela o en "V"

TIPO DE EXPLOSIVOS

Un tipo de explosivo muy usado es el que consiste en 94.3% de Nitrato de Amonio y 5.7% de Combustible Disel, es barato y seguro. Los explosivos a base de Nitroglicerina y los Hidrogeles que vienen en forma de cartucho, tienen mayor fuerza explosiva que los mencionados anteriormente pero su costo es mayor

DIAMETRO DE LOS BARRENOS

El diámetro de los barrenos depende del equipo de barrenación que se este utilizando, en general pueden ser de ¾", 7/8" o 1", cuando se incrementa el diámetro del barreno es posible lograr mas carga especifica con menos perforaciones

TIPO DE CUÑA

Los barrenos de cuña tienen como finalidad crear un espacio generalmente al centro de la zona de explosión, para permitir que el material que se desprende del macizo rocoso como producto de las detonaciones sucesivas, se deslice hacia el espacio producido por la cuña de barrenación, que es la primera en detonarse

Los tipos de cuña mas comunes son

La cuña paralela que consiste en un grupo de barrenos paralelos, de los cuales algunos son de mayor diámetro y que se dejan vacios, para que cuando se detonan las cargas de los barrenos a su alrededor, la roca sea lanzada hacia el espacio vacio, el cual se va ampliando progresiva y uniformemente

La cuña en "V" esta formada por barrenos simétricos, inclinados con respecto al eje longitudinal del túnel, en general estos barrenos no deben sobrepasar los 60°

LONGITUD DE BARRENACIÓN

La longitud de barrenación en términos generales puede abarcar desde 0.80 m . hasta 6.00 m., pero en la práctica usual la mayoría de las barrenaciones se realizan entre 2.4 m y 4.2 m. de longitud.

EQUIPOS DE BARRENACIÓN

La barrenación con equipo mecánico es actualmente de uso generalizado. se usan perforadores hidráulicas o neumáticas. las perforadoras hidráulicas tienen mayor velocidad que las perforadoras neumáticas

Existen también dispositivos de barrenación llamados Jumbos, los cuales pueden tener 4 o 6 perforadoras trabajando al mismo tiempo

TIPOS DE EXCAVACIÓN

Excavación a sección completa.

Cuando las condiciones de la roca. los equipos disponibles y la sección del túnel lo permiten. las excavaciones pueden realizase sobre toda la sección frontal del túnel

MEDIA SECCIÓN Y BANQUEO

Para alterar lo menos posible la estabilidad de la roca y colocar los elementos de apuntalamiento antes de continuar con la excavación, en ciertas condiciones del macizo rocoso, por ejemplo en rocas muy fracturadas, es conveniente efectuar la excavación a media sección

Este procedimiento consiste en realizar todo el ciclo de excavación en la parte media superior de la sección frontal del túnel, colocar de inmediato los dispositivos de soporte, para después continuar con la excavación en la parte inferior de la seccion frontal del túnel Al proceso de excavación del túnel de la parte inferior se le denomina Banqueo

EXCAVACIÓN CON TÚNEL PILOTO CENTRAL

En determinados túneles las condiciones del macizo rocoso, obligan a la necesidad de excavar un túnel piloto central, que hace las veces de galería de exploración, que permite conocer en detalle las caracteristicas de la roca y así determinar el proceso constructivo, en sus detalles de barrenación explosión y revestimiento temporal.

EQUIPO PARA LA EXTRACCIÓN DEL MATERIAL PRODUCTO DE LA EXCAVACIÓN

El equipo para la extracción del material producto de la excavación en los túneles, comúnmente llamado rezaga, puede ser de los siguientes tipos.

Sobre vía
Sobre neumáticos
Sobre orugas

El equipo de rezaga sobre vía se usa principalmente en túneles largos, en los cuales deben incluirse los equipos móviles, las vías, los cambios de vía y los patios Los equipos móviles incluyen las máquinas de tracción que generalmente son disel y en algunos casos eléctricas, además de las vagonetas especialmente diseñadas

Este tipo de equipo de rezaga se usa generalmente en túneles con pendientes menores a 2° ya que para pendientes mayores su operación no resulta eficiente

El equipo de rezaga sobre neumáticos es el más ampliamente usado en la actualidad, ya que proporcionan gran versatilidad en los trabajos de excavación por su autonomía y flexibilidad

La pendiente máxima en la que pueden transitar los equipos es entre 15° y 20°, cuando la pendiente es mayor entonces es recomendable el uso de equipos montados sobre orugas

SOPORTE TEMPORAL

ANCLAS

El sistema de anclaje constituye uno de los elementos fundamentales que intervienen en las técnicas de sostenimiento dentro de la excavación de un túnel

ANCLAJE DE SOSTENIMIENTO PUNTUAL

El sistema de anclaje de sostenimiento puntual tiene por objetivo, conectar una vez realizada la excavación uno o varios puntos profundos con la superficie de la excavación Este sistema asegura por medio de un dispositivo mecánico a base de pernos, varillas y cuñas de expansión, la conexión o incorporación del suelo excavado con la roca original La mayor ventaja de este sistema es que su colocación es rápida y sus efectos inmediatos.

