



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

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

**TEMA:
PROYECTO DEL PUENTE**



**CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION
"ING. RAÚL MASCARÓN"**

**CONFERENCISTA
ING. IGNACIO HERNÁNDEZ QUINTO
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

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 especificaciones 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 información 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 cuantificación 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 valorar 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 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, 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:

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

en la que:

IP = Índice de productividad.

x_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 índice de rentabilidad se expresa:

$$IR = \frac{B_0 + B_1 \frac{1}{1+a} + B_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \dots + B_n \frac{1}{(1+a)^n}}{C_0 + C_1 \frac{1}{1+a} + C_2 \frac{1}{(1+a)^2} + \dots + C_n \frac{1}{(1+a)^n}} \quad EC.1.2$$

en donde:

IR = Índice de Rentabilidad.

B_i = Beneficio total en el año "i".

C_i = 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% varía 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 considerablemente 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 colectada 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).

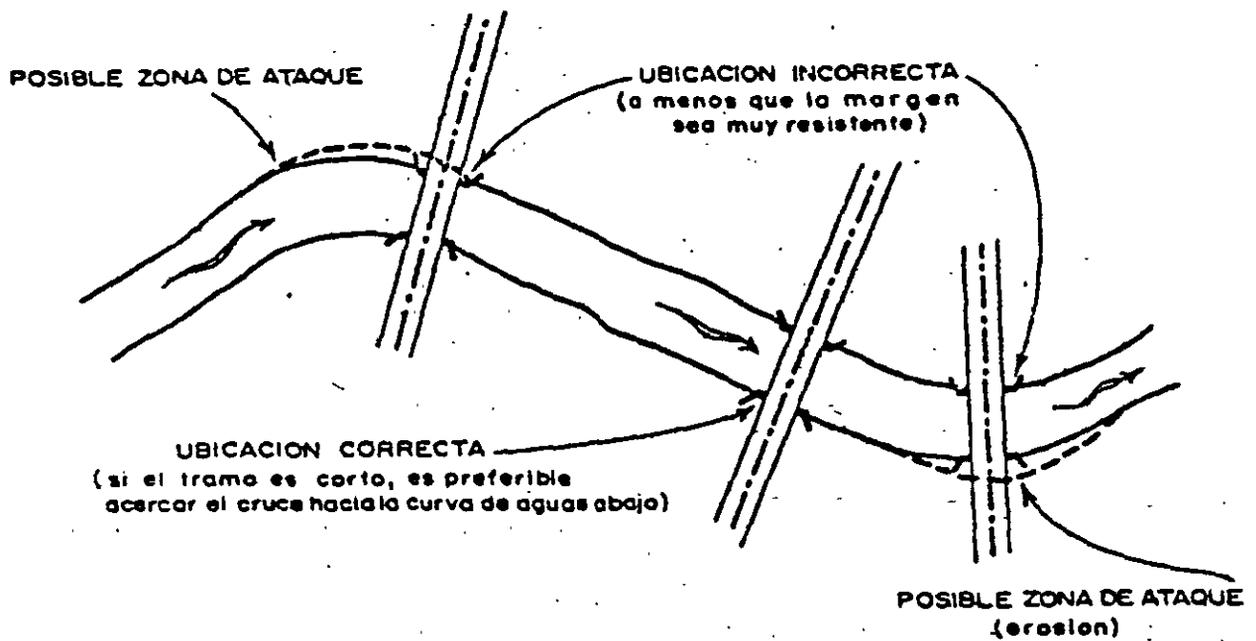


Figura 1

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).

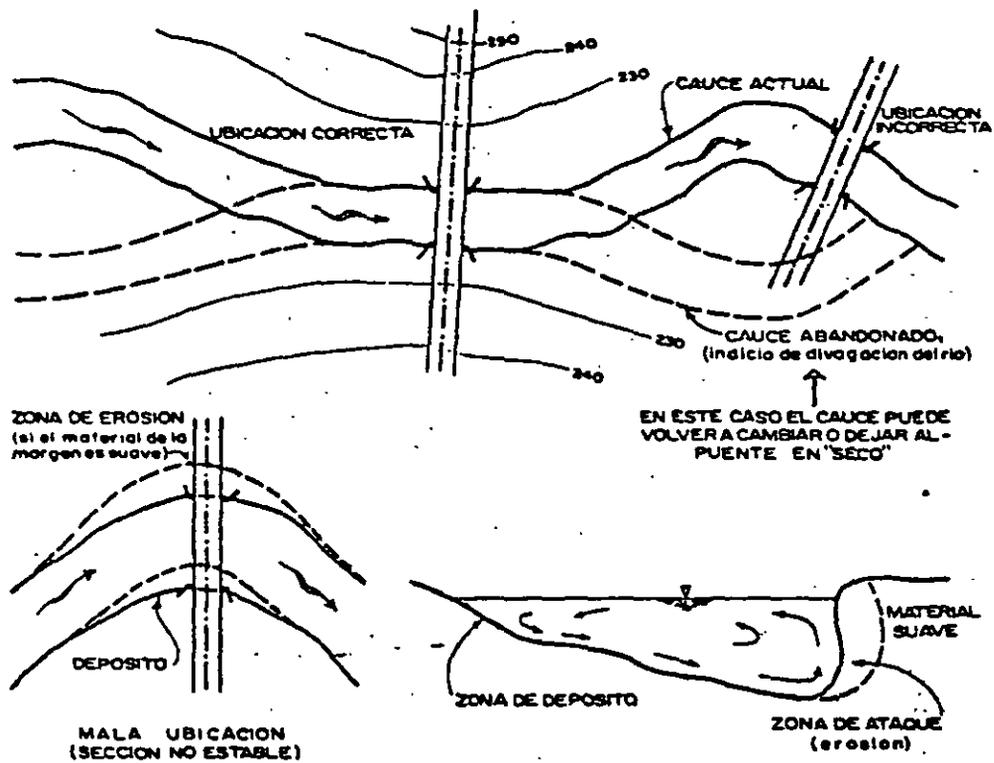


FIGURA 2

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

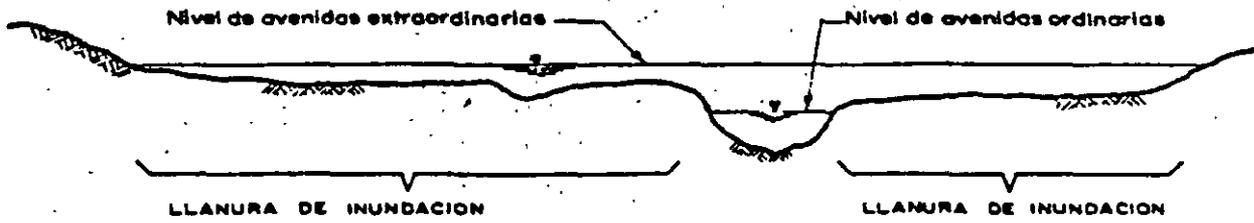


FIGURA 3

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).

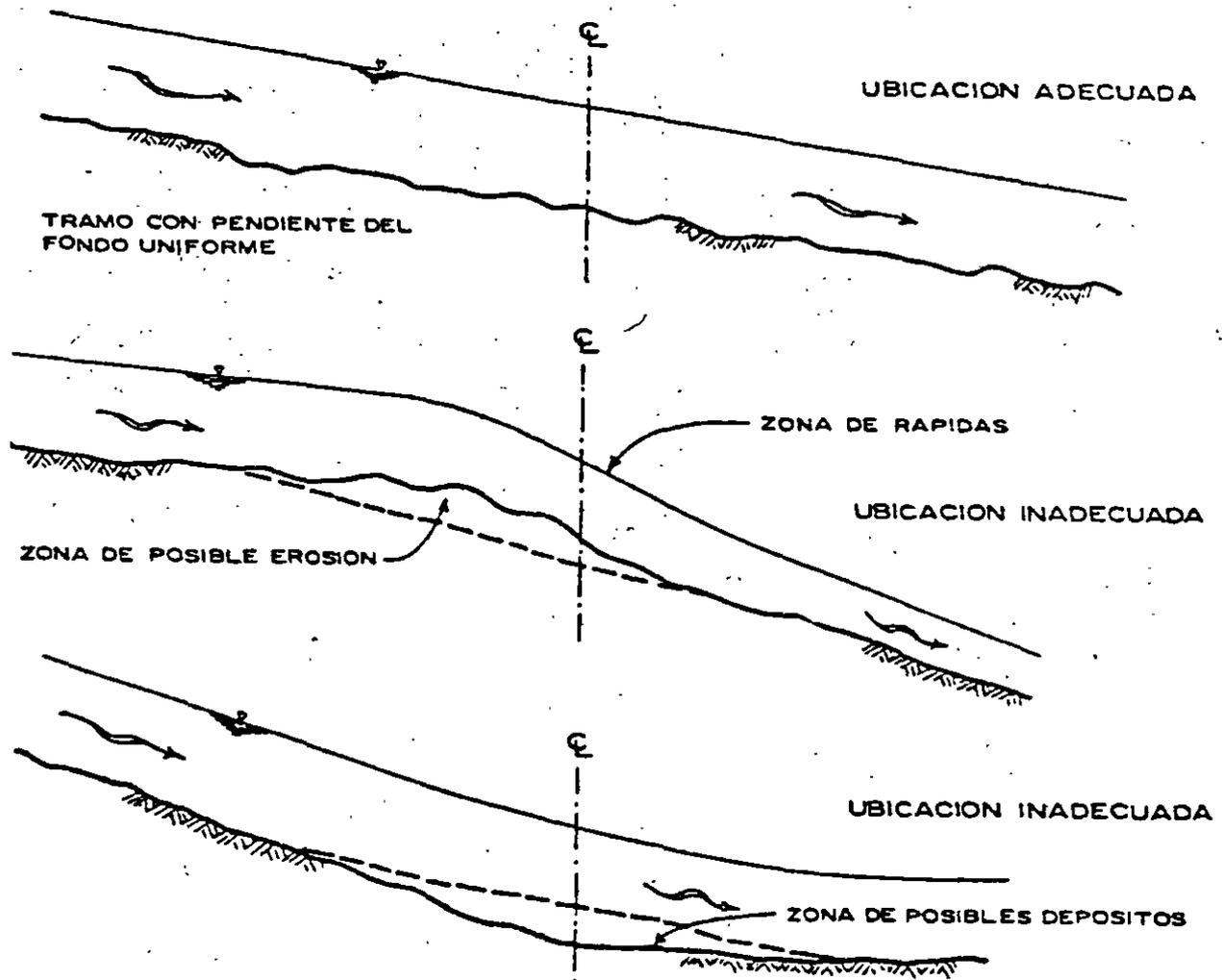


FIGURA 4

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).

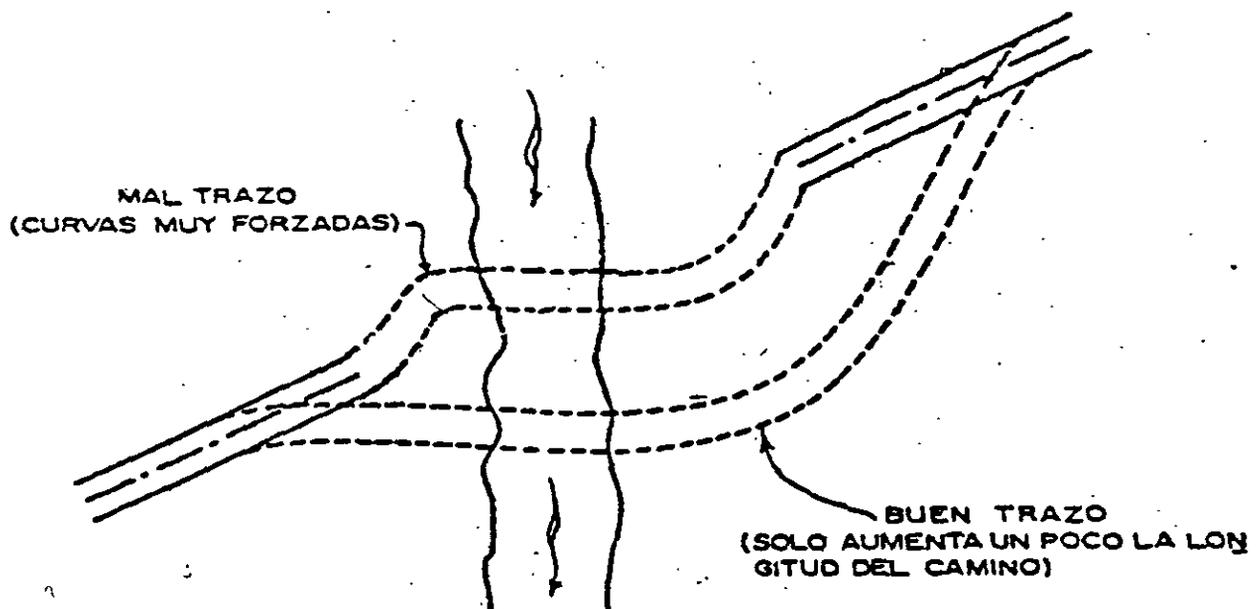


FIGURA 5

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 esviadas con las que se puede lograr mejores trazos y menores longitudes de camino (FIG. 6)

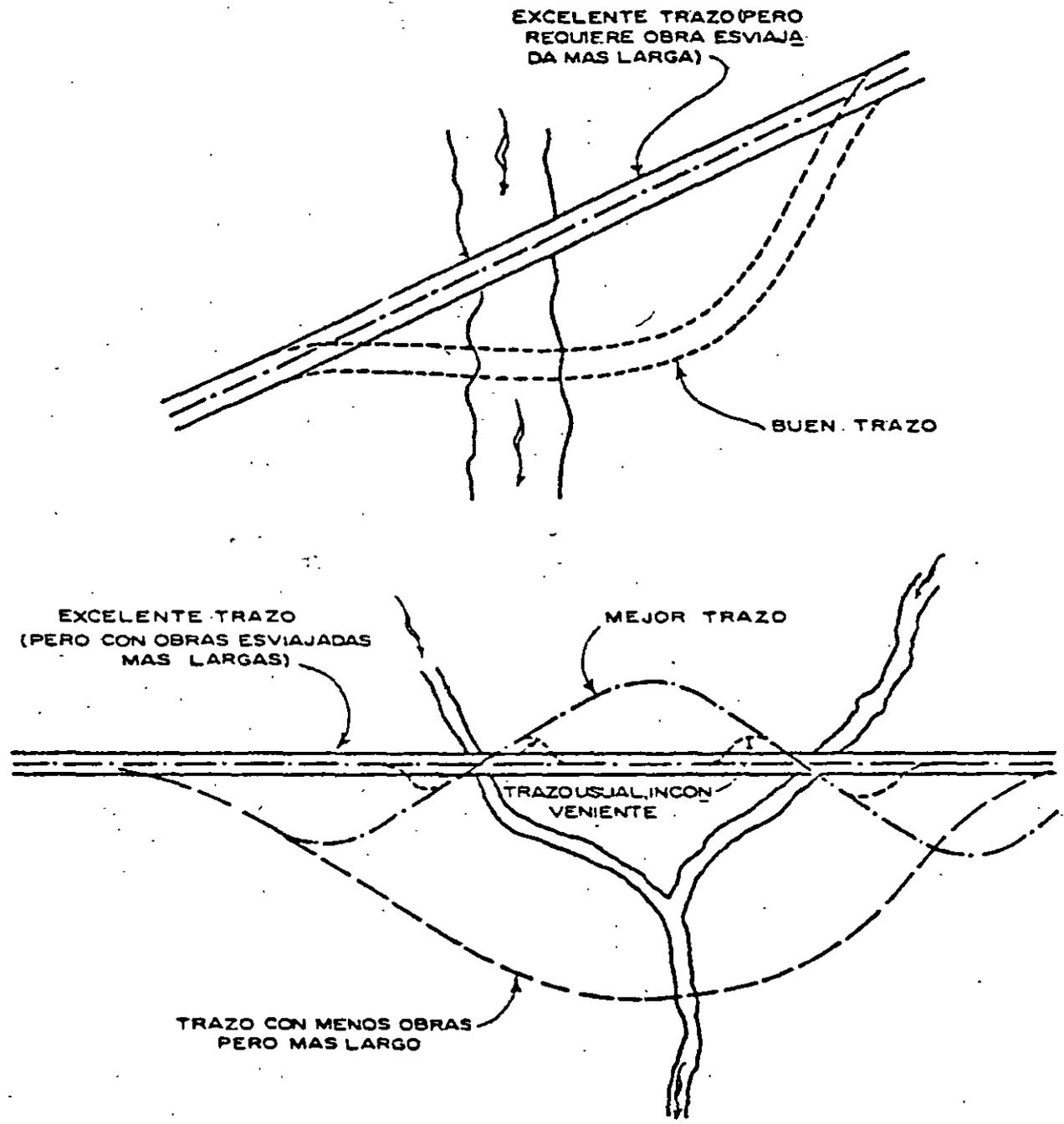
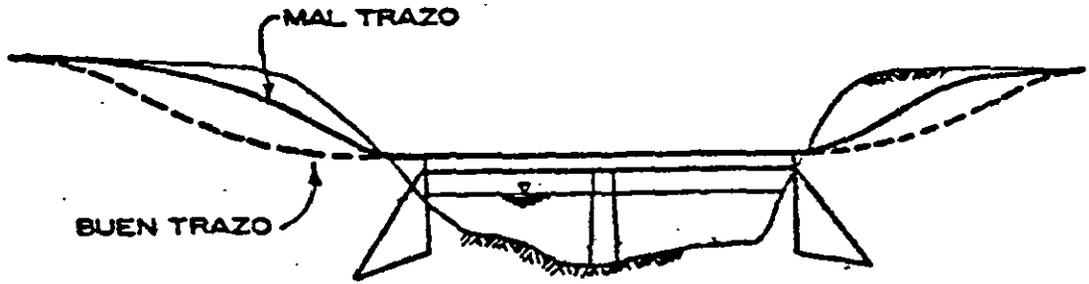
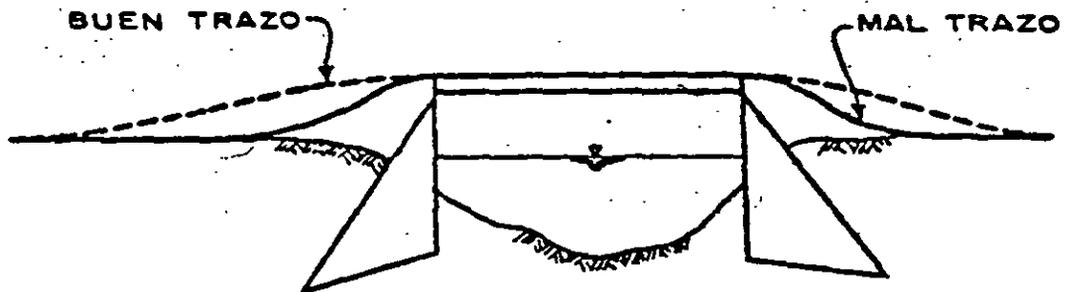


FIGURA 6

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).

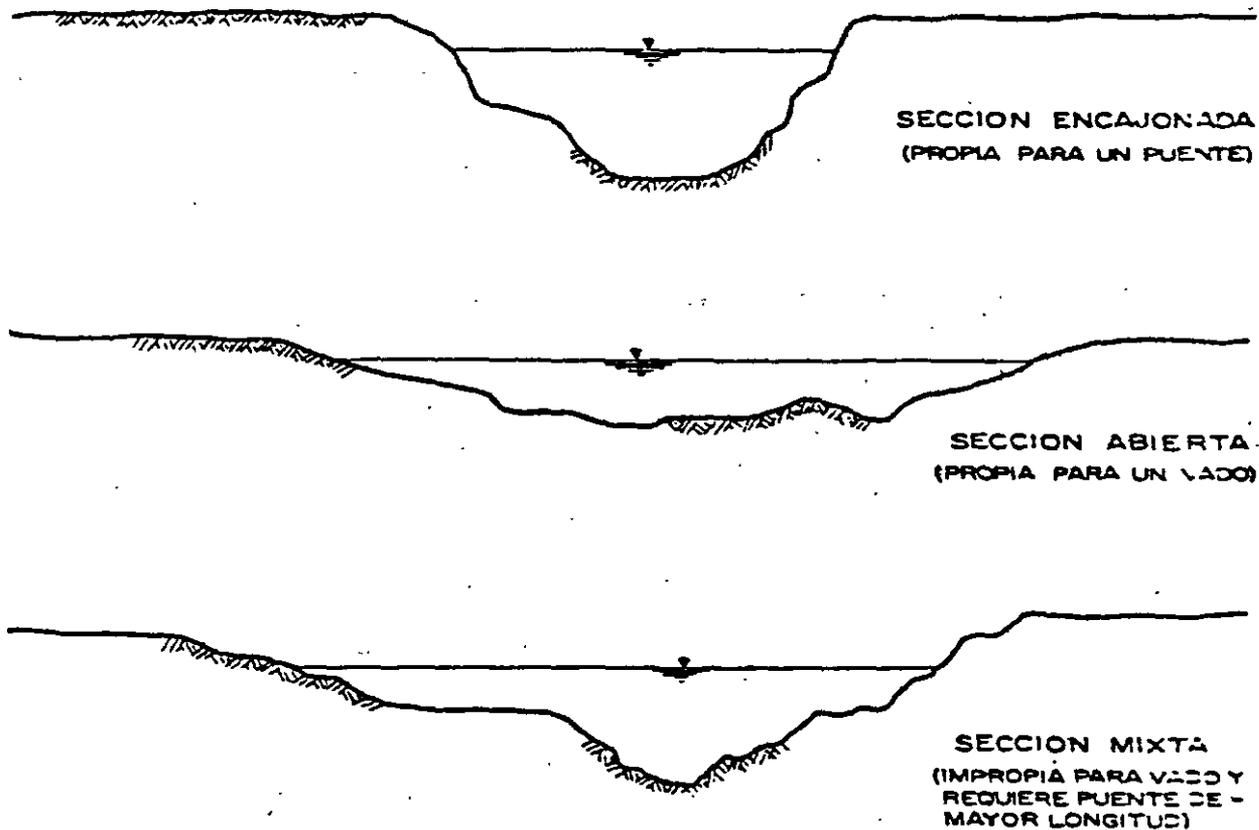


FIGURA 8

- 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 algunos 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: traveses 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 traveses 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 geométrica 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 mienta 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 esviado 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 margen 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 geométrica).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 margen izquierda, desde la margen derecha, de panorámicas del cruce visto desde la margen izquierda, desde la margen 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.

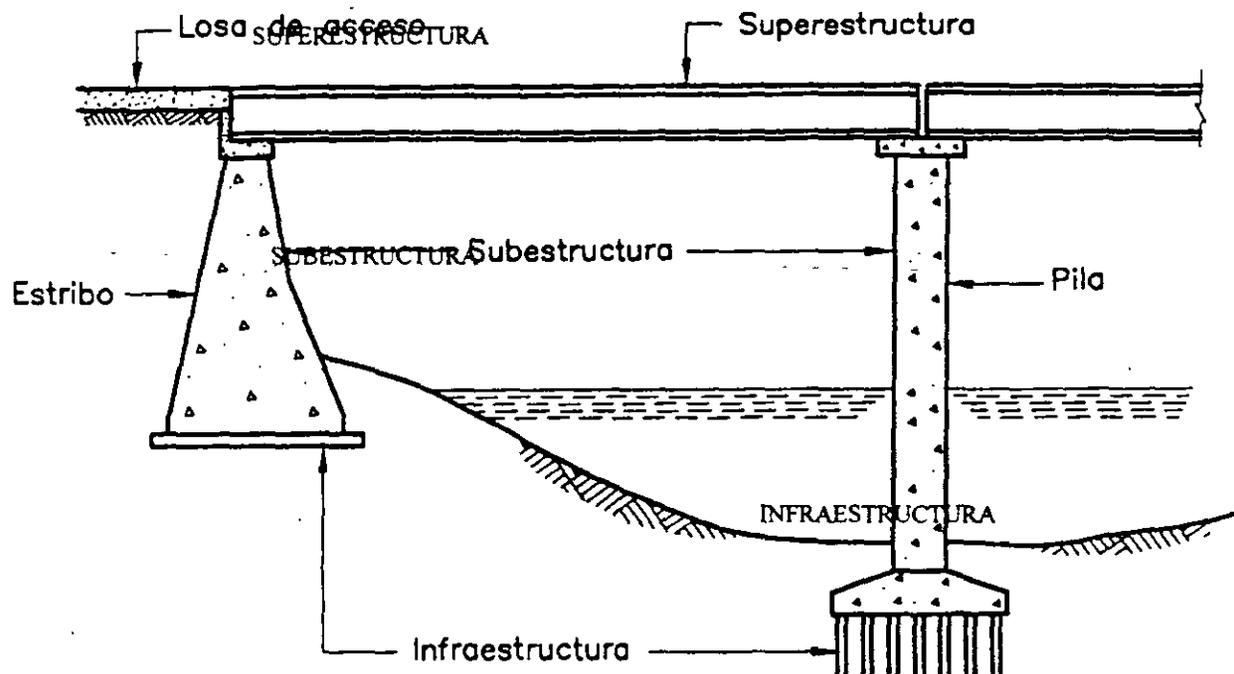


FIGURA 9 Elementos que constituyen un puente.

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 traveses 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 éstos 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 moldeado 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.

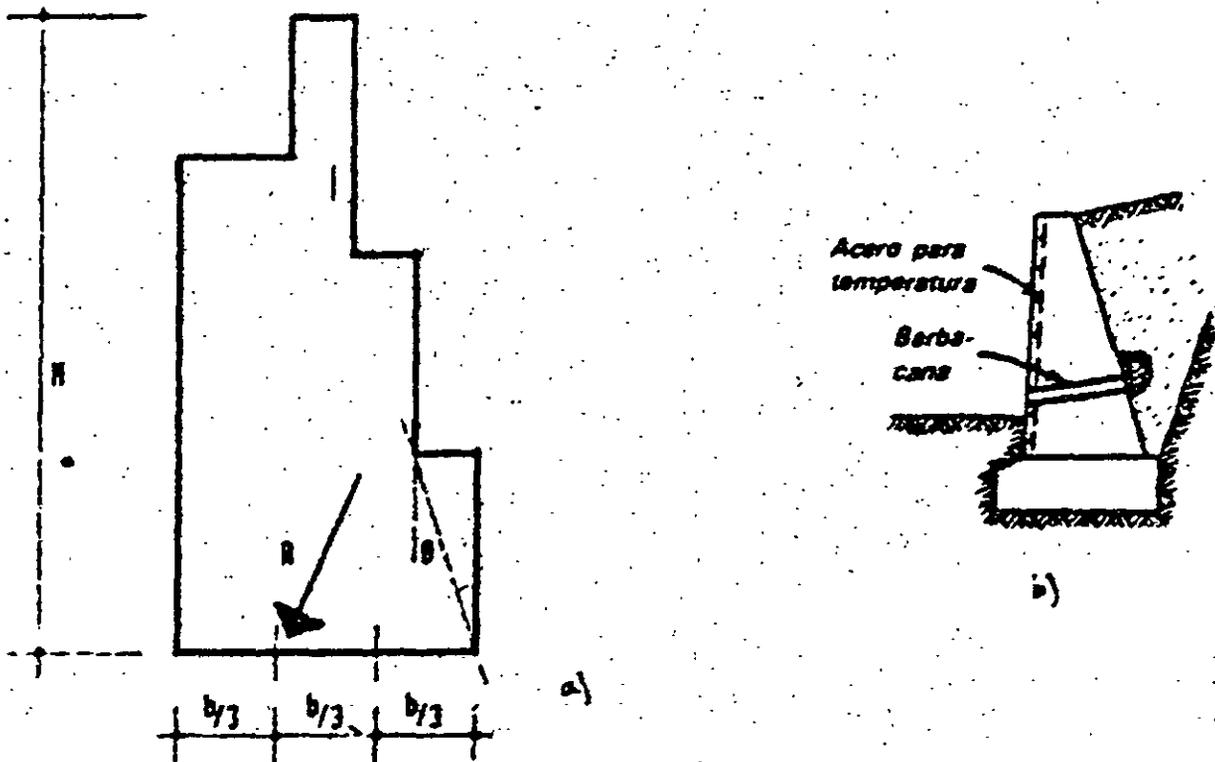


FIGURA 10 Estribos de gravedad

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.

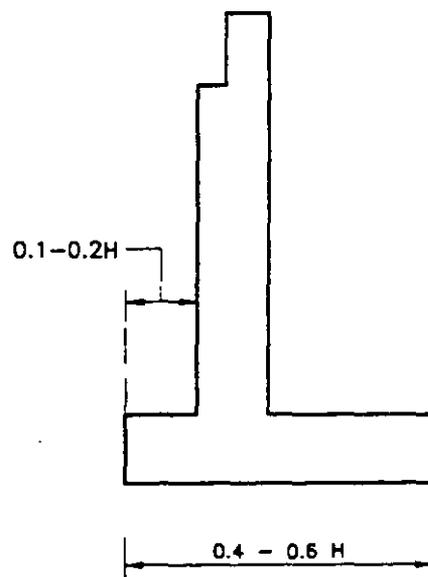


FIGURA 11. Estribos en cantiliver libre.

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.

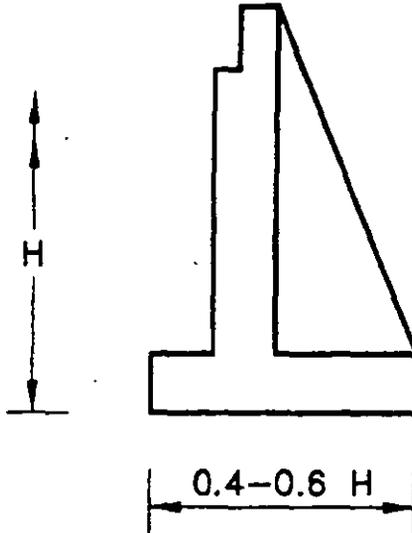


FIGURA 12. Estribos en cantiliver con contrafuertes.

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.

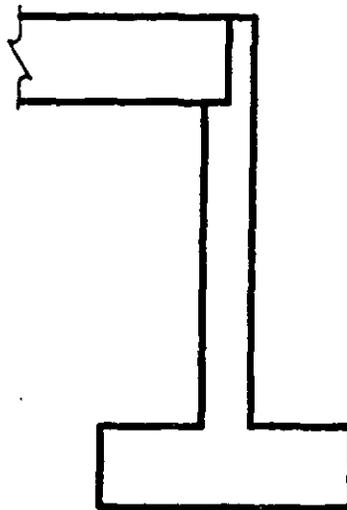


FIGURA 13. Estribos en cantiliver apuntalado.

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).

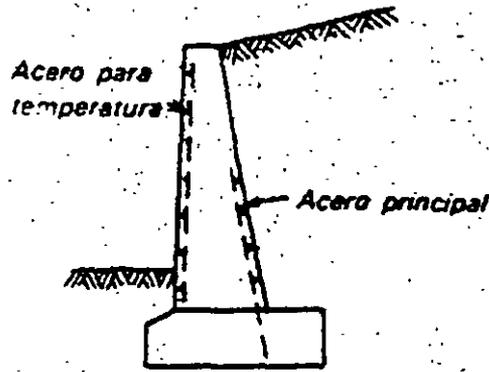


FIGURA 14 Estribos de semigravedad.

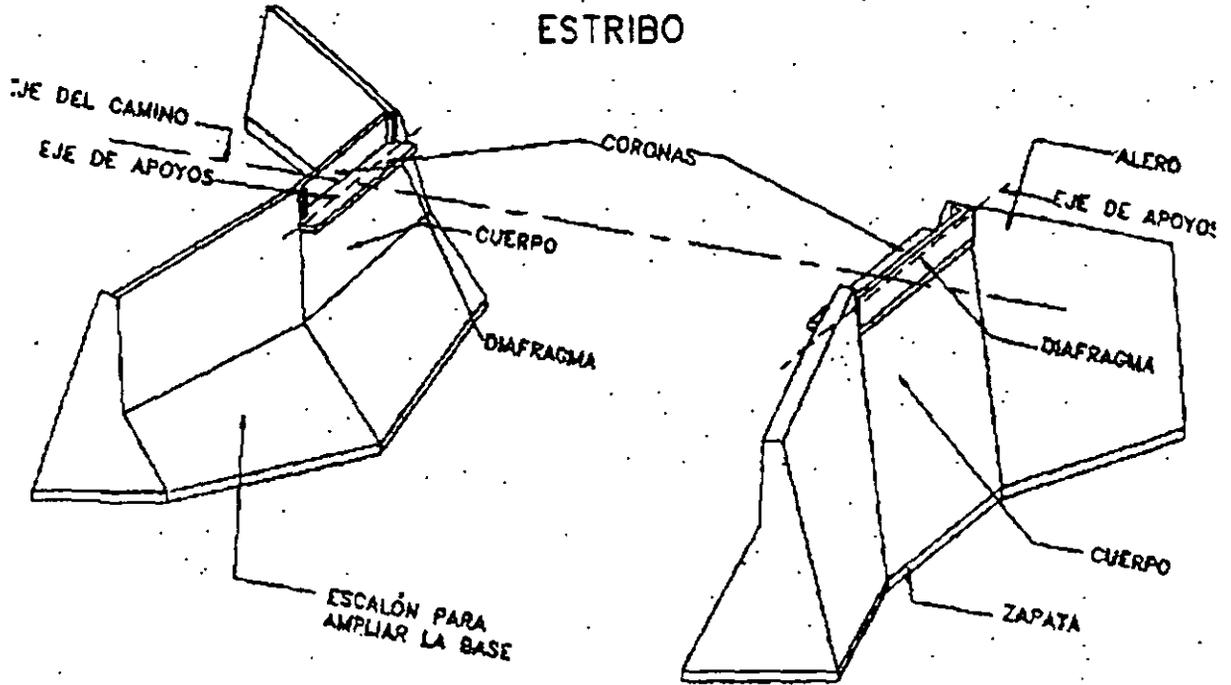
El uso de estos estribos es recomendable sobre los de catiliver cuando lo más importante sea su permanencia y los bajos costos de mantenimiento, pues su mayor espesor, aunque ocasiona un mayor costo inicial, los hace más resistentes a los agentes erosivos.

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.

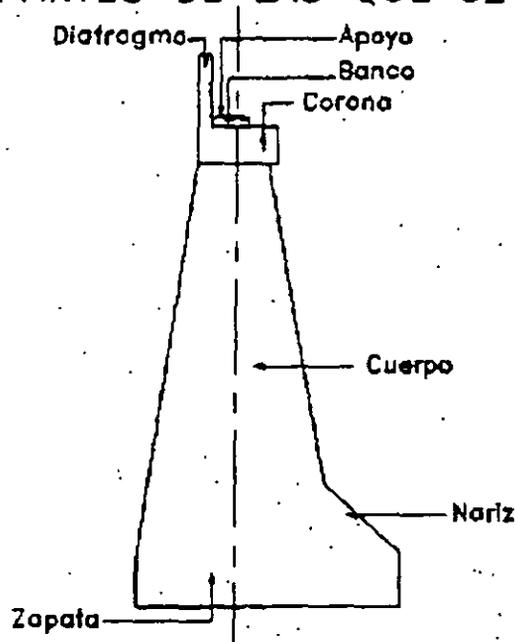
Cuando los aleros son paralelos al eje del camino los estribos reciben el nombre de estribos en U. El desarrollo posterior de los estribos en U dio lugar a los estribos en cajón. (Fig. 17).

PERSPECTIVA
ESTRIBO

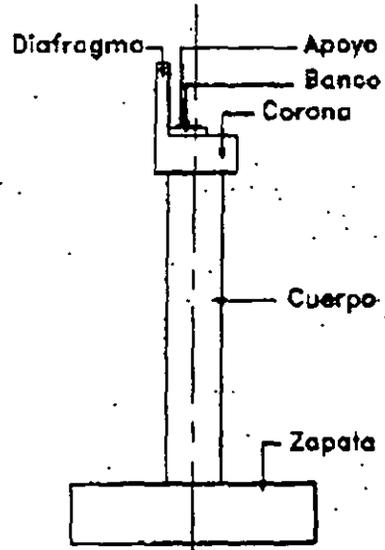


PLANO 4.2.3.

PARTES DE LAS QUE SE COMPONE UN ESTRIBO



MAMPOSTERIA, CONCRETO CICLÓPEO
CONCRETO EN MASA O CONCRETO SIMPLE



CONCRETO REFORZADO

PLANO 4.2.3.1.

FIGURA 15 Estribo con aleros no paralelos al eje del camino.

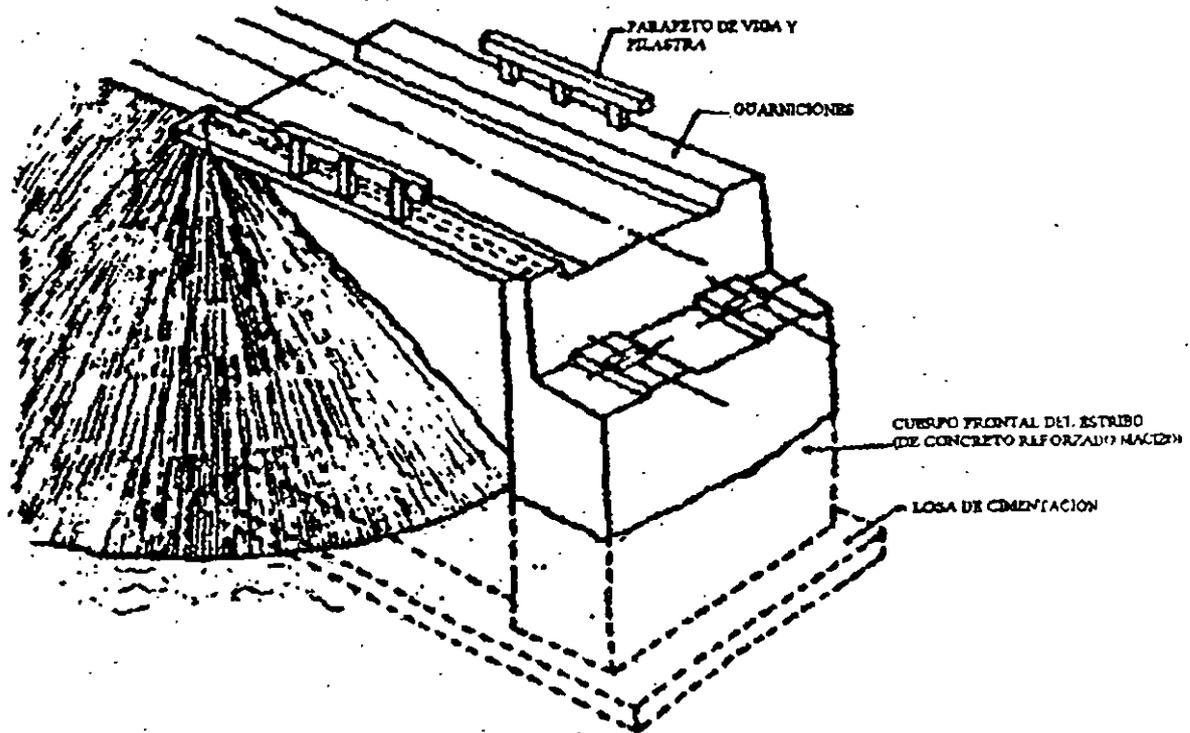


FIGURA 16 Estribo en U

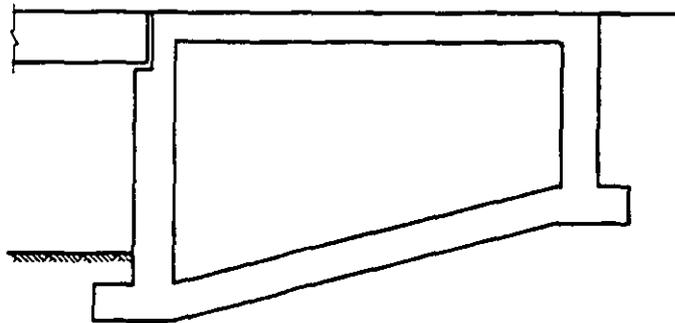


FIGURA 17 Estribos en cajón.

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.

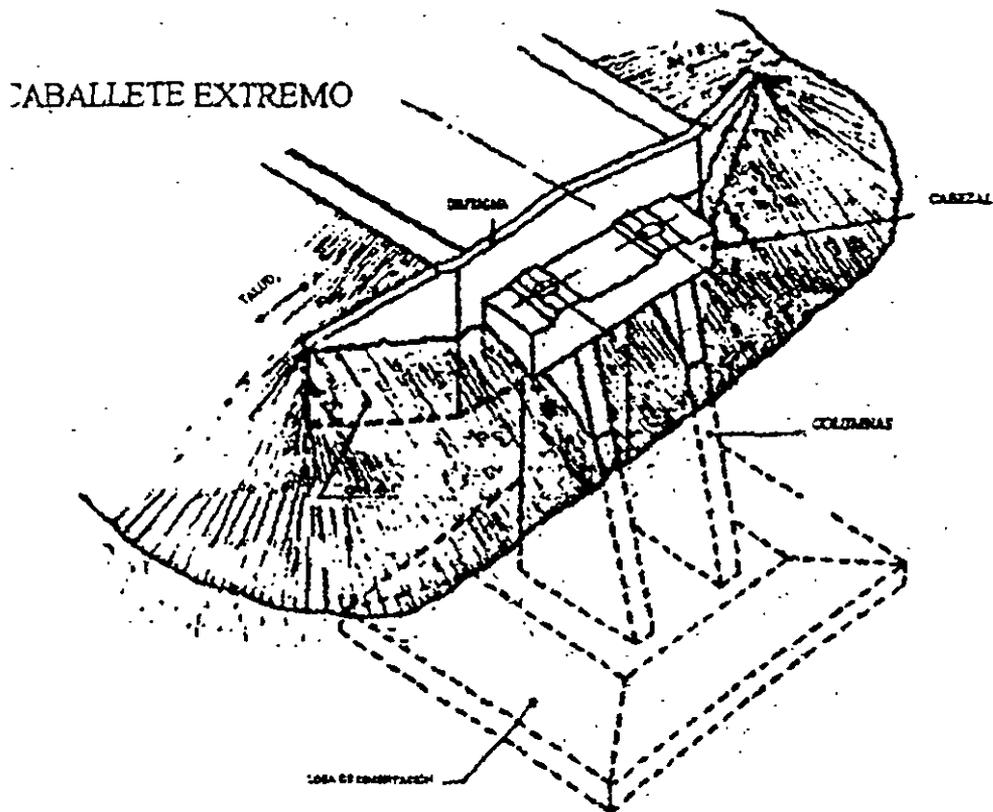


FIGURA 18 Caballetes.

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 se indica en la figura 19

PILA DE CONCRETO REFORZADO

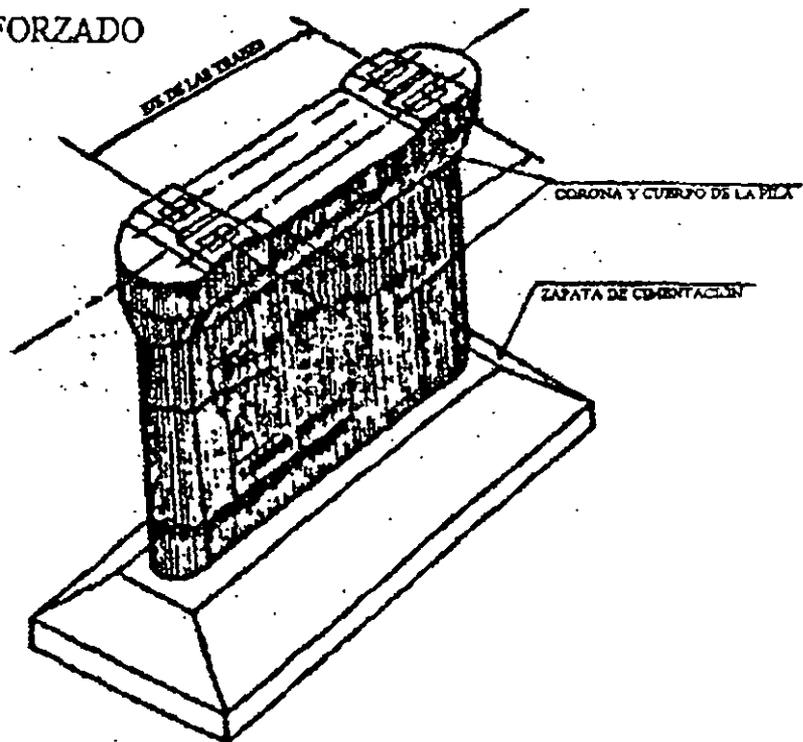


FIGURA 19 Pila de gravedad.

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 vigas 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.

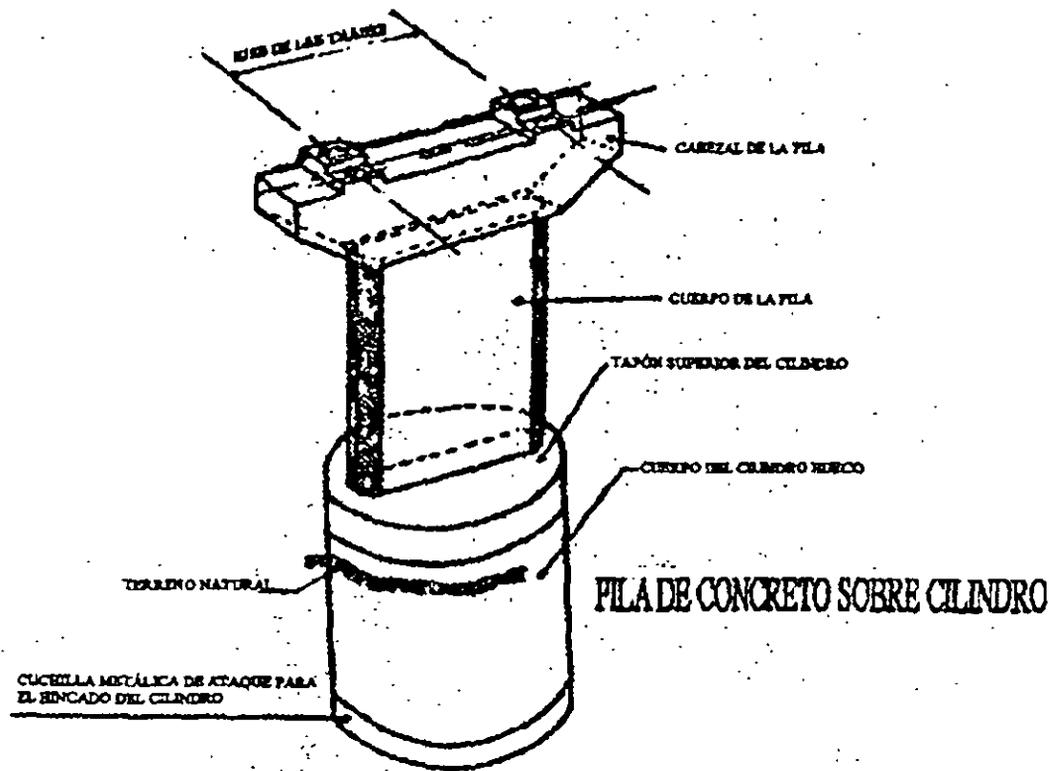


FIGURA 20 Pila en forma de T.

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 traveses horizontales.

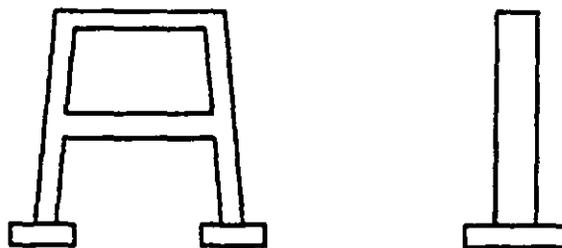


FIGURA 21 Pila en marco.

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.

DIVERSOS TIPOS DE SUBESTRUCTURA Y CIMENTACIÓN

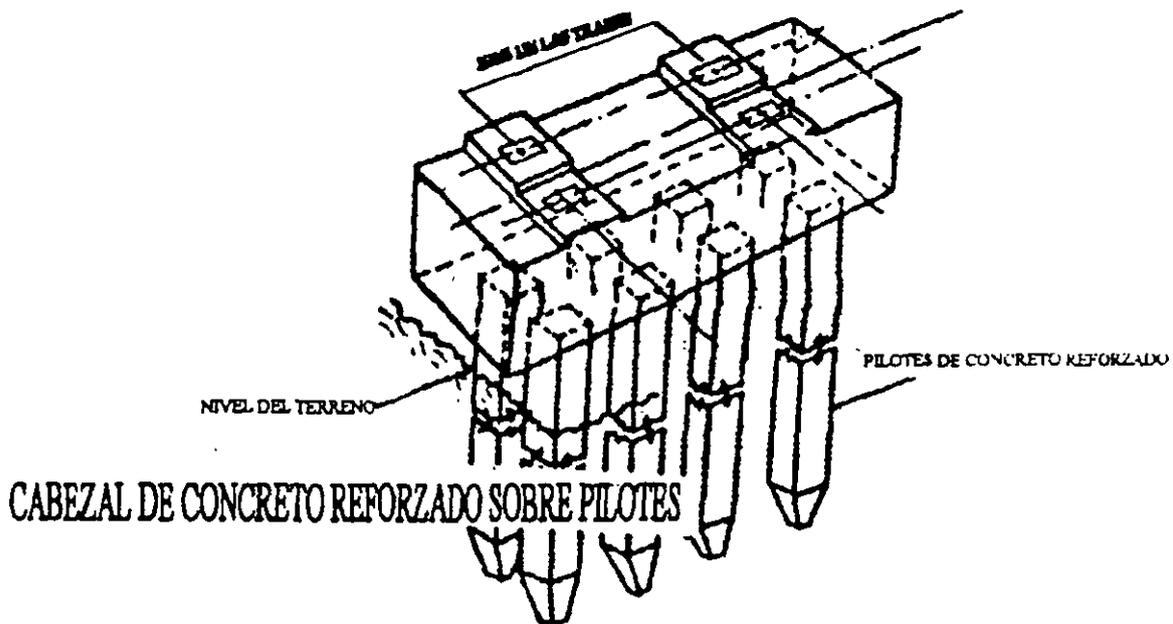


FIGURA 22

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 elegirá 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.

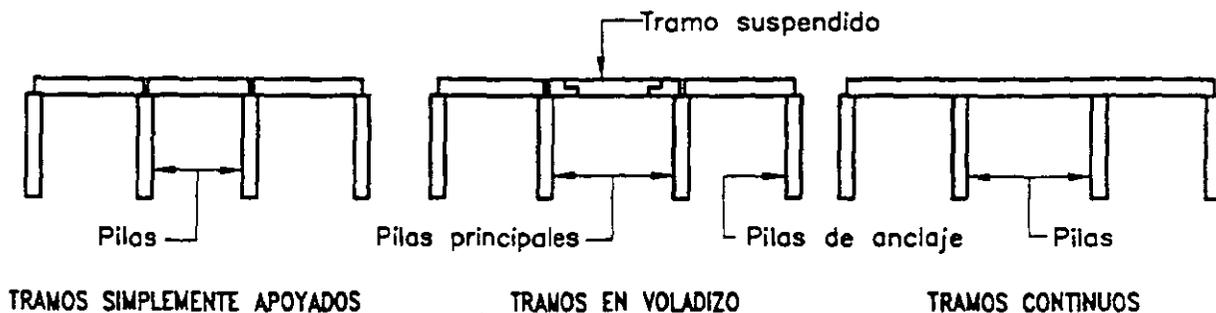


FIGURA 23 Disposición estructural de los miembros principales de carga de un puente.

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 traveses 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 deflexiones.
4. Las fuerzas longitudinales en la superestructura pueden ser transmitidas hasta los estribos, en vez de transportarlas 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 aprovechar 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.

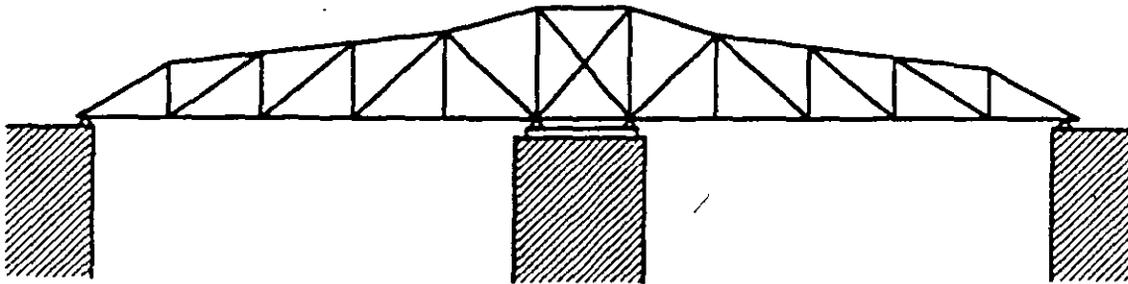


FIGURA 24 Puente giratorio

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 libre vertical necesaria.

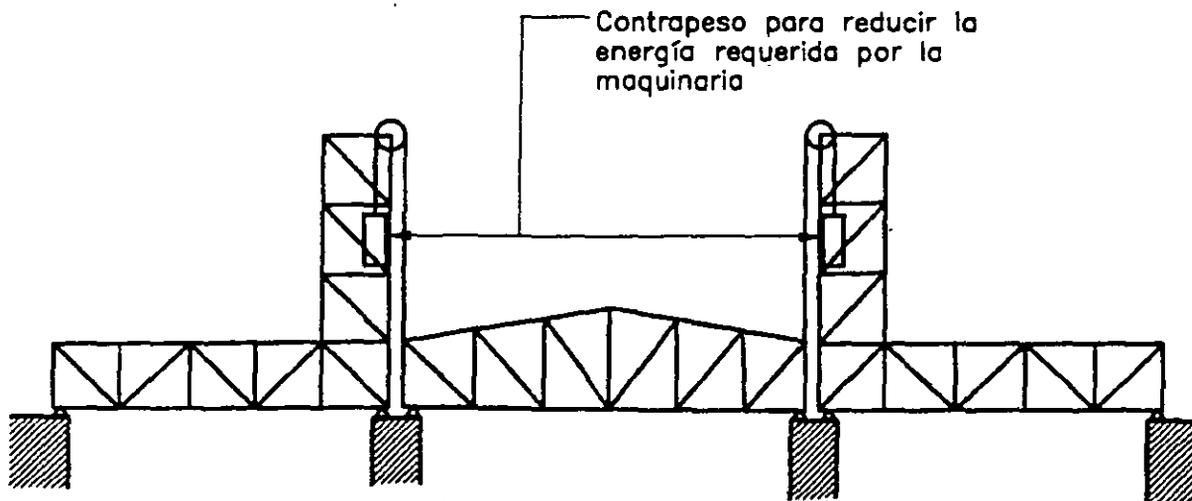


FIGURA 25 Puente levadizo vertical

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.

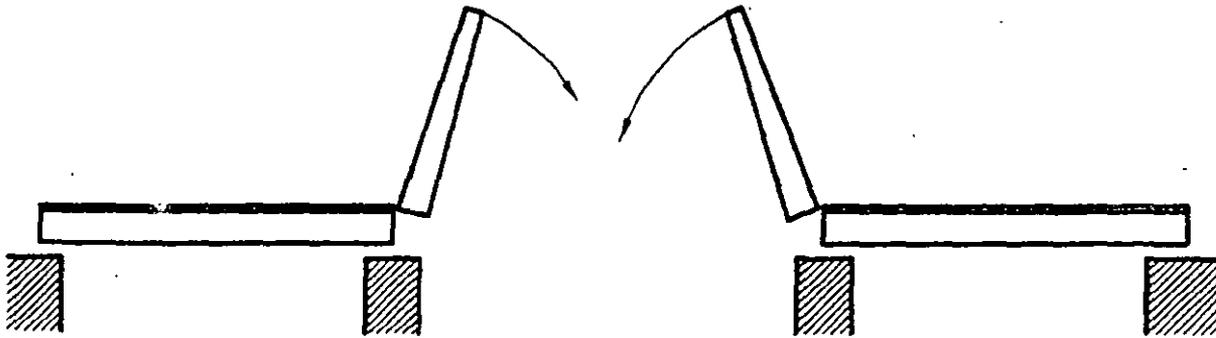


FIGURA 26 Puente basculante

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 traveses longitudinales paralelos al tránsito, soportando una losa cuyo espesor mínimo es de 15 cm; con este criterio, el número de traveses 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.

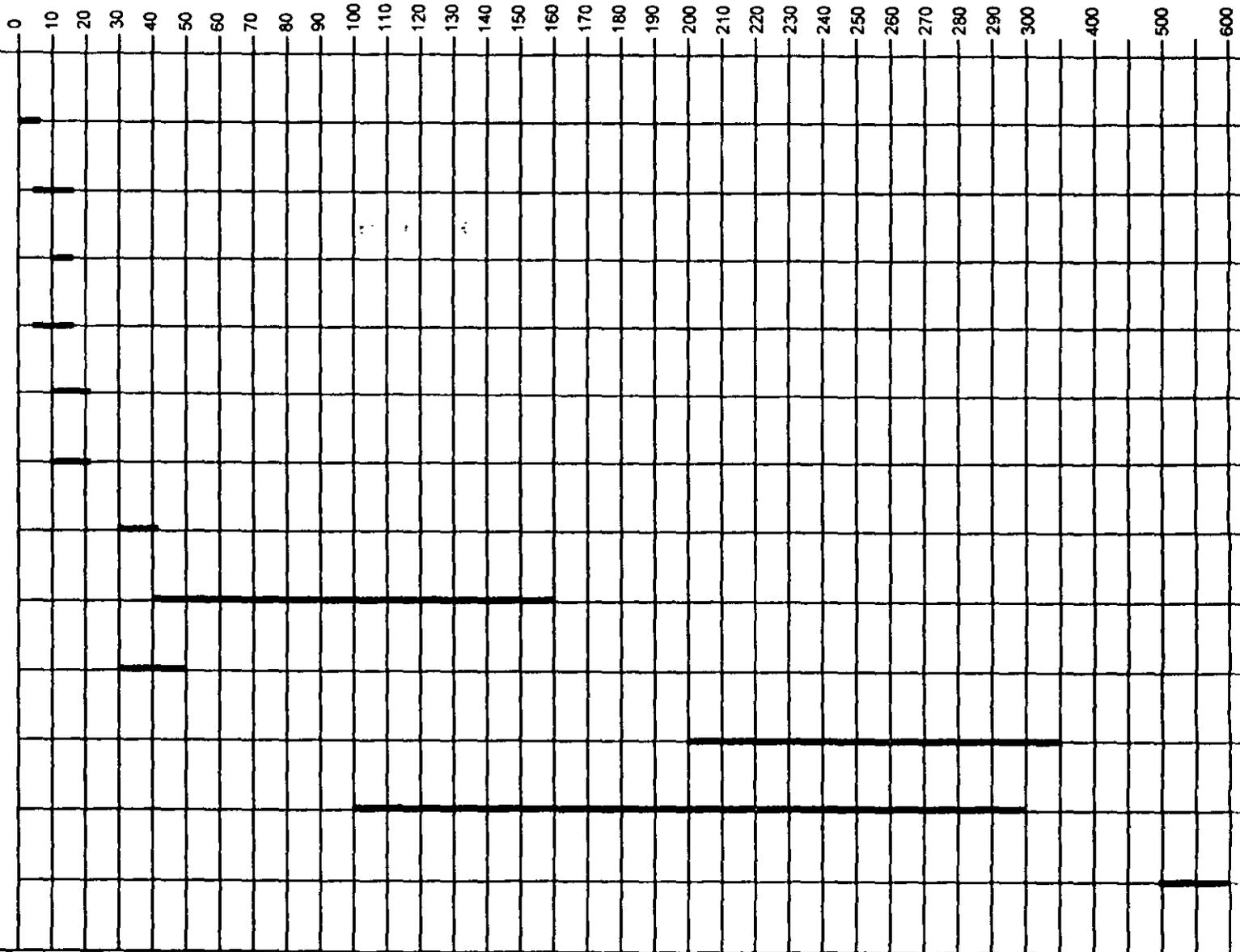
TIPO DE SUPERESTRUCTURA	CLAROS
PUNTES DE CONCRETO RESFORZADO	
Losa plana maciza. Losa plana aligerada. Losa nervurada.	Hasta 10 metros de 9 a 20 metros de 15 a 30 metros
Vigas sección T Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas Vigas sección cajón continuas.	de 9 a 25 metros de 25 a 35 metros de 25 a 45 metros
PUNTES DE CONCRETO PREENFORZADO	
Vigas simples Vigas compuestas.	de 15 a 30 metros de 25 a 45 metros
Vigas sección cajón. Simplemente apoyadas. Vigas sección cajón. Continuas.	de 30 a 50 metros de 30 a 60 metros
PUNTES DE ACERO	
Vigas simples perfil laminado. Vigas de placa compuestas. Simplemente apoyadas. Vigas de placa compuestas. Continuas.	de 10 a 15 metros de 20 a 40 metros de 30 a 70 metros
Vigas de placa. Preenforzadas. Vigas de sección cajón. Simplemente apoyadas. Vigas de sección cajón. Continuas.	de 30 a 45 metros de 30 a 50 metros de 40 a 80 metros
Armadura simple. Armadura continua. Armadura en voladizo.	de 45 a 180 metros de 75 a 240 metros de 150 a 550 metros
OTROS TIPOS	
Tridilosa. Simplemente apoyada. Tridilosa. Continua.	de 9 a 60 metros de 25 a 70 metros
En arco. Atirantados. Colgantes.	de 30 a 500 metros de 150 a 400 metros de 300 a 1500 metros

TABLA 2 Claros usuales en distintos tipos de superestructuras.

CLAROS OPTIMO PARA DIFERENTES TIPOS DE PUENTES

TIPO DE ESTRUCTURAS

CLAROS



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 falla 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 ensayos 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.

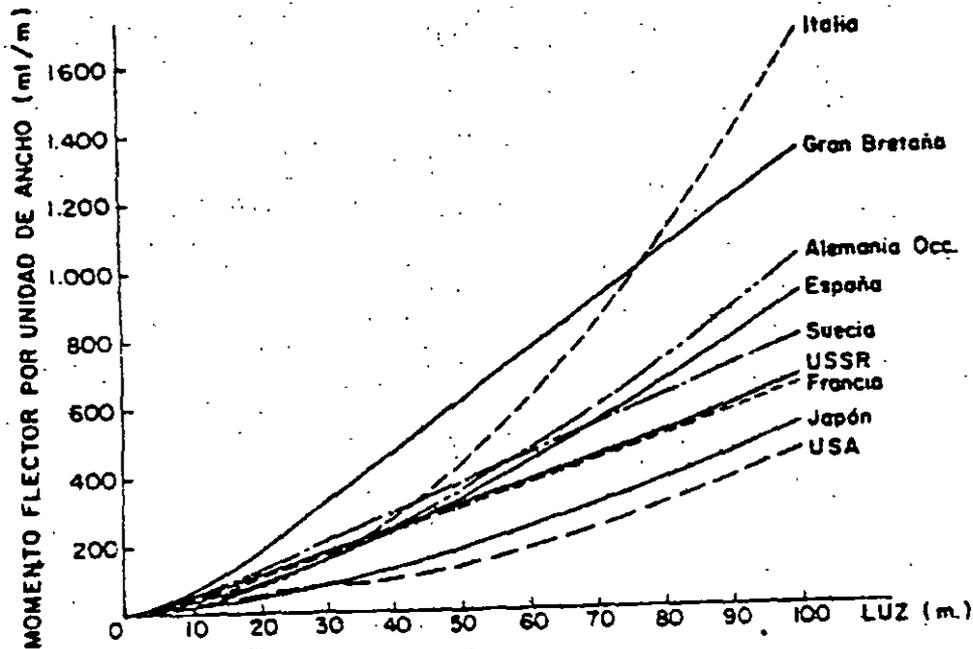


FIGURA 27 Momentos flexionantes máximos por unidad de ancho para una vía de circulación cargada, según las normas de los distintos países.

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 para 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 Association (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 1996, 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).

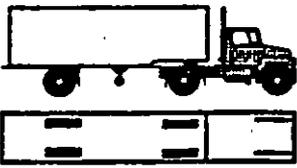
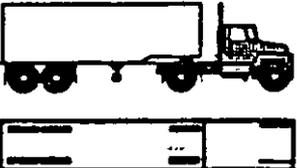
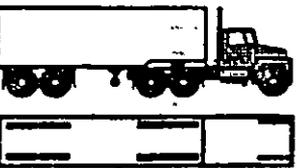
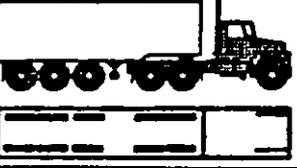
En México, no obstante que se utilizan las normas AASHTO para el proyecto de puentes, las cargas móviles de diseño que se usan son las denominadas T3-S3 y T3-S2-R4, que identifican a camiones reales cuyo tránsito está permitido en las carreteras federales del país, según lo indica el Reglamento sobre 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.

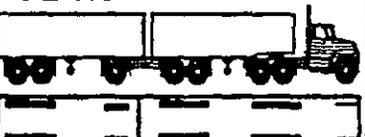
La Dirección General de Conservación de Carreteras, previa consulta con la Dirección General de Servicios Técnicos, ha adoptado como carga móvil de diseño la que produzca el efecto más desfavorable entre los camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4 (con peso total máximo de 48.5 ton y 66.5 ton, respectivamente, 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 lo cual ya se utilizaron las cargas T3-S3 y T3-S2-R4, pero con pesos y criterios diferentes a los que aquí se mencionan.

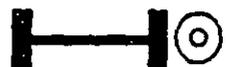
PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

TRACTOCAMION ARTICULADO					
CONFIGURACION DEL VEHICULO	NUMERO DE LLANTAS	TIPO DE CAMINO			
		A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
T2-S1 	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

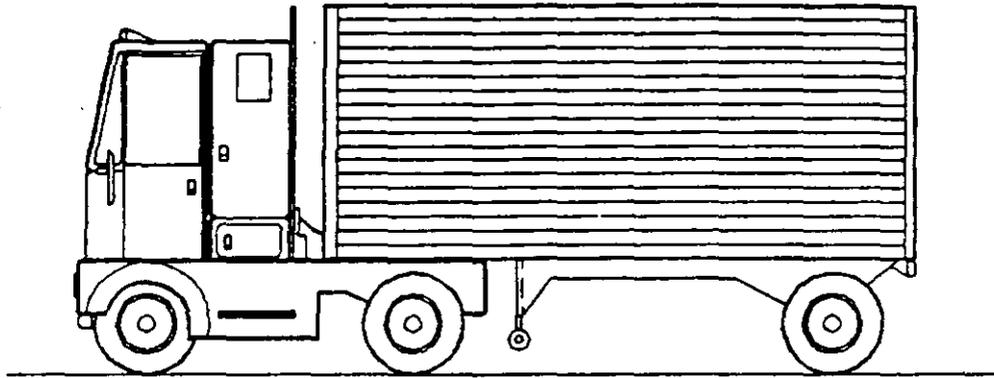
PESO BRUTO VEHICULAR MÁXIMO AUTORIZADO POR TIPO DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)

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

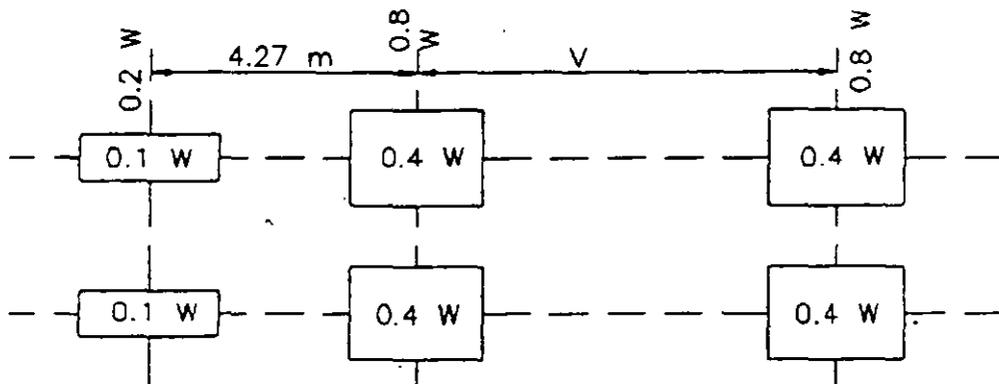
**PESOS MAXIMOS AUTORIZADOS POR TIPO DE EJE Y CAMINO
(TONELADAS)**

CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 <p>SENCILLO DOS LLANTAS</p>	6.50	6.50	5.50	5.00
 <p>SENCILLO CUATRO LLANTAS</p>	10.00	10.00	9.00	8.00
 <p>MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS</p>	11.00	11.00	10.00	9.00
 <p>MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS</p>	15.50	15.50	14.00	12.50
 <p>DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS</p>	18.00	18.00	16.00	14.00
 <p>MOTRIZ DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS</p>	19.50	19.50	17.50	15.50
 <p>TRIPLE O TRIDEM DOCE LLANTAS</p>	22.50	22.50	20.00	18.00

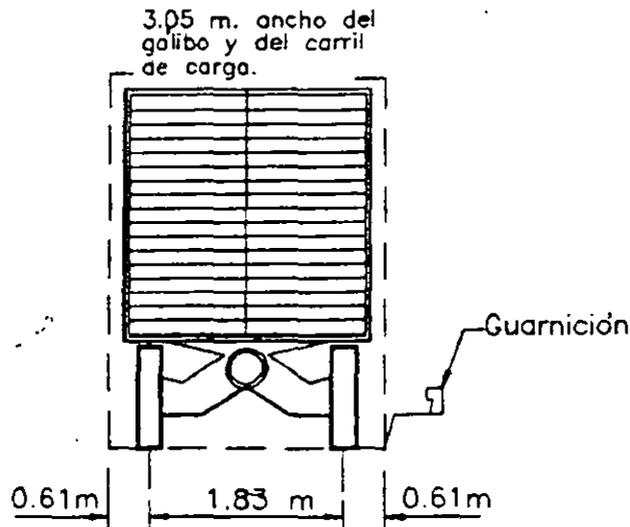
CAMION TIPO HS



520	3629 Kg	14515 Kg	14515 Kg
515	2722 Kg	10886 Kg	10386 Kg

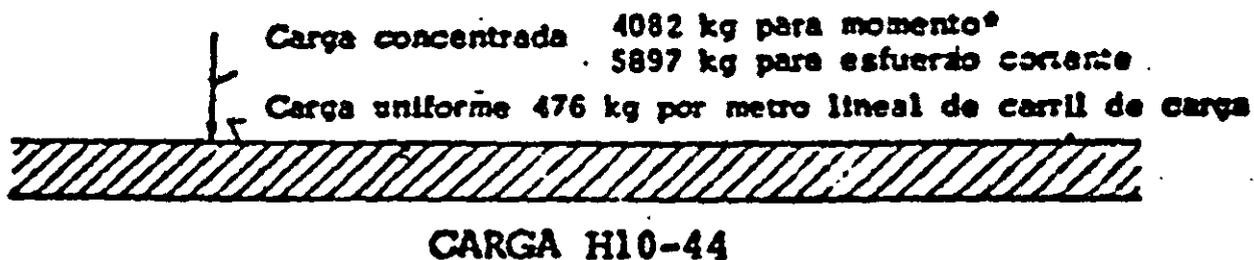
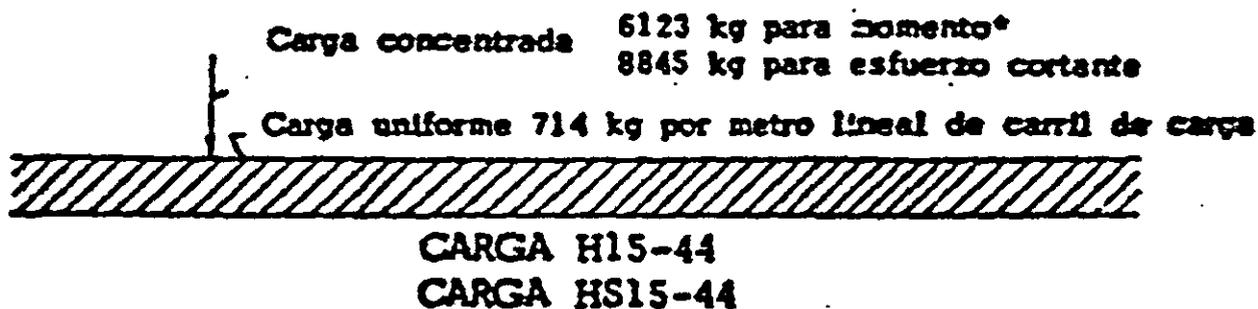
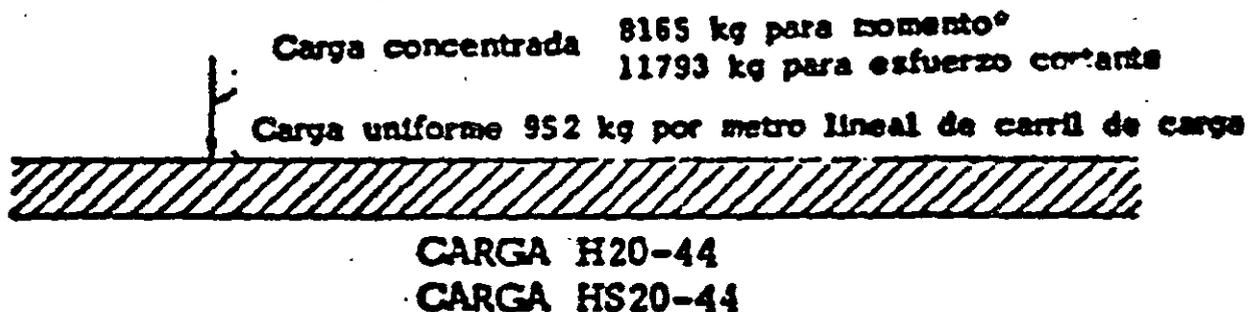


W= Peso combinado de los dos primeros ejes, igual al que tiene el camion H correspondiente
 V= Espaciamiento variable de 4.27 a 9.14 m. Inclusive. El espaciamento que se use serd el que produzca los esfuerzos máximos.



• Para el proyecto de lasas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 30.5 cm de la cara de la guarnición.

CARGAS EQUIVALENTES



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:

$$A = \frac{Ac}{N} \quad \text{EC.1}$$

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.

e 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 críticas 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 espaciamento 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 fórmulas empíricas, 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 críticas 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/m² por área de banqueta.
2. Para traveses 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:

$$P = \left(146 + \frac{4464}{L} \right) \left(\frac{16.76 - A}{15.24} \right) \text{ EC. 2}$$

donde:

P = Carga viva por metro cuadrado (con un valor máximo de 293 kg/m²).

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 traveses 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 período 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 período 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 rígidamente conectados a la superestructura como cuando forman marcos rígidos 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:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \quad \text{EC.3}$$

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	0.2-0.05
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 $E = K_1 E_1 + K_2 E_2$, combinación lineal de las acciones

anteriores, es, asimismo, la combinación lineal de las respuestas respectivas; es decir, $R = K_1R_1 + K_2R_2$. 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 elegirá 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:

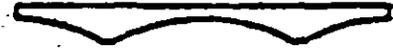
- a) Forma de la sección transversal.
- b) Geometría en planta.
- c) Condiciones de bordes y apoyos.

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.



e) 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

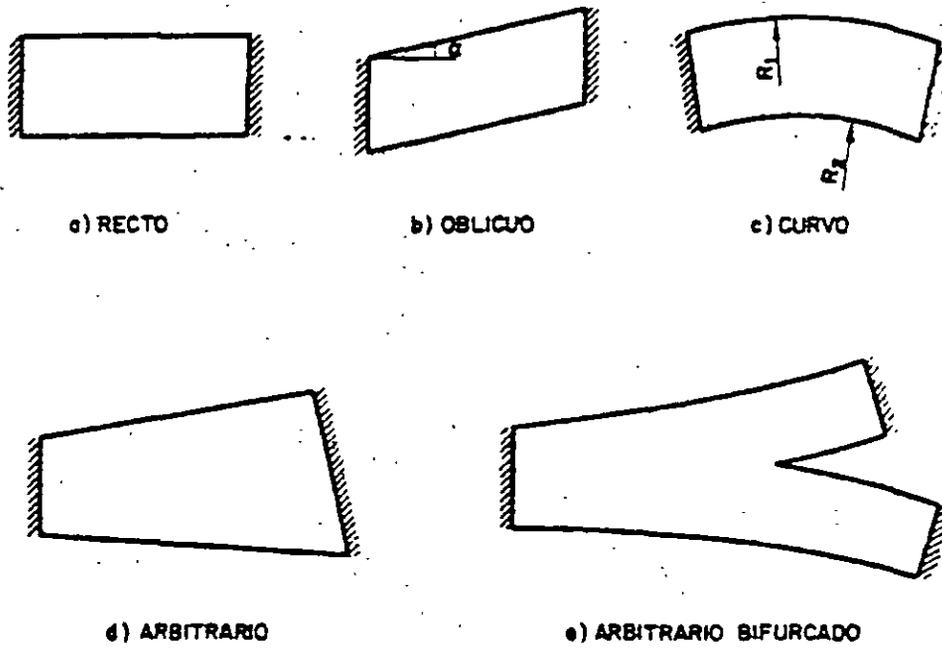


FIGURA 29

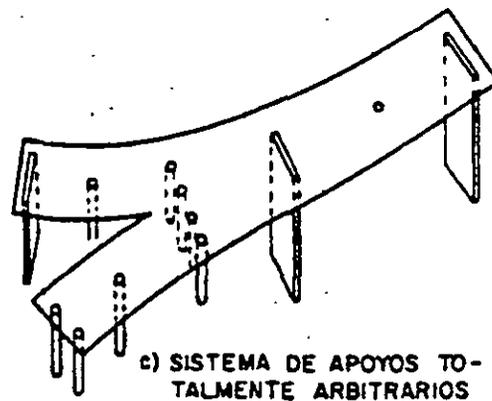
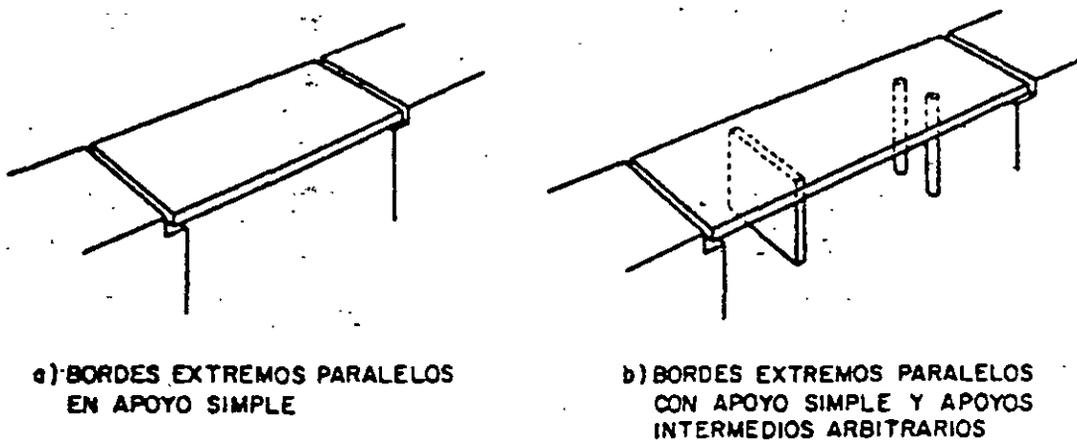


FIGURA 30

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 ortótropa (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 (lámina)
6. Estructura (3-D)	- Numérico: 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 características 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 computadora 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 diferencial 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.

ANÁLISIS 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 los 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 "Líneas 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.

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 escitas, quiso tomar la ruta terrestre más rápida posible desde Asia hasta Europa, lo que implicaba conducir a su ejército de 600,000 hombres a través del estrecho de Bósforo. Era peligroso cruzarlo en barca debido a la espesa niebla y las corrientes traicioneras, de modo que Darío 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 Turquía.

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 tabloncillos por la que se podía transitar. Había equipos de mantenimiento que reemplazaban 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 vastísimos 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 condiciones 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 satisficieron 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 esta época permitió construir puentes de armadura o

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 traveses 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 se bombeaba el agua se empleó en el puente Martínez de la Torre, Veracruz. De los puentes atirantados destacan el 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 Piaila del sistema Javier Barrio Sierra. De la vía férrea 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.



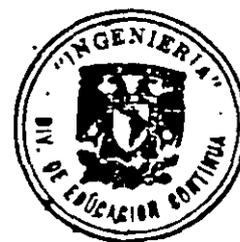
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

TEMA

ESTUDIOS GEOTÉCNICOS



**CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION
"DR. BEGO MASONZORI"**

**CONFERENCISTA
ING. ROBERTO HERNÁNDEZ ISLAS
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

Estudios Geotecnicos

Ponente:

Ing. Roberto Hernandez Islas.



Objetivos del estudios geotécnicos para puentes.

- ❖ Tipo de cimentación.
- ❖ Profundidad de desplante.
- ❖ Procedimiento de construcción.
- ❖ Comportamiento esperado a largo plazo, tanto en cargas dinámicas como en estáticas.
- ❖ Comportamiento de terraplenes de acceso.

Estudios geotecnicos.

I. ASPECTOS GEOLÓGICOS

- 1.1 Rocas Ígneas
- 1.2 Rocas Sedimentarias
- 1.3 Rocas Metamórficas
- 1.4 Depósitos Superficiales

II. EXPLORACION DEL SUBSUELO

- 2.1 Objetivos
- 2.2 Etapas de la exploración
- 2.3 Investigación Preliminar
- 2.4 Métodos de Perforación y Sondeos
- 2.5 Criterios para la programación de la exploración.

III. ENSAYES DE LABORATORIO

- 3.1 Suelos cohesivos
- 3.2 Suelos granulares



Estudios geotecnicos.

IV TIPOS DE CIMENTACION

4.1 Superficiales

4.2 Profunda

V. DISEÑO GEOTECNICO

5.1 Interpretación geotecnica

5.2 Capacidad de carga

5.3 Asentamientos

Geotécnia:

Es la aplicación de la mecánica de rocas y la mecánica de suelos para predecir el comportamiento del terreno donde se realizan obras, ya sea apoyándose sobre este o en su interior y también cuando el material es utilizado para la construcción de presas, pavimentos, terraplenes y enrocamientos.



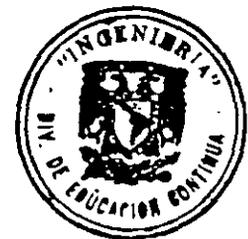
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

TEMA

EXPLORACIÓN DEL SUBSUELO



**CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION
"DR. BRUNO MASCARÓN"**

**CONFERENCISTAS
ING. ROBERTO HERNÁNDEZ ISLAS
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

Exploración del subsuelo.

Objetivos del programa de exploración geotécnica

- ❖ Conocer la estratigrafía del sitio.
- ❖ Conocer las propiedades hidráulicas del subsuelo.
- ❖ Determinar las propiedades mecánicas de los suelos y rocas.

Etapas de la exploración geotecnica.

Etapas de la exploración geotecnica.

Investigación preliminar.

- a) Recopilación de la información disponible en el sitio.
- b) Recorrido de campo.
- c) Interpretación de fotografías aéreas de la zona.

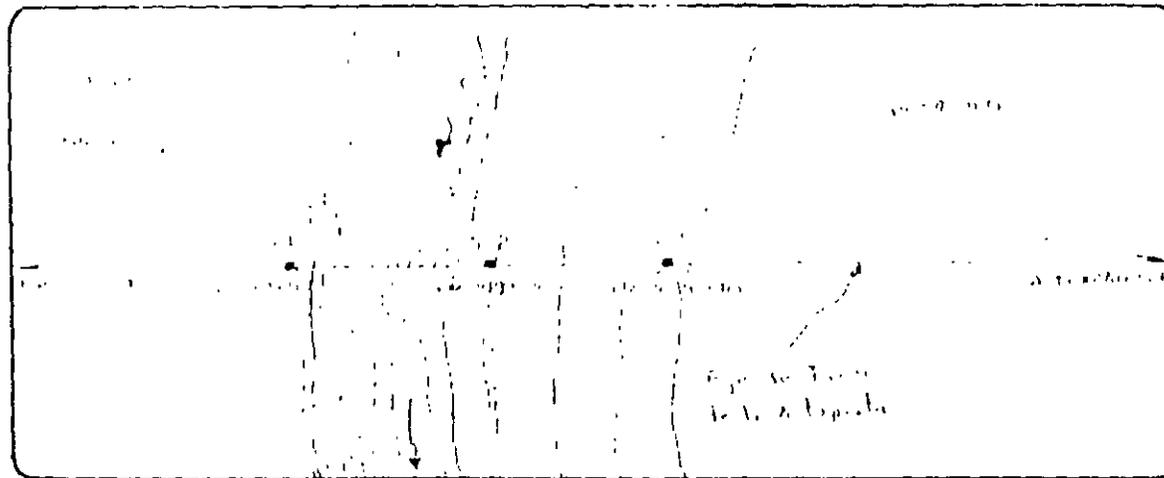
Investigación de detalle.

- a) Levantamiento geológico.
- b) Exploración geofísica.
- c) Exploración, muestreo y pruebas de campo.
- d) Proebras de laboratorio.