ANCLAS DE FRICCIÓN

Las anclas de fricción consisten en barras metálicas, fijadas en toda la longitud dentro del barreno por medio de resinas o mortero de cemento Este tipo de anclas permite lograr la activación del comportamiento de autosustentación de macizo rocoso, así como el trabajo mecánico de las anclas .

ANCLAS CON SUJECIÓN A BASE DE RESINAS

Las anclas con sujeción a base de resinas convienen en particular en los suelos de baja porosidad, la resina se introduce dentro del barreno para rellenar el espacio del barreno que queda entre el suelo y el ancla.

MARCOS METÁLICOS Y MADERA DE RETAQUE

Este tipo de soporte se utiliza cuando el túnel se encuentra en material duro, consiste en la instalación de marcos metálicos que tienen la forma de la seccion de excavación, que se van colocando por segmentos y soldando entre si En general constan de elementos curvos en la parte superior de la excavación, de elementos verticales que se colocan en las paredes de la excavación y placas metálicas para apoyo del marco que se colocan en el piso de la excavación.

Una vez colocados los marcos, se procede a acomodar madera que se le llama madera de retaque, para establecer la conexión entre los marcos y las paredes de la excavación, los marcos deben ligarse entre sí en el sentido longitudinal por medio de barras soldadas

CONCRETO LANZADO

El concreto lanzado se utiliza para evitar el intemperismo (pérdida de humedad) del material en la excavación Es muy importante su colocación en los materiales que al intemperizarse pierden sus propiedades de resistencia, por lo cual el concreto lanzado debe colocarse inmediatamente después de concluir el proceso de excavación

El concreto lanzado puede definirse como concreto transportado a través de una tubería o manguera y proyectado neumáticamente a gran velocidad sobre la superficie de la excavación, el impacto producido sobre la superficie de la excavación compacta el concreto

MÉTODOS DE LANZADO

Existen dos métodos de lanzado uno conocido como mezcla húmeda y el otro como mezcla seca.

El procedimiento de mezcla seca, consiste básicamente en mezclar en seco los componentes sólidos como son el cemento, la arena, la grava y en su caso el aditivo. La mezcla se introduce en la lanzadora y se transporta neumáticamente hasta una boquilla, en donde se introduce el agua a presión mezclándose con los ingredientes secos del concreto.

En el procedimiento de mezcla húmeda, se mezclan previamente los componentes sólidos y el agua, impulsando la mezcla a través de una tubería hasta la boquilla que proyecta el concreto sobre la superficie de la excavación.

SISTEMAS COMBINADOS

Los marcos metálicos son un muy buen sistema de soporte temporal y son utilizados con mucha frecuencia, pero por si mismos no impiden el intemperismo, en cambio el concreto lanzado es un excelente recurso para evitar el intemperismo, sin embargo su resistencia estructural es muy baja. Por lo tanto la combinación de ambos sistemas es una solución muy recomendable cuando se requiere resistencia estructural y evitar el intemperismo

También pueden usarse combinaciones de concreto lanzado con mallas electrosoldadas o mallas formadas con varillas de acero de refuerzo.

REVESTIMIENTO DEFINITIVO

El revestimiento definitivo de los túneles se puede llevar a cabo con.

Concreto reforzado
Concreto lanzado
Marcos metálicos
Mallas

La utilizacion de cualquiera de los sistemas mencionados o combinaciones de los mismos, dependerá de las condiciones del macizo rocoso, de la sección del túnel y en determinados casos de la utilización del túnel.

EQUIPO DE VENTILACIÓN

El sistema de ventilación es indispensable en la construcción de túneles, para sustituir el aire contaminado por los gases tóxicos acumulados, proporcionando aire fresco a lo largo del túnel y principalmente en el frente de trabajo, además de los gases tóxicos hay que extraer los vapores producidos por los equipos de trabajo, el polvo producido en las barrenaciones y por las detonaciones de los explosivos. Como una regla general se puede decir que el suministro de aire fresco debe ser del orden de 3 m3/ por minuto, por cada trabajador

Los sistemas de ventilación pueden ser de extracción, el cual consiste en aspirar el aire mediante un ventilador o sistema de ventiladores que lo impulse hacia el exterior del túnel, permitiendo la entrada de aire del exterior a través de corrientes que establecen el equilibrio, entre el aire que se extrae y el aire que entra hacia el interior del túnel.

Otro sistema de ventilación es el de impulsión, el cual consiste en tomar aire del exterior del túnel y transportarlo por medio de ductos de lámina, tela o hule, hacia el interior del túnel, el aire se deberá descargar en términos generales a 30 m del frente de ataque

MEDIDAS DE SEGURIDAD

ALMACENAMIENTOS DE EXPLOSIVOS

Los explosivos se deberán transportar y almacenar con apego a las disposiciones vigentes, en el reglamento para el Transporte y Almacenamiento de Explosivos y Usos y Consumo de estos

Se designa como Polvorin de primera clase a cualquier edificio para el almacenamiento de más de 45 kg de explosivos, y el Polvorin de segunda clase que es una caja resistente en la que se pueden almacenar pequeñas cantidades de explosivos que no excedan los 45 kg

Sobre los polvorines debe existir un letrero con letras legibles y de suficiente tamaño que diga.