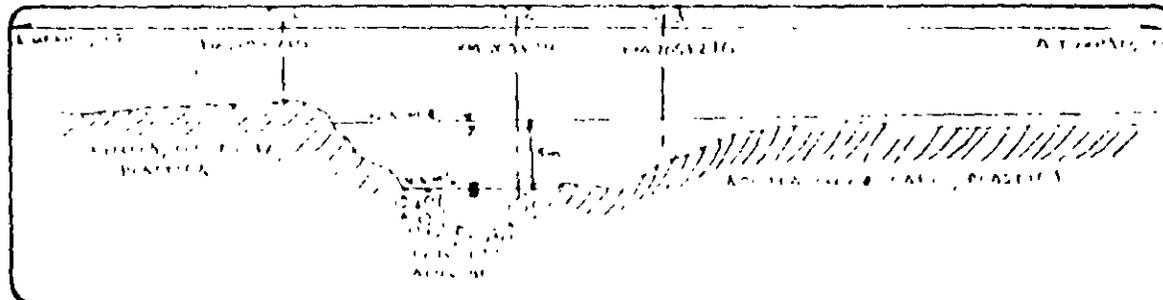
Levantamiento geológico.

- ❖ Interpretación geológica.
 - Litología.
 - Estratigrafía.
 - Estructuras.
- ❖ Reconocimiento de discontinuidades.
 - Fallas.
 - Estructuras y juntas.
 - Estratificación.
 - Cavernas y cavidades de disolución.
- ❖ Identificación de fenómenos geodinámicos.
 - Taludes inestables.
 - Zonas de alteración.
 - Zonas de erosión.
 - Fallas activas.

Geología superficial



CROQUIS EN PLANTA



PERFIL Y GEOLOGIA SUPERFICIAL

Exploración geofísica.

Método geosísmico de refracción

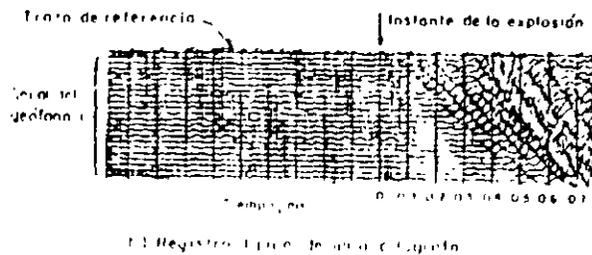
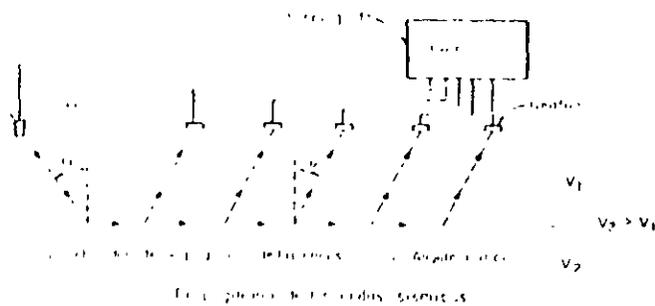


Fig. 2.4 Operación del método de refracción

Método de resistividad eléctrica.

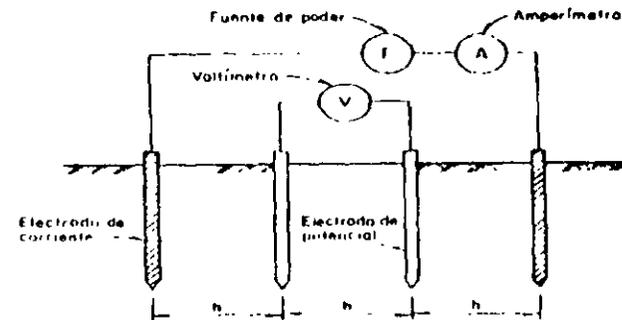


Fig. 2.6 Equipo de resistividades (arrreglo Wenner)

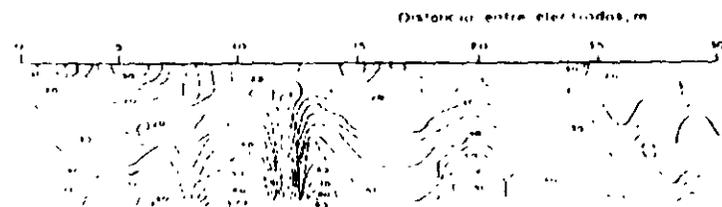


Fig. 2.7 Sección de (resistividades) (en ohm-m)

Exploración y muestreo.

Pruebas de penetración

- a) Penetración estandar
- b) Cono de penetración.

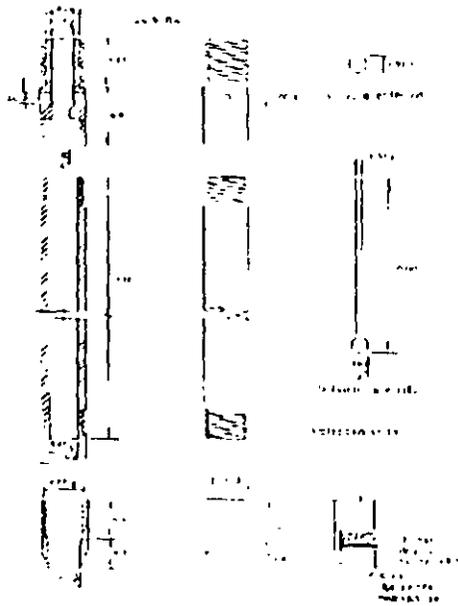


Fig. 2.11. Penetración estándar.

Muestreo de suelos y rocas.

- a) Pozo a cielo abierto.
- b) Posteadora.
- c) Tubo shelby.
- d) Rotación.

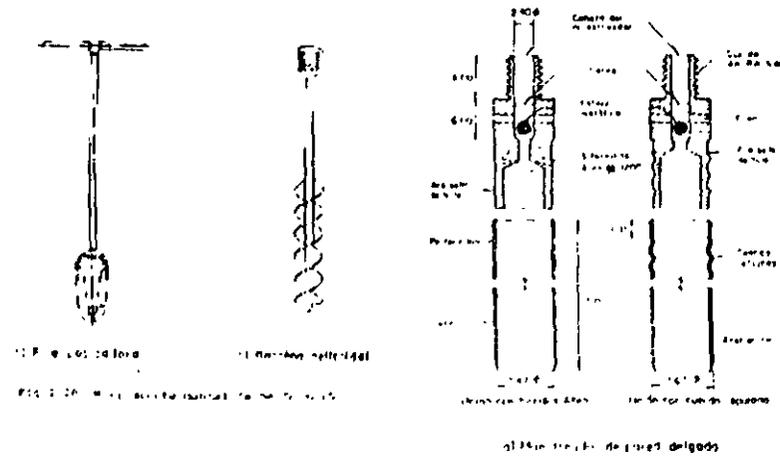
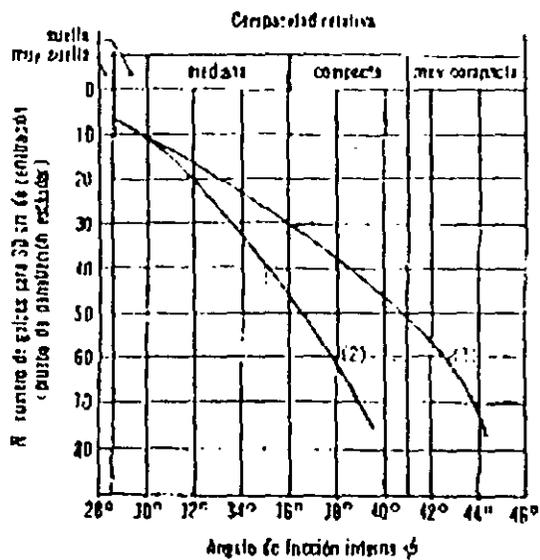


Fig. 2.12. Muestreo de suelos y rocas.

Exploración y muestreo.



- (1) Relación para arenas de grano angular y arenoso de mediano a grueso
 (2) Relación para arenas finas y para arenas limosas

Consistencia	No. de golpes, N	Resistencia a la compresión simple, q_c
		kg/cm ²
Muy blanda	< 2	< 0.25
Blanda	2-4	0.25-0.50
Media	4-8	0.50-1.0
Firme	8-15	1.0-2.0
Muy firme	15-30	2.0-4.0
Dura	> 30	> 4.0

Exploración y muestreo.

Pruebas de resistencia y deformabilidad

a) Presiometro de Menard.

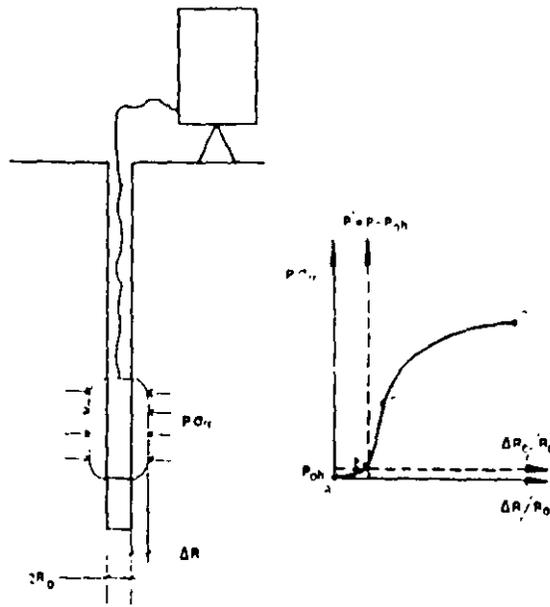


FIGURE 13. The operating mechanism here.

b) Conos de penetración.

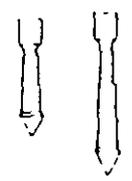


FIG. 11 Dutch Cone Penetrometer

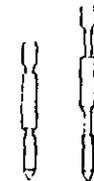


FIG. 14 Mantle Mechanical Cone Fitted with a Side Friction Sleeve of the Bergmann Type

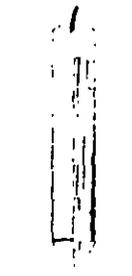


FIG. 12 Electric Cone Penetrometer (Fig. 12.1)

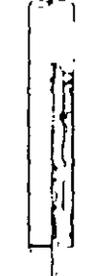


FIG. 13 Electric Cone Penetrometer (Fig. 13.1)

c) Dilatómetro.

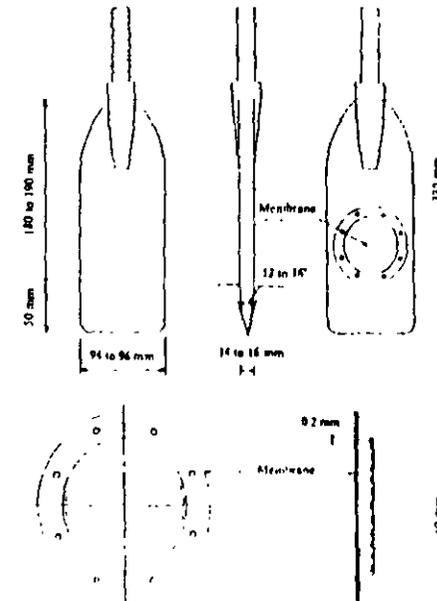


FIG. 14 Probe and Membrane Dimensions

Pruebas de laboratorio

Propiedades índice.

- a) Granulometría.
- b) Contenido de agua.
- c) Límites de consistencia.
- d) Densidad de sólidos.
- e) Peso volumétrico.

Propiedades mecánicas.

- a) Resistencia al esfuerzo cortante.
 - Compresión simple.
 - Compresión triaxial (UU)
- a) Deformabilidad.
 - Consolidación.



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

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

TEMA

TIPOS DE CIMENTACIONES



**CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION
"ING. LEON MASCARONI"**

**CONFERENCISTA
ING. ROBERTO HERNÁNDEZ ISLAS
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

Tipos de cimentaciones

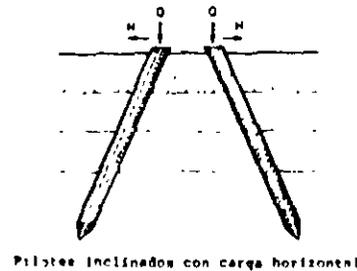
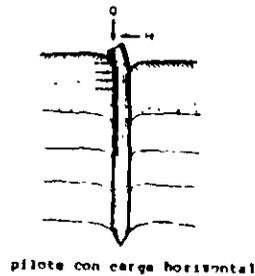
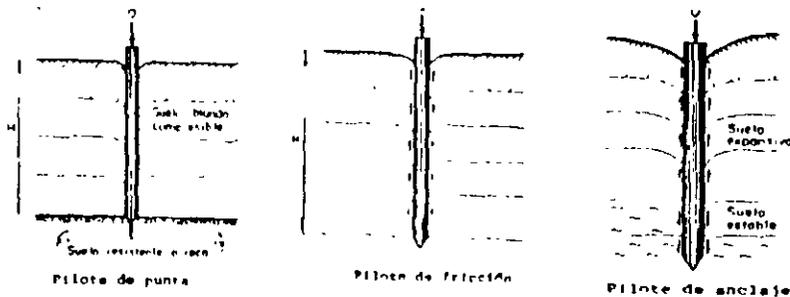
Tipos de cimentación.

- ❖ Cimentaciones someras o superficiales.
 - a) Zapatas aisladas o corridas.
 - b) Losas de cimentación con dentellones.
- ❖ Cimentaciones profundas.
 - a) Pilotes hincados.
 - b) Pilotes colados in situ (pilas).
 - c) Cilindros o cajones.
- ❖ Otros tipos de cimentación.
 - a) Cajones neumaticos.
 - b) Cajones flotantes.
 - c) Ataguías para cimentaciones profundas.

Clasificación de los pilotes.

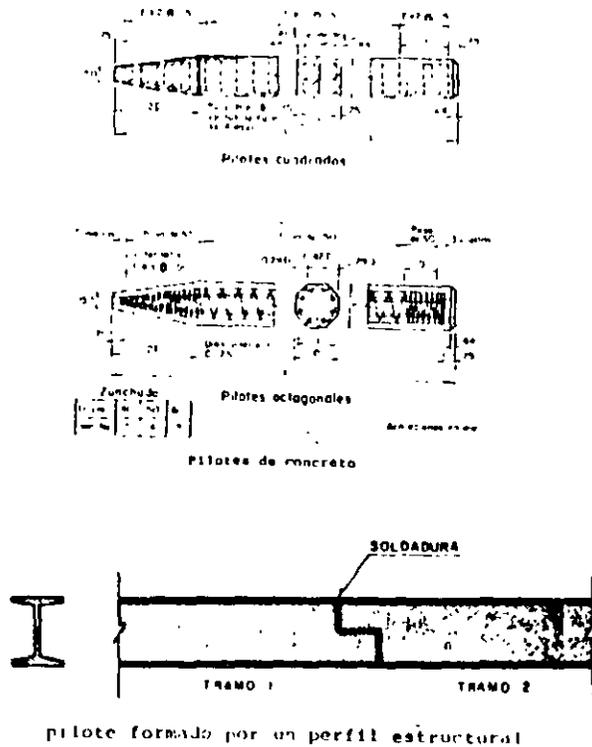
- ❖ Según la forma como transmiten las carga al suelo.
- ❖ Según el material con que se estan fabricando.
- ❖ Según el procedimiento constructivo.

Según la forma como transmiten las carga al suelo.



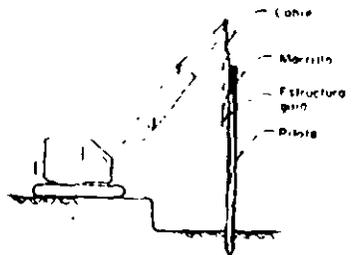
- ❖ Pilotes de punta.
- ❖ Pilotes de punta con empotramiento.
- ❖ Pilotes de fricción.
- ❖ Pilotes verticales con carga horizontal.
- ❖ Pilotes inclinados bajo cargas horizontales.

Según el material con que están fabricados

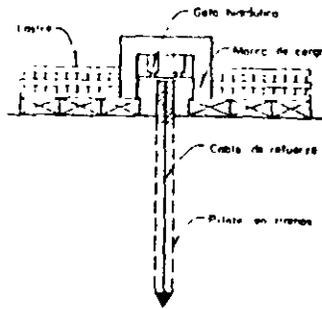


- ❖ Concreto. {
 - Prefabricado.
 - Colado en al lugar.
- ❖ Acero.
- ❖ Concreto y acero.

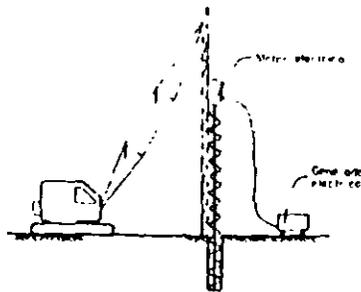
Según su procedimiento constructivo.



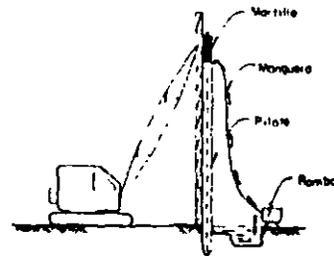
Pilote hincado con guía colgante



Pilote hincado a presión



Perforación previa al hincado



Pilote hincado con chiflón

❖ Con desplazamiento.

- Hincados a percusión.
- Hincados a presión.

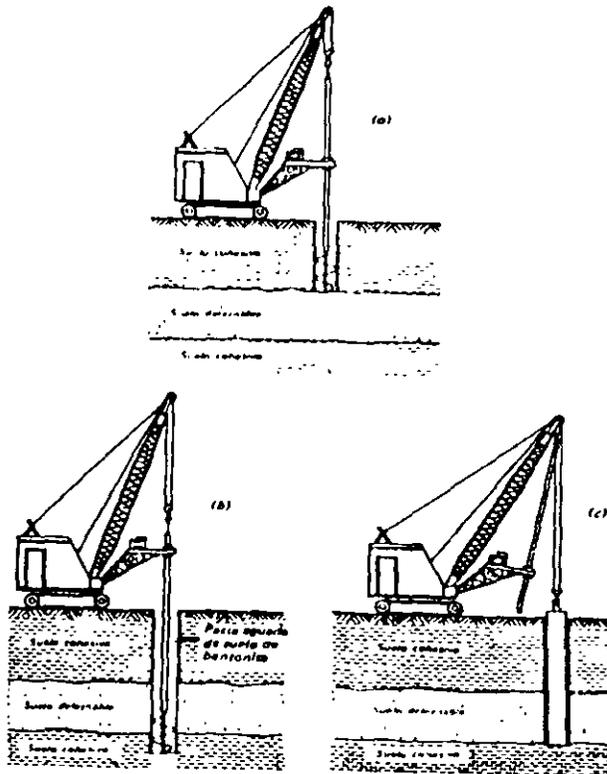
❖ Con poco desplazamiento.

- Hincado en una perforación previa.
- Hincado con chiflón.
- De secc. transversal pequeña tubo.

❖ Sin desplazamiento.

- De concreto colado en el lugar.

Procedimiento para construcción de pilotes colados en el lugar.



❖ Método seco.

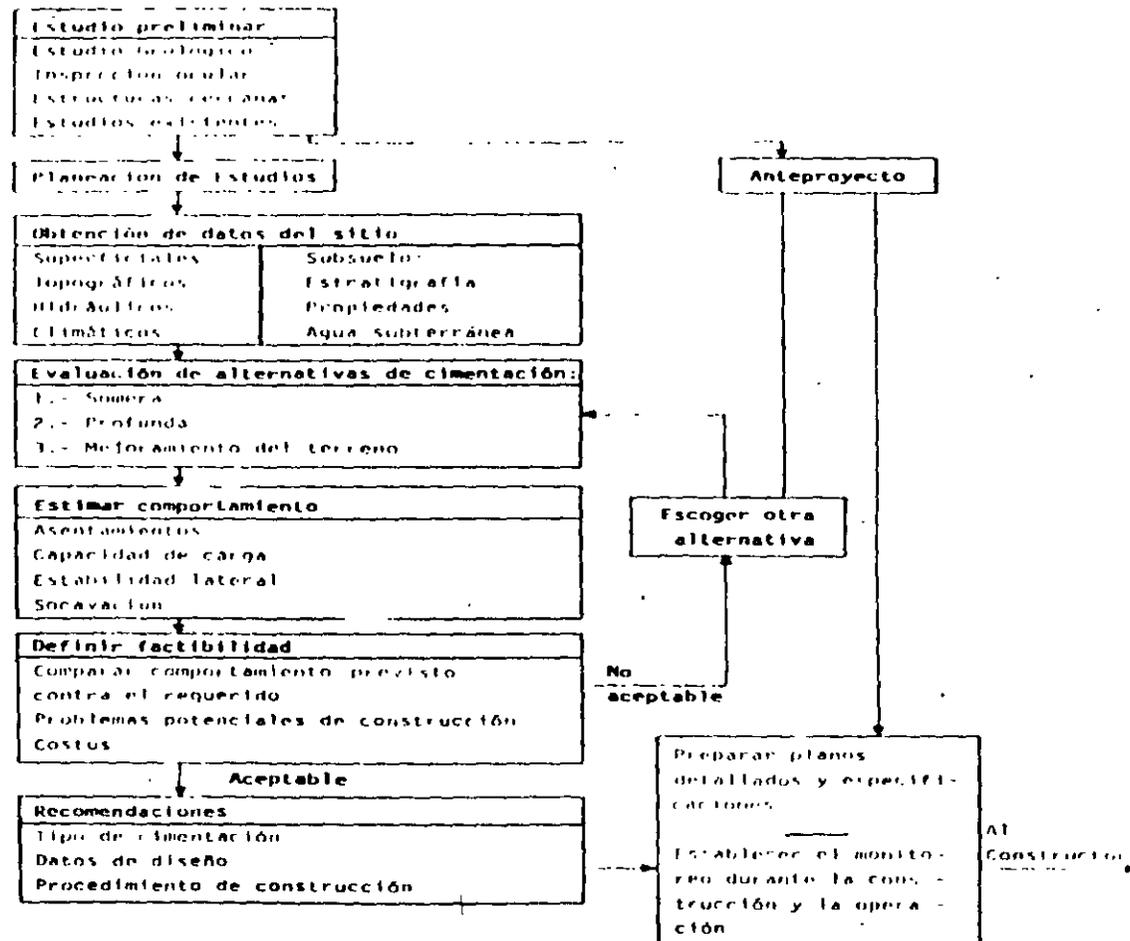
❖ Método del ademe.

❖ Método del lodo desplazado.

Diseño geotécnico.

- ❖ **Asentamiento probable.**
- ❖ **Capacidad de carga.**
- ❖ **Estabilidad lateral.**
- ❖ **Socavación.**

Metodología para la elección del tipo de cimentación.



METODOLOGIA PARA LA ELECCION DEL TIPO DE CIMENTACION



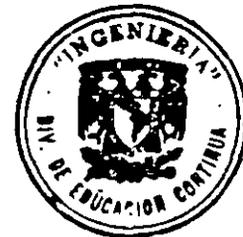
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

TEMA

ASPECTOS GEOLÓGICOS



**CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION
"ING. DRURO MASCAREÑAS"**

**CONFERENCISTA
ING. ROBERTO HERNÁNDEZ ISLAS
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

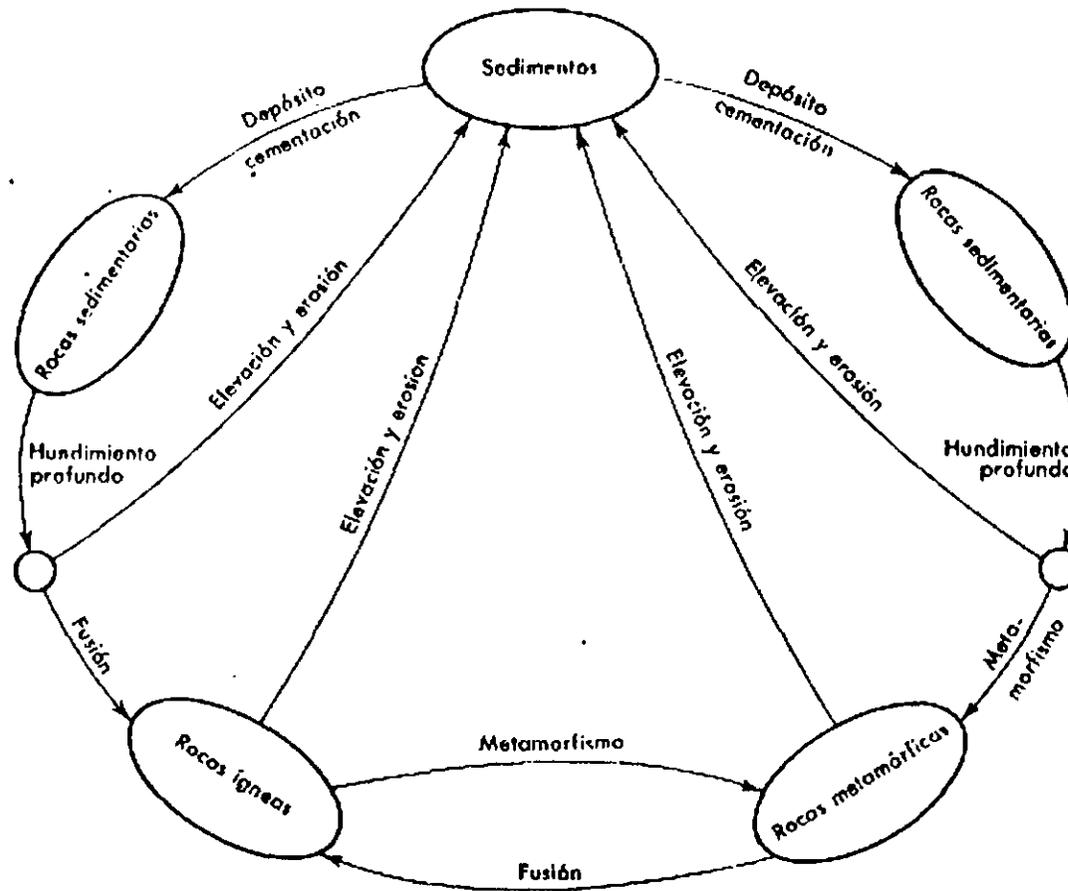
Aspectos geológicos

Proceso de formación de las rocas.

Tres procesos distintos intervienen en la formación de rocas. A partir del conjunto de los minerales formadores de roca, reunidos en diferentes proporciones se les conoce como procesos:

- a) igneos.
- b) sedimentarios, y
- c) metamorficos.

Proceso de formación de las rocas.

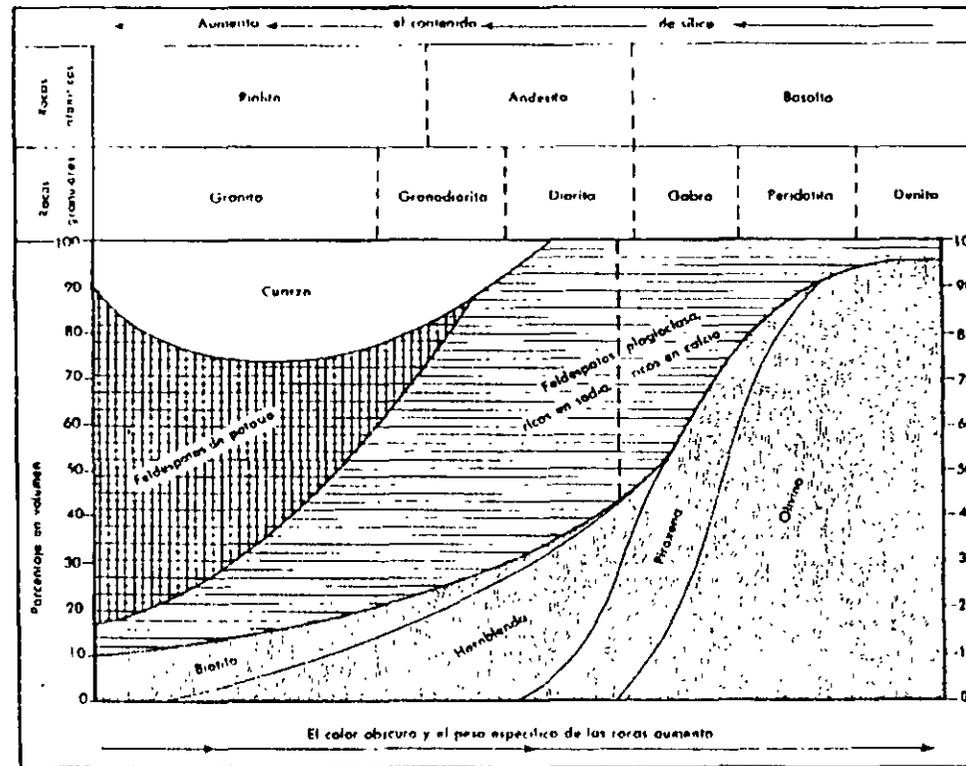


Rocas igneas.

Se forman por la cristalización del material fundido de silicatos en la corteza o bien en la superficie terrestre; arrojado ahí por la erupción volcánica. Esta roca fundida se conoce como magma; se forma en el interior de la corteza y en el manto superior por los mismos procesos que causan el levantamiento de la corteza terrestre y la formación de las cadenas montañosas. Estas son:

- a) Rocas igneas extrusivas.
- b) Rocas igneas intrusivas.

Rocas igneas.



Rocas igneas extrusivas.

Rocas piroclásticas.

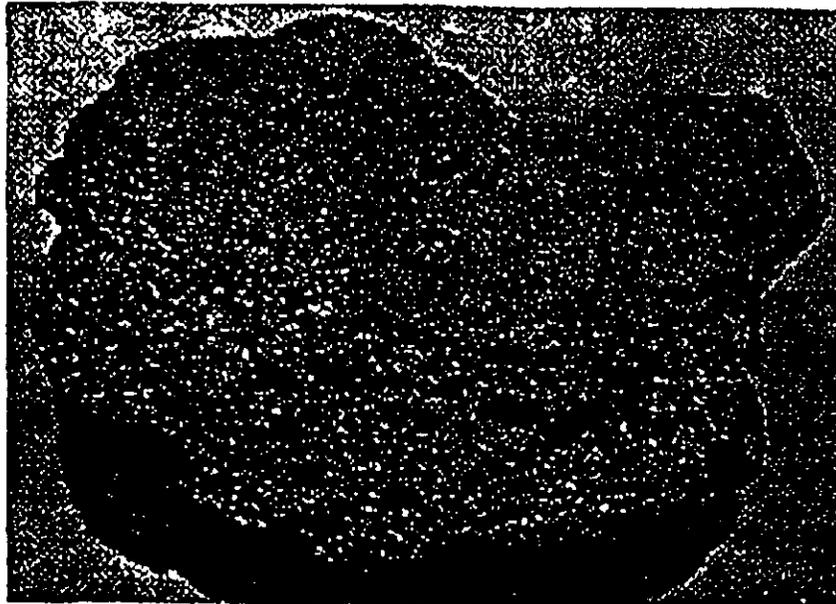


- Toba volcanica.

Rocas piroclásticas de grano fino compuesta de fragmentos menores de 5 mm de ϕ , en su mayor parte de fenocristales y lava solidificada. Generalmente son rocas poco resistentes, si bien con suficiente consolidación pueden soportar cualquier cimentación o corte con talud vertical.

Rocas igneas extrusivas.

Rocas piroclásticas.



- Brecha volcánica.

Rocas piroclásticas compuesta de fragmentos mayores de 5 mm de ϕ , abundan los fragmentos de lava, las partículas de vidrio y la escoria (Tezontle); esta última puede formar grandes bloques angulares, bombas estriadas de 2 a 5 cm de largo, con forma de huso o lagrima.

Rocas igneas extrusivas.

Rocas piroclásticas.



- Obsidiana.

Vidrio natural formado principalmente por magma de composición riolítica, dacítica o andesítica. Es lustrosa y se rompe con superficie conchoidal. La mayoría son negras por contener magnetita y materiales ferromagnesianos, pero puede ser roja o gris por la oxidación del hierro. Se le encuentra a lo largo de las orillas de las intrusiones y raras veces forman pequeñas masas intrusivas.

Rocas igneas extrusivas.

Lavas.



● Riolita.

Tiene una pasta fundamental afanítica de fenocristales de cuarzo o feldespatos de potasio (ortoclasa). Su color varía ampliamente, es generalmente blanco o amarillo claro, gris o rojo. Su estructura es en forma de capas alineadas (bandeada) formadas cuando el magma fluía pastoso, antes de solidificarse.

Rocas igneas extrusivas.

Lavas.



- Andesita.

Es una roca afanítica y frecuentemente porfirítica, que se parece a la dacita pero no contiene cuarzo. La mayoría de las andesitas presentan una estructura bandeada, no tan notable como las riolitas, su color varia del blanco al negro pero en su mayoría son gris oscuro o gris verdoso. La andesita es abundante en corrientes de lava y en la brecha volcanica.

Rocas igneas intrusivas.



- Granito

Roca de textura granular, sus componentes más abundantes son el cuarzo y feldespato, conteniendo además la biotita o la hornblenda o ambas de color oscuro; la mayoría de los granitos son de color claro. El granodiorita se distingue del granito por las estrias finas. Levantamientos geológicos muestran que el granito y la granodiorita se encuentran en grandes cantidades en la corteza terrestre.

Rocas igneas extrusivas.

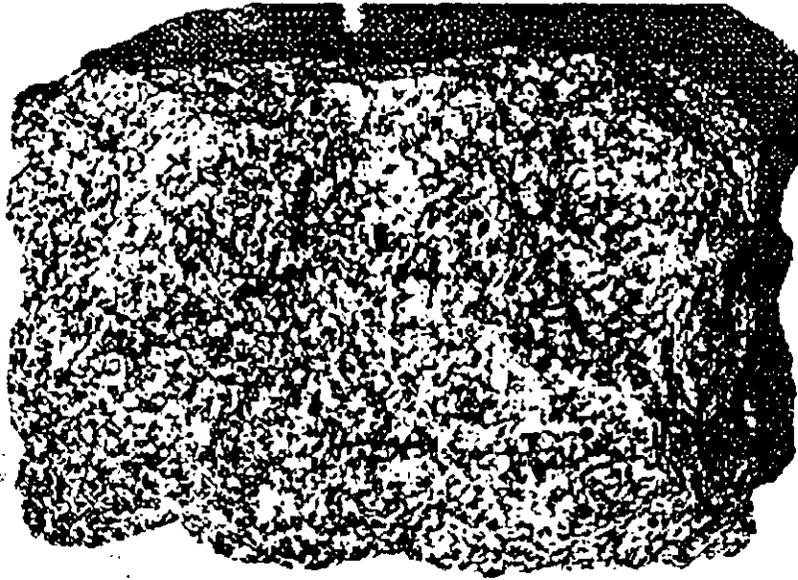
Lavas.



- Basalto.

Roca afanítica de color gris a negro, en su mayoría son porfiríticos, pero algunos contienen fenocristales de plagioclasa y olivino. Es la lava mas abundante en el mundo, esparcida en grandes mesetas que cubren miles de kilómetros cuadrados.

Rocas igneas intrusivas.



- Diorita.

Roca granular compuesta de plagioclasas y cantidades menores de minerales ferromagnesianos. De estos los más comunes son la hornblenda, la biotita y la piroxena. En general las masas de diorita son de menor tamaño que las de granito o de granodiorita

Rocas igneas intrusivas.



- Gabbro

Roca granular compuesta principalmente de plagioclasa, piroxena y generalmente de otros minerales ferromagnesianos; especialmente olivino. Si los materiales ferromagnesianos predominan sobre la plagioclasa la roca es de color obscuro.

Está distribuido en pequeñas y en grandes masas. Es común en diques y laminas intrusivas delgadas de grano relativamente fino.

Rocas sedimentarias.

Se forman bajo el agua, en mares y lagos y en depositos de arena y polvo transportado por el viento. Estos sedimentos tienen cantidades variables de dos componentes:

- 1) El producto de la erosión transportada al mar por los rios; se compone principalmente de cuarzo, arcilla, mica y fragmentos de roca.
- 2) Minerales precipitados a partir de soluciones en el agua, primordialmente carbonato de calcio y magnesio, sulfato y oxidos e hidroxidos de hierro y silice en forma de cuarzo.

Rocas sedimentarias.



- **Conglomerado.**

Es grava cementada. La grava es un depósito sin consolidar compuesto en su mayoría por fragmentos arrastrados por los ríos, los cuales pueden ser de cualquier roca o mineral y de cualquier tamaño. La mayoría de los conglomerados tienen arena y finos que rellenan los espacios entre gravas. Algunos conglomerados de playa han sido lavados conteniendo poca arena.

Rocas sedimentarias.



- Arenisca.

Es arena cementada. La arena se acumula en diferentes medios. Algunas depositadas por los ríos, otras por los vientos formando médanos, otras extendidas por las olas y corrientes a lo largo de playas o aguas poco profundas en la plataforma continental y otras por las corrientes submarinas hasta el fondo del mar. Hay tres variedades: de Cuarzo, Arkosa y Grauvaca.

Rocas sedimentarias.



- Caliza.

Está compuesta por carbonato de calcio con impurezas como arcilla, limo, materia orgánica, etc. Las de origen orgánico son comunes y se presentan en gran variedad, a causa de las muchas clases de restos de que están formadas. Entre las más comunes están: Caliza coralígena, Caliza de algas, caliza de foraminíferos, caliza coquina y caliza creta.

Rocas metamórficas.

Son rocas que han sido afectadas por el calor y la presión, después de haber sido originalmente rocas ígneas o sedimentarias, inclusive las mismas rocas metamórficas.

Cuando solo la presión ha sido el agente metamórfico, el proceso recibe el nombre de metamorfismo dinámico. Este proceso de origen a la roca denominada pizarra.

Proceso de formación de las rocas.

Rocas Metamórficas.

El metamorfismo termico se produce por el calentamiento de la roca cercana a una intrusión ignea que ha penetrado en la roca formada con anterioridad.

El metamorfismo dinamotermal, conocido como metamorfismo regional. Se debe a los altas temperaturas y presiones que actuan sobre la roca madre. Los minerales con frecuencia tienen forma plana o alargada, de tal manera que se acomodan facilmente para ocupar menos espacio. Las rocas formadas de esta manera se llaman gneis o esquistos.

Rocas metamórficas.



- Cuarcita

Roca muy dura constituida principalmente de cuarzo entrelazados, difiere de otras areniscas porque se rompe a través de los granos y no alrededor de ellos. Su color va desde el blanco hasta el negro, predominando las de color claro. La cuarcita se forma por el metamorfismo de la arenisca de cuarzo. Es una roca ampliamente esparcida.

Rocas metamórficas.



- Marmol.

Roca granoblástica de grano fino o grueso, compuesta principalmente de calcita o dolomita, o de ambas. Varios mármoles presentan alteración bandeada de porciones claras y oscuras. El marmol esta formado por el metamorfismo de la caliza y dolomita, si se origina de la dolomita comúnmente contiene silicatos magnesíferos, como piroxena, serpentina y anfíbola.

Rocas metamórficas.



● Cuarcita

Roca muy dura constituida principalmente de cuarzo entrelazados, difiere de otras areniscas porque se rompe a través de los granos y no alrededor de ellos. Su color va desde el blanco hasta el negro, predominando las de color claro. La cuarcita se forma por el metamorfismo de la arenisca de cuarzo. Es una roca ampliamente esparcida.

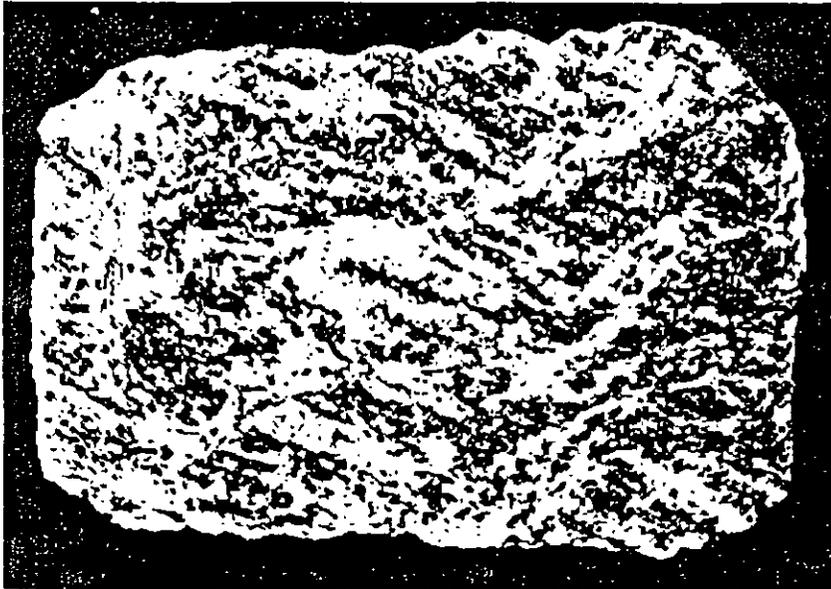
Rocas metamórficas.



- Marmol.

Roca granoblástica de grano fino o grueso, compuesta principalmente de calcita o dolomita, o de ambas. Varios mármoles presentan alteración bandeada de porciones claras y oscuras. El marmol esta formado por el metamorfismo de la caliza y dolomita, si se origina de la dolomita comúnmente contiene silicatos magnesíferos, como piroxena, serpentina y anfíbola.

Rocas metamórficas.

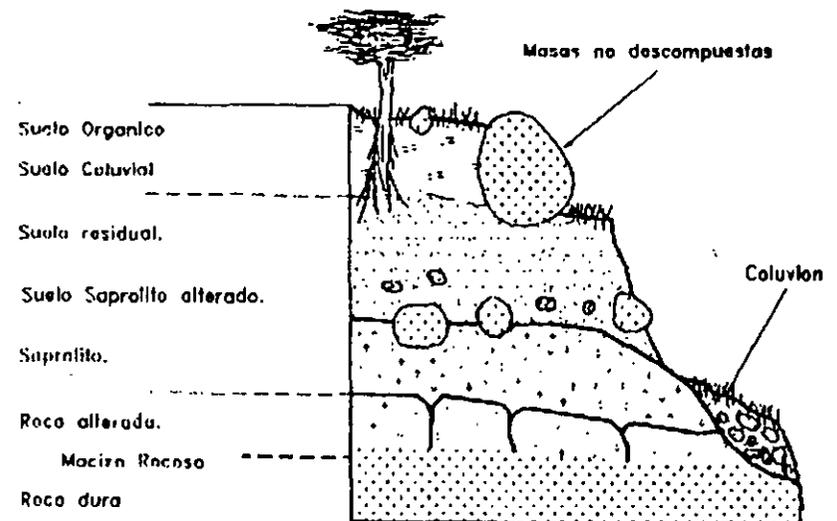


- Gneis.

Roca de grano grueso de textura gnéisica, con lentes o capas distintas de diferentes materiales, es de composición mineral variable, el feldespato es especialmente abundante, siendo comunes el cuarzo, la anfíbola, el granate y la mica. Es una de las rocas metamórficas más abundantes. Puede derivarse de rocas como granito, granodiorita, lutita, etc.

Suelos residuales.

Los suelos residuales son el producto de la meteorización de las rocas y su comportamiento es determinado por las propiedades de la roca original y del grado de descomposición. Los deslizamientos de tierra son muy comunes en los suelos residuales, especialmente en los periodos de lluvia intensa.



Suelos transportados y depositados.

Los suelos transportados son aquellos constituidos por material removido del lugar de formación por agentes de interperismo y redepositados en otra zona, generandose suelos que sobreyacen sobre otros estratos sin relación directa con ellos.

Agentes de transporte:

- a) Depositos de gravedad.
- b) Depositos de rios (aluviales).
- c) Depositos lacustres.
- d) Depositos eólicos.
- e) Depositos glaciales.
- f) Depositos organicos.

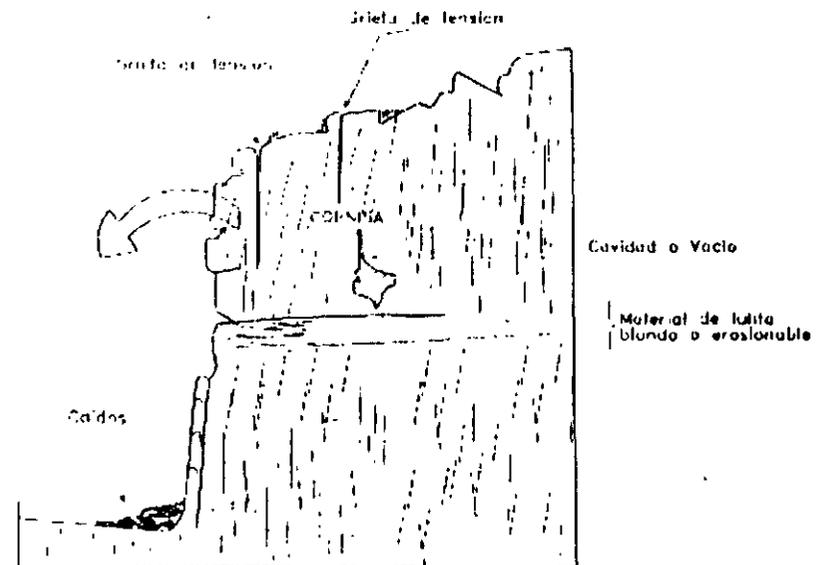
Suelos transportados por gravedad.

Todos los suelos están sujetos a ser transportados por la gravedad al menos parcialmente.

Reptación (creep).- Suelos residuales en áreas onduladas que tienden a moverse lentamente cuesta abajo.

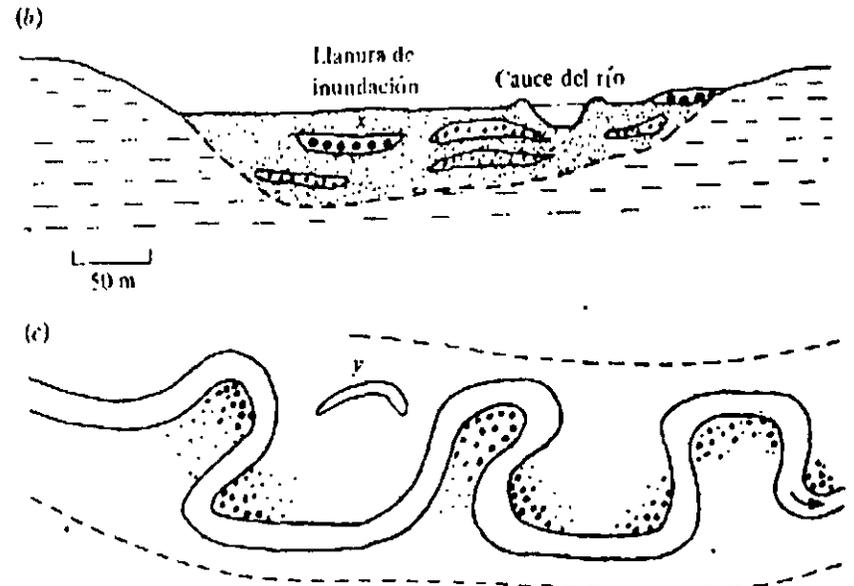
Derrubio (talus).- Acumulación de roca y escombros en la base de los frentes y taludes empinados.

Corrientes de fango.- Suelos residuales sueltos y arenosos, en pendientes ligeras, que se deslizan al saturarse.



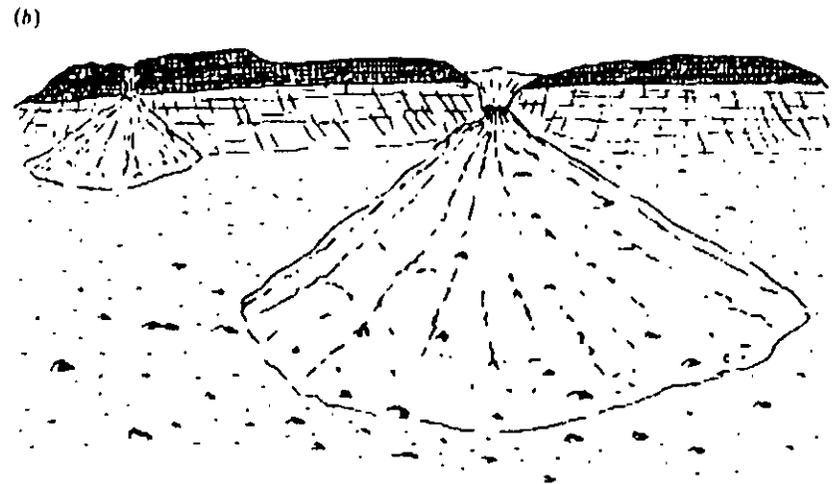
Suelos aluviales.

El agua corriente es uno de los agentes más activos para el transporte del suelo, como agente transportar, mezcla suelos de diferentes orígenes, los selecciona y deposita de acuerdo con el tamaño de los granos. Las partículas pequeñas son levantadas por la turbulencia y llevadas aguas abajo con pequeños cambios físicos, mientras que las arenas, gravas y boleos ruedan por el lecho triturándose y redondeándose por abrasión.



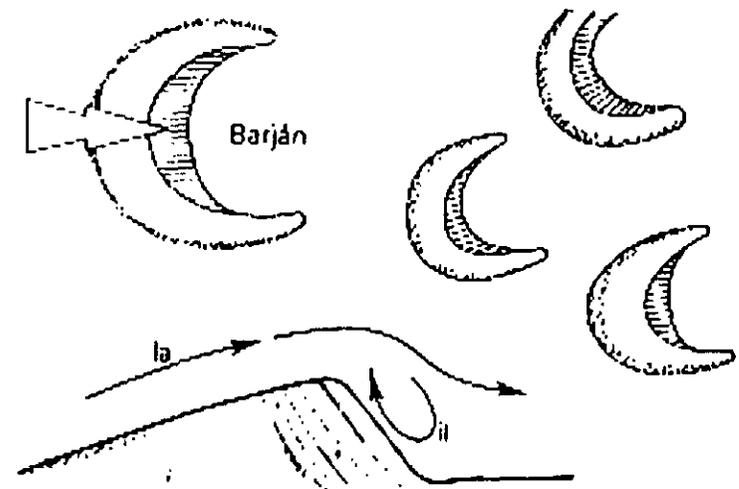
Suelos lacustres.

Los lagos son, geológicamente, estanques temporales de agua suministrada por los ríos manantiales y el derrame de los glaciares. Los lagos actúan como gigantescos depósitos de sedimentación en los que se deposita la mayor parte de la materia que llevan en suspensión las corrientes que lo alimentan.



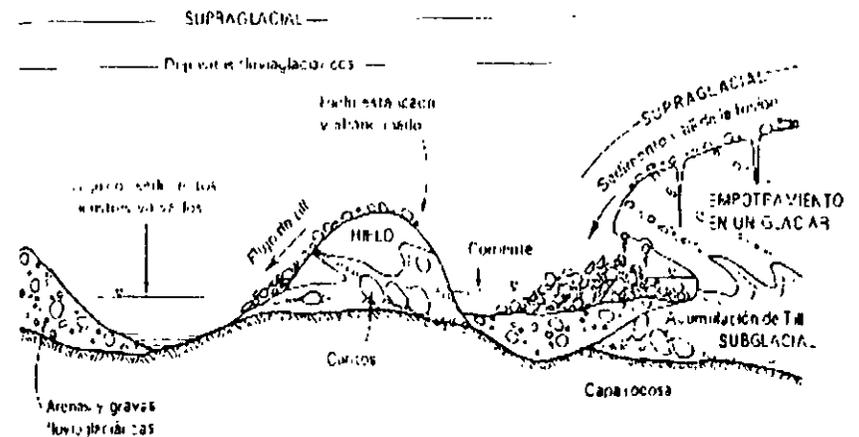
Suelos eólicos.

Son transportados por el viento y varían desde Dunas de arena hasta loess, que son depositos de arena fina y limos. Generalmente, tienen muy poca vegetación y los materiales son muy ricos en cuarzo y poco densos. El principal problema de los suelos eólicos es la erosión.



Suelos glaciales.

Son transportados por los glaciales, los cuales al aumentar la temperatura, se deshilan y se forman estos depositos de suelo de origen glacial. Los depósitos glaciales pueden variar en composición de tamaño de granos, desde grandes cantos hasta arcillas.



Suelos organicos.

Son materiales orgánicos, los depósitos de turba o material organico que no se han descompuesto totalmente, debido a su alto contenido de agua, en ocasiones se encuentran estratificados con limos o arenas o mezclados con arcillas. Son materiales problematicos en excavaciones por su muy baja resistencia al corte. Es común que fluyan en excavaciones o se licuen en sismos .

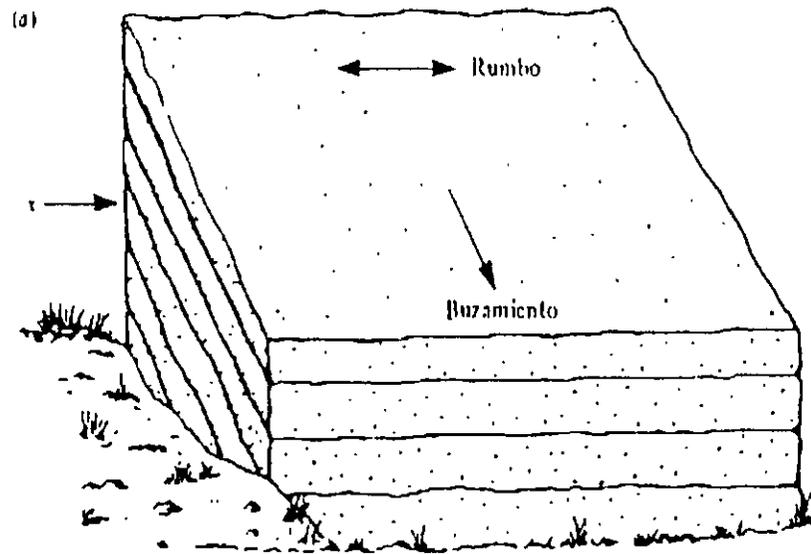
Estructuras geológicas.

Se emplea para describir las masas rocosas considerando las tres dimensiones.

Las estructuras principales están compuestas por un conjunto de otras pequeñas, las cuales han sido formadas por los procesos de sedimentación, intrusión magmática, deriva continental, así como, ascenso y descenso del nivel de la superficie terrestre en diferentes lugares.

La unidad estructural fundamental de las rocas sedimentarias se denomina capa o estrato. Un grupo de tales capas se llama formación y a menudo esta compuesta de distintos tipos de roca como lutita, arenisca, y calizas. La palabra secuencia también se utiliza para designar un grupo de rocas que guarden una relación entre sí.

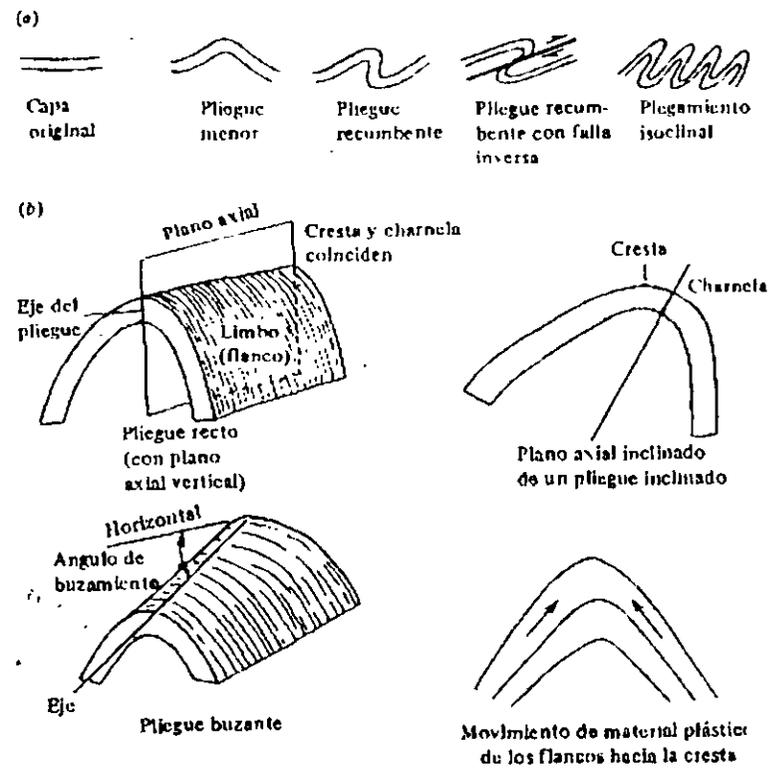
Estructuras geológicas.



Buzamiento.

En una de las estructuras geológicas fundamentales. Se define como el ángulo que forma con la horizontal la dirección de esta pendiente, se debe medir con respecto al norte. El echado, también se llama buzamiento; se mide con un clisímetro; el cual se coloca sobre el plano de estratificación de un afloramiento de roca dura; con una brújula se mide el rumbo, que es la línea que forma un ángulo recto con la máxima pendiente de la capa de roca, también es la dirección de los bordes de la capa.

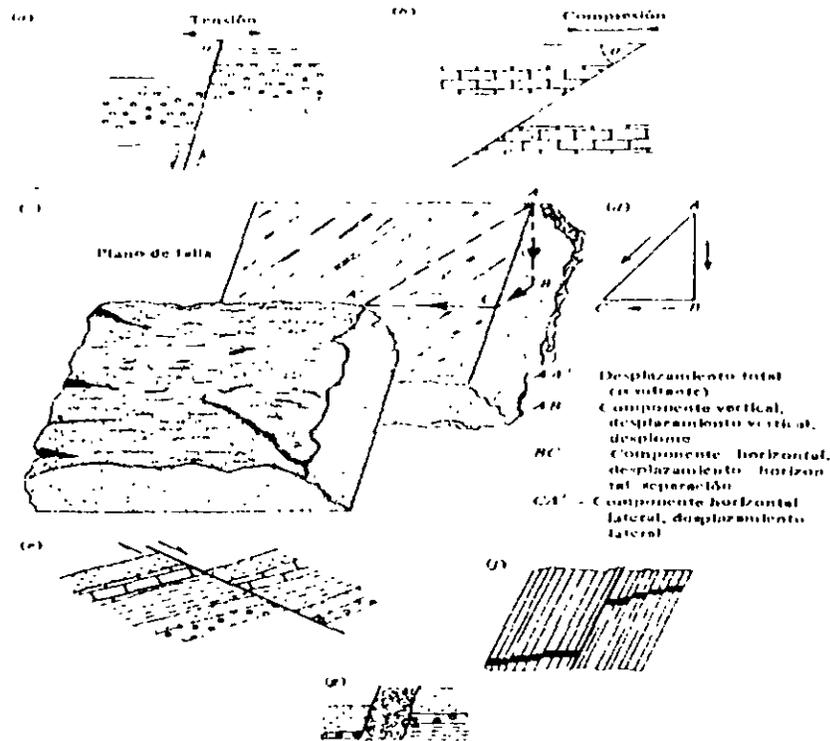
Estructuras geológicas.



Pliegues.

Las estructuras plegadas se deben a la compresión dentro de la corteza terrestre generada por el movimiento lateral de los continentes, son provocados por el esfuerzo que van de ligeros hasta muy fuertes cuando la intensidad es muy alta; las formaciones de roca se someten a esfuerzos superior el límite elástico y se rompen. Este proceso se llama fallamiento y también cuando las rocas se cizallan debido a la compresión y ocurre traslape

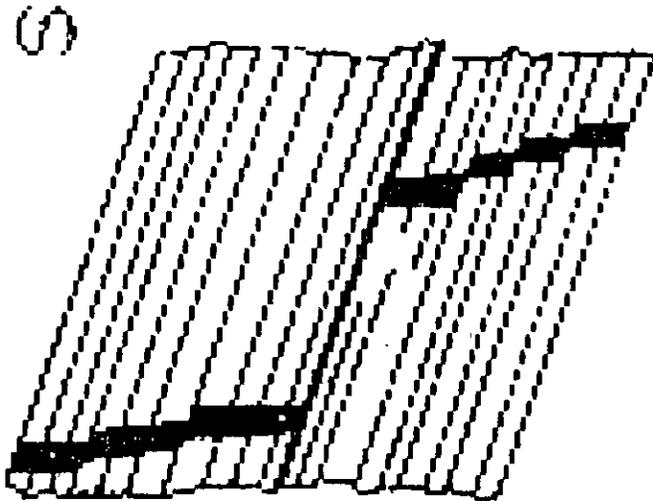
Estructuras geológicas.



Fallas

Cuando las rocas se pliegan por compresión o cuando se estiran por tensión pueden soportar una cierta cantidad de distorsión, cuando finalmente se rompen las grietas de las rocas, se llaman fallas

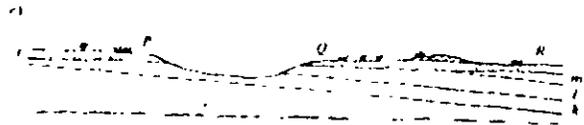
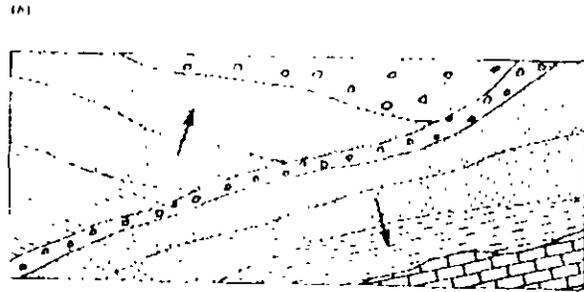
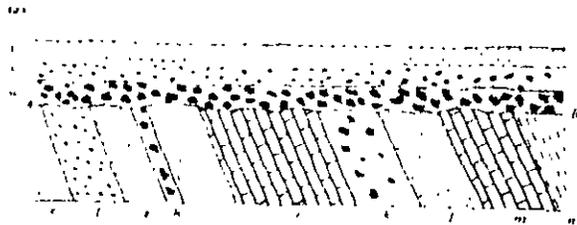
Estructuras geológicas.



Diaclasas

Las diaclasas son planos de debilidad en las rocas duras también se pueden encontrar en rocas suaves muy comprimidas como la arcilla (arcilla consolidada)

Estructuras geológicas.



Discordancias.

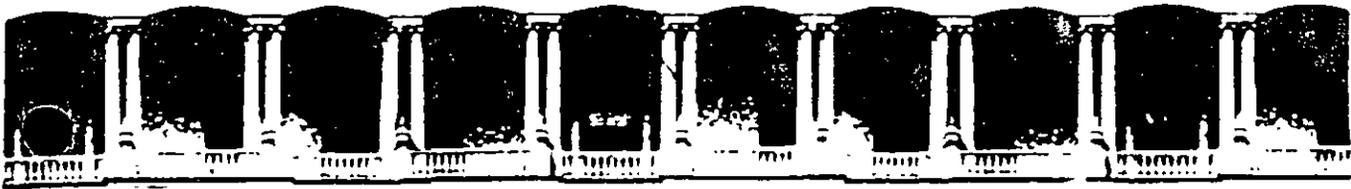
Una discordancia es una estructura geológica en la cual un conjunto de capas yace sobre los bordes inclinados de otro conjunto.

Estructuras geológicas.

Descripción del material rocoso.

Los parámetros que se utilizan para la descripción del material que forma la roca es: especie petrológica, color, tamaño de grano, textura, dureza, densidad, relativa, grado de intemperismo, resistencia, permeabilidad, velocidad sísmica y módulo de elasticidad de la roca.

La masa rocosa se describe anotando las siguientes propiedades estructurales: discontinuidades, planos de estratificación en rocas sedimentarias y laminación en otras, resistencia, módulo de deformación y velocidad sísmica.



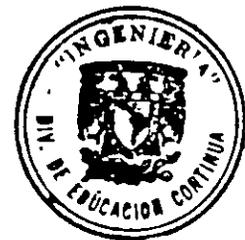
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

TEMA

INGENIERÍA DE TRÁNSITO



**CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION**

"106. SEBASTO MASCARONI"

**CONFERENCISTA
ING. SERGIO G. HERRERA DEL ANGEL
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

INGENIERIA
DE
TRANSITO

ING. SERGIO G. HERRERA DEL ANGEL

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

UNAM

BIBLIOGRAFÍA (Modulo: Ingeniería de Tránsito)

- Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras
Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Primera Edición
- Manual de Capacidad Vial
Secretaría de Comunicaciones y Transportes
Primera Edición 1991
- Una fisonomía de la Ingeniería de Tránsito
Leonardo Lazo Margáin
Gilberto Sánchez Ángeles
Editorial Porrúa
- Ingeniería de Tránsito
Rafael Cal y Mayor R.
James Cárdenas G.
Editorial Alfa Omega
- Manual de Estudios de Ingeniería de Tránsito
Paul C. Box
Joseph C. Oppenlander
Editorial Representaciones y Servicios de Ingeniería, S. A.

NOTAS HISTORICAS Y ANTECEDENTES

- ⇒ *Desde la antigüedad se tiene noticia de aplicación de medidas para el control del tránsito.*
- ⇒ *Apartir del advenimiento del vehículo automotor se estudia como una ciencia de Ingeniería de Tránsito.*
- ⇒ *La Ingeniería de Tránsito es una técnica nueva, que surgió a consecuencia del desarrollo y necesidad de ordenar los flujos en las vialidades.*

DEFINICION

Es la rama de la Ingeniería relacionada con la Planeación, Proyecto Geométrico, y la Operación Vehicular de calles y carreteras, colindancias y correspondencias con otros modos de transporte, con el fin de lograr la seguridad, eficiencia y movimiento adecuado de personas y cosas.

ELEMENTOS QUE SON LA BASE DEL ESTUDIO DE LA INGENIERIA DE TRANSITO



→ *USUARIO*

→ *VEHICULO*

→ *CAMINO*

EL USUARIO

Este elemento lo estudia la Ingeniería de Tránsito, el cual lo podemos encontrar en tres formas en la vía pública.

⇒ Peatón

⇒ Pasajero

⇒ Conductor

COMPORTAMIENTO DEL CONDUCTOR

FACTORES EXTERNOS

- ☆ *Estado del tiempo*
- ☆ *Actividades en la región*
- ☆ *Música*
- ☆ *Ruido*

FACTORES INTERNOS

- ☆ *Alcohol*
- ☆ *Drogas*
- ☆ *Deficiencias físicas*
- ☆ *Fatiga*
- ☆ *Problemas emocionales*

VISION DEL CONDUCTOR

⇒ *La visión es el sentido más importante del hombre, ya que a través de este sentido, el individuo obtiene información de lo que acontece a su alrededor; muchos de los problemas operacionales y de proyecto requieren del conocimiento de las características generales de la visión humana.*

*PARA REALIZAR LA TAREA DE
MANEJAR SE CONSIDERA
IMPORTANTE CONOCER*

- ⇒ *Agudeza Visual*
- ⇒ *Visión Periférica*
- ⇒ *Recuperación del Deslumbramiento*
- ⇒ *Percepción de Colores*
- ⇒ *Profundidad de Percepción*

TIEMPO DE REACCION DE UN CONDUCTOR

PERCEPCION - INTELECCION - EMOCION - VOLICION

“Modelo PIEV Desarrollado por AASHO”

EL VEHICULO

⇒ *Nació con el siglo.*

⇒ *Es un artefacto relativamente nuevo en comparación con la edad de las ciudades.*

CLASIFICACION DE VEHICULOS

- ⇒ *Vehículos Ligeros.*
- ⇒ *Vehículos Pesados.*
- ⇒ *Vehículos Especiales.*

CARACTERISTICAS GEOMETRICAS Y DE OPERACION DEL VEHICULO

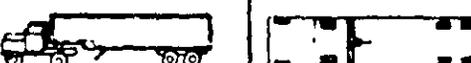
Elementos para proyecto de Infraestructura Vial.

- ⇒ *Dimensiones*
- ⇒ *Radio de Giro*
- ⇒ *Peso*
- ⇒ *Potencia*
- ⇒ *Relación Peso - Potencia*

CARACTERISTICAS			VEHICULO DE PROYECTO					
			DE-335	DE-450	DE-610	DE-1220	DE-1525	
DIMENSIONES EN CM.	Longitud total del vehiculo	L	580	710	915	1525	1678	
	Distancia entre ejes extremos del vehiculo	DE	335	450	610	1220	1525	
	Distancia entre ejes extremos del tractor	DET	—	—	—	397	915.4	
	Distancia entre ejes del semiremolque	DES	—	—	—	762	1610	
	Vuelo delantero	Vd	92	100	122	122	92	
	Vuelo trasero	Vt	153	180	183	183	61	
	Distancia entre ejes tandem tractor	Tt	—	—	—	—	122	
	Distancia entre ejes tandem semiremolque	Ts	—	—	—	122	122	
	Distancia entre ejes interiores tractor	Di	—	—	—	397	488	
	Dist. entre ejes interiores tractor y semiremolque	Di	—	—	—	701	793	
	Ancho total del vehiculo	A	214	244	259	259	259	
	Entrevia del vehiculo	EV	183	244	259	259	259	
	Altura total del vehiculo	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	Hs	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)	Re	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		
		C2	30	90	99	100		
		C3	10	75	99	100		
		T2-S1	0	0	1	80	99	
		T2-S2	0	0	1	93	78	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		
		C2	62	98	100	100		
		C3	20	82	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 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		SIMBOLO	PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE CAMIONES	PORCENTAJE RESPECTO AL TOTAL DE VEHICULOS		
		PERFIL	PLANTA					
VEHICULOS LIGEROS	AUTOMOVILES	2		Ap	—	46	58	
	CAMIONETAS	2		Ac		12		
VEHICULOS PESADOS	AUTOBUSES	2		B	—	12	42	
	CAMIONES	2		C2	73	100		30
		3		C3	13			
		3		T2-S1				
		4		T2-S2	7			
		5		T3-S2	7			
	5		T2-S1-R2					
	OTRAS COMBINACIONES							
VEHICULOS ESPECIALES	CAMIONES Y/O REMOLQUES ESPECIALES	VARIABLE		n variable	VARIABLE			
	MAQUINARIA AGRICOLA							
	BICICLETAS Y MOTOCICLETAS							
	OTROS							

FUENTE. S.O.P.-

PROMEDIO DE LOS ESTUDIOS DE ORIGEN Y DESTINO DEL 1 AL 38 (1960 A 1977)

TABLA 5-B. 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 = Vuolo delantero.

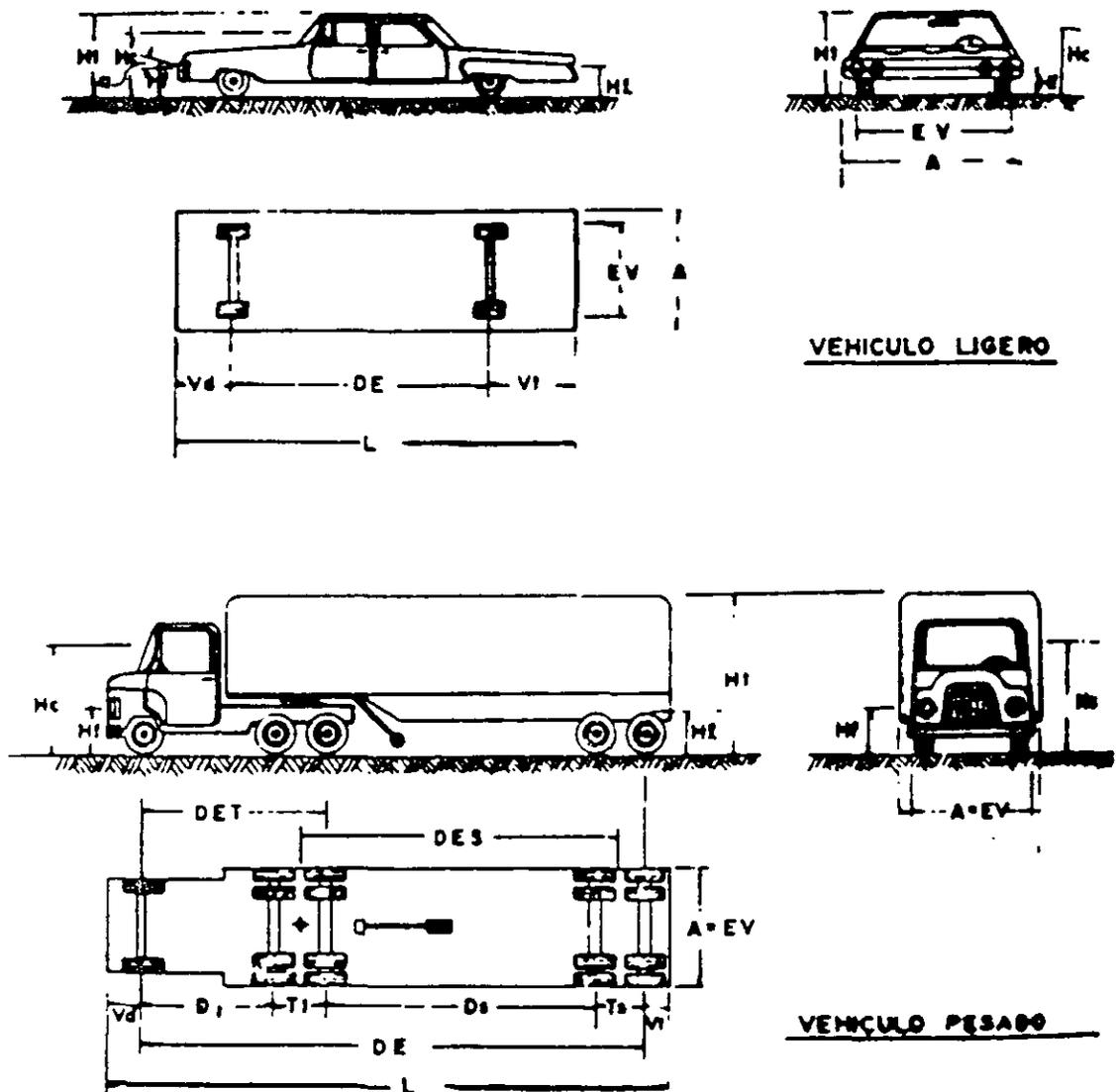


FIGURA 5.3. DIMENSIONES DE LOS VEHICULOS LIGEROS Y PESADOS

- V_t = Vuelo trasero.
 T_t = Distancia entre los ejes del tándem del tractor.
 T_s = Distancia entre los ejes del tándem del semirremolque.
 D_t = Distancia entre el eje delantero del tractor y el primer eje del tándem.
 D_s = 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).
 H_t = Altura total del vehículo.
 H_c = Altura de los ojos del conductor.
 H_f = Altura de los faros delanteros.
 H_l = 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: $U = EV + d$

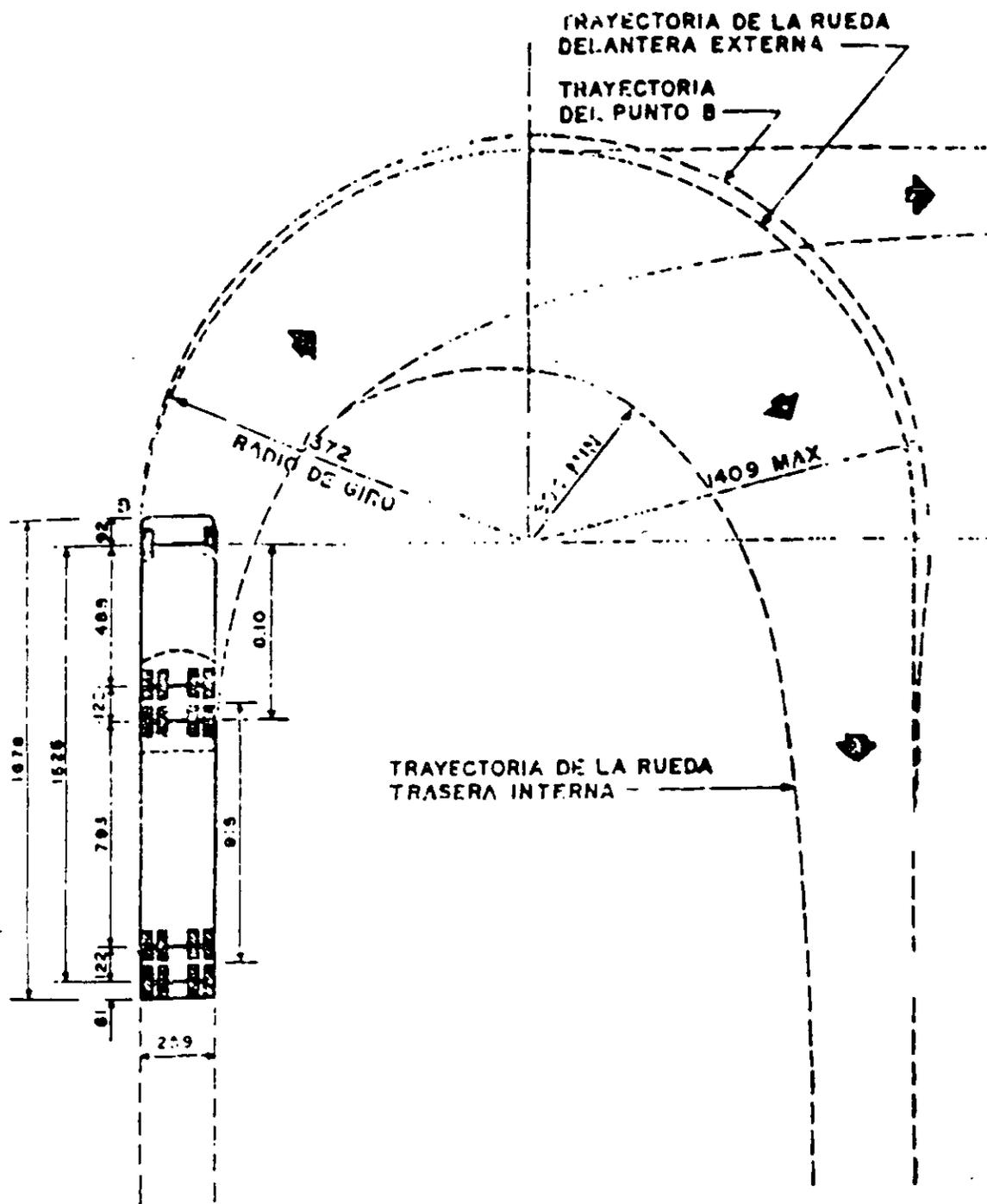


FIGURA 5.15. CARACTERÍSTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DS-1528

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°.

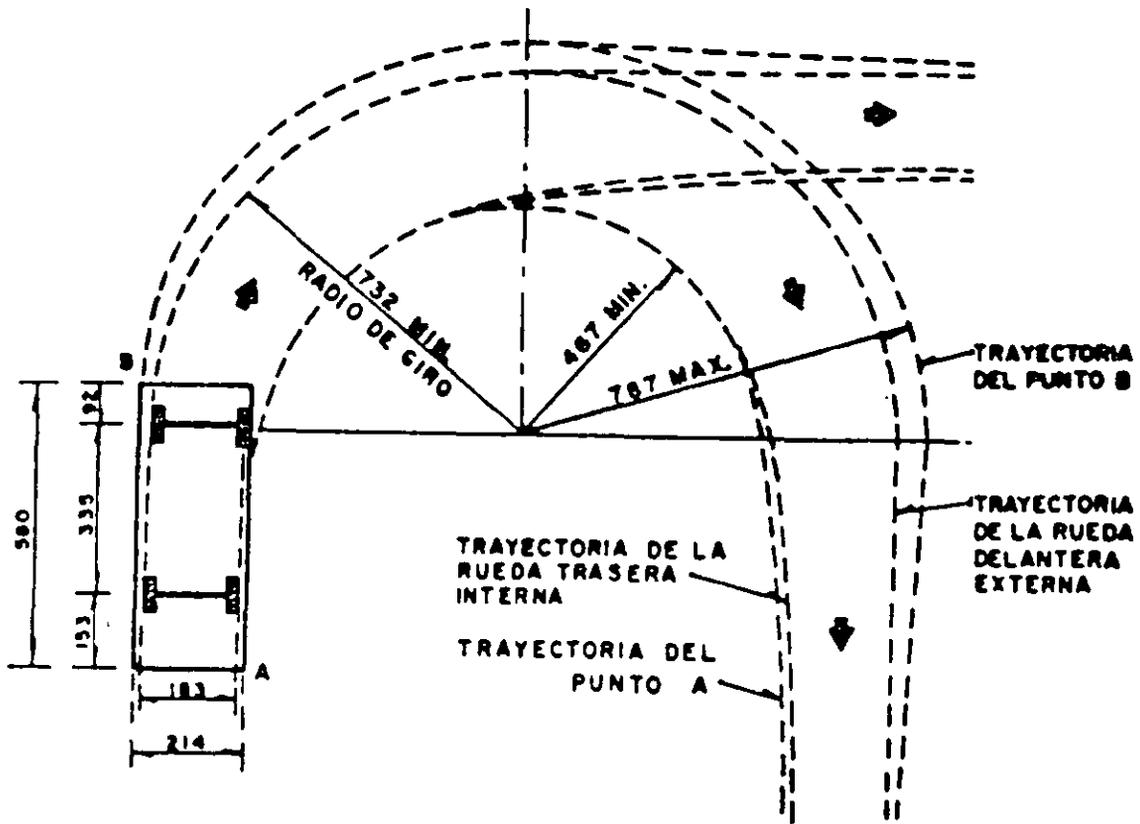


FIGURA 5.11. CARACTERÍSTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO BS-308