"POLVORÍN, EXPLOSIVOS, PELIGRO"

Personas competentes y autorizadas para el uso de explosivos deberán estar a cargo de todas las operaciones de las voladuras, antes de cada voladura se dará aviso al Personal a todo lo largo del túnel de que, la voladura esta próxima a realizarse y deberá asegurarse de que no existe ninguna persona dentro del túnel antes de autorizar la voladura. Además deberá retirarse del frente de ataque el equipo y maquinaría, a una distancia conveniente para que no sufra daños durante la voladura.

Después de la voladura, el personal debe esperar por lo menos diez minutos antes de regresar al frente de la excavación, en realidad el tiempo requerido dependerá de que el sistema de ventilación halla extraído el aire contaminado durante la voladura

Después de cada voladura y antes de iniciar una nueva barrenación, deberá efectuarse una inspección para detectar los barrenos en los cuales los explosivos no se hallan detonado, comúnmente llamados barrenos cebados, que deben detonarse antes de iniciar un nuevo ciclo de barrenación

INSTRUMENTACIÓN

Cada vez es más frecuente el desarrollo de programas de instrumentación como parte del procedimiento constructivo de un túnel. Es muy conveniente llevar a cabo mediciones de convergencia, las cuales nos permitirán conocer si las paredes de la excavación presentan un comportamiento estable, o presentan deformaciones que nos permitan prever la posibilidad de un derrumbe

Las medidas de convergencia se deben realizar constantemente y llevar un registro minucioso y detallado de las mismas Estas medidas se pueden realizar por medio de micrómetros con alambres invar o con sistemas electrónicos

FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

CURSOS ABIERTOS

DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

MÓDULO I: PLANIFICACIÓN Y PROYECTO

TEMA

SELECCIÓN DE MAQUINARIA

EXPOSITOR: ING. MANUEL ZARATE AQUINO
PALACIO DE MINERIA
JULIO 2000

DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA
FI - UNAM

Diplomado, Construcción y Conservación de Carreteras

Tema: Selección de maquinaria y equipo de construcción, procedimientos constructivos de Estructuras, Puentes, Viaductos, Pasos a Desnivel y Muros de Retención

TIPOS DE ESTRUCTURAS

Las estructuras en general pueden ser de los siguientes tipos:

Simplemente apoyada longitudinalmente
Simplemente apoyada con la subestructura
Continua longitudinalmente y simplemente apoyada con la subestructura
Continua longitudinalmente y continua con la subestructura

Respecto a los materiales
De concreto reforzado
De concreto Presforzado, pretensada o postensada

Respecto al proceso constructivo
Fabricada en sitio
De elementos prefabricados

Respecto a Secciones
Losa maciza
Losa aligerada
Losa - hongo
Losa nervurada
Losa nervurada de Paso a Través
Vigas cãjón
Estructura pórtico

VOLUMENES, ESPECIFICACIÓNES Y COSTOS

Para cada tipo de estructura, se deben obtener la dimensiones de todos sus elementos , las características de los materiales considerados, los volúmenes de obra, determinando las especificaciones generales, particulares, el proceso constructivo y el costo aproximado de la obra

FUERZAS Y CARGAS

Cargas por peso propio incluyendo el asfalto, banquetas y parapetos

Cargas Muertas y Vivas, su aplicación y factores de reducción

Carga de Impacto, su aplicación y grupos de carga

Fuerzas longitudinales

Fuerza centrifuga

Carga por viento sobre la estructura y sobre la Carga Viva

Fuerzas por cambio de temperatura

Fuerzas sísmicas

SUPERESTRUCTURA

La superestructura está formada por el conjunto de elementos estructurales que, a través de su superficie superior permite que circulen los vehiculos y en su caso las personas, salvado los claros que quedan entre los estribos y las pilas.

La Superestructura pude ser de uno o varios tramos, simplemente apoyada longitudinalmente, simplemente apoyada con la subestructura, continua longitudinalmente y simplemente apoyada con la subestructura, o continua longitudinalmente y continua con la subestructura

Las superestructuras pueden estar constituidas por las siguientes formas estructurales

LOSAS

Las superestructuras de losas pueden estar constituidas por losas continuas o por losas simplemente apoyadas por tramos y son usuales en estructuras de poco claro, para claros moderados o grandes claros no resulta económica a causa de su elevado peso propio.

Existen dos tipos de losas, las losas macizas y las losas aligeradas, la forma del aligeramiento puede ser de diferentes formas, circular o rectangular y su tamaño dependerá en general del claro de la superestructura

Una característica importante de este tipo de superestructura es que su construcción es de fabricación en sitio, utilizando cimbra, esta característica constructiva proporciona a la losa la posibilidad de acoplarse a cualquier disposición geométrica en planta ya sea recta, curva, oblicua o de ancho variable

En los caso de Superestructuras muy largas como las que son necesarias en los entronque vehiculares, lo más conveniente es diseñar losas continuas cuya funcionamiento es más favorable desde el punto de vista resistente, las losas pueden ser de espesor constante o con aumento del espesor en la zona de los apoyos.

En el caso de losas continuas deben ponerse la menor cantidad posible de juntas.