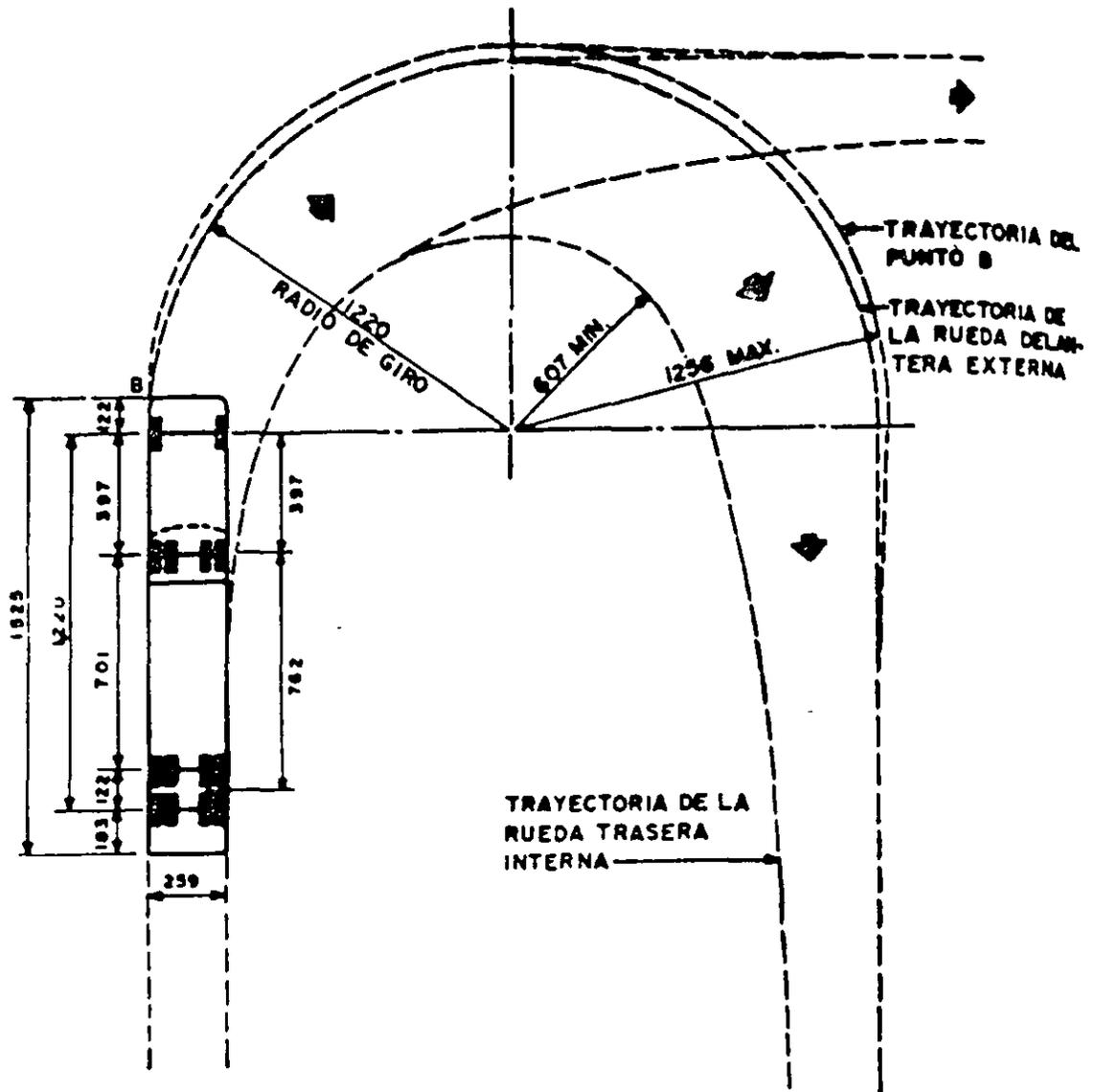


FIGURA 5.14. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DS-1220

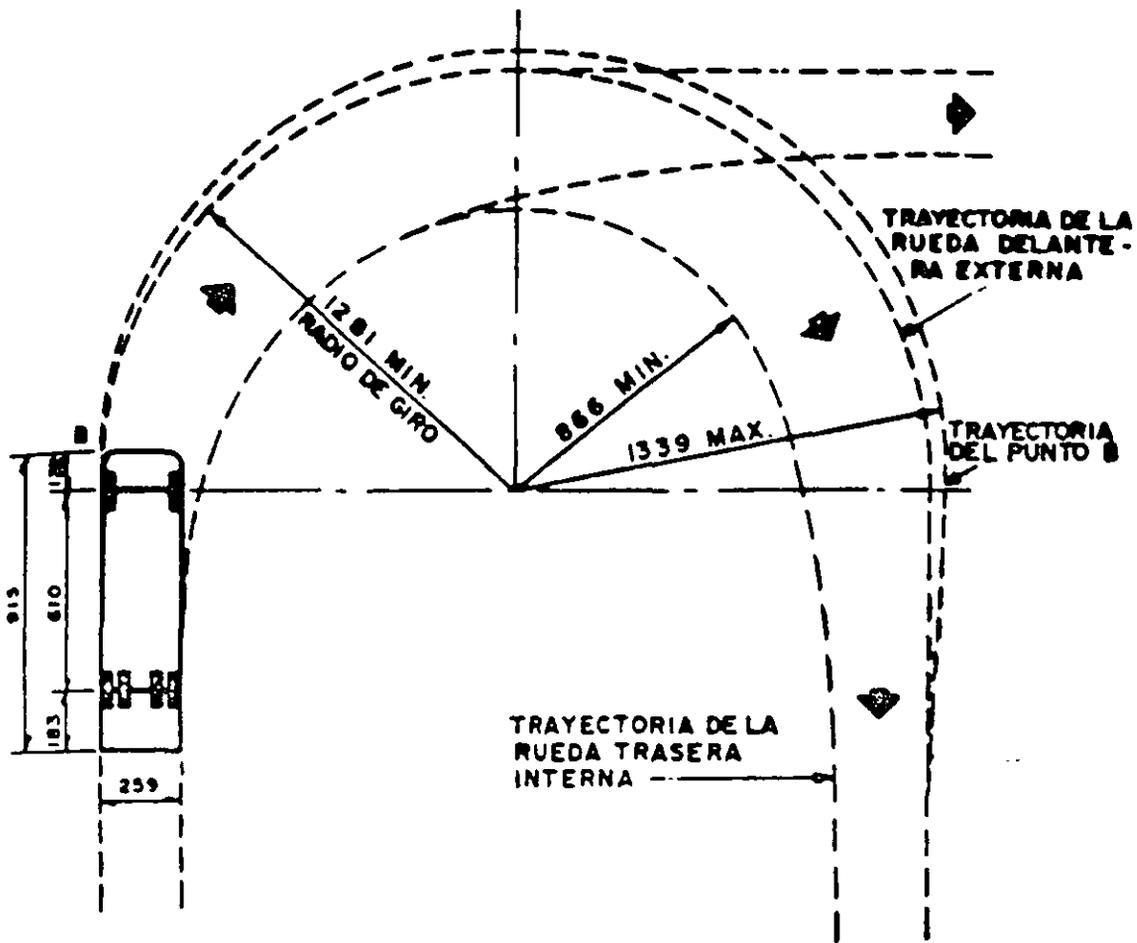


FIGURA 3.13. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO BB-630

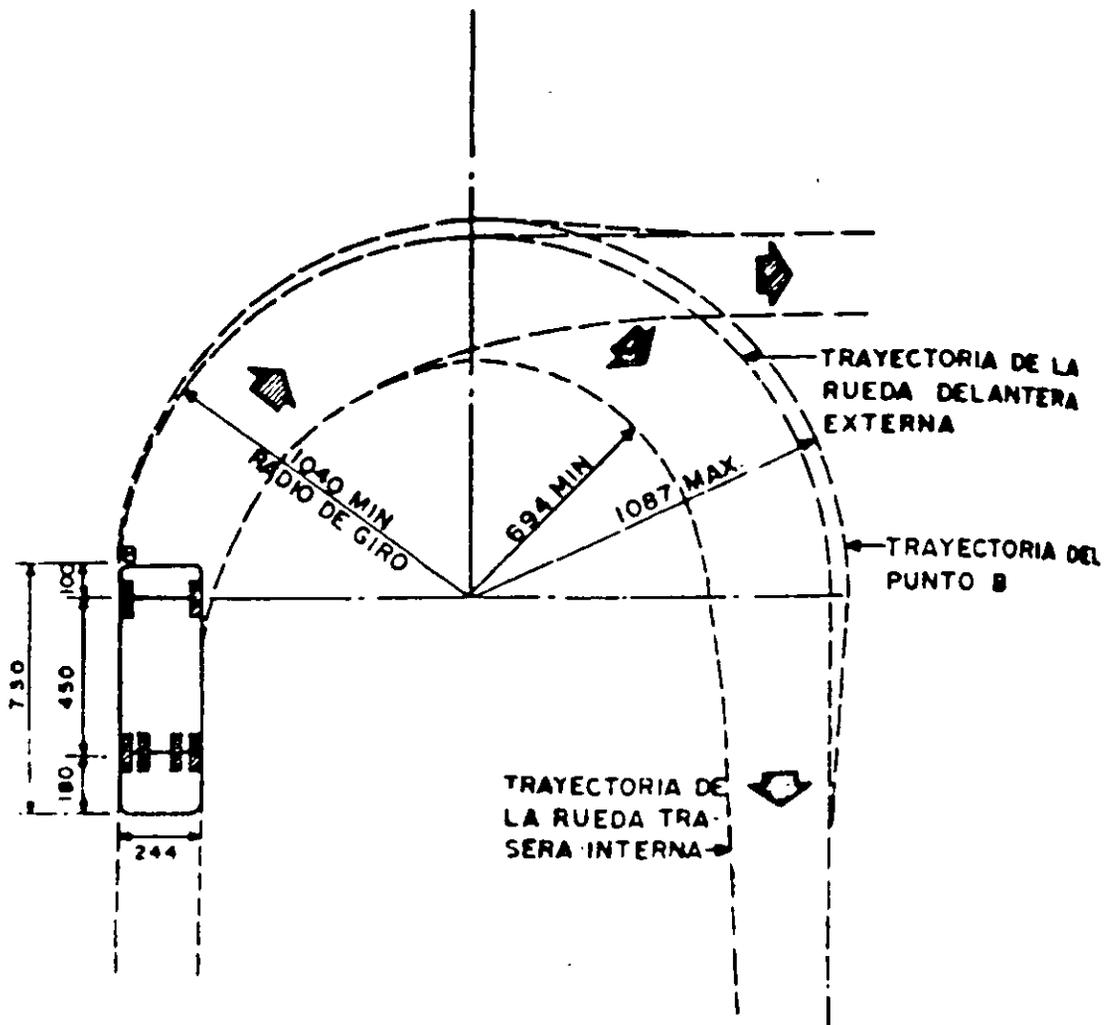


FIGURA 5.12. CARACTERISTICAS DEL VEHICULO DE PROYECTO DE-490

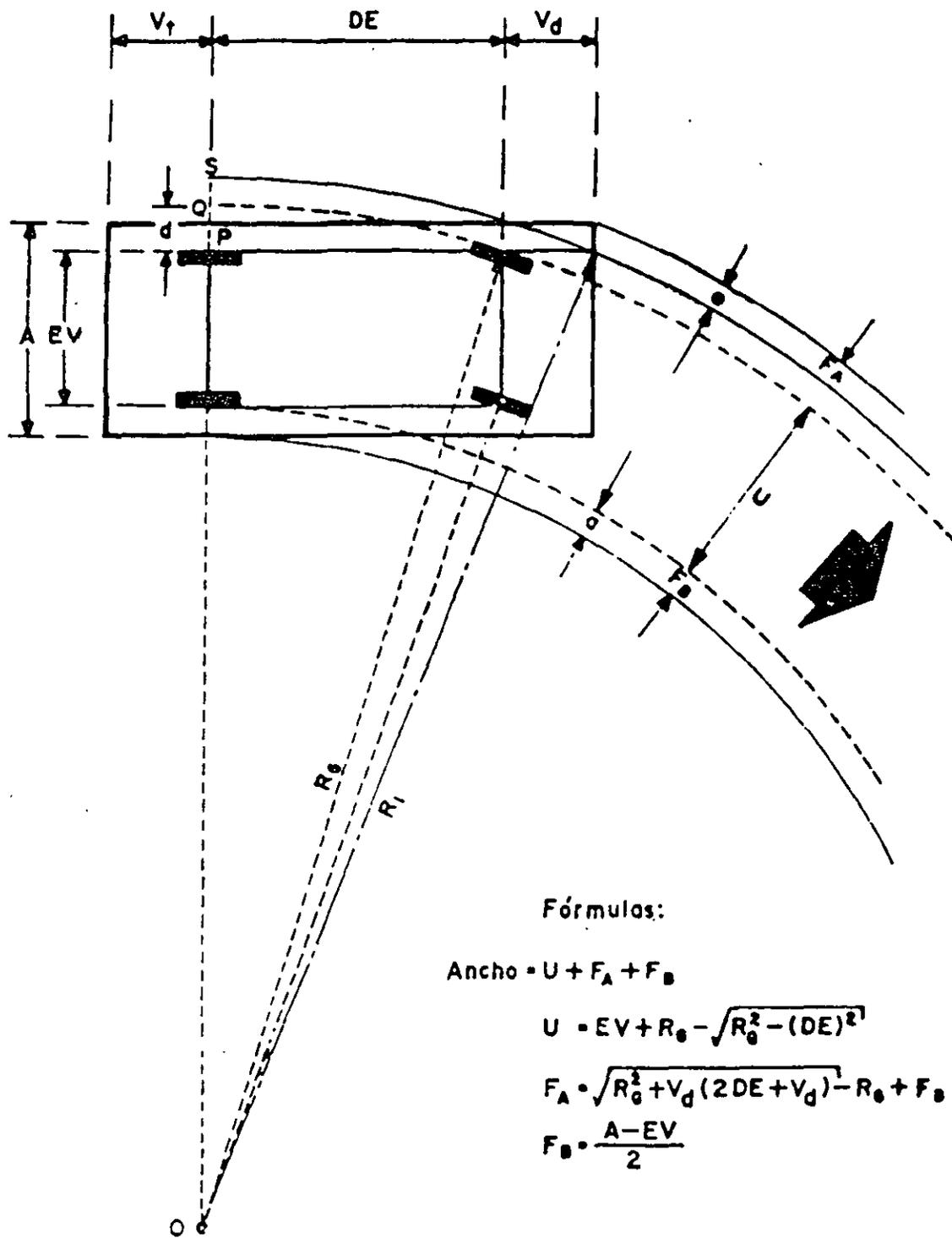


FIGURA 5.4 ANCHO DEL VEHICULO EN CURVA

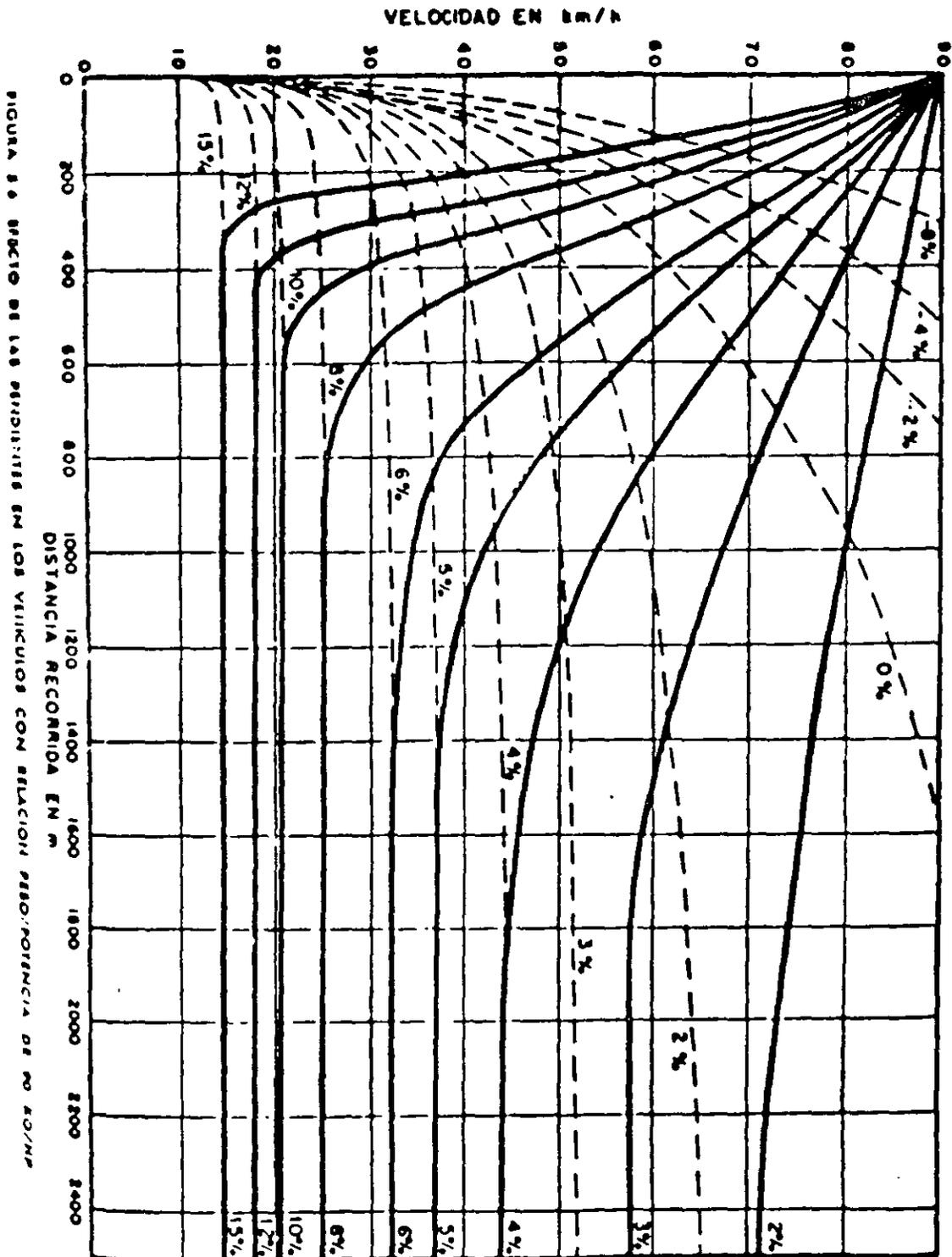
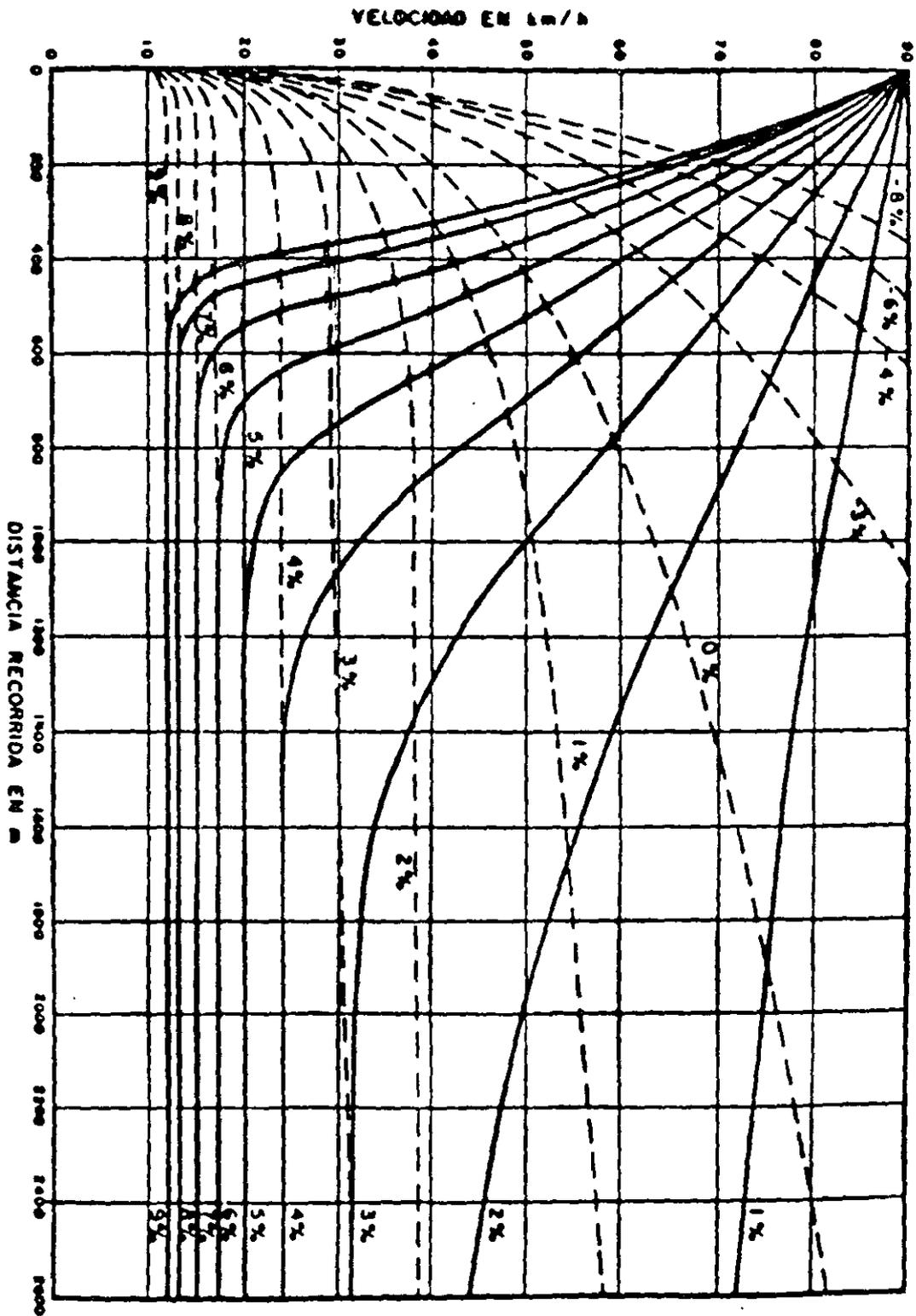


FIGURA 3.8. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 180 KG/HP



para el rango de las pendientes usadas en caminos:

$$\sin \alpha = \tan \alpha = \frac{P}{100}$$

$$R_p = \frac{W'P}{100}$$

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.

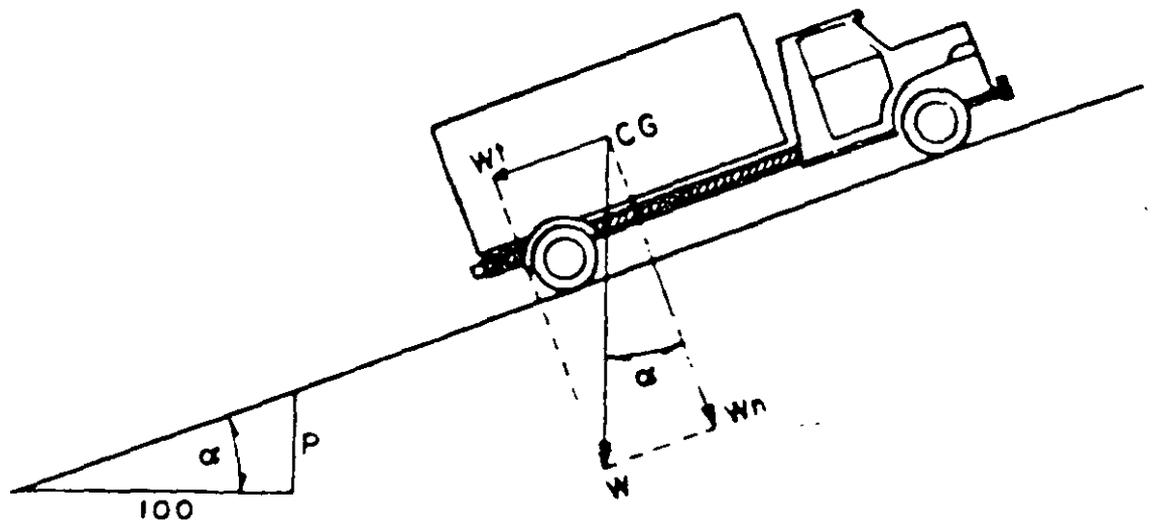


FIGURA 5.5. RESISTENCIA QUE OPONE LA PENDIENTE AL AVANCE DEL VEHICULO

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:

$$F_D = ma, \quad a = \frac{F_D}{m} = \frac{F_D g}{W} = \frac{9.81 \times F_D}{W} \text{ (m/seg}^2\text{)}$$

En estudios realizados se encontró que para camiones pesados y buena superficie de rodamiento, como asfalto o concreto, se cumplía:

$$R_R + R_A = 0.007 W + 89$$

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 vehículo 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 FRICCIÓN 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	0.540	0.280
110	0.530	0.265

Para fines de proyecto debe emplearse los coeficientes para pavimento mojado.

TABLA 5-D. COEFICIENTE DE FRICCIÓN LONGITUDINAL EN EL FRENADO

5. Resistencia por pendiente. La resistencia por pendiente es proporcional al peso del vehículo y a la pendiente de la tangente vertical. En efecto, de la Figura 5.5 se tiene:

$$R_p = Wt = W \text{ sen } \alpha$$

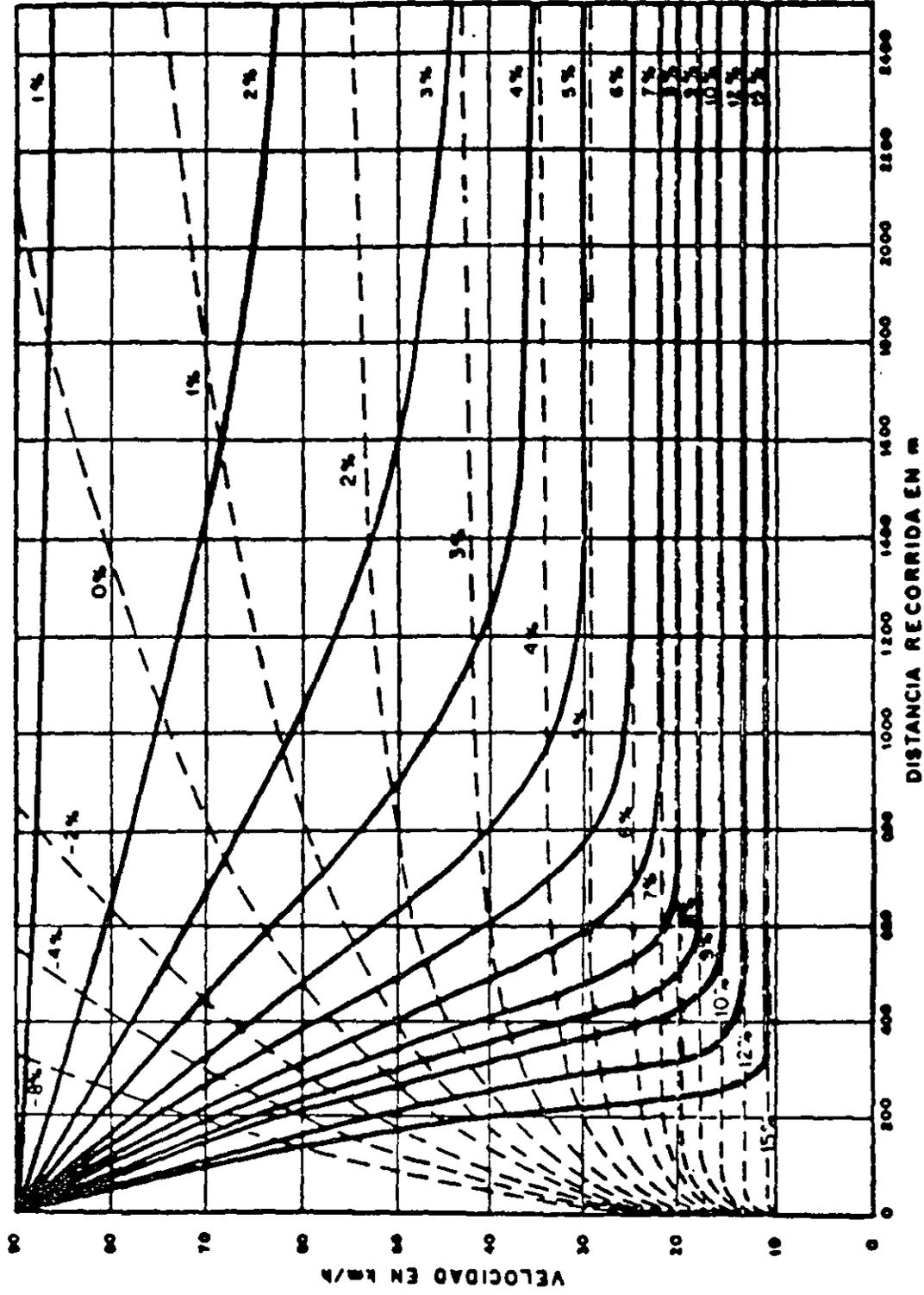


FIGURA 5.7. EFECTO DE LAS PENDIENTES EN LOS VEHICULOS CON RELACION PESO/POTENCIA DE 120 KG/HP

EL CAMINO

- ⇒ *Es una faja de terreno acondicionada para el tránsito de vehículos.*
- ⇒ *Forman parte del proyecto geométrico de un camino:*
 - ☆ Alineamiento Horizontal
 - ☆ Alineamiento Vertical
 - ☆ Sección Transversal
- ⇒ *Antes de iniciar el proyecto de un camino se debe hacer la pregunta:*
 - ☆ ¿Quién lo usará y con que frecuencia?
- ⇒ *Tres factores nos dan las características de un camino.*
 - ☆ Volúmenes de Tránsito
 - ☆ Composición Vehicular
 - ☆ Velocidad

ESTADÍSTICA DE CAMINOS EN MEXICO

<i>AÑO</i>	<i>LONGITUD (km)</i>
<i>1930</i>	<i>1,426.00</i>
<i>1940</i>	<i>9,929.00</i>
<i>1950</i>	<i>21,422.00</i>
<i>1960</i>	<i>41,951.00</i>
<i>1970</i>	<i>71,520.00</i>
<i>1980</i>	<i>213,000.00</i>
<i>1990</i>	<i>241,100.00</i>
<i>1998</i>	<i>321,786.57</i>

LONGITUD DE LA INFRAESTRUCTURA CARRETERA (km)
RESUMEN NACIONAL

CLASIFICACION	PAVIMENTADAS			REVESTIDAS	TERRACERIAS	TOTAL
	MAS DE 4 CARRILES	4 CARRILES	2 CARRILES			
CARRETERAS LIBRES	208.03	3,923.08	79,571.21	16,783.50	4,460.80	104,924.62
RED FEDERAL	108.73	3,071.37	38,743.75	0.00	0.00	41,923.85
RED ESTATAL	4.8	695.40	40,356.30	16,783.50	4,460.80	62,280.80
OTROS	92.60	156.31	471.16	0.00	0.00	719.97
CARRETERAS DE CUOTA	175.56	4,837.28	1,147.41	0.00	0.00	6,160.23
A CARGO DE CAPUFE	153.40	518.22	605.81	0.00	0.00	1,277.43
CONCESIONADAS A PARTICULARES	22.00	789.01	74.19	0.00	0.00	885.20
BANOBRAS	0.00	94.25	142.75	0.00	0.00	237.00
RESCATADAS	0.00	2,490.05	185.18	0.00	0.00	2,675.23
CONCESIONADAS AL GOBIERNO DEL ESTADO	0.16	433.93	1.28	0.00	0.00	435.37
ESTATALES	0.00	511.80	138.20	0.00	0.00	650.00
CAMINOS RURALES	0.00	13.20	4,719.00	143,012.31	11,726.54	159,471.05
A CARGO DE S.C.T.	0.00	0.00	815.50	45,519.60	45.10	46,380.20
A CARGO DEL GOBIERNO DEL ESTADO	0.00	0.00	3,450.10	58,399.86	4,342.30	66,192.26
A CARGO DE OTROS	0.00	13.20	453.40	39,092.85	7,339.14	46,898.59
BRECHAS	0.00	0.00	0.00	59.16	51,171.50	51,230.66
TOTAL	381.59	8,773.66	85,437.62	159,775.81	67,358.84	321,786.57

CLASIFICACION DE LOS CAMINOS

⇒ *Clasificación Administrativa.- Según la dependencia del Gobierno que tiene a su cargo la construcción, conservación y operación del camino.*

- ☆ Camino Federal
- ☆ Camino Estatal
- ☆ Camino Vecinal

⇒ *Clasificación Técnica.- Permite distinguir en forma precisa la categoría física del camino y las especificaciones geométricas.*

<i>TIPO DE CAMINO</i>	<i>ANCHO DE ACOTAMIENTO</i>	<i>G_c MÁXIMO (°)</i>	<i>ANCHO DE CORONA (m)</i>
<i>A4</i>	<i>2.5</i>	<i>5.25</i>	<i>22.00</i>
<i>A2</i>	<i>2.5</i>	<i>5.25</i>	<i>12.00</i>
<i>B4</i>	<i>2.0</i>	<i>11.00</i>	<i>20.00</i>
<i>B2</i>	<i>2.0</i>	<i>11.00</i>	<i>11.00</i>
<i>C</i>	<i>1.0</i>	<i>17.00</i>	<i>9.00</i>
<i>D</i>	<i>0.5</i>	<i>30.00</i>	<i>7.00</i>

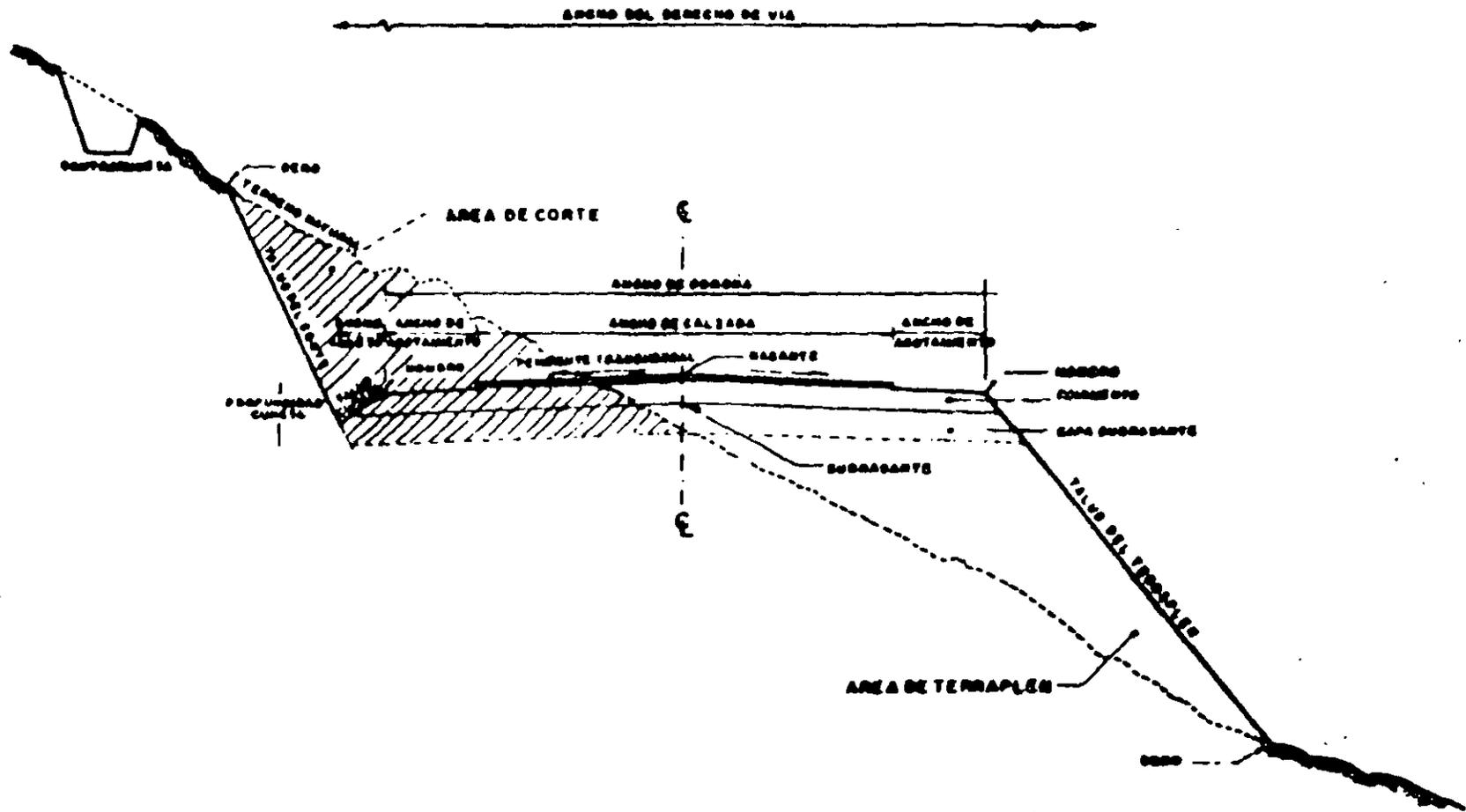


FIGURA 9.1. SECCION TRANSVERSAL TIPICA EN UNA TANGENTE DEL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

y sustituyendo en (1)

$$V_o = V_m - \frac{V_m}{D_m} \left(\frac{D_m}{2} \right)$$

$$V_o = \frac{V_m}{2} \dots\dots\dots (4)$$

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 ($g = 9.81 \text{ m/seg}^2$).
- 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	REACCION		COEFICIENTE DE FRICCION	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:

$$\Delta D_p = \frac{V^2}{254 (f \pm p)} - \frac{V^2}{254 f}$$

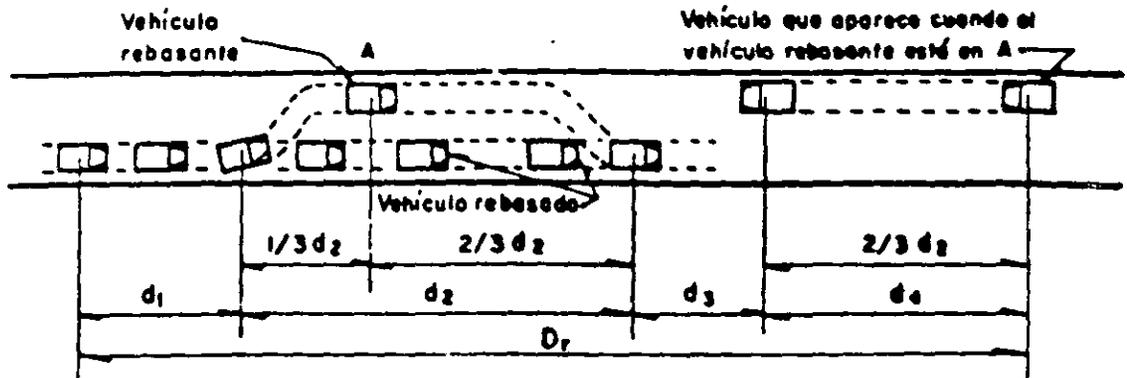
Si se usan coeficientes de fricción para pavimento seco en vez de utilizar para la condición de pavimento mojado y la velocidad de proyecto en vez de la velocidad de marcha, las correcciones correspondientes se reducen hasta en dos terceras partes; estas correcciones más pequeñas aplicadas a las distancias 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 rebaso

Se dice que un tramo de carretera tiene distancia de visibilidad de rebaso, 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 rebaso se aplica a carreteras de dos carriles; en carreteras de cuatro o más carriles, la maniobra de rebaso se efectúa en carriles con la misma dirección de tránsito, por lo que no hay



- 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 regrese 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.

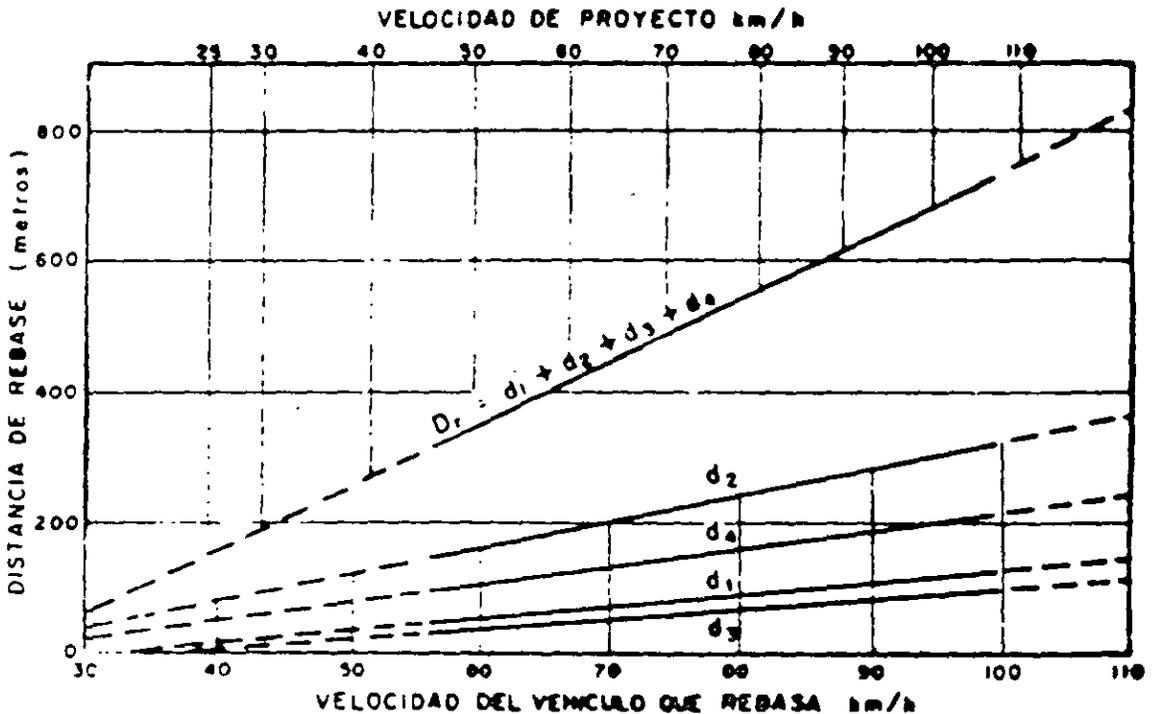


Fig. 5.21 Maniobra de rebasa según AASHO

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



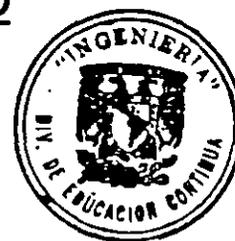
**FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.
DIVISION DE EDUCACION CONTINUA**

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

TEMA

ESTUDIOS DE INGENIERÍA DE TRÁNSITO



**CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION
"ING. BRUNO MASCAZOTI"**

**CONFERENCISTA
ING. SERGIO G. HERRERA DEL ANGEL
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

**ESTUDIOS DE
INGENIERIA
DE
TRANSITO**

ING. SERGIO G. HERRERA DEL ANGEL

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA

UNAM

OBJETIVO

Proporcionar los métodos y procedimientos para la recopilación de datos del tránsito que le permitan analizar, evaluar y diagnosticar en forma adecuada los problemas viales en calles y carreteras.

ORGANIZACION DEL ESTUDIO

- ⇒ *¿Cuál es el problema que se pretende resolver?*
- ⇒ *Qué datos se requieren para darle solución?*
- ⇒ *¿Que recursos materiales y humanos se requieren?*

METODOLOGIA DEL ESTUDIO

- ⇒ *Antecedentes*
- ⇒ *Recopilación de datos*
- ⇒ *Análisis de datos*
- ⇒ *Elaboración de Alternativas de solución*
- ⇒ *Solución*

INVENTARIOS

Tipos de Inventarios.

⇒ *Topográfico*

⇒ *Físico*

⇒ *Geométrico*

⇒ *De Dispositivos*

⇒ *Inventarios Generales*

☆ Rurales

☆ Urbanos

VOLUMENES DE TRANSITO

Los aforos se toman para registrar el número de vehículos o peatones que pasan por un punto, entran a una intersección o usan parte del camino; como un carril, un paso de peatones o una acera.

MÉTODOS DE AFORO

⇒ *Aforo Mecánico*

⇒ *Aforo Manual*

***EL VOLUMEN DE TRANSITO SE EXPRESA
GENERALMENTE EN N° DE VEHICULOS
SOBRE UNIDAD DE TIEMPO***

- ⇒ *T D P A (Tránsito Diario Promedio Anual veh/día)*
- ⇒ *T D P M (Tránsito Diario Promedio Mensual veh/día)*
- ⇒ *T D P S (Tránsito Diario Promedio Semanal veh/día)*
- ⇒ *T M H (Tránsito Máximo Horario veh/día)*
- ⇒ *V H P (Volumen Horario de Proyecto veh/día)*

VOLUMEN HORARIO DE PROYECTO

$$VHP = TDPA (K) (D) (P)$$

Donde:

TDPA = Tránsito Diario Promedio Anual

K = Factor de conversión de Volumen Diario a Volumen Horario

D = Factor Direccional

P = Factor de Pronóstico

$$P = (1 + i n)$$

i = Tasa de crecimiento

n = Número de años



DIRECCION GRAL. DE SERVICIOS TECNICOS
 DIRECCION DE ING. DE TRANSITO Y ESTUDIOS ESR
 SUBDIRECCION DE INGENIERIA DE TRANSITO
 DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS

ROTA:
 CARRETERA:
 KM: ESTACION
 FECHA:

CLASIFICACION DE VEHICULOS

TIPO DE VEHICULO	HORA				TOTAL	HORA				TOTAL	TIPO DE VEHICULO	HORA				TOTAL
	00-15	15-30	30-45	45-60		00-15	15-30	30-45	45-60			00-15	15-30	30-45	45-60	
A											T2-S1-R2					
P											T3-R2					
B2											T3-S3					
B3											T3-S1-R2					
C2											T3-S2-R2					
C3											T3-S2-R3					
C4											T3-S2-R4					
T2-S1											C3-R2					
T2-S2											C3-R3					
T2-S3																

10

AFORO

6 CARR: TAPACHULA - PUERTO MADERO

CLAVE: 07018

RUTA: MEX

AÑO: 1997

L U O A R	ESTACION				CLASIFICACION VEHICULAR EN PORCIENTO												
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T22	T23	T23A	OTROS	A	B	C	K'	D
TAPACHULA	0.00	3	0	4587													
T DER AEROPUERTO PUERTO MADERO	14.50	3	0	2110													
	27.00	1	0	2030													

7 CARR: TUXTLA GUTIERREZ - CD CUAUHTEMOC

CLAVE: 07061

RUTA: MEX-190

L U O A R	ESTACION				CLASIFICACION VEHICULAR EN PORCIENTO												
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T22	T23	T23A	OTROS	A	B	C	K'	D
TUXTLA GUTIERREZ	0.00																
T DER PRESA LA ANQUETIRA CD. CUAUHTEMOC	7.50	1	2	6670	78.6	41	99	17	24	11	05	1.8	79	4	17	0.085	0.533
	256.00																

8 CARR: TUXTLA GUTIERREZ - NUEVA CONCORDIA

CLAVE: 07020

RUTA: MEX-CHIS-157

L U O A R	ESTACION				CLASIFICACION VEHICULAR EN PORCIENTO												
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T22	T23	T23A	OTROS	A	B	C	K'	D
T. C. TUXTLA GUTIERREZ - CD CUAUHTEMOC	0.00	3	0	3300													
T IZQ LA ANQUETIRA NUEVA CONCORDIA	16.70	3	0	3050													
	106.00																

9 CARR: TUXTLA GUTIERREZ - PORTILLO ZARAGOZA

CLAVE: 07074

RUTA: CHIS-133

L U O A R	ESTACION				CLASIFICACION VEHICULAR EN PORCIENTO												
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T22	T23	T23A	OTROS	A	B	C	K'	D
ENT. PERIFERICO TUXTLA GUTIERREZ	0.00	3	0	3300													
SUCHIAPA	19.00	1	0	2375													
LAS CRUCES	53.50	3	0	1325													
PORTILLO ZARAGOZA	79.00	1	0	1455													

10 CARR: TAPANATEPEC - TALISMAN

CLAVE: 08075

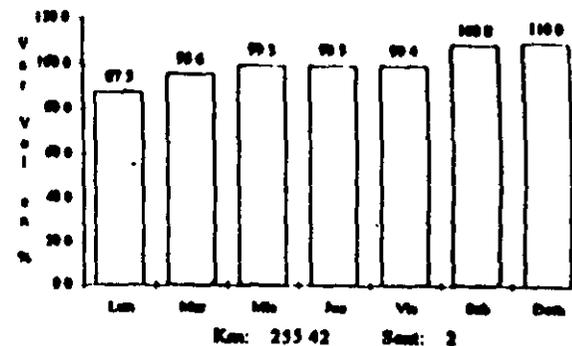
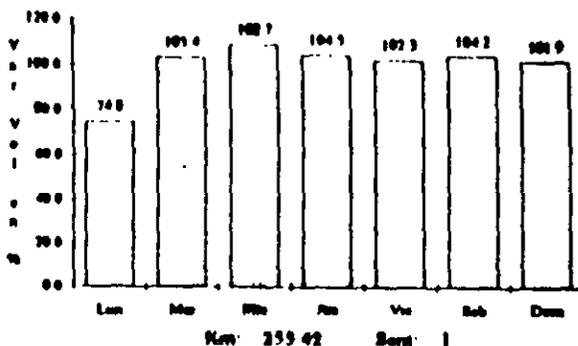
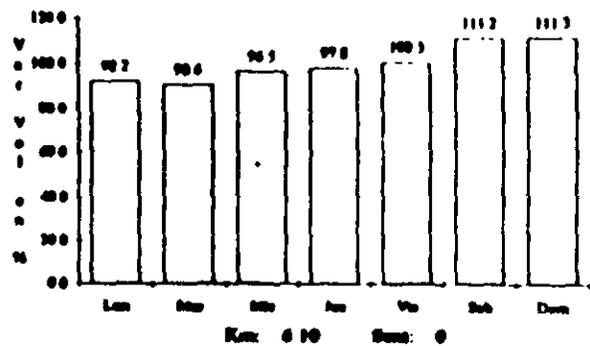
RUTA: MEX-200

L U O A R	ESTACION				CLASIFICACION VEHICULAR EN PORCIENTO												
	KM	TE	SC	TDPA	A	B	C2	C3	T22	T23	T23A	OTROS	A	B	C	K'	D
TAPANATEPEC	0.00																
LIM BARR. TERM OAX PPLA CHIS	25.00																
T. DER. PUERTO ARISTA	75.00	3	0	3105	66.0	59	10.6	8.6	4.2	3.7	0.0	1.0	66	6	28	0.095	
HUEXTLA	250.90	1	0	5340	73.1	64	5.4	2.3	4.1	2.6	1.1	5.1	75	6	21	0.078	
HUEXTLA	250.50	3	0	5490	76.7	72	7.3	2.2	2.1	2.5	0.3	1.7	77	7	16	0.082	
T. IZQ. HUEHUETAN	275.70	1	0	4855	79.0	7.9	4.0	2.7	1.3	1.8	0.6	2.7	79	8	13	0.075	
TAPACHULA	292.25	1	1	3880	75.1	42	7.7	4.4	3.0	2.2	0.1	3.2	75	4	21	0.074	0.533
TAPACHULA	292.25	1	2	3900	78.2	4.1	6.6	4.6	3.0	1.8	0.1	1.5	78	4	18	0.075	0.533

19 CARR: SALTILLO-TORREON

CLAVE: 05006

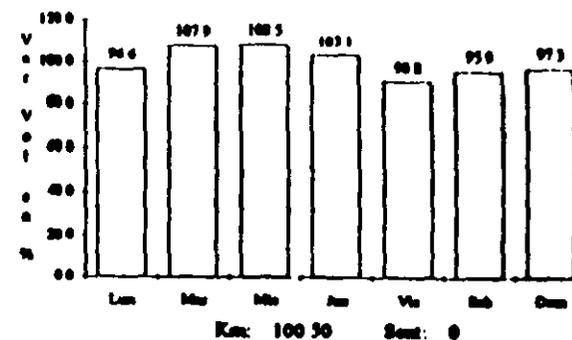
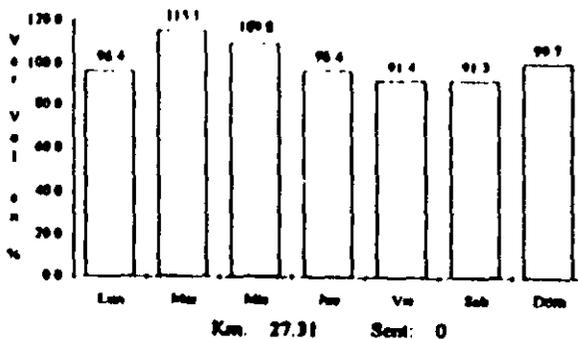
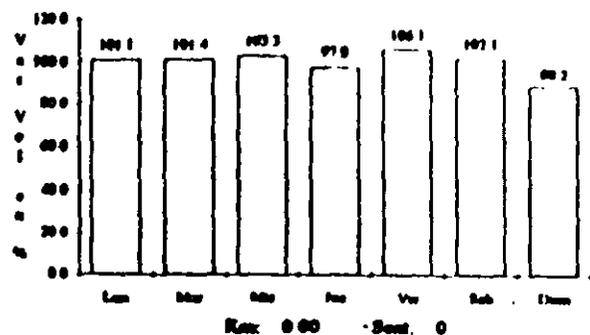
RUTA: MEX-040



22 CARR: CUENCA-ME-TORREON

CLAVE: 00085

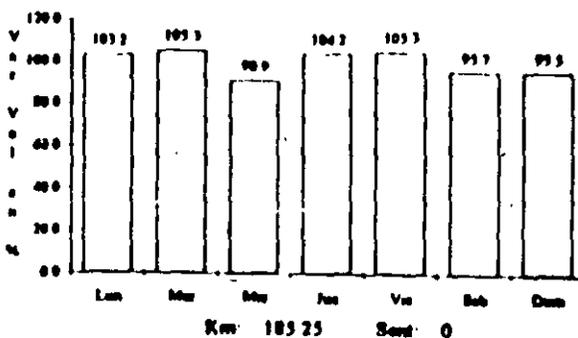
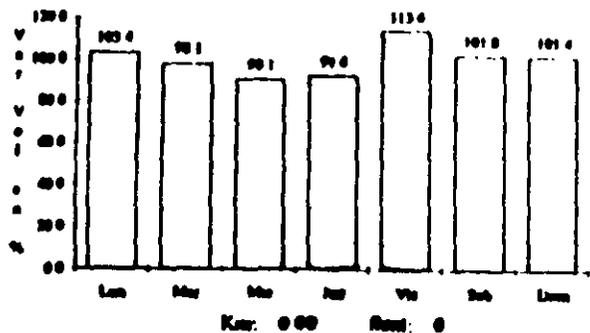
RUTA: MEX-040



23 CARR: ENT. MORELOS-SALTILLO

CLAVE: 00149

RUTA: MEX-054

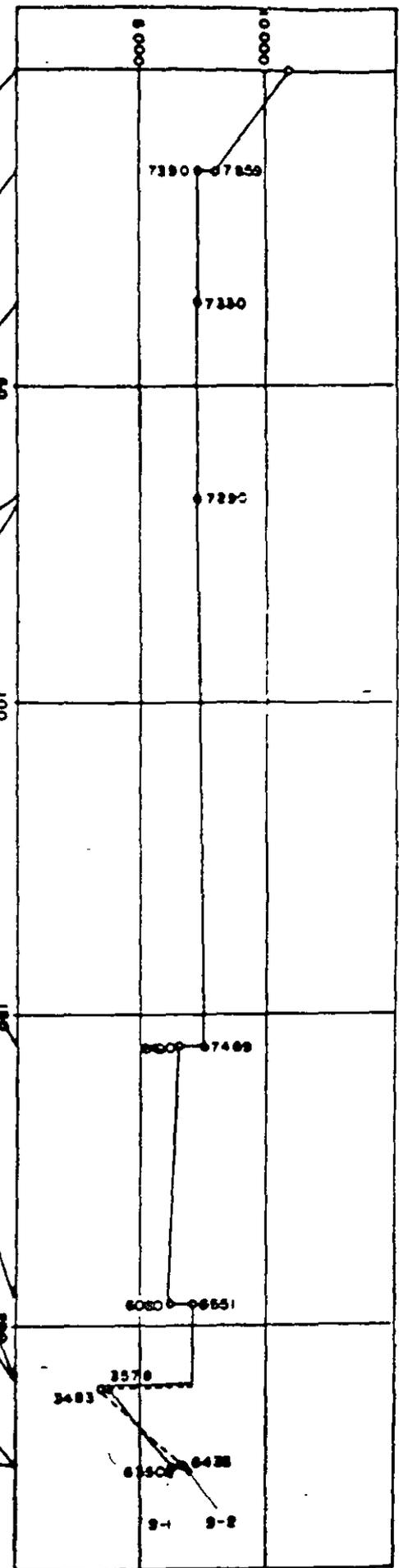




SUBDIRECCION DE INGENIERIA DE TRANSITO
DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS

CARRETERA: LOS MOCHIS - CD. OBREGON

Km	L U G A R	VOLUMEN	A B C
0 00	X CARR. TOPOLOSAMPO - CHOIX		
		10 976	
15 57	T. 129. SAN JOSE AHOME	7 859	
		7 390	
36 30	CERRO PRIETO		
		7 330	
67. 80	T. DER. EL FUERTE		
		7 250	
68. 84	LIM EDOS TERM SIN. PPLA. SON.		
154 97	NAVOJOA	7 465	
		6 490	
196.90	FUNDICION		
		6 080	
		6 551	
209 20	T DER. AEROPUERTO S-1		
		3 578	
209 20	T DER AEROPUERTO S-2		
		3 483	
222 75	CD. OBREGON S-1		
		6 350	
222.75	CD OBREGON S-2		
		6 435	



Carretera: _____

Tramo: _____

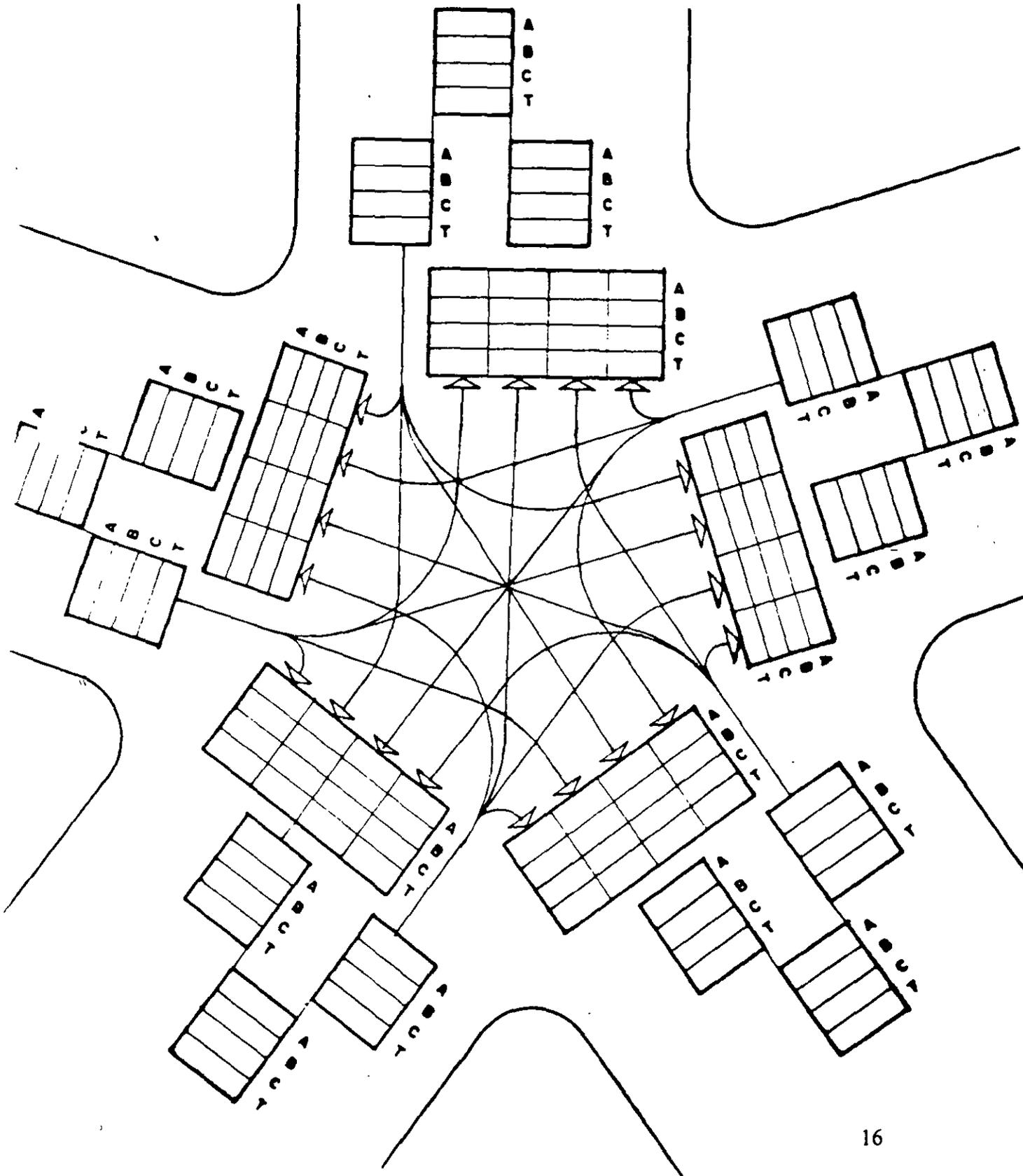
Estación: _____

Fecha: _____

Estado del Tiempo: _____

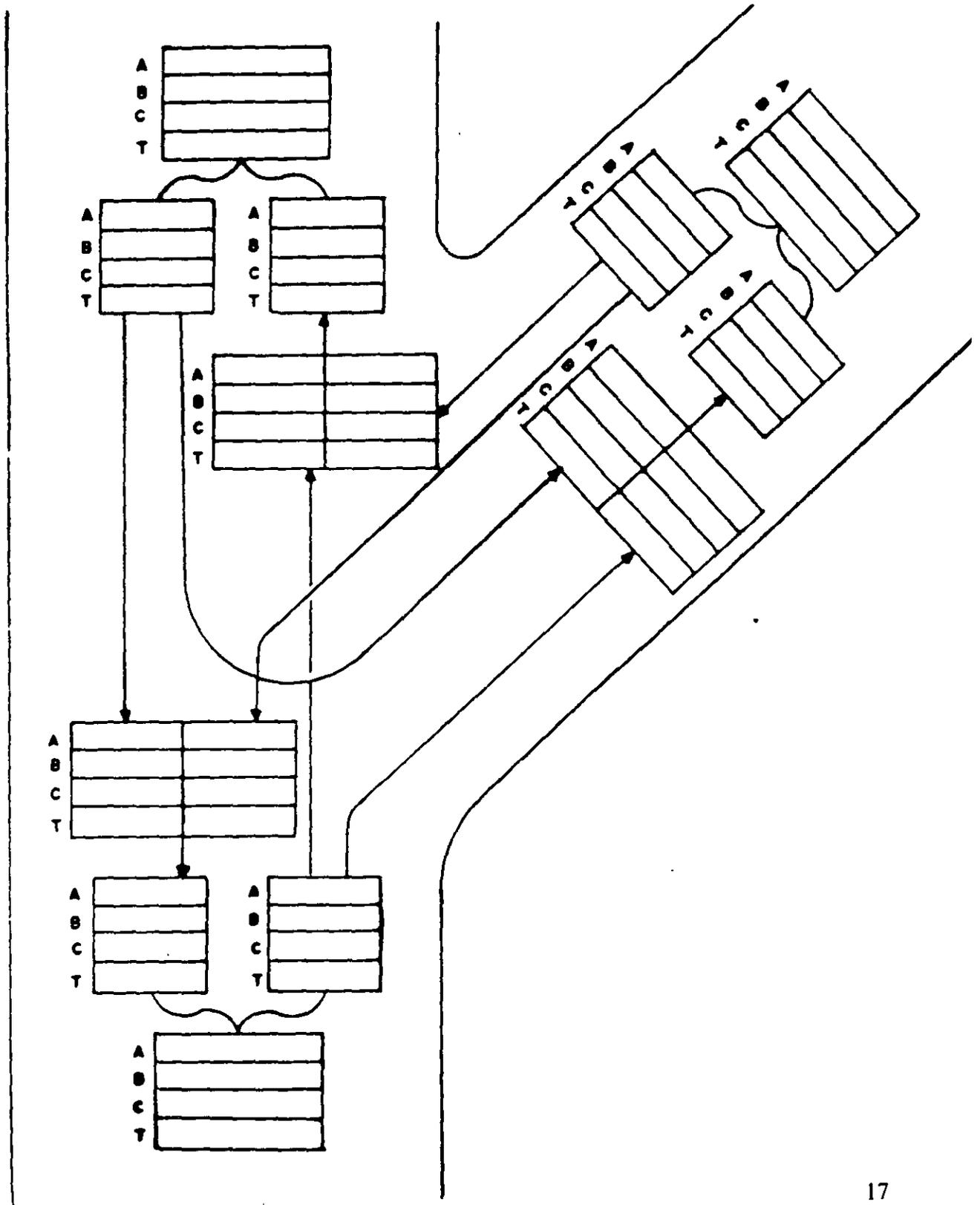
y del Pavimento: _____

Km: _____



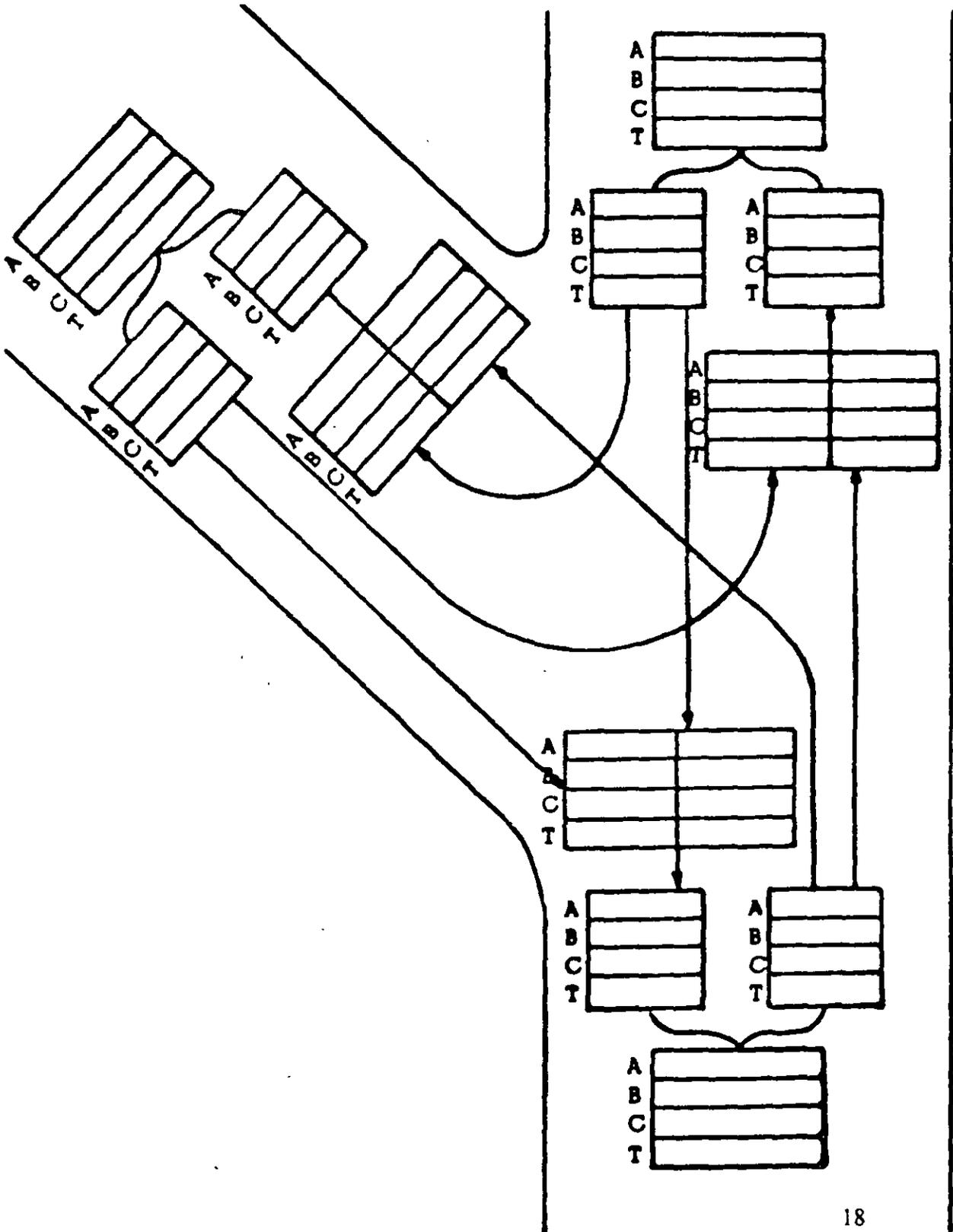
VOLUMENES DE TRANSITO POR MOVIMIENTOS DIRECCIONALES

CARRETERA: _____ TRAMO: _____
 ESTACION: _____ FECHA: _____
 ESTADO DEL TIEMPO: _____ Y DEL PAVIMENTO: _____
 LAPSO DE AFORO: _____



VOLUMENES DE TRANSITO POR MOVIMIENTOS DIRECCIONALES

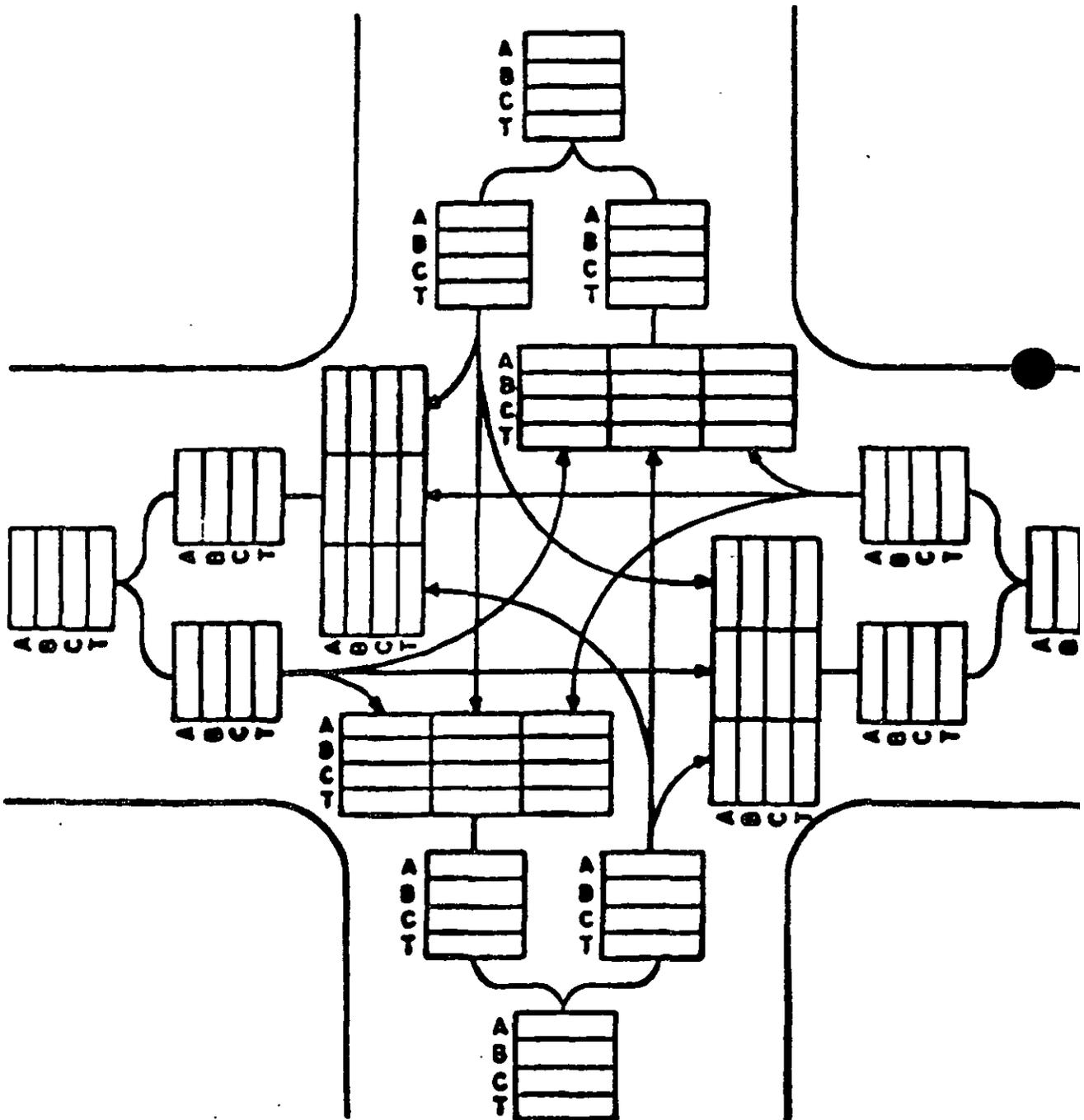
CARRETERA: _____ TRAMO: _____
 ESTACION: _____ FECHA: _____
 ESTADO DEL TIEMPO: _____ Y DEL PAVIMENTO: _____
 LAPSO DE AFORO: _____





VOLUMENES DE TRANSITO POR MOVIMIENTOS DIRECCIONAL

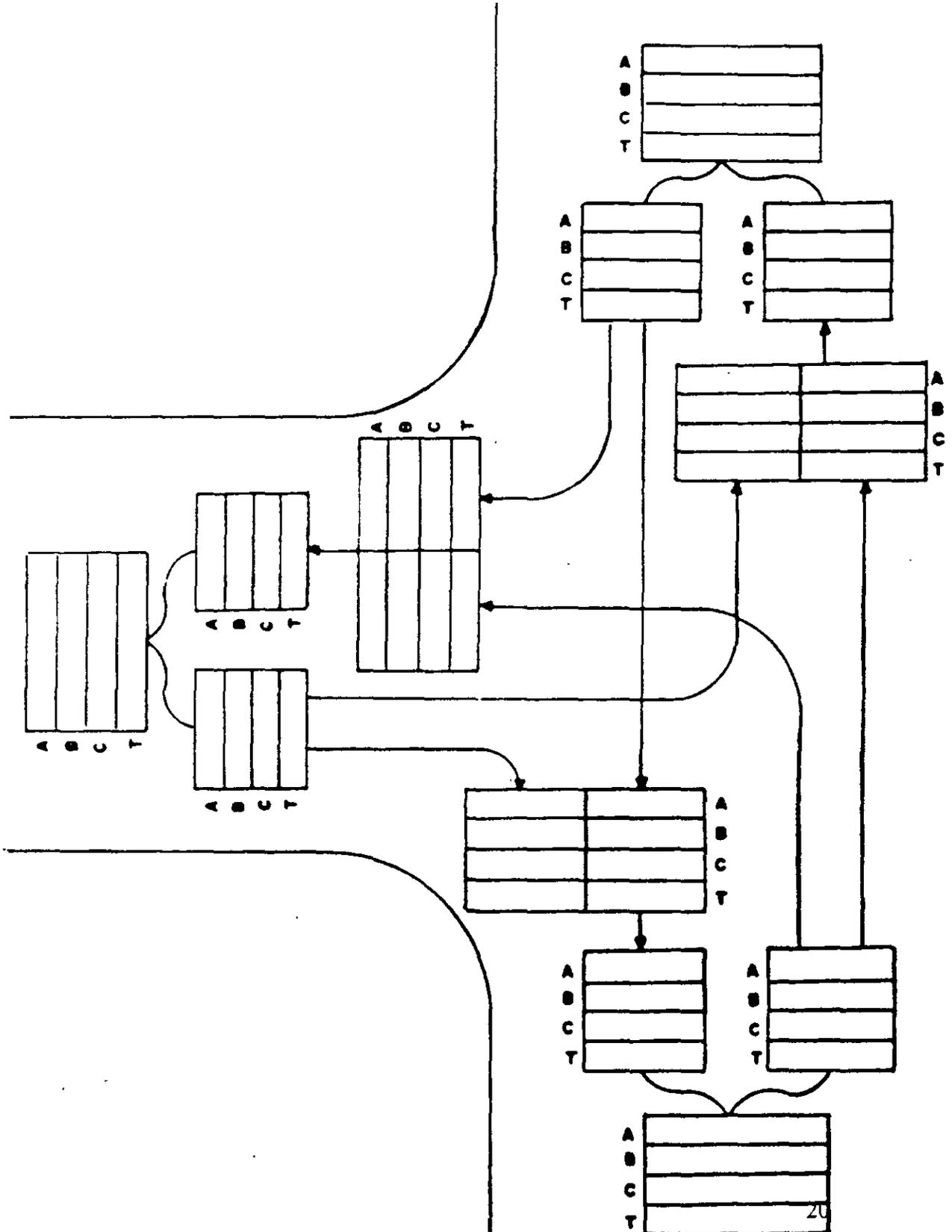
CARRETERA: _____ TRAMO: _____
ESTACION: _____ FECHA: _____
ESTADO DEL TIEMPO: _____ Y DEL PAVIMENTO: _____
LAPSO DE AFORO: _____





VOLUMENES DE TRANSITO POR MOVIMIENTOS DIRECCIONALES

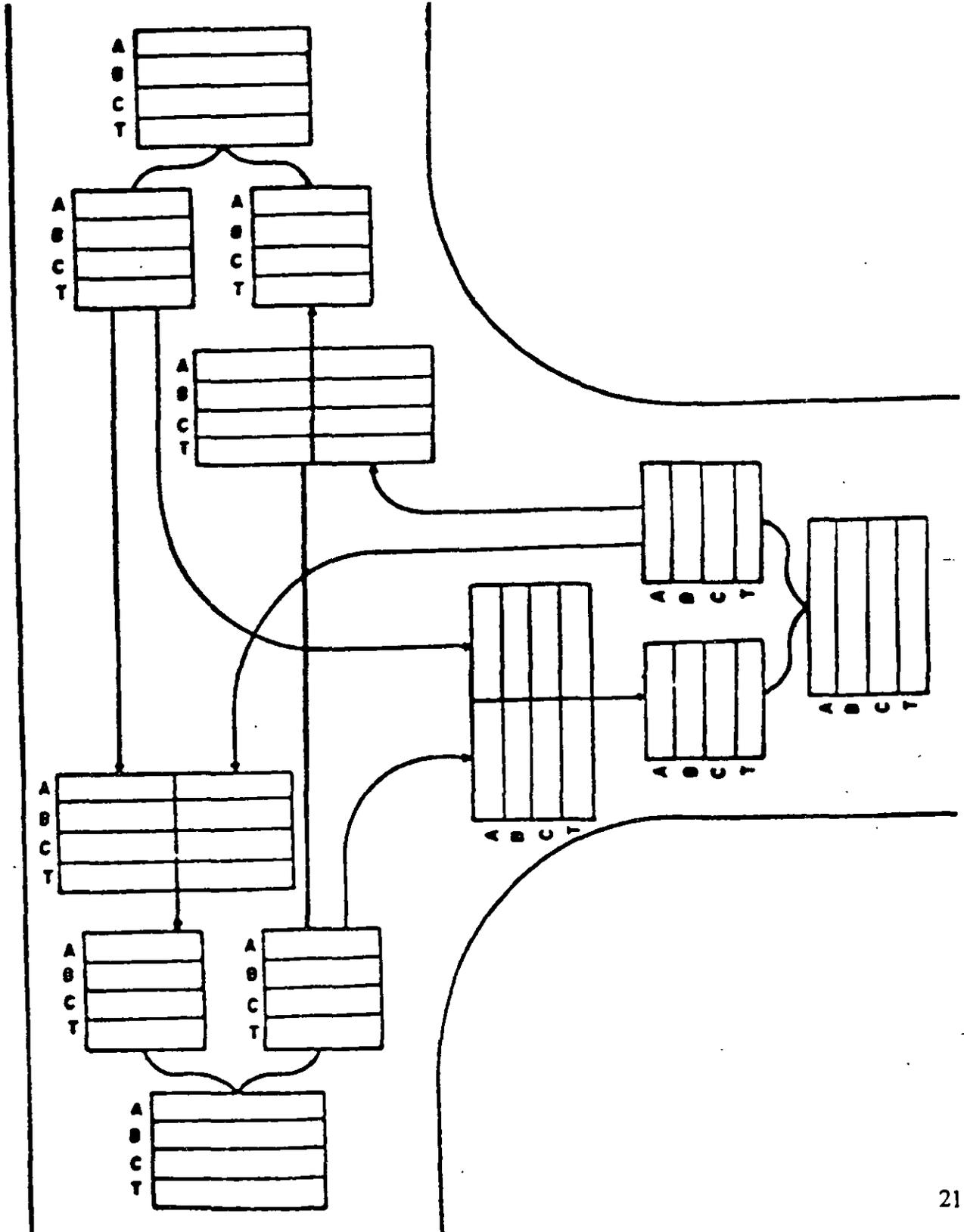
ARRETERA. _____ TRAMO. _____
ESTACION. _____ FECHA. _____
ESTADO DEL TIEMPO: _____ Y DEL PAVIMENTO. _____
LAPSO DE AFORO. _____





VOLUMENES DE TRANSITO POR MOVIMIENTOS DIRECCIONALES

CARRETERA: _____ TRAMO: _____
ESTACION: _____ FECHA: _____
ESTADO DEL TIEMPO: _____ Y DEL PAVIMENTO. _____
LAPSO DE AFORO: _____



ESTUDIOS DE VELOCIDAD

La calidad del viaje se asocia con frecuencia, con la velocidad o el tiempo de recorrido, razón por la cual es necesario conocer su magnitud, así también para determinar las características de un proyecto vial.

MÉTODOS DE MEDICIÓN

⇒ *Método Manual*

⇒ *Método Automático*

⇒ *Método de vehículo en movimiento*



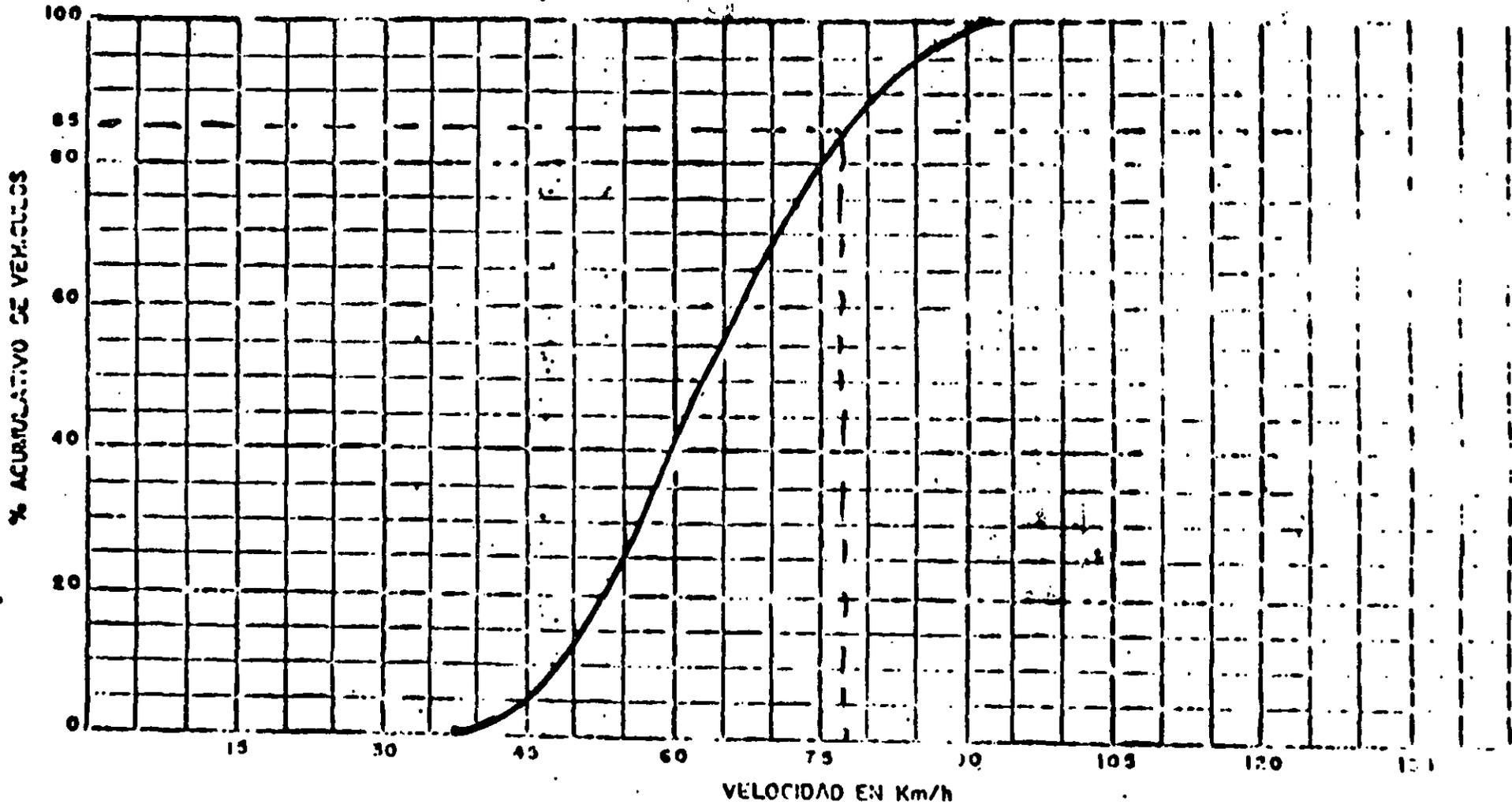
VELOCIDAD DE PUNTO

VELOCIDAD KM/H.	TIEMPO EN SEG.	A	B	C	T	VELOCIDAD KM/H.	TIEMPO EN SEG.	A	B	C	T
180.0	2.0					51.4	7.0	II		I	4
171.4	2.1					50.7	7.1	I			1
163.6	2.2					50.0	7.2	II		I	3
156.5	2.3					49.3	7.3				
150.0	2.4					48.6	7.4				
144.0	2.5					48.0	7.5				
138.4	2.6					47.3	7.6	III		II	6
133.3	2.7					46.7	7.7				
128.5	2.8					46.1	7.8				
124.1	2.9					45.5	7.9				
120.0	3.0					45.0	8.0			I	1
116.1	3.1					44.4	8.1				
112.5	3.2					43.9	8.2				
109.1	3.3					43.3	8.3				
105.8	3.4					42.8	8.4				
102.8	3.5	I			/	42.3	8.5				
100.0	3.6	I			/	41.8	8.6				
97.2	3.7					41.3	8.7				
94.7	3.8					40.9	8.8				
92.3	3.9					40.4	8.9				
90.0	4.0					40.0	9.0				
87.7	4.1					39.5	9.1				
85.7	4.2					39.1	9.2				
83.7	4.3					38.7	9.3				
81.8	4.4					38.2	9.4				
80.0	4.5	III II		I	9	37.8	9.5				
78.2	4.6					37.5	9.6				
76.5	4.7	III			5	37.1	9.7				
75.0	4.8					36.7	9.8				
73.4	4.9	III I		III	10	36.3	9.9				
72.0	5.0	III III		III	11	36.0	10.0				
70.5	5.1			III	3	35.6	10.1				
69.2	5.2	III III I			11	35.2	10.2				
67.9	5.3			III	5	34.9	10.3				
66.6	5.4	III III		II	11	34.6	10.4				
65.4	5.5	II	I	I	5	34.2	10.5				
64.2	5.6	II			2	33.9	10.6				
63.1	5.7	III III	I	I	10	33.6	10.7				
62.0	5.8	II	I		3	33.3	10.8				
61.0	5.9	III I			6	33.0	10.9				
60.0	6.0	II	I	II	6	32.7	11.0				
59.0	6.1	III II			7	32.4	11.1				
58.0	6.2	III		II	6	32.1	11.2				
57.1	6.3	III			5	31.8	11.3				
56.2	6.4	II		I	3	31.5	11.4				
55.3	6.5					31.3	11.5				
54.5	6.6	III			4	31.0	11.6				
53.7	6.7					30.7	11.7				
52.9	6.8		I		1	30.5	11.8				
52.1	6.9					30.2	11.9	TOTAL			140

GRAFICA DE VELOCIDADES DE PUNTO

Ubicación: OTA. MACYOMACTZA-1.a Fecha: 4-III-77

Chileoeste
Estado del Tiempo y País: _____ Lugar: 1 hora



Características: Sentido 2

85 Porcentual 78 KM/H

COMPOSICION VEHICULAR : A=78; B=7 C=15

			SENTIDO 1			SENTIDO 2			AMBOS SENTIDOS		
A			B	C	D	B	C	D	B	C	D
RANGO DE VELOCIDAD			FREC.	FREC. %	F(ACUM) %	FREC.	FREC. %	F(ACUM) %	FREC.	FREC. %	F(ACUM) %
22.5	25	27.5									
27.5	30	32.5									
32.5	35	37.5	0	0	0	0	0	0			
37.5	40	42.5	8	5.19	5.19	8	5.71	5.71			
42.5	45	47.5	18	11.68	16.87	22	15.71	21.42			
47.5	50	52.5	15	9.74	26.61	25	17.86	39.27			
52.5	55	57.5	16	10.39	36.99	29	20.77	59.98			
57.5	60	62.5	9	5.84	42.83	29	19.74	79.72			
62.5	65	67.5	38	24.72	67.55	10	7.14	86.86			
67.5	70	72.5	34	22.07	89.62	11	7.85	94.71			
72.5	75	77.5	12	7.79	97.41	4	2.85	97.56			
77.5	80	82.5	3	1.94	99.35	4	2.85	99.91			
82.5	85	87.5	1	0.64	99.99	1	0.71	99.98			
87.5	90	92.5	3	1.94	99.99	2	1.42	99.99			
92.5	95	97.5									
97.5	100	102.5									
102.5	105	107.5									
107.5	110	112.5									
112.5	115	117.5									
117.5	120	122.5									
SUMA =			154			140					

ESTUDIOS DE ORIGEN Y DESTINO

⇒ Aplicación.- Sirve para obtener datos del número y tipo de viajes en un área determinada, para la planeación del transporte y planeación de la infraestructura vial.

⇒ Ubicación.- Puede estar limitado a una vía rural o puede incluir parte o toda una área metropolitana.