LOSAS - HONGO

Las losas - hongo resultan ventajosas en los caso de superestructuras muy anchas y claros moderados o pequeños, en los cuales la losa se polanza hacia la pila creándose un "hongo" de espesor variable, maximo en la pila y mínimo en el centro del claro, la disposición habitual de este tipo de losas es la de tramos separados por medio de juntas de dilatación, en donde cada tramo esta formado por un "hongo", lo cual asegura que no habrá acumulación de esfuerzos en pilas debido a la deformacion de la losa

PILAS

Existe una estrecha relación estructural entre las pilas y la superestructura, el diseño de uno y otro elemento esta interrelacionado, tanto desde el punto de vista resistente como de forma.

En los Pasos Superiores Vehículares las pilas en general son de poca altura, normalmente no sobre pasan los 10 (diez) metros

La disposición de una serie de pilas independientes, constituye una configuración clásica para el apoyo de un Paso Superior Vehicular, con una superestructura a base de losas. La utilización de pilas cilíndricas es muy frecuente en este caso.

Cuando la superestructura esta constituida por vigas cajón, la configuración más usada es la formada por un cabezal y pilas independientes de forma cilíndrica, apoyadas en zapatas de cimentación.

También existe la configuración en donde las pilas son del tipo muro, o sea pilas de sección rectangular que tienen la misma dimensión transversal que la superestructura.

En el caso de Pasos Superiores Vehículares que cruzan vialidades que se encuentran en el fondo de cortes de gran altura, en algunos puentes y viaductos, se requieren proyectar pilas de gran altura, en este caso se deben proyectar pilas huecas de sección rectangular, ya que su comportamiento estructural es muy ventajoso y la cantidad de material necesario es mucho menor que en el caso de pilas de sección maciza.

La gran altura de las pilas acentúa dos tipos de efectos, los producidos por las cargas horizontales, viento, sismo, frenaje y las correspondientes al pandeo en general, el resto de los parámetros que figuran en el diseño es común al de las pilas de pequeña y mediana altura

La sección ideal de pilas de gran altura es la sección cajón o sea pilas huecas, debido a su gran radio de giro esta sección es la que mejor resiste los esfuerzos de flexión producidos por las cargas horizontales.

Esta formado por los siguientes elementos.

Losa de transición
Cabezal
Aleros
Cuchillos verticales
Cimentación

ALEROS

El control del derrame del terraplén se realiza por medio de los aleros, los cuales tienen que estar proyectados con las dimensiones necesarias para que el derrame del terraplén no invada la línea del frente del estribo.

ESTRIBOS DE TIERRA ARMADA

Los estribos de tierra armada son muy adecuados por acoplarse a terrenos deformables, la intercalación en el terreno de bandas barras o mallas metálicas en el suelo, constituye un refuerzo del mismo por la fricción que se desarrolla. El suelo se comporta entonces como un material que posee una cohesión anisótropa

ESTRIBOS ANCLADOS

Los estribos están sometidos a varias cargas horizontales una de ellas son las fuerzas sísmicas que en ciertas regiones suelen ser importantes, estas fuerzas pueden resistirse por medio de grandes estribos lastrados con tierra, que permitan tomar las fuerzas horizontales por la fricción desarrollada contra el terreno

Otra forma de resistir las referidas fuerzas horizontales, es por medio de estribos anclados al terreno

SUBESTRUCTURA

ESTRIBOS Y ALEROS

Los estribos tiene una función doble, por un lado constituyen el apoyo extremo de la superestructura, permitiendo a través de los apoyos que se produzcan las deformaciones de la superestructura debidas a temperatura, dilatación y contracción.

En segundo lugar es una estructura de contención que, soporta el empuje de las tierras que forman el terraplén de acceso y a su vez controla el derrame de la tierra delante o a los lados del estribo. este control se realiza en la parte frontal por el estribo propiamente dicho y el derrame lateral por los aleros del estribo.

El material de los estribos es normalmente el concreto reforzado o la mampostería

ESTRIBOS CERRADOS

El Estribo cerrado es el más clásico de los estribos utilizados, consta de un muro frontal, aleros y losa de transición. Todo estribo debe estar impermeabilizado en la parte de contacto con la tierra y estar dotado del correspondiente material filtrante y drenes para evitar la presión hidrostática

ESTRIBOS ABIERTOS (CABALLETES)

El estribo abierto tiene como función eliminar o por lo menos reducir el empuje horizontal de las tierras sobre el mismo estribo, para ello la viga cabezal se apoya sobre elementos estructurales verticales de sección variable, más ancha en la paste inferior, que permiten el paso de la tierra del terraplén

Tienen un gran radio de giro y gran relación inercia/área, por lo que se obtiene un excelente rendimiento para el concreto presforzado.

Estas propiedades le permiten sacar el máximo rendimiento al concreto, obteniéndose secciones muy ligeras y resistentes, lo que la convierte en la sección ideal para Pasos Superiores Vehiculares de gran claro.

Las superestructuras de sección cajón, pueden ser monocelulares o de varias células, o sea con sección transversal con una o varias células En una sección cajón de varias células se reduce la deformación por esfuerzo cortante de las losas, ya que la separación entre las almas es muy pequeña. La sección cajón puede ser con almas verticales o almas inclinadas.