MÉTODOS DE ESTUDIO DE ORIGEN Y DESTINO

- ⇒ *Entrevista a un lado del camino.*
- ⇒ *Tarjetas postales al conductor.*
- ⇒ *Número de placas de los vehículos en movimiento.*
- ⇒ *Etiqueta en el vehículo.*
- ⇒ *Encuesta domiciliaria.*

TONELADAS TRANSPORTADAS PO PO DE PRODUCTO Y POR SENTIDO

SENTIDO 1

HACIA : TAPAMATEPEC

TIPO DE PRODUCTO	TONELADAS TRANSPORTADAS													
	C2		C3		T3-S2		T3-S3		T3-S2-R4		OTROS		SUBTOTAL	
	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.
1.- FORESTALES			3	24	3	70	4	101					10	195
2.- AGRICOLAS	59	203	82	712	87	1393	55	2218	3	118	3	61	229	4702
3.- ANIMALES	23	47	18	184	18	298	2	60			1	2	88	889
4.- MINERALES			4	49	4	79	5	152			1	7	14	267
5.- DERIV. DEL PETROLEO	30	210	21	291	53	1412	67	2542	66	3341	7	310	244	8106
6.- INORGANICOS	38	344	2	34	2	44	4	133					48	565
7.- INDUSTRIALES	284	1218	208	2390	380	7313	330	19211	88	2194	31	278	1281	23604
8.- VARIOS	131	639	90	940	117	2099	67	2012	20	812	11	188	438	6980
TOTAL	645	2881	286	4824	611	12706	534	17409	147	6482	54	816	2288	44898
PROMEDIO DE TONELADAS TRANSPORTADAS POR TIPO DE VEHICULO	5		12		21		33		44		15		20	

SENTIDO 2

HACIA : LA VENTOSA

TIPO DE PRODUCTO	TONELADAS TRANSPORTADAS													
	C2		C3		T3-S2		T3-S3		T3-S2-R4		OTROS		SUBTOTAL	
	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.
1.- FORESTALES	4	4	1	8	6	81	1	38	2	35			10	166
2.- AGRICOLAS	48	169	80	608	288	5321	89	1688	28	718	4	41	494	6672
3.- ANIMALES	61	167	24	129	34	602	8	78					144	864
4.- MINERALES					2	21	1	6					3	27
5.- DERIV. DEL PETROLEO	8	21			2	10	2	8	2	65			14	101
6.- INORGANICOS	2	9			1	14							3	23
7.- INDUSTRIALES	119	389	62	498	84	948	98	915	12	211	5	46	387	2967
8.- VARIOS	67	272	41	296	58	822	31	549	9	224			338	2163
TOTAL	327	1814	208	1735	452	7729	184	3184	51	1253	9	87	1211	7493
PROMEDIO DE TONELADAS TRANSPORTADAS POR TIPO DE VEHICULO	3		8		17		19		25		10		12	

TONELADAS TRANSPORTADAS POR TIPO DE PRODUCTO Y POR SENTIDO

AMBOS SENTIDOS

TIPO DE PRODUCTO	TONELADAS TRANSPORTADAS													
	C2		C3		T3-62		T3-63		T3-62-R4		OTROS		SUBTOTAL	
	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.	No. DE VEH.	TON.
1.- FORESTALES	4	4	4	30	8	151	6	131	2	36			23	351
2.- AGRICOLAS	106	306	132	1518	323	6714	124	3621	29	633	7	102	720	13374
3.- ANIMALES	74	204	39	313	49	796	7	136			1	2	170	1453
4.- MINERALES			4	49	6	100	6	158			1	7	17	314
5.- DERIV. DEL PETROLEO	38	231	21	291	55	1422	69	2547	68	3406	7	310	258	8207
6.- INORGANICOS	40	353	2	34	3	58	4	133					40	578
7.- INDUSTRIALES	363	1686	270	2066	444	6262	396	11126	70	2405	36	324	1566	26591
8.- VARIOS	228	911	131	1236	175	2921	98	2561	29	1036	11	156	672	6623
TOTAL	672	3676	603	6369	1063	20426	696	20613	196	7715	63	903	3497	56691
PROMEDIO DE TONELADAS TRANSPORTADAS POR TIPO DE VEHICULO		4		11		19		30		39		14		17

**DISTRIBUCION DEL PESO PROMEDIO POR EJE
Y POR TIPO DE VEHICULO DEL TOTAL DE
CAMIONES REGISTRADOS**

CARRETERA: LA VENTOSA - TAPANATEPEC

KM 00+200

EST. "LA VENTOSA"

TIPO DE VEHICULO	TOTAL DE VEHICULOS	PESO BRUTO VEHICULAR PROM. (TON.)	PESO PROMEDIO POR EJE (TON.)									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	
C2	1532	6.70	2.02	4.68								
C3	667	16.86	3.44	6.78	6.63							
T3-S2	1381	30.98	3.49	7.07	6.95	6.64	6.88					
T3-S3	1108	36.65	3.63	7.38	7.29	6.20	5.95	6.20				
T3-S2-R4	330	51.17	3.74	6.42	6.36	6.06	6.28	5.39	4.98	5.45	5.79	

**DISTRIBUCION DEL PESO PROMEDIO POR EJE
Y POR TIPO DE VEHICULO DEL TOTAL DE
VEHICULOS CARGADOS**

CARRETERA: LA VENTOSA - TAPANATEPEC

KM 00+200

EST. "LA VENTOSA"

TIPO DE VEHICULO	TOTAL DE VEHICULOS CARGADOS	PESO BRUTO VEHICULAR PROM. (TON.)	PESO PROMEDIO POR EJE (TON.)									
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	
C2	872	8.50	2.36	6.16								
C3	603	20.82	3.81	8.53	8.46							
T3-S2	1063	36.00	3.56	8.21	8.10	7.91	8.21					
T3-S3	698	49.80	3.90	10.04	9.98	8.70	8.44	8.73				
T3-S2-R4	196	69.78	3.99	8.79	8.78	8.63	9.01	7.51	7.03	7.74	8.30	

DISTRIBUCION PROMEDIO DE LAS DIMENSIONES POR TIPO DE VEHICULO

CARRETERA: LA VENTOSA - TAPANATEPEC

KM: 00+200

EST. "LA VENTOSA"

TIPO DE VEHICULO	TOTAL DE VEHICULOS	DISTANCIA (m)																		
		L1	L2	L3	L4	L5	L6	L7	L8	L9	L10	L11	L12	L13	L14	L15	L16	A	L	H
C2	1532	0.91	4.30	1.99														2.44	7.20	3.24
C3	887	1.02	4.78	1.42	2.38													2.51	9.98	3.73
T3-82	1381	0.88	2.88	1.14	0.62	0.71	1.03	7.40	1.36	1.50								2.51	17.00	3.88
T3-83	1108	1.01	3.11	1.13	0.73	1.13	1.63	6.13	1.31	1.30	1.28							2.48	18.75	3.64
T3-S2-R4	330	1.08	2.91	1.12	1.22	0.78	1.02	5.88	1.30	1.15	1.28	1.38	0.93	1.32	4.31	1.33	1.27	2.50	28.27	3.70

VEHICULOS CON EXCESO DE DIMENSIONES EN PROMEDIO POR TIPO DE VEHICULO

CARRETERA: LA VENTOSA - TAPANATEPEC

KM: 00+200

EST. "LA VENTOSA"

TIPO DE VEHICULO	TOTAL DE VEHICULOS CON EXCESO DE DIMENSIONES	ANCHO A	LARGO L	ALTURA H
C2	88	2.83	7.74	3.79
C3	118	2.55	9.84	4.43
T3-82	333	2.58	19.04	4.11
T3-83	278	2.50	22.83	3.90
T3-S2-R4	88	2.51	31.84	3.95

VOLUMENES DE TRANSITO POR RUTA

RUTAS PRINCIPALES				A	U	B	C2	C3	T3-S2	T3-S3	T3-S2-R4	OTROS	A+U	B	C	TOTAL	% DEL TOTAL	PROMEDIO DIARIO
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	SANTO DOMINGO ZANATEPEC	OAX	242	179	187	96	7	2	0	0	0	305	187	84	584	5.86	149
MEXICO	D F	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	82	48	75	148	115	92	20	3	12	128	75	300	503	5.83	148
MEXICO	D F	TAPACHULA	CHIS	34	28	112	83	88	180	30	13	8	87	112	378	553	5.25	138
SALINA CRUZ	OAX	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	28	10	13	24	8	45	47	125	19	38	13	268	317	3.01	79
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	LA VENTA	OAX	106	89	33	50	4	2	0	1	1	186	33	58	276	2.82	69
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	SAN PEDRO TAPANATEPEC	OAX	83	97	10	85	19	30	13	8	3	120	10	136	266	2.83	67
OAXACA DE JUAREZ	OAX	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	48	30	82	29	27	2	29	2	2	78	82	91	232	2.20	58
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	ARRIAGA	CHIS	44	38	103	28	2	3	10	0	0	80	103	43	228	2.15	57
SALINA CRUZ	OAX	TAPACHULA	CHIS	13	11	27	18	13	25	87	8	3	24	27	154	205	1.95	51
SALINA CRUZ	OAX	ARRIAGA	CHIS	21	25	88	4	10	10	9	0	0	48	88	33	177	1.88	44
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	UNION HIDALGO	OAX	11	15	120	9	2	3	1	0	0	26	120	15	161	1.53	40
OAXACA DE JUAREZ	OAX	TAPACHULA	CHIS	22	18	47	15	19	10	20	0	3	38	47	87	152	1.44	38
HEROICA MATAMOROS	TAMPS	FRONTERA HIDALGO	CHIS	57	88	7	8	0	7	0	0	1	125	7	18	148	1.41	37
OAXACA DE JUAREZ	OAX	SAN PEDRO TAPANATEPEC	OAX	53	40	21	28	3	1	2	1	0	93	21	33	147	1.40	37
SAN ANDRES LADUNAS	OAX	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	1	1	0	8	18	10	107	1	3	2	0	145	147	1.40	37
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	SANTIAGO MILTEPEC	OAX	72	44	2	23	0	0	3	0	0	118	2	28	144	1.37	36
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	48	30	23	24	5	3	8	8	0	78	23	43	144	1.37	36
HEROICA PUEBLA DE ZARAGOZA	PUE	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	28	17	18	18	31	13	15	2	2	46	18	82	143	1.36	36
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	REFORMA DE PIEDRA	OAX	82	34	18	24	0	4	1	0	0	88	18	29	140	1.33	35
COATZACOALCOS	VER	TAPACHULA	CHIS	7	8	18	8	3	85	12	8	3	15	18	84	128	1.22	32
OAXACA DE JUAREZ	OAX	ARRIAGA	CHIS	20	18	38	10	8	4	20	0	1	38	38	43	120	1.14	30
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	SAN FRANCISCO BOMATAN	OAX	36	29	29	18	1	0	0	0	0	64	29	17	110	1.04	28
VERACRUZ	VER	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	33	11	8	18	20	8	8	1	0	44	8	82	104	0.88	28
HEROICA PUEBLA DE ZARAGOZA	PUE	TAPACHULA	CHIS	18	12	2	10	33	7	14	1	1	28	2	88	88	0.81	24
MEXICO	D F	CIUDAD HIDALGO	CHIS	5	1	1	8	10	55	12	3	1	8	1	88	88	0.81	24
COATZACOALCOS	VER	ARRIAGA	CHIS	8	4	34	3	2	2	43	1	0	10	34	51	95	0.80	24
MEXICO	D F	ARRIAGA	CHIS	14	10	15	14	8	9	10	0	1	24	15	42	81	0.77	20
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	TAPACHULA	CHIS	28	10	7	20	4	5	1	2	1	38	7	33	78	0.74	20
OAXACA DE JUAREZ	OAX	LA VENTA	OAX	21	18	0	31	1	3	2	0	1	40	0	38	78	0.74	20
REYNOSA	TAMPS	TAPACHULA	CHIS	3	8	2	1	2	31	1	28	1	11	2	85	78	0.74	20
JUCHITAN DE ZARAGOZA	OAX	CHAMPES	OAX	26	38	5	8	1	0	0	0	0	63	5	9	77	0.73	19
OAXACA DE JUAREZ	OAX	SANTO DOMINGO ZANATEPEC	OAX	28	21	3	20	8	3	2	0	0	41	3	33	77	0.73	19
CORDOBA	VER	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	12	1	1	18	24	8	13	0	0	13	1	38	73	0.68	18
COATZACOALCOS	VER	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	12	4	12	10	3	8	20	1	1	18	12	44	72	0.68	18
VERACRUZ	VER	TAPACHULA	CHIS	12	7	18	7	8	8	11	2	0	19	18	34	72	0.68	18
VILLAHERMOSA	TAB	TAPACHULA	CHIS	3	2	8	8	8	19	8	11	1	5	8	86	88	0.65	17
REYNOSA	TAMPS	FRONTERA HIDALGO	CHIS	20	18	3	10	2	3	2	0	7	38	3	24	85	0.62	18
HEROICA MATAMOROS	TAMPS	CIUDAD HIDALGO	CHIS	20	27	4	3	0	2	0	0	8	47	4	11	62	0.60	16
LA VENTOSA	OAX	LA VENTA	OAX	10	31	8	17	2	1	1	0	0	41	0	21	62	0.60	16
MONTERREY	N L	TAPACHULA	CHIS	0	1	8	8	1	44	8	5	0	1	0	61	62	0.60	16
SAN JUAN SAUTISTA TUXTEPEC	OAX	TUXTLA GUTIERREZ	CHIS	7	2	8	11	1	38	1	0	2	8	0	53	62	0.58	16

3.- PROMEDIO DE PASAJEROS POR VEHICULO Y POR SENTIDO

TIPO DE VEHICULO	HACIA TAPANATEPEC	HACIA LA VENTOSA	AMBOS SENTIDOS
AUTOMOVILES	2 02	2 39	2 19
AUTOBUSES	19 20	21 20	20 21

4.- PROMEDIO DE TRIPULANTES POR TIPO DE VEHICULO

TIPO DE VEHICULO	HACIA TAPANATEPEC	HACIA LA VENTOSA	AMBOS SENTIDOS
U	1 90	2 20	2 03
B	1 63	1 61	1 62
C2	1 55	1 69	1 62
C3	1 29	1 33	1 31
T3-S2	1 14	1 18	1 16
T3-S3	1 16	1 20	1 18
T3-S2-R4	1 15	1 20	1 18
OTROS	1 26	1 15	1 22

5.- MOTIVO DEL VIAJE (AUTOMOVILES)

MOTIVO	HACIA TAPANATEPEC		HACIA LA VENTOSA		AMBOS SENTIDOS	
TRABAJO	1041	88%	758	80%	1799	85%
PASEO	140	12%	184	20%	324	15%

6.- CAMIONES CON CARGA Y SIN CARGA POR SENTIDO

TIPO DE VEHICULO	HACIA TAPANATEPEC		HACIA LA VENTOSA		AMBOS SENTIDOS	
	CON CARGA	SIN CARGA	CON CARGA	SIN CARGA	CON CARGA	SIN CARGA
C2	848	259	327	401	872	660
C3	388	57	208	207	603	264
T3-S2	611	91	452	227	1063	318
T3-S3	534	37	164	373	698	410
T3-S2-R4	147	22	61	110	198	132
OTROS	54	22	9	37	63	59
TOTAL	2286	468	1211	1355	3497	1643

SINTESIS DEL ESTUDIO DE ORIGEN, DESTINO Y PESO

ESTACION "LA VENTOSA"

CARRETERA LA VENTOSA - TAPANATEPEC

LUGAR: Km 00+200

TRAMO: LA VENTOSA - ZAMATEPEC

FECHA: DEL 15 AL 18 DE OCTUBRE DE 1998

1.-VOLUMENES DE TRANSITO

HACIA: TAPANATEPEC	5608	HACIA: TAPANATEPEC	HACIA: LA VENTOSA	AMBOS SENTIDOS
HACIA: LA VENTOSA	4926	PROMEDIO DIARIO	1402	2833
TOTAL AFORADO	10532	MAXIMO HORARIO	111	184

TRANSITO DIARIO	HACIA: TAPANATEPEC	MAXIMO HORARIO		HACIA: LA VENTOSA	MAXIMO HORARIO		TOTAL
		A.M.	P.M.		A.M.	P.M.	
LUNES							
MARTES	1208	67	83	1148	77	77	2358
MIERCOLES	1498	87	114	1202	83	85	2898
JUEVES	1464	113	102	1227	86	84	2891
VIERNES	1438	91	94	1349	111	100	2787
SABADO							
DOMINGO							
TOTAL	5608			4926			10532

2.- CLASIFICACION VEHICULAR

TIPO DE VEHICULO	HACIA: TAPANATEPEC	HACIA: LA VENTOSA	TOTAL	%
A	1181	942	2123	20
U	963	719	1682	16
B	868	669	1387	13
C2	804	728	1532	15
C3	452	415	867	8
T3-82	702	679	1381	13
T3-83	671	537	1108	11
T3-82-R4	188	161	330	3
OTROS	78	48	122	1
TOTAL	5608	4926	10532	100

ESTUDIOS DE ACCIDENTES DE TRANSITO

- ⇒ *Los datos de accidentes de tránsito, pueden ser utilizados.*
- Detectar lugares de alta incidencia de accidentes.
 - Realizar estudios de antes y después.
 - Justificación de dispositivos para el control del tránsito.
 - Establecimiento de vigilancia policiaca.
 - Para cambios en el Reglamento de Tránsito.

**RESUMEN DE ACCIDENTES DE TRANSITO 1997
RED CARRETERA DE CUOTA**

ESTADO	LONGITUD KM	SALDOS				VEH-KM (MILLONES)	(A) INDICE DE ACCIDENTES
		ACCIDENTES	HERIDOS	MUERTOS	DAÑOS MATERIALES (MILES \$)		
AGUASCALIENTES	7 800	11	10	0	123.700	29 483	0.373
BAJA CALIFORNIA	101 800	177	124	9	2234.250	292 592	0.605
CAMPECHE	43 888	19	7	1	396.000	26 465	0.718
COLIMA	83 834	80	20	2	889.600	86 013	0.930
CHIHUAHUA	680 200	379	308	17	5169.200	1489 479	0.254
DISTRITO FEDERAL	28 100	290	99	9	4041.535	216 587	1.327
DURANGO	109 000	24	30	1	430.500	55 341	0.434
GUANAJUATO	124 350	310	237	27	5526.500	465 503	0.666
GUERRERO	285 230	362	222	34	10169.749	306.526	1.181
JALISCO	540 413	276	155	15	5133.100	742 737	0.372
MEXICO	275 900	2293	981	107	30360.760	2452.573	0.935
MOR.	168 230	841	413	33	12828.825	729.591	1.153
MAY.	147 916	132	43	4	1984.900	133.587	0.988
NUEVO LEON	366 500	190	129	15	5298.200	411.782	0.461
OAXACA	157 200	136	74	29	2171.500	102 419	1.328
PUEBLA	252 000	954	455	105	16198.420	482.691	1.976
QUERETARO	6 900	29	14	0	359.400	50.179	0.578
QUINTANA ROO	72 860	40	15	0	658.500	24.227	1.651
SAN LUIS POTOSI	33 760	13	1	2	481.300	46.036	0.282
SINALOA	323 800	263	190	33	5388.100	267.286	0.915
SONORA	473 420	888	594	77	17253.300	1335.636	0.665
VERACRUZ	522 650	737	327	59	13616.800	815.306	0.904
YUCATAN	154 640	94	56	3	1305.600	53.880	1.745
RESUMEN NACIONAL	4962.381	8538	4504	582	142019.738	10637.821	
INDICE DE ACCIDENTES NACIONAL							0.803

(A) INDICE DE ACCIDENTES POR MILLON DE VEHICULOS-KILOMETRO

**RESUMEN DE ACCIDENTES DE TRANSITO 1997
RED CARRETERA FEDERAL LIBRE**

ESTADO	LONGITUD KM	SALDOS				VEH/KM (MILLONES)	(A) INDICE DE ACCIDENTES
		ACCIDENTES	HERIDOS	MUERTOS	DAÑOS MATERIALES (MILES \$)		
AGUASCALIENTES	299 100	364	340	56	3814 750	464 501	0 784
BAJA CALIFORNIA	1476 090	1368	1174	136	18691 950	1549 669	0 883
BAJA CALIFORNIA SUR	1176 050	864	475	59	15997 700	707 652	1 221
CAMPECHE	1258 817	557	175	42	981 200	578 507	0 963
COAHUILA	1569 638	1931	1031	100	30521 650	2328 620	0 829
COLIMA	309 850	435	232	18	5248 050	561 022	0 775
CHIAPAS	1664 650	1656	807	108	23956 100	1310 748	1 263
CHIHUAHUA	1572 000	245	160	13	875 423	875 423	0 280
DISTRITO FEDERAL	47 240	206	147	7	2172 816	112 128	1 837
DURANGO	2025 470	935	600	107	17132 110	1582 643	0 581
GUANAJUATO	1115 547	2338	1114	210	33302 200	2670 632	0 875
GERRERO	2042 840	1791	1130	141	24027 575	1742 736	1 028
HIDALGO	863 030	1872	1051	143	24029 590	1549 455	1 208
JALISCO	1842 513	1770	1074	151	17191 571	3645 160	0 488
MEXICO	714 530	2807	1408	234	34965 480	2541 127	1 105
MICHOACAN	2192 100	2393	1288	188	31574 800	2880 879	0 831
MORELOS	280 960	1078	697	81	12097 670	619 558	1 740
NAYARIT	758 340	1168	474	60	18932 100	1205 791	0 969
NUEVO LEON	1213 660	2643	1488	173	58987 950	3158 415	0 837
OAXACA	2712 305	1771	798	151	24638 300	1958 130	0 905
PUEBLA	1075 870	1677	1065	136	22628 288	2024 758	0 828
QUERETARO	526 700	1234	534	79	22375 795	1274 310	0 968
QUINTANA ROO	830 900	648	380	40	8003 600	545 328	1 188
SAN LUIS POTOSI	1640 450	2090	1121	164	47088 800	2179 808	0 911
SINALOA	1231 000	1231	722	122	26815 100	1888 586	0 860
SONORA	1766 530	1132	759	120	24556 200	1830 731	0 818
TABASCO	545 320	1349	624	137	21578 450	1040 635	1 296
TAMAULIPAS	2032 660	2796	1584	182	48289 420	2781 883	1 012
TLAXCALA	310 100	928	472	75	12698 300	962 747	0 964
VERACRUZ	2318 068	3807	1883	293	54245 885	4901 116	0 738
YUCATAN	1109 770	893	354	53	7978 488	818 050	0 847
ZACATECAS	1351 394	1185	653	96	22904 880	1447 173	0 819
RESUMEN NACIONAL	39873 490	46762	25594	3675	717969 346	53693 871	
INDICE DE ACCIDENTES NACIONAL							0 871

(A) INDICE DE ACCIDENTES POR MILLON DE VEHICULOS/KILOMETRO

**RESUMEN DE ACCIDENTES DE TRANSITO 1997
RED CARRETERA FEDERAL LIBRE Y DE CUOTA**

CLASIFICACION	LONGITUD KM	SALDOS				VEH-KM (MILLONES)	(A) INDICE DE ACCIDENTES
		ACCIDENTES	HERIDOS	MUERTOS	DAÑOS MATERIALES (MILES \$)		
FEDERAL LIBRE	39873 490	46762	25594	3675	717969 346	53693 871	
DE CUOTA	4962 391	8538	4504	582	142019 739	10637 921	
RESUMEN NACIONAL	44835 881	55300	30098	4257	859989 085	64331 792	
INDICE DE ACCIDENTES NACIONAL							0 860

(A) INDICE DE ACCIDENTES POR MILLON DE VEHICULOS/KILOMETRO

INSTRUCTIVO PARA LA DETERMINACION DEL INDICE DE ACCIDENTES DE TRANSITO.

GENERALIDADES:

El conocimiento del número de accidentes de tránsito ocurridos cada año en un camino o sistema vial, no es suficiente para expresar la magnitud del problema, de ahí la necesidad de establecer la relación que existe entre el número de accidentes de tránsito y los factores potenciales que les producen; a esta relación se le ha denominado "Índice de Accidentes". Estos índices comúnmente se calculan en base a la población, el número de vehículos registrados o en base a los vehículos-kilómetro generados.

En este instructivo se proporcionará el método para el cálculo del "Índice de Accidentes" en base a los vehículos-kilómetro, ya que ésta es la medida más adecuada para conocer la magnitud del problema y poder comparar la influencia de los accidentes de tránsito en diferentes entidades, países o caminos individuales.

METODO DEL CALCULO DEL "INDICE DE ACCIDENTES" BASADO EN LOS VEHICULOS-KILOMETRO (I_A^k).

Este índice es la relación que existe entre el número de accidentes de tránsito ocurridos durante un año en un camino, red vial o tramo carretero; se calcula con la siguiente ecuación:

$$I_A^k = \frac{(\text{Número de accidentes}) (1'000,000)}{\text{Número de vehículos - kilómetro}} \quad \text{----- } 1$$

El número de accidentes en el tramo, ramal, carretera o red vial se obtiene de los registros con que cuentan las diferentes dependencias encargadas de recopilar la información.

Los vehículos-kilómetro (veh.-km.) se obtendrán de la siguiente forma:

$$\text{Veh.-Km.} = \left(\sum_{i=1}^n (\text{TDPA}_i)(L_i) \right) (365) \quad \text{-----} \quad 2$$

Donde :

Veh.-Km. = Vehículos-Kilómetro generados en el tramo, ramal o carretera en estudio.

TDPA_i = Tránsito Diario Promedio Anual del tramo " i " .

L_i = Longitud en kilómetros del tramo " i " .

n = Número de tramos

365 = Número de días del año .

Los índices de accidentes deberán obtenerse por cada carretera comprendida dentro de cada estado, para las carreteras que crucen dos o más estados, se calcularán solo en los tramos de su jurisdicción, limitados por las fronteras estatales ; de igual forma se calculará para la red vial del estado.

Ejemplo :

Sea la carretera Los Mochis - Cd. Obregón en el tramo Límites de --- Estados, Termina Sinaloa, Principia Sonora.- Cd. Obregón del kilómetro - 68+840 al 222+750 .

- 1.- Determinación de los veh.-km. aplicando la ecuación 2 y con el perfil de volúmenes de tránsito, atendiendo al tipo de estación en las que se registraron.

$$\text{Veh.-Km.} = \left[\frac{(7290+7469)}{2}(86.130) + \frac{(6490+6080)}{2}(41.93) + (6551)(12.30) + \frac{(7061+12785)*}{2}(13.55) \right] 365.$$

$$\text{Veh.-Km.} = (635\ 596.335 + 263\ 530.05 + 80\ 577.30 + 134\ 456.65) 365 .$$

$$\text{Veh.-Km.} = 406\ 668\ 522.275$$

* Volúmenes en ambos sentidos.

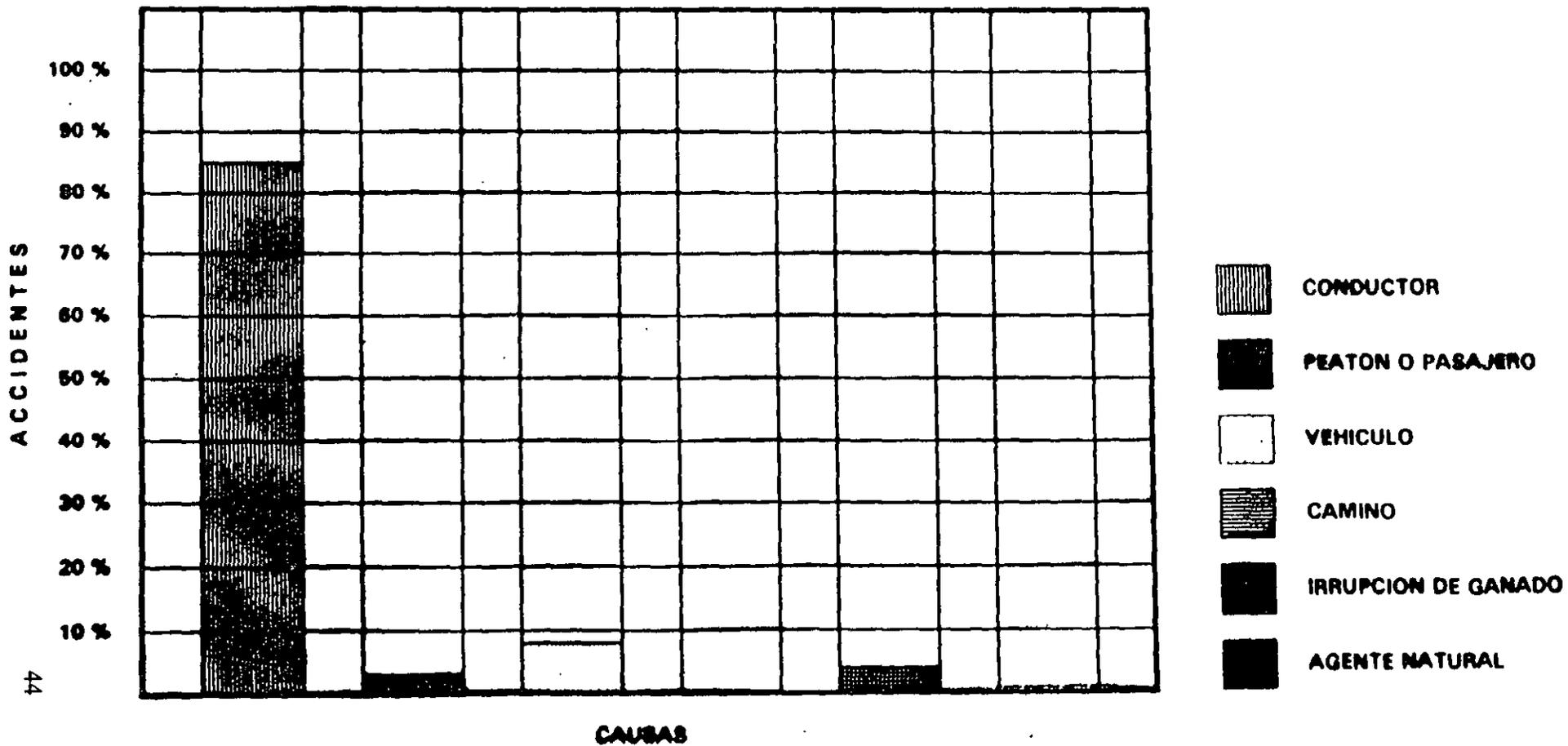
- 2.- Supongase que en 1987 ocurrieron 520 accidentes en este tramo entonces:

Sustituyendo los valores en la ecuación 1 tenemos :

$$I_A = \frac{520 \times 1\ 000\ 000}{406\ 668\ 522.275} = 1.279 \text{ accidentes por cada millón de Veh.-Km.}$$

CAUSANTE PRINCIPAL DE ACCIDENTES 1997 EN POR CIENTO

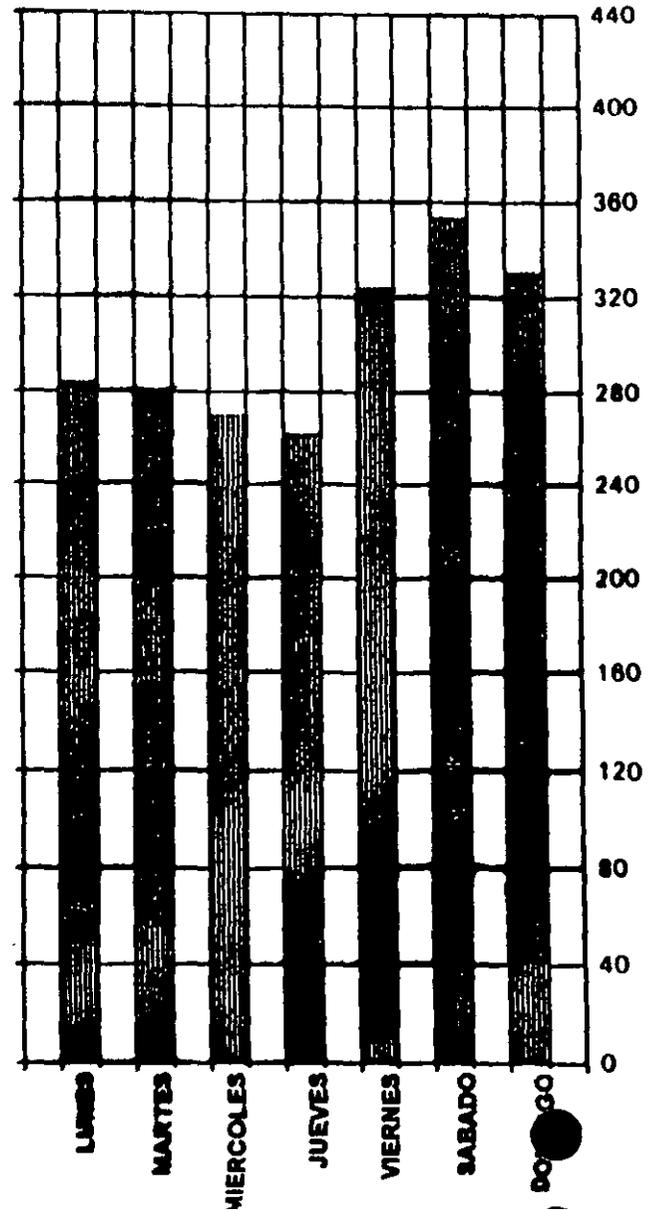
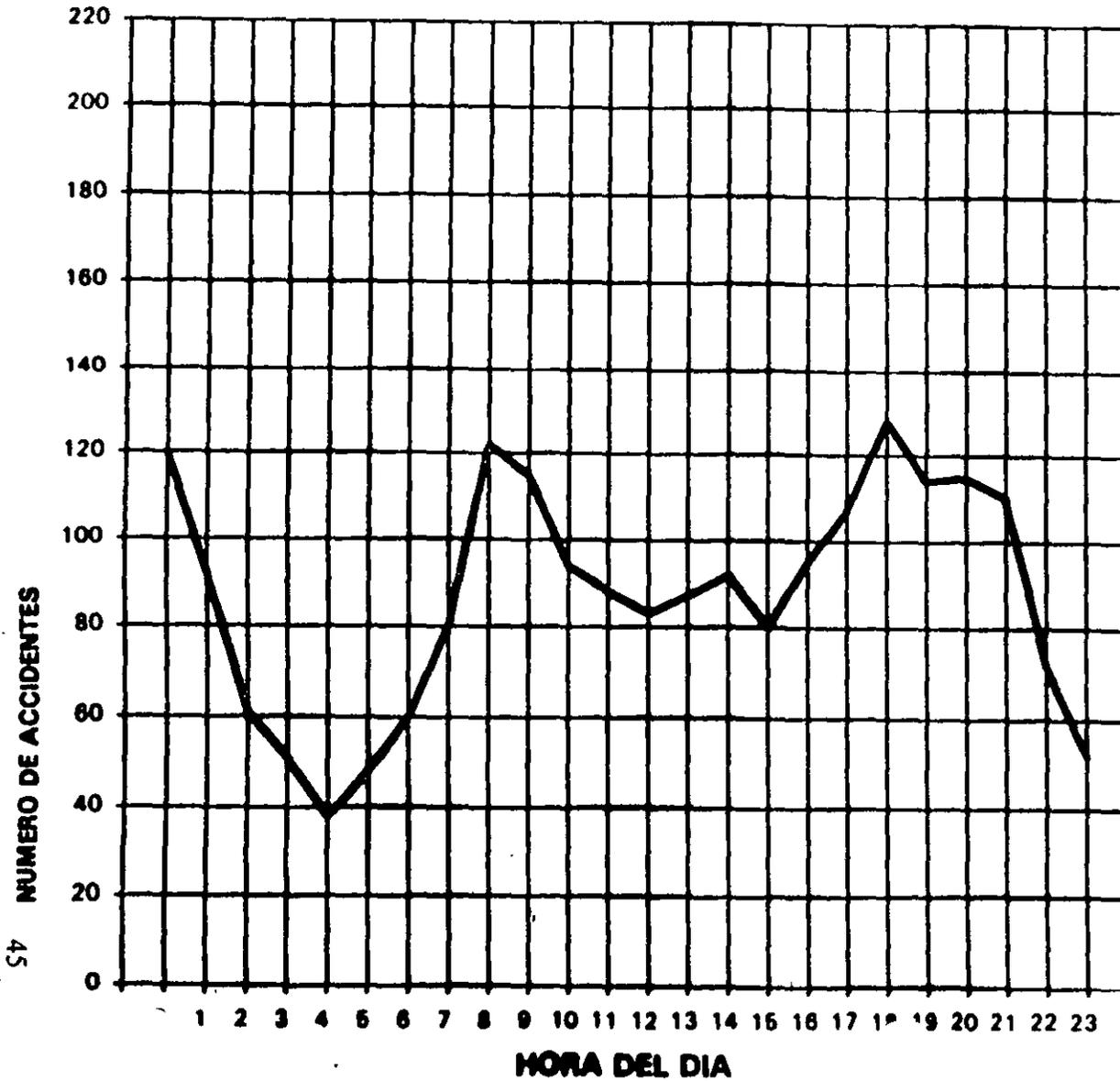
ESTADO : SAN LUIS POTOSI



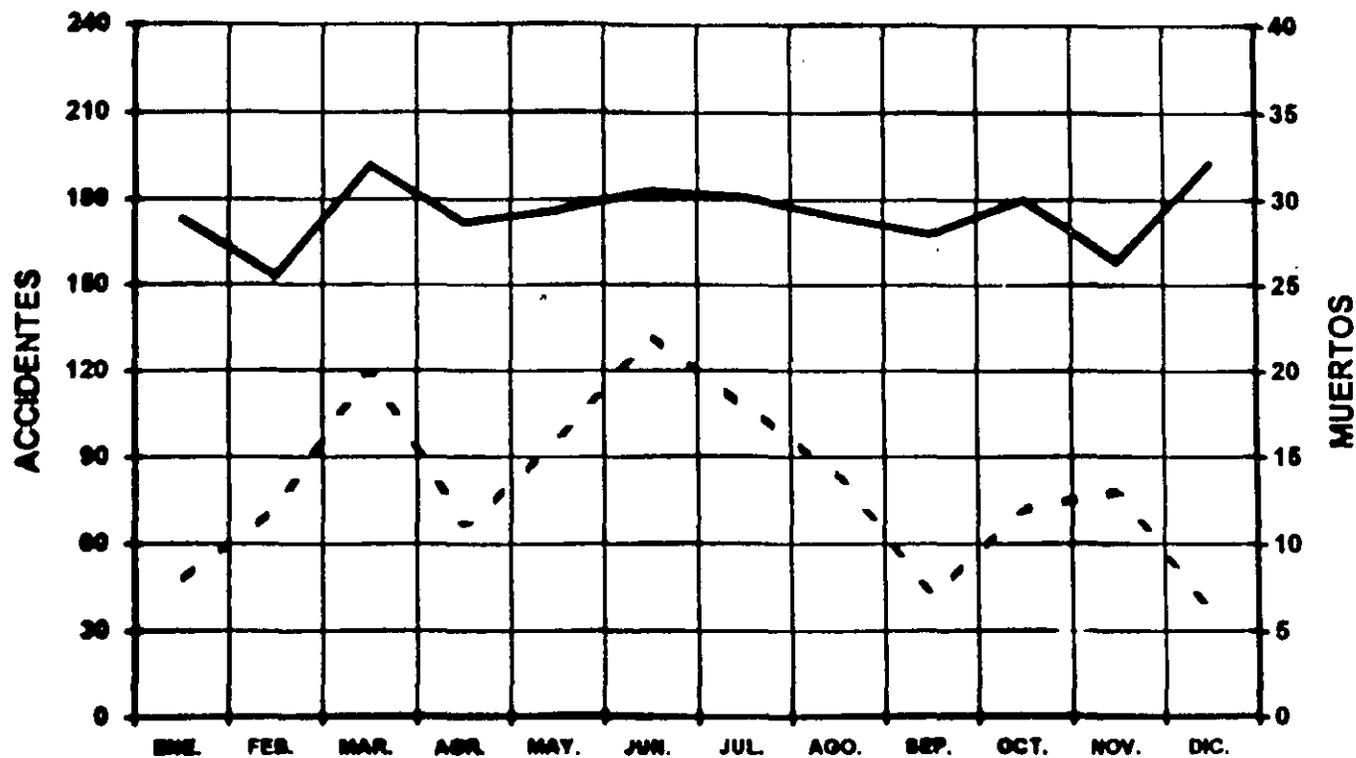
ACCIDENTES 1997

Hora del día - Día de la semana

ESTADO: SAN LUIS POTOSI



ACCIDENTES Y MUERTOS 1997 (Por Mes) ESTADO: SAN LUIS POTOSI



MES	ACCIDENTES	MUERTOS	MES	ACCIDENTES	MUERTOS
ENE.	173	8	JUL.	181	18
FEB.	163	12	AGO.	174	14
MAR.	192	20	SEP.	168	7
ABR.	172	11	OCT.	180	12
MAY.	178	18	NOV.	158	13
JUN.	183	22	DIC.	193	6

————— ACCIDENTES - - - - MUERTOS

INDICE DE ACCIDENTES

1997

ESTADO: SAN LUIS POTOSI

CARRETERA	LONGITUD (Km.)	VEH - Km. (MILLONES)	S A L D O S					INDICE DE ACCIDENTES POR CADA MILLON DE VEH - km.	DAÑOS MATERIALES EN PEGOS
			NUMERO DE ACCIDENTES						
			100	200	300	400	500		
CD. VALLES - SAN LUIS POTOSI. (MEX. 70) TRAMO: CD. VALLES - SAN LUIS POTOSI.	257+440	271.936						1.986	11'151,650
SAN LUIS POTOSI - MATEHUALA. (MEX. 57) TRAMO: SAN LUIS POTOSI - MATEHUALA.	180+033	543.899						0.671	11'669,200
QUERETARO - SAN LUIS POTOSI. (MEX. 57) TRAMO: LIMS. DE LOS EDOS. GTO./S.L.P.	72+128	353.752						1.012	9'242,800
PACHUCA - CIUDAD VALLES (MEX. 85) TRAMO: LIMS. DE LOS EDOS. HGO./S.L.P. - CD. VALLES.	132+078	139.708						1.231	1'694,100
SAN LUIS POTOSI - LAGOS DE MORENO (MEX. 80) TRAMO: SAN LUIS POTOSI - LIMS. EDOS. ZAC./JAL.	72+236	114.007						1.228	2'756,050
SAN LUIS POTOSI - TARCINAS (MEX. 49) TRAMO: SAN LUIS POTOSI - LIMS. EDOS. S.L.P./ZAC.	113+115	178.566						0.638	3'136,650

ACCIDENTES



HERIDOS



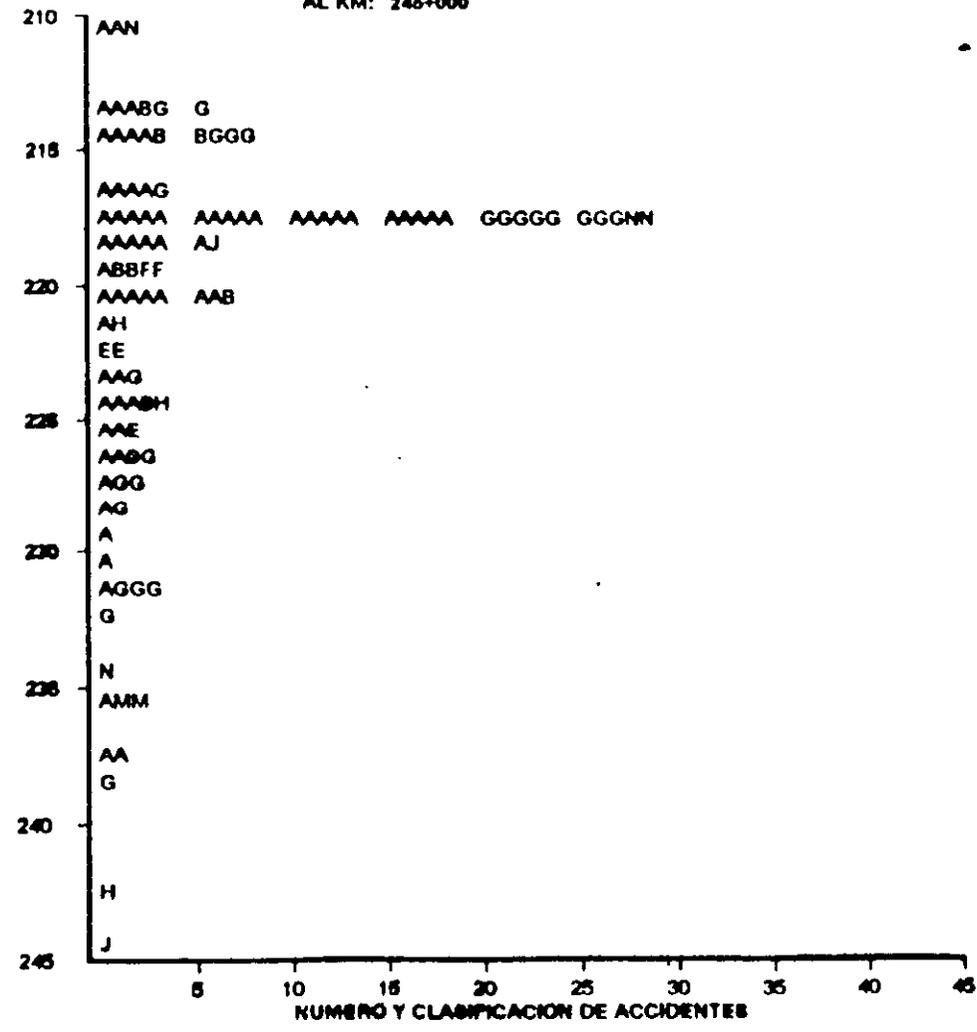
MUERTOS

ARRETERA: CD. VALLES - SAN LUIS POTOSI (MEX 78)
 TRAMO: CD. VALLES - SAN LUIS POTOSI

DEL KM: 210+000
 AL KM: 245+000

AÑO 1997

S A L I D O S			25 000	C A U S A S	02	01			
	01	04	208 000		08	01			
		04	350 400		08	01			
	01	04	39 000		05				
		13	539 800		30				
		04	98 000		07				
		02	80 000		03	02			
			50 500		07	01			
		02	105 000		02				
		01	17 000		02	02			
		01	136 000		02			01	
			22 800		05				
		02	38 000		02			01	
		03	151 800		02				
		02	52 300		04				
			7 800		03				
			40 000		02				
			45 000		01				
			34 000		01				
			8 200		04				
		10 000	01						
	01	21 800	01			02			
		12 000	02						
		8 000	01						
	08	10 000	01						
	05	130 000	01						
M U E R T O S	H E R I D O S	DAÑOS MATERIALES		C O D I F I C A D O	P E N D I C I O S	V E H I C U L O S	C A T E G O R Í A	G R A D O	A A M N A D A T O R I A L





ACCIDENTES DE TRANSITO EN DIAS FESTIVOS 1997

ESTADO: SAN LUIS POTOSI

	COMIENZA	TERMINA	ACCIDENTES	MUERTOS	HERIDOS	DAÑOS MATERIALES EN N\$
AÑO NUEVO	MIERCOLES 01/01/97	MIERCOLES 01/01/97	4	1	4	23,200
5 DE FEBRERO	MIERCOLES 05/02/97	MIERCOLES 05/02/97	9	0	4	172,600
21 DE MARZO	VIERNES 21/03/97	DOMINGO 23/03/97	20	6	18	441,600
SEMANA SANTA	JUEVES 27/03/97	DOMINGO 30/03/97	20	1	16	199,700
DIA DEL TRABAJO	JUEVES 01/05/97	JUEVES 01/05/97	5	0	1	21,300
5 DE MAYO	SABADO 03/05/97	LUNES 05/05/97	17	6	6	417,800
DIA DE LA INDEPENDENCIA	MARTES 16/09/97	MARTES 16/09/97	7	0	2	88,500
DIA DE MUERTOS	SABADO 01/11/97	DOMINGO 02/11/97	6	0	1	118,200
DIA DE LA REVOLUCION	JUEVES 20/11/97	JUEVES 20/11/97	3	0	2	87,500
NAVIDAD	JUEVES 25/12/97	JUEVES 25/12/97	3	0	3	80,000
TOTALES			24	13	57	1,847,400

64

DIRECCION GENERAL DE TRANSITO FEDERAL

REPORTE DE ACCIDENTE No.



SECRETARÍA DE COMUNICACIONES
Y TRANSPORTES

A POSICION DE LOS VEHICULOS ANTES DEL ACCIDENTE				OCURRICO EN	B DELIBERACION				
VEHICULO No. 1	CON DIRECCION ->	En el camino o la calle -> No.			Lugar				
VEHICULO No. 2	CON DIRECCION ->	En el camino o la calle -> No.			Nombre y address del sistema o calle				
PEATON	SI EL PEATON ATRAVESABA	ISA DESDE todo o esquina	NACIA - todo o esquina		Municipio Ciudad o Poblado				
				Estado					
				Municipio					
				Nombre Día Mes Año Día de la semana					

C CLASIFICACION DEL ACCIDENTE		F CIRCUNSTANCIAS QUE CONTRIBUYERON		G DATOS DEL LUGAR DEL ACCIDENTE		I QUE SE HACIA CON EL VEHICULO	
1) Sin culpa del conductor SIN CULPABILIDAD SOBRE EL CONDUCTOR		DEL CONDUCTOR		ALBERCAMIENTO		QUE SE HACIA CON EL VEHICULO	
1	1	1	1	1	1	1	1
2	2	3	3	2	2	2	2
3	3	4	4	3	3	3	3
4	4	5	5	4	4	4	4
5	5	6	6	5	5	5	5
6	6	7	7	6	6	6	6
7	7	8	8	7	7	7	7
8	8	9	9	8	8	8	8
9	9	10	10	9	9	9	9
10	10	11	11	10	10	10	10
11	11	12	12	11	11	11	11
12	12	13	13	12	12	12	12
13	13	14	14	13	13	13	13
14	14	15	15	14	14	14	14
15	15	16	16	15	15	15	15
16	16	17	17	16	16	16	16
17	17	18	18	17	17	17	17
18	18	19	19	18	18	18	18
19	19	20	20	19	19	19	19
20	20	21	21	20	20	20	20
21	21	22	22	21	21	21	21
22	22	23	23	22	22	22	22
23	23	24	24	23	23	23	23
24	24	25	25	24	24	24	24
25	25	26	26	25	25	25	25
26	26	27	27	26	26	26	26
27	27	28	28	27	27	27	27
28	28	29	29	28	28	28	28
29	29	30	30	29	29	29	29
30	30	31	31	30	30	30	30
31	31	32	32	31	31	31	31
32	32	33	33	32	32	32	32
33	33	34	34	33	33	33	33
34	34	35	35	34	34	34	34
35	35	36	36	35	35	35	35
36	36	37	37	36	36	36	36
37	37	38	38	37	37	37	37
38	38	39	39	38	38	38	38
39	39	40	40	39	39	39	39
40	40	41	41	40	40	40	40
41	41	42	42	41	41	41	41
42	42	43	43	42	42	42	42
43	43	44	44	43	43	43	43
44	44	45	45	44	44	44	44
45	45	46	46	45	45	45	45
46	46	47	47	46	46	46	46
47	47	48	48	47	47	47	47
48	48	49	49	48	48	48	48
49	49	50	50	49	49	49	49
50	50	51	51	50	50	50	50
51	51	52	52	51	51	51	51
52	52	53	53	52	52	52	52
53	53	54	54	53	53	53	53
54	54	55	55	54	54	54	54
55	55	56	56	55	55	55	55
56	56	57	57	56	56	56	56
57	57	58	58	57	57	57	57
58	58	59	59	58	58	58	58
59	59	60	60	59	59	59	59
60	60	61	61	60	60	60	60
61	61	62	62	61	61	61	61
62	62	63	63	62	62	62	62
63	63	64	64	63	63	63	63
64	64	65	65	64	64	64	64
65	65	66	66	65	65	65	65
66	66	67	67	66	66	66	66
67	67	68	68	67	67	67	67
68	68	69	69	68	68	68	68
69	69	70	70	69	69	69	69
70	70	71	71	70	70	70	70
71	71	72	72	71	71	71	71
72	72	73	73	72	72	72	72
73	73	74	74	73	73	73	73
74	74	75	75	74	74	74	74
75	75	76	76	75	75	75	75
76	76	77	77	76	76	76	76
77	77	78	78	77	77	77	77
78	78	79	79	78	78	78	78
79	79	80	80	79	79	79	79
80	80	81	81	80	80	80	80
81	81	82	82	81	81	81	81
82	82	83	83	82	82	82	82
83	83	84	84	83	83	83	83
84	84	85	85	84	84	84	84
85	85	86	86	85	85	85	85
86	86	87	87	86	86	86	86
87	87	88	88	87	87	87	87
88	88	89	89	88	88	88	88
89	89	90	90	89	89	89	89
90	90	91	91	90	90	90	90
91	91	92	92	91	91	91	91
92	92	93	93	92	92	92	92
93	93	94	94	93	93	93	93
94	94	95	95	94	94	94	94
95	95	96	96	95	95	95	95
96	96	97	97	96	96	96	96
97	97	98	98	97	97	97	97
98	98	99	99	98	98	98	98
99	99	100	100	99	99	99	99
100	100	101	101	100	100	100	100
101	101	102	102	101	101	101	101
102	102	103	103	102	102	102	102
103	103	104	104	103	103	103	103
104	104	105	105	104	104	104	104
105	105	106	106	105	105	105	105
106	106	107	107	106	106	106	106
107	107	108	108	107	107	107	107
108	108	109	109	108	108	108	108
109	109	110	110	109	109	109	109
110	110	111	111	110	110	110	110
111	111	112	112	111	111	111	111
112	112	113	113	112	112	112	112
113	113	114	114	113	113	113	113
114	114	115	115	114	114	114	114
115	115	116	116	115	115	115	115
116	116	117	117	116	116	116	116
117	117	118	118	117	117	117	117
118	118	119	119	118	118	118	118
119	119	120	120	119	119	119	119
120	120	121	121	120	120	120	120
121	121	122	122	121	121	121	121
122	122	123	123	122	122	122	122
123	123	124	124	123	123	123	123
124	124	125	125	124	124	124	124
125	125	126	126	125	125	125	125
126	126	127	127	126	126	126	126
127	127	128	128	127	127	127	127
128	128	129	129	128	128	128	128
129	129	130	130	129	129	129	129
130	130	131	131	130	130	130	130
131	131	132	132	131	131	131	131
132	132	133	133	132	132	132	132
133	133	134	134	133	133	133	133
134	134	135	135	134	134	134	134
135	135	136	136	135	135	135	135
136	136	137	137	136	136	136	136
137	137	138	138	137	137	137	137
138	138	139	139	138	138	138	138
139	139	140	140	139	139	139	139
140	140	141	141	140	140	140	140
141	141	142	142	141	141	141	141
142	142	143	143	142	142	142	142
143	143	144	144	143	143	143	143
144	144	145	145	144	144	144	144
145	145	146	146	145	145	145	145
146	146	147	147	146	146	146	146
147	147	148	148	147	147	147	147
148	148	149	149	148	148	148	148
149	149	150	150	149	149	149	149
150	150	151	151	150	150	150	150
151	151	152	152	151	151	151	151
152	152	153	153	152	152	152	152
153	153	154	154	153	153	153	153
154	154	155	155	154	154	154	154
155	155	156	156	155	155	155	155
156	156	157	157	156	156	156	156
157	157	158	158	157	157	157	157
158	158	159	159	158	158	158	158
159	159	160	160	159	159	159	159
160	160	161	161	160	160	160	160
161	161	162	162	161	161	161	161
162	162	163	163	162	162	162	162
163	163	164	164	163	163	163	163
164	164	165	165	164	164	164	164
165	165	166	166	165	165	165	165
166	166	167	167	166	166	166	166
167	167	168	168	167	167	167	167
168	168	169	169	168	168	168	168
169	169	170	170	169	169	169	169
170	170	171	171	170	170	170	170
171	171	172	172	171	171	171	171
172	172	173	173	172	172	172	172
173	173	174	174	173	173	173	173
174	174	175	175	174	174	174	174
175	175	176	176	175	175	175	175
176	176	177	177	176	176	1	



*CONDICIONES QUE DETERMINAN
LA CONSTRUCCION DE UN
PUENTE*

- ⇒ Condiciones topográficas e hidrológicas del terreno.
- ⇒ Los tipos de vías que se cruzan.
- ⇒ La magnitud de los flujos de tránsito que se cruzan.



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

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

TEMA

CÁLCULO DE UNA LOSA PLANA MACIZA



CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION
"ING. FREDO MASCARONI"

**CONFERENCISTA
ING. IGNACIO HERNÁNDEZ QUINTO
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

CALCULO DE UNA LOSA PLANA MACIZA

Datos de proyecto. —

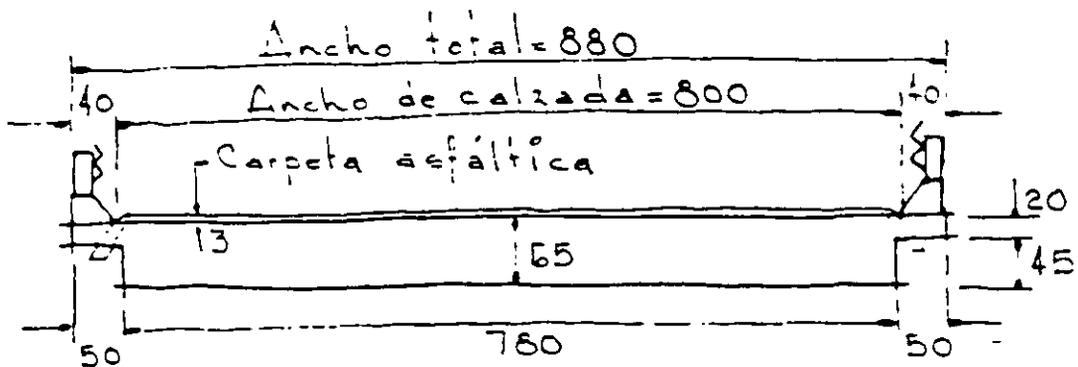
Claro = 12.00 m

Ancho total = 8.80 m

Ancho de calzada = 8.00 m

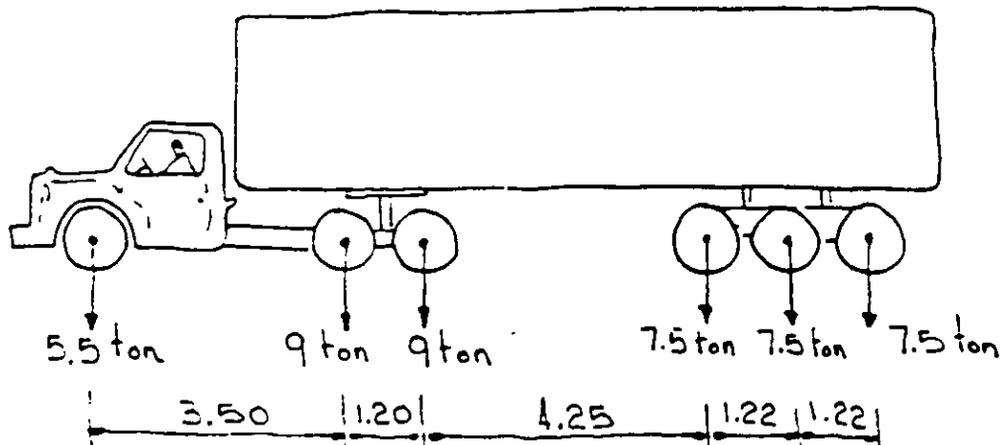
Guarniciones de 0.40 m

Carga móvil T3-53 (45.0 ton.)



SECCION PROPUESTA

CARGA VIVA



CALCULO.-

CARGA MUERTA

Pilastra, lámina y guarnición ——— $252 \times 2 = 504 \text{ Kg}$

Carpeta asfáltica = $0.10 \times 2000 \times 8.00 = 1600 \text{ Kg}$.

Losa = $7.80 \times 0.65 \times 2400 = 12168 \text{ Kg}$.

Volados = $1.00 \times 0.20 \times 2400 = 480 \text{ Kg}$.

$$\underline{14752 \text{ Kg.}}$$

$$\omega = \frac{14752}{7.80} = 1891.28 \text{ Kg/m}; \quad M_{cu} = \frac{1891.28 \times 12^2}{8} = 34043$$

$$V_{cu} = 1891.28 \times 6 = 11347.68 \text{ Kg}$$

CARGA VIVA

De la tabla de momentos y cortantes perteneciente al camión T3-53 tenemos para el claro de 12.00m:

$$M_{cv} = 61710 \text{ Kg-m}; \quad V_{cv} = 27673 \text{ Kg}$$

Impacto.-

$$I = \frac{15.24}{12 + 38} = 30.5 > 30\%$$

Por lo tanto tomaremos el máximo permisible que es: 30%, así que tendremos:

$$M_{cv+I} = 61710 \times 1.30 = 80223 \text{ Kg-m}$$

$$V_{cv+I} = 27673 \times 1.30 = 35897 \text{ Kg}$$

ARMADO PRINCIPAL PARALELO AL
EJE DEL CAMINO

Ancho de distribución según AASHTO:

$$E = 1.22 + 0.065 \leq 2.13 \text{ m}$$

S = Claro

$$E = 1.22 + 0.06 \times 12 = 1.94 \text{ m} < 2.13 \text{ m}$$

$$M_{cv+I} = \frac{80223}{2 \times 1.94} = 20676 \text{ Kg-m}$$

$$V_{cv+I} = \frac{35897}{2 \times 1.94} = 9252 \text{ Kg}$$

MOMENTO ULTIMO:

$$M_u = 1.30 \left(M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cv+I} \right)$$

$$M_u = 1.30 \left(34043 + \frac{5}{3} 20676 \right)$$

$$M_u = 89053.9 \text{ Kg-m/m}$$

Peralte requerido:

$$d = \sqrt{\frac{M_u}{\phi b f'_c q (1 - 0.60 q)}}$$

$$\phi = 0.90 ; q = \rho \frac{f_y}{f'_c} ; \rho = \rho' \times 0.50$$

$$\rho' = \frac{0.85 \times 0.85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{6116}{6116 + f_y}$$

$$\rho' = \frac{0.85 \times 0.85 \times 250}{4000} \times \frac{6116}{6116 + 4000} = 0.0278$$

$$\rho = 0.0278 \times 0.50 = 0.0139$$

$$q = 0.0139 \frac{4000}{250} = 0.222$$

Por lo tanto:

$$d = \sqrt{\frac{8905390}{0.90 \times 100 \times 250 \times 0.222 (1 - 0.60 \times 0.222)}}$$

$$d = 45.3 \text{ cm} < 59 \text{ cm.}$$

Acero de refuerzo:

$$A_s = \frac{0.85 b d f'_c}{f_y} - \sqrt{\left(\frac{0.85 b d f'_c}{f_y}\right)^2 - \frac{1.89 f'_c b M_u}{f_y^2}}$$

$$\frac{0.85 \times 100 \times 59 \times 250}{4000} = 313.44$$

$$313.44^2 = 98244.63$$

$$\frac{1.89 \times 250 \times 100 \times 8905390}{4000^2} = 26298.73$$

$$A_s = 313.44 - \sqrt{98244.63 - 26298.73} = 45.2 \text{ cm}^2$$

Utilizando varillas de 8C (1") tenemos:

$$\text{Separación} = \frac{5.07 \times 100}{45.2} = 11.2 \text{ cm.}$$

pondremos las varillas @ 11 c.a.c.

Porcentaje mínimo de acero

$$p_{\text{mín.}} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4000} = 0.0035$$

En nuestro caso:

$$p = \frac{45.2}{100 \times 59} = 0.0077 > 0.0035 \text{ Bien}$$

Acero de distribución. —

$$\text{Porcentaje del acero principal} = \frac{55}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

$$S = \text{Claro} ; S = 12$$

$$\frac{55}{\sqrt{12}} = 15.9\% < 50$$

$$A_{sd} = 45.2 \times 15.9 = 7.2 \text{ cm}^2$$

Utilizando vars. de 4C ϕ (1/2")

$$S_{\text{separación}} = \frac{1.27 \times 100}{7.2} = 17.6 \text{ cm.}$$

Pondremos las vars. @ 17 cm. c.a.c.

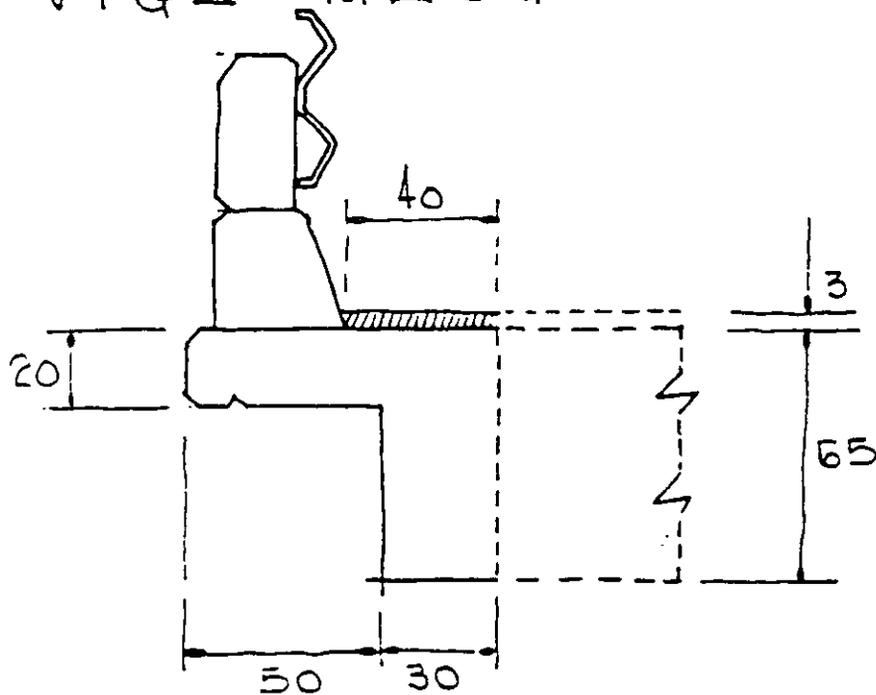
Acero por temperatura. —

$$A_{st} = 0.0015 \times 59 \times 100 = 8.8 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vars } 4C \phi \text{ Separación} = \frac{1.27}{8.8} = 14.4 \text{ cm.}$$

Pondremos las vars. @ 14 cm. c.a.c.

VIGA MARGINAL



CARGA MUERTA

Parapeto (Filastra, guarnición y lámina) = 252 Kg/m

Carpetas asfáltica - $.40 \times .10 \times 20000 = 80 \text{ Kg/m}$

Concreto $(.20 \times .80 + .45 \times .30) 2400 = 708 \text{ Kg/m}$

$$\underline{\omega = 1040 \text{ Kg/m}}$$

$$M_{CM} = \frac{1040 \times 12^2}{8} = 18720 \text{ Kg-m}$$

$$V_{CM} = 1040 \times 6 = 6240 \text{ Kg}$$

C A 2 G A V I V A

$$M_{cv} = 0.10 P S$$

P = Peso de una rueda
S = Claro

$$M_{cv} = 0.10 \times 4500 \times 12 = 5400 \text{ Kg-m}$$

Cortante.-

Se considera un 20% del cortante por banda, así que:

$$V_{cv} = 27673 \times 0.20 = 5535 \text{ Kg}$$

MOMENTO ULTIMO

$$M_u = 1.30 \left(18720 + \frac{5}{3} 7020 \right) = 39546 \text{ Kg-m}$$

CORTANTE ULTIMO

$$V_u = 1.30 \left(6240 + \frac{5}{3} 7195.5 \right) = 23702 \text{ Kg}$$

Peralte requerido

$$d = \sqrt{\frac{3954600}{0.90 \times 30 \times 250 \times 0.222 (1 - 0.60 \times 0.222)}} = 55 \text{ cm}$$

55 < 59 Bien

Acero de refuerzo

$$A_s = \frac{0.85 b d f'_c}{f_y} - \sqrt{\left(\frac{0.85 b d f'_c}{f_y}\right)^2 - \frac{1.89 f'_c b M_u}{f_y^2}}$$

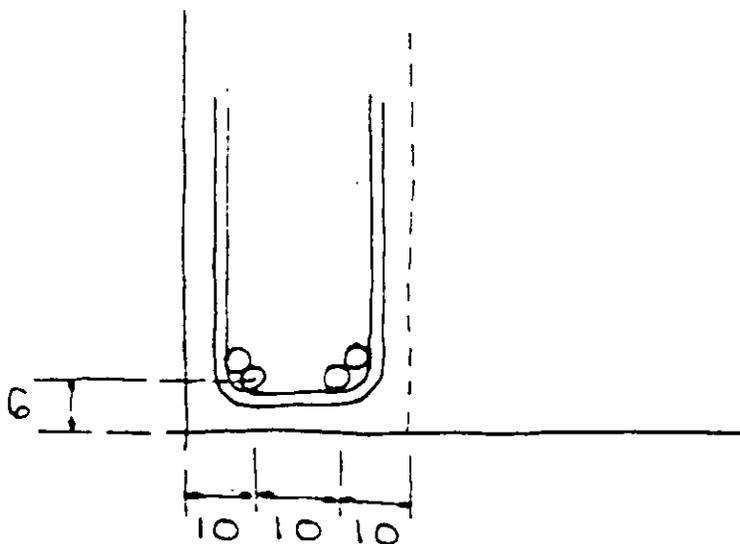
$$\frac{0.85 \times 30 \times 59 \times 250}{4000} = 94.0$$

$$94.0^2 = 8836$$

$$\frac{1.89 \times 250 \times 30 \times 3954600}{4000^2} = 3503.53$$

$$A_s = 94 - \sqrt{8836 - 3503.53} = 20.9 \text{ cm}^2$$

Tomaremos 4 varillas de 8C ϕ (1")



Revisión por cortante.-

$$v_u = \frac{23702}{30 \times 59} = 13.4 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_p = 1.6 \phi \sqrt{f'_c} = 1.6 \times 0.85 \times \sqrt{250} = 21.5 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante que toma el concreto:

$$v_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} = 0.50 \times 0.85 \sqrt{250} = 6.7 \text{ Kg/cm}^2$$

Separación de estribos

$$S = \frac{A_v \phi f_y}{b(v_u - v_c)} = \frac{2 \times 1.27 \times 0.85 \times 4000}{30(13.4 - 6.7)} = 42.9 \text{ cm.}$$

$$\text{Separación máxima} = \frac{d}{2} = \frac{59}{2} = 29.5 \text{ cm.}$$

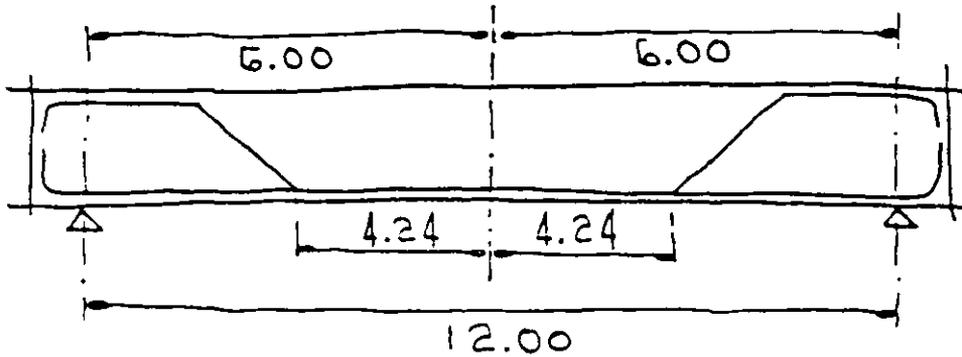
pondremos estribos $\phi 4C @ 28 \text{ c.a.c.}$

Doblado de varillas según

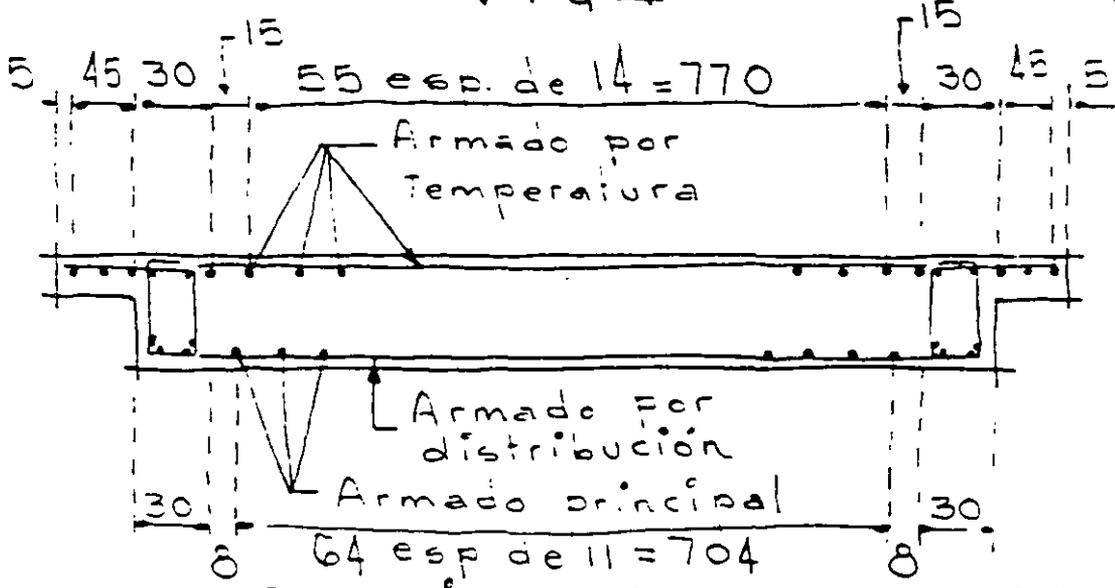
fórmula:

$$X = \frac{L}{2} \sqrt{\frac{A_d}{A_t}}$$

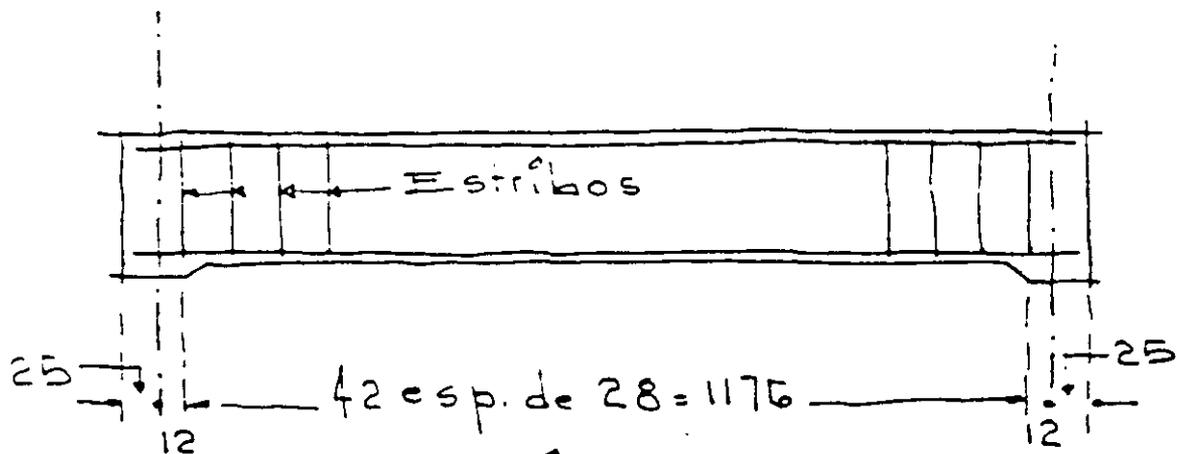
$$X = \frac{12}{2} \sqrt{\frac{2}{4}} = 4.24 \text{ m}$$



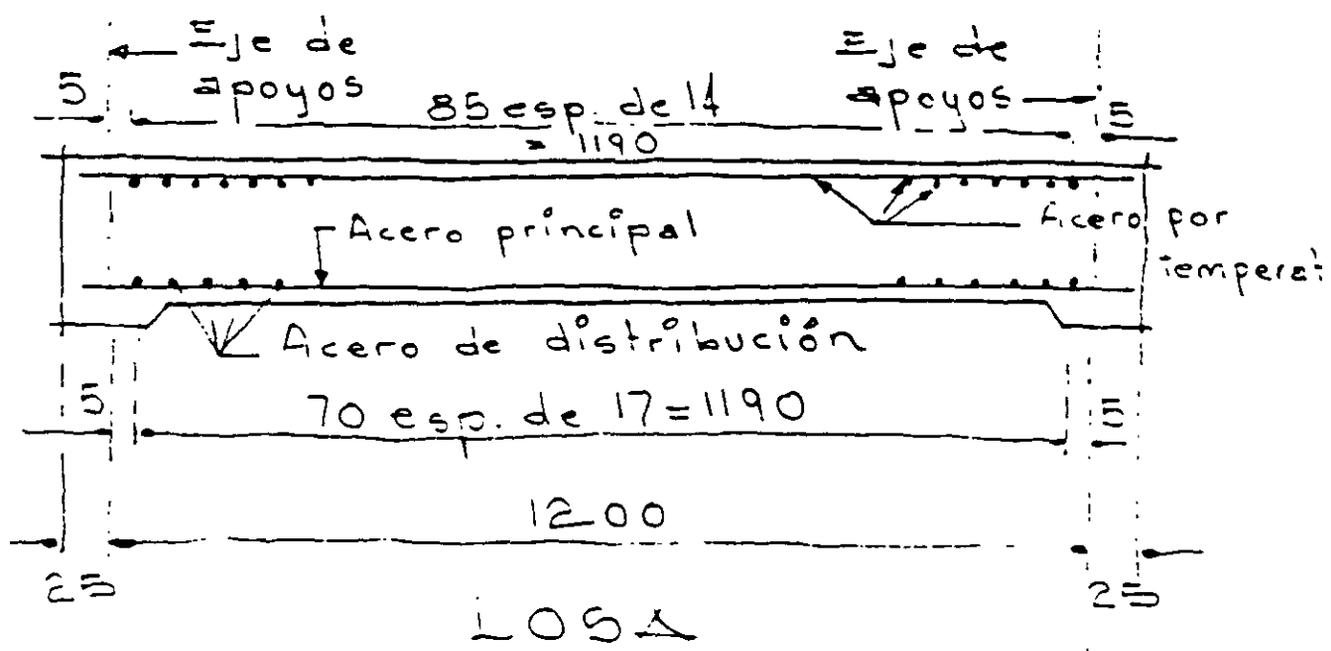
VIGA



SECCION TRANSVERSAL



VIGA





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

CURSOS ABIERTOS

PROYECTO DE PUENTES

TEMA

**DISEÑO DE SUBESTRUCTURAS Y
SUPERESTRUCTURAS**



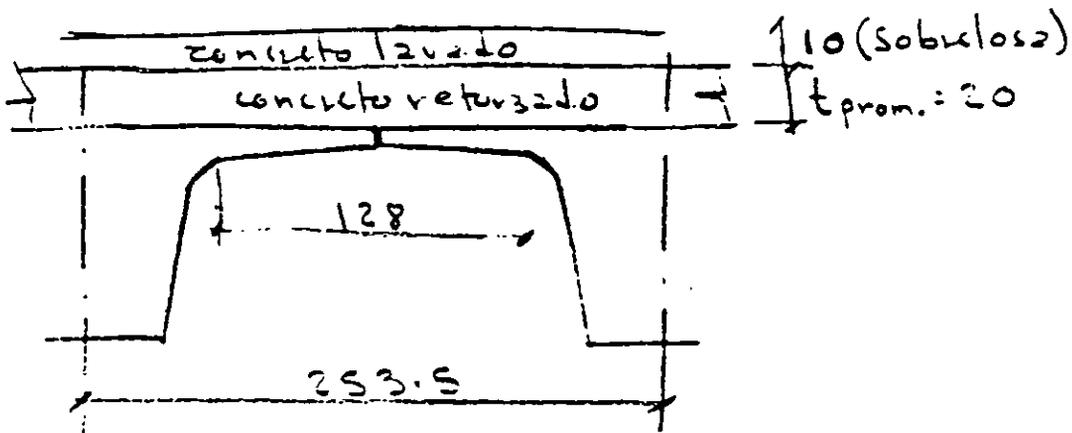
**CENTRO DE INFORMACION
Y DOCUMENTACION
"ING. BURO MASCARÓN"**

**CONFERENCISTA
ING. IGNACIO HERNÁNDEZ QUINTO
PALACIO DE MINERÍA
MAYO 2000**

CÁLCULO DE LA LOSA:

- Losa entre traveses:

clavo efectivo:



$$S = \text{clavo efectivo} = 128 + t = 128 + 20 = 148 \text{ cm} = 4.56 \text{ pies}$$

Análisis de Cargas:

- Carga Muerta:

$$l_{\text{osa}} = 0.20 \times 2.4 = 0.48 \text{ ton/m}$$

$$\text{con. lizo} = 0.10 \times 2.0 = 0.20 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{cm}} = 0.68 \text{ ton/m}$$

como viga semiempotrada:

$$M_{\text{cm}} = \frac{0.68 \times 1.48^2}{10} = 0.15 \text{ ton-m/m}$$

- Carga Viva + Impacto:

$$M_{\text{CVI}} = \frac{S+2}{32} P_{20} I = \frac{4.56+2}{32} \times 7.26 \times 1.30 = 2.02$$

$$M_{\text{CVI}} = 2.02 \text{ ton-m/m}$$

Momento Total de Diseño:

$$M_{tot.} = 0.15 + 2.02 = 2.17 \text{ ton-m/m}$$

Revisión del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{M}{k b}} = \sqrt{\frac{2.17 \times 10^7}{14.8 \times 100}} = 12 \text{ cm} < 16 \text{ cm} \text{ Bien}$$

Refuerzo por Flexión:

por momentos positivo y negativo:

$$A_s = \frac{2.17 \times 10^7}{2000 \times 0.9 \times 16} = 7.53 \text{ cm}^2/\text{m} (\#4 \text{ c @ } 17 \text{ cm})$$

Refuerzo por Distribución: ($\leq 67\%$)

$$\% A_{sd} = \frac{220}{\sqrt{3.285}} = \frac{220}{\sqrt{3.28 \times 1.48}} = 100\% > 67\%$$

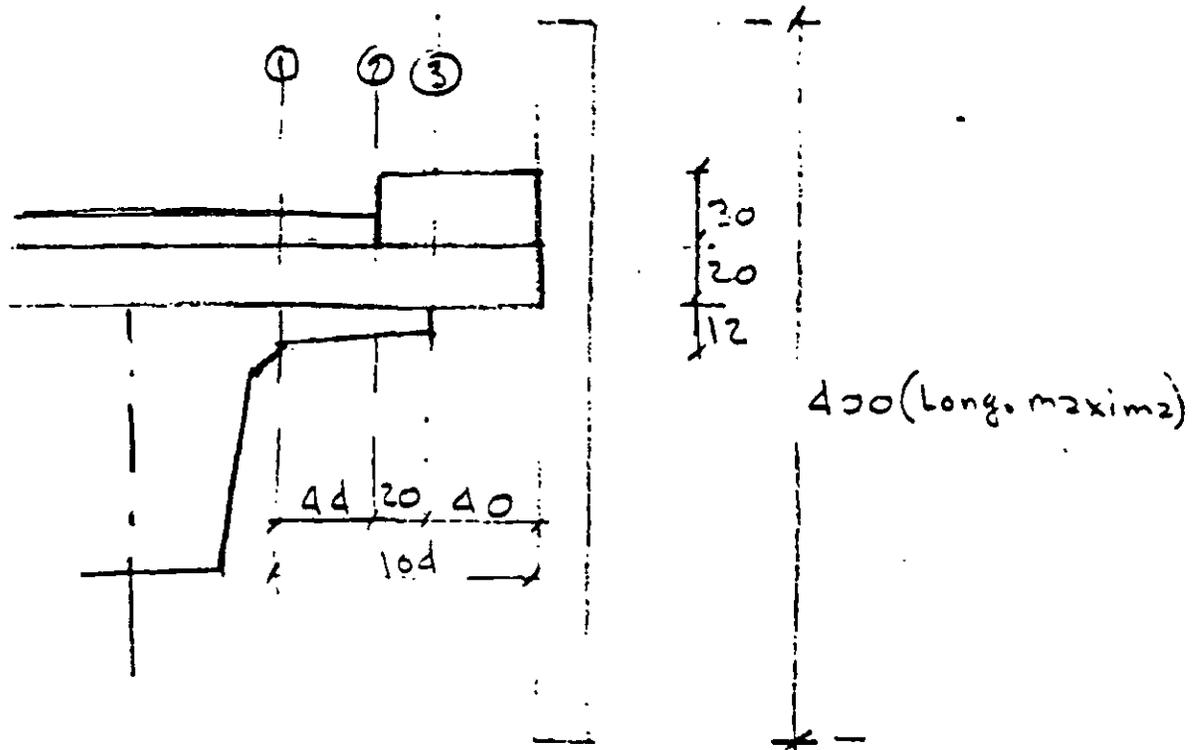
$$\therefore A_{sd} = 0.67 \times 7.53 = 5.05 \text{ cm}^2/\text{m} (\#4 \text{ c @ } 25 \text{ cm})$$

Refuerzo por Temperatura:

$$A_{st} = 0.0015 \times 100 \times 20 = 3.00 \text{ cm}^2/\text{m} (\#4 \text{ c @ } 30 \text{ cm})$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

- Loso en Voladizo :



Existen 3 secciones críticas (1, 2 y 3). Si se desprecia el trabajo de la alata de la tizbe, la sección más crítica será la 1, ya