ESTRUCTURAS PORTICO

El objetivo de realizar una unión rígida de la losas de la superestructura con la pilas, es la de reducir los momentos flexionantes que se producen en la losa gracias al empotramiento parcial que le proporcionas la rigidez de las pilas.

En determinados casos a base de marcos estructurales, cuya superestructura consta de 3 (tres) claros, se pueden usar pilas inclinadas, en este caso la inclinación de las pilas cumple una doble función reduce la longitud del claro central y se logra un mejor empotramiento en el claro central

SUPERESTRUCTURAS RECTAS Y CURVAS

En los entronques vehiculares que se producen en las carreteras y autopistas modernas, en ocasiones existe un complicado trazo geométrico, las carreteras se cruzan entre ellas a distintos niveles, uniendose y separándose según las condiciones de un desarrollo que permita una circulación vehícular adecuada.

La utilización en el proyecto de vigas cajón monocelulares o de losas aligeradas apoyadas sobre pilas cilíndricas, constituye una solución muy adecuada. En este caso la superestructura recta o curva, de sección constante, se acopla a las exigencias de la vialidad.

LOSAS NERVURADAS

Las losas nervuradas están constituidas por un conjunto de vigas longitudinales, uniformemente repartidas en el sentido transversal, que se apoyan en sus extremos en las pilas o en los estribos y una losa en la parte superior que completa la superestructura.

La losa tiene dos objetivos
Repartir el efecto de las cargas
Contribuir a la inercia longitudinal de las vigas

En el caso de Paso Superiores Vehiculares donde la carga viva puede estar en cualquier parte de la superestructura, la distribución de las vigas deberá ser lo más uniforme posible.

Las superestructuras de Losas Nervuradas podrán estar formadas por una serie de vigas longitudinales con sección transversal en "I" , "T" o " T T ", con una losa transversal en la parte superior, que formará el piso donde rodaran los vehículos y que formaran una estructura monolítica con las vigas para efectos de resistentes.

LOSAS NERVURADAS SIMPLEMENTE APOYADAS

La disposición más usual es la de Losas Nervuradas simplemente apoyadas, en las cuales las vigas se apoyan sobre las pilas o los estribos por medio de apoyos de neopreno. En la parte superior de las losas se necesita una junta de dilatación sobre la pila o estribo, para permitir los movimientos longitudinales por temperatura, expansión o contracción

LOSAS NERVURADAS SEMI - CONTINUAS

En las Losas Nervuradas Semi - Continuas se establece la continuidad en los claros, exclusivamente a nivel de la losa quedando las vigas separadas y libremente apoyadas sobre las pilas o los estribos. Este tipo de unión tiene por objetivo eliminar las juntas de dilatación del pavimento, proporcionando una rodadura de los vehículos más confortable.

LOSAS NERVURADAS CONTINUAS

En las Losas Nervuradas Continuas se establece las continuidad estructural tanto en las vigas como en la losas.

LOSAS NERVURADAS CONTINUAS TIPO GERBER

Las Losas Nervuradas Continuas Tipo Gerber, se suelen utilizar cuando los claros del Paso Superior Vehícular que se desean salvar por medio de vigas prefabricadas, es mayor que la longitud de las vigas Se componen de tramos sobre pilas y tramos intermedios apoyados sobre las primeras.

LOSAS NERVURADAS DE PASO A TRAVÉS

En los Paso Superiores Vehiculares donde existe poco espacio vertical respecto a la corriente vehicular inferior o sea que existe una escases de gálibo vertical, las vigas se deben proyectar hacia la parte superior de la losas, haciendo una superestructura que se denomina de Paso a Través, en donde las vigas están en la parte superior de la superestructura Se recomiendan cuando existe poco gálibo en la parte inferior de la superestructura y cuando el ancho de la calzada no es muy grande.

VIGAS CAJÓN

La sección cajón desde el punto de vista resistencia, tiene las siguientes ventajas

Es muy apta para soportar momentos flexionantes positivos y negativos

Por ser una sección cerrada proporciona una gran rigidez a la torsión y albeo

Es apta para soportar cargas descentradas sin que se produzcan grandes esfuerzos en su interior

Su gran rigidez transversal permite reducir al mínimo el espesor de sus paredes.

La sección más clásica es la rectangular hueca, con paredes delgadas, puede ser de sección constante o variable tanto en dirección longitudinal, como en dirección transversal, lo más frecuente es que la variación sea en dirección transversal al eje longitudinal de la estructura.

Se pueden también usar otras secciones por ejemplo las llamadas seudo - rombicas, cruz griega, cilíndricas, elípticas o hexagonales

APOYOS

Los apoyos deben ser del tipo denominado de "Neopreno Integral", constituido por placas de Neopreno puro, de dureza "Shore 60" de 1.3 (uno coma tres) centímetros de espesor vulcanizados con placas de acero de 0,3 (cero coma tres) centímetros de espesor.

CONCRETO REFORZADO

Los elementos de concreto reforzado se diseñaran empleando el Método de Cargas de Servicio (Diseño de Esfuerzos Permisibles) o con el Método de Diseño por Esfuerzos (diseño de Factores de Carga).

CONCRETO PRESFORZADO

Los elementos de concreto presforzado se diseñaran empleando el Método de Cargas de Servicio (Diseño de Esfuerzos Permisibles) o con el Método de Diseño por Esfuerzos (diseño de Factores de Carga).

CONSTRUCCIÓN DE LOSAS NERVURADAS

El proceso constructivo de las losas nervuradas varia según se trate de trabes prefabricadas en planta o de trabes construidas en el lugar

LOSAS NERVURADAS A BASE DE TRABES PREFABRICADAS

Las fases de construcción de este tipo es la siguiente
Fabricación de las trabes en planta
Transporte y montaje de las trabes
Construcción en sitio de la losa sobre las trabes prefabricadas en planta

FABRICACIÓN DE LAS TRABES EN PLANTA

Se pueden realizar por procedimientos muy industrializados en plantas de fabricación con instalaciones permanentes o en plantas de fabricación provisionales instalados junto a la obra, el primer procedimiento es el mas generalizado. Cada fabricante puede suministrar cierta cantidad de trabes que cubre las necesidades mas comunes del mercado.

En general su diseño esta muy optimizado y en muchas ocasiones son trabes pretensadas en las mesas de fabricación

La fabricación en obra es poco frecuente, salvo en casos especiales en los cuales el transporte de las trabes, desde las plantas de prefabricación a la obra es demasiado costoso, lo cual justifica la fabricación de las trabes en el sitio de la obra

MONTAJE DE LAS TRABES

Normalmente se siguen dos procedimientos

1 - Con grúas móviles que apoyándose en el suelo, mueven y levantan las trabes colocándolas sobre las pilas en su posición definitiva. Este es el procedimiento mas simple, pero requiere que sea posible colocar la grúa mas o menos al centro del claro y que la altura de las pilas no sea demasiado grande.

2.- En el caso de que el fondo de la barranca o cause del río no sea accesible, o que la altura de las pilas sea muy grande, entonces se utiliza el sistema de vigas de lanzamiento

Existen muchos tipos de vigas de lanzamiento, pero todas se basan en los mismos principios, los cuales consisten en una armadura metálica que, apoyándose sobre las pilas y sobre carros móviles, se desplazan de un claro a otro. El sistema toma una viga de concreto en la parte posterior y por medio de los carros es transportada al claro siguiente.

La colocación transversal de las trabes, la puede realizar el mismo sistema moviéndose transversalmente a la estructura.

CONSTRUCCIÓN DE LOSAS

Dentro del sistema de construcción de losas en sitio, existe una gran multitud de variantes, desde los procedimientos muy sencillos hasta los altamente industrializados Todos ellos se caracterizan por la presencia de dos elementos base, el molde que da la forma a las trabes y la cimbra que los sostiene.

Se puede distinguir dos clases de cimbras, aquellas que transmiten su carga al suelo, y la cimbra autoportante que transmite las cargas a elementos de la estructura por ejemplo a las pilas.

CIMBRAS APOYADAS EN EL SUELO

Dentro de este tipo de cimbras existen las de madera y las hechas a base de tubos metálicos. En el caso de cimbras a base de tubos metálicos, estas se apoyan en el suelo sobre tablones de madera o pequeños dados de concreto, que tienen como finalidad repartir la carga y así reducir las deformaciones del suelo Tanto en la parte superior como en la inferior, los tubos tienen perforaciones en las cuales se colocan pernos que permiten ajustar la altura de las cimbras.

Las cimbras apoyadas en el suelo se usa principalmente para estructuras de poca altura, hasta 8 o 10 metros .

El diseño y la utilización de este tipo de cimbras debe hacerse con gran cuidado, ya que cuando se trata principalmente de cimbras de madera, se van realizando en base a la experiencia del constructor y en ocasiones sin hacer el calculo estructural en la debida forma, o bien sin tomar en consideración correctamente las condiciones de resistencia de la madera, así como su unión entre sí. Esta situación ha dado motivo a muchos accidentes, en los cuales las cimbras no han resistido el peso del concreto fresco y se han derrumbado.

Por eso es mas recomendable el uso de cimbras metálicas, siempre y cuando se respeten las especificaciones el constructor, y queden debidamente arriostradas para evitar su desplazamiento lateral, que en caso de ser muy grande puede llevarlas a la falla.

CIMBRAS AUTOPORTANTES

Es el procedimiento más refinado para la construcción de losas construidas en el sitio, y en el que están controladas las operaciones de cimbrado, nivelación, ajuste y descimbrado. Tiene además la ventaja de eliminar en la construcción la influencia del suelo, sin embargo representa una inversión mas elevada, por lo que estas se usan en puentes largos, cuya utilización en repetidas veces justifica la inversión Este procedimiento es normalmente usado en estructuras con claros de 30 a 40 metros, para claros mayores su costo resulta muy elevado.

CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS EN DOBLE VOLADIZO

En las estructuras de grandes claros la sección estructural mas comúnmente usada es la viga cajón y uno de los métodos de construcción es el llamado de Doble Voladizo. Este sistema constructivo es muy versátil ya que puede aplicarse tanto en puentes rectos, en puentes curvos, en puentes en arco o en puentes atirantados, su uso solo se justifica en estructuras de grandes claros y pilas de gran altura

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Para la fabricación de estructuras en doble voladizo, la primera etapa consiste en colar la dovela de pila, la cual se sujeta a la pila por medio de cables de presfuerzo verticales

A partir de la dovela de pila y avanzando hacia las siguientes pilas, se van fabricando las dovelas adyacentes, una a cada lado de la pila, de tal forma que la superestructura se encuentre en equilibrio. Para la fabricación de las dovelas se utilizan estructuras metálicas llamadas Carros de Avance, estos Carros de Avance sostienen los moldes sobre los cuales se va colocando el acero de refuerzo, los ductos del acero de presfuerzo, el acero de presfuerzo y posteriormente el concreto.

Una vez que el concreto alcanza la resistencia necesaria se procede a unir la dovela a la dovela de pila, o a la dovela inmediata anterior, por medio de cables de presfuerzo, estas maniobras se realizan en las dos dovelas, o sea una a cada lado de la pila para como ya se dijo conservar el equilibrio. Una vez tensadas las dovelas se procede a aflojar los moldes metálicos que sirvieron para su fabricación, para correr hacia el centro del claro el Carro de Avance y así iniciar un nuevo ciclo de construcción de dos dovelas.

ESTRUCTURAS EN DOBLE VOLADIZO CON VIGAS PREFABRICADAS

La construcción de estructuras siempre ha estado asociada con la tendencia a la industrialización, por lo que para estructuras de gran magnitud resulta conveniente y económico prefabricar las dovelas, para irlas montando sobre las pilas con el sistema de doble voladizo.

Para el montaje se utiliza una estructura de lanzamiento que va tomando las dovelas prefabricadas y las coloca en su lugar, inmediatamente despues se efectúa el procedimiento para tensar las dovelas a las anteriormente colocadas, o a la dovela de pila, para así iniciar un nuevo ciclo

DOVELA DE CIERRE

Una parte importante en el procedimiento de fabricación de estructuras en doble voladizo, consiste en la fabricación de la llamada dovela de pila, en esta dovela debe tenerse especial cuidado que exista una adecuada alineación tanto vertical como horizontal, respecto al alineamiento general de la estructura y con respecto a la última dovela que se fabricó o colocó en los dos lados del voladizo, dado que si no existe el debido alineamiento se inducirán esfuerzos no deseables en la estructura.

CABLES DE CONTINUIDAD

En este tipo de estructuras se van colocando y tensando los cables de presfuerzo diseñados para el proceso constructivo, los cables de continuidad de la estructura se colocarán y tensarán una vez concluida la fabricación del puente. Estos cables de presfuerzo tomarán la fuerzas inducidas por las cargas móviles

EFECTOS SÍSMICOS

Durante el proceso constructivo este tipo de estructuras son muy vulnerables a las fuerzas sísmicas, por lo que en caso de zonas propensas a sismos debe procurarse no interrumpir su construcción, ya que la estructura terminada es mucho mas resistente a los fenómenos sísmicos.

ESTRUCTURAS LANZADAS EMPUJADAS

Las estructuras construidas con sistema denominado lanzado empujado pueden ser rectas o circulares, este procedimiento requiere tener terminada la pila hacia la cual se realizará el lanzamiento.

En una de las laderas o extremos en donde se construirá la estructura, se monta el parque de fabricación de las dovelas de concreto, los moldes para la fabricacion de las dovelas son metálicos y poseen mecanismos manuales o hidráulicos, para poder realizar el encofrado y desencofrado de las dovelas, generalmente la sección de este tipo de estructuras es la de viga cajón.

En los moldes del parque de fabricación se coloca el acero de refuerzo, los ductos y los cables de presfuerzo, se realiza el colado del concreto y una vez que a adquirido la resistencia necesaria, se efectúa el presfuerzo de la dovela

La siguiente maniobra consiste en lanzar hacia adelante o sea hacia las pilas esta dovela, lo cual se realiza por medio de gatos hidráulicos que levanta la dovela y la deslizan hacia adelante, para retraerse los gatos y volver a iniciar otro ciclo de lanzamiento, la carrera vertical de los dispositivos de lanzamiento es de unos cuantos milímetros y la carrera horizontal es de aproximadamente 30 cm

Durante el proceso de lanzamiento de la superestructura, esta debe deslizar sobre unas pistas de acero que deben estar perfectamente pulidas, para disminuir la fricción, así como niveladas con gran precisión para que la superestructura no tenga la tendencia a salirse de su eje longitudinal

Durante el proceso de lanzamiento la superestructura queda en cantiliver hasta apoyarse en la siguiente pila, situación que produce grandes esfuerzos en la zona de apoyo, que es el estribo del parque de fabricación o bien la pila inmediatamente anterior, para disminuir estos esfuerzos se coloca desde el parque de fabricación, una estructura metálica de forma triangular mucho mas ligera que la superestructura, que es comúnmente llamada nariz de lanzamiento

La nariz de lanzamiento, va unida a la superestructura por medio de cables de presfuerzo, al llegar la nariz de lanzamiento a la siguiente pila, generalmente lleva una flecha hacia abajo, por lo que su nivel inferior queda debajo de la parte superior de la pila, por lo que lleva un dispositivo a base de gatos hidráulicos, que apoyándose en la pila corrigen la referida flecha, permitiendo que la nariz de lanzamiento se apoye sobre la pila.

Durante el proceso de lanzamiento de la superestructura y al irse deslizando sobre las pilas se produce una fuerza horizontal que las pilas deben ser capaces de resistir, pero debido a que generalmente estas pilas son de gran altura, esta fuerza induce un momento flexionante que produce grandes esfuerzos en la base de la pila. Por lo que lo más deseable es reducir las fuerzas horizontales que se producen durante del lanzamiento sobre las pilas, esto se logra por medio de unos dispositivos llamados Almohadillas de Deslizamiento que están formadas por laminas de acero inoxidable pulidas con gran precisión.

Una vez que la superestructura a alcanzado el estribo opuesto, se procede a retirar la nariz de lanzamiento, colocar y tensar los cables de continuidad que servirán para tomar los esfuerzos producidos por la carga viva, además se retirarán las almohadillas de deslizamiento colocando los apoyos definitivos.

CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE POCA ALTURA

Se consideran pilas de poca altura las que tienen diez metros o menos, estas pilas son en general de forma rectangular o cilíndricas, de sección maciza o hueca

Para la construcción de este tipo de pilas generalmente se usan cimbras hechas de madera o cimbras metálicas, vaciando el concreto directamente sobre la cimbra, esperando su fraguado para proceder al desmoldamiento.

Durante el colado del concreto se debe tener especial cuidado en no dejarlo caer desde mucha altura, porque esto traerá como consecuencia que el concreto se segregue quedando en la parte inferior los elementos mas pesados como son la grava, en la parte media las arenas y en la parte superior casi exclusivamente la lechada, situación que propiciará que el concreto no tenga la resistencia adecuada.

Cuando es necesario vaciar el concreto desde cierta altura, lo recomendable es el uso de canalones inclinados, para evitar el referido segregamiento. También debe vibrarse el concreto para evitar que se formen burbujas de aire que debilitarán la resistencia del concreto, presentándose también hoquedades en la superficie de las pilas, que además dan mal aspecto.

CONSTRUCCIÓN DE PILAS DE GRAN ALTURA

Se consideran pilas de gran altura las que tienen arriba de los diez metros y que pueden llegar a los ciento veinte metros o más, estas pilas tienen diversas formas como ya se menciono anteriormente, siendo la forma mas usual la de sección rectangular hueca.

CIMBRA DESLIZANTE

La cimbra deslizante es un procedimiento constructivo usado en pilas de gran altura, que consisten en un molde metálico con la forma de la sección de la pila y que tiene una altura de uno o dos metros. En la primer etapa se coloca la cimbra en el arranque de la pila llenándose de concreto hasta el borde, una vez realizado el fraguado inicial del concreto el cual se logra en unos cuantos minutos, se procede a deslizar la cimbra hacia arriba unos cuantos centímetros, para proceder a colocar concreto hasta el borde superior de la cimbra, y así proceder en forma consecutiva hasta alcanzar la altura total de la pila.

Este procedimiento resulta sencillo de aplicar, el costo de la cimbra y de los equipos de deslizamiento es relativamente bajo. Tiene el inconveniente que es difícil controlar su alineamiento vertical en los dos sentidos, por los cual se debe tener especial cuidado, generalmente se colocan equipos de topografía en los dos planos de la pila sobre bancos fijos, para controlar el alineamiento vertical

No obstante este tipo de cimbras siempre tendrá la tendencia a girar sobre su eje vertical, debido a las fuerzas inducidas por la rotación de la tierra

CIMBRA TREPADORA

Este tipo de cimbra también es usado en pilas de gran altura, y consiste en un molde metálico con la forma de la sección transversal de la pila, el cual se coloca en el arranque de la misma y se llena de concreto hasta su borde superior, estas cimbras pueden tener varios metros de altura generalmente tres o cuatro metros.

Una vez llenada de concreto la cimbra hasta su parte superior, tendrá que esperarse el tiempo suficiente hasta que el concreto alcance la resistencia suficiente, para aflojar la cimbra y llevarla hacia la parte superior.

Una vez llevada la cimbra hasta la parte superior del concreto recientemente fabricado, se efectúan los ajustes necesarios y las correcciones para conservar el alineamiento vertical en los dos planos, dado que estas cimbras se apoyan en el concreto que ya tiene la resistencia suficiente, es mas fácil controlar su posición respecto al alineamiento de proyecto de la pila.

MECANISMOS PARA LA ELEVACIÓN DEL CONCRETO

Para la elevación del concreto, las cimbras y dispositivos para la elevación de las mismas, en general se usan torres grúas apoyadas verticalmente sobre la parte ya construida de la pila, conforme avanza la construcción de la pila se van colocando secciones hacia arriba para ir aumentando la altura de la torre grúa.

También apoyada sobre la pila se colocan elevadores de tipo industrial, que servirán para que el personal llegue hasta el frente de trabajo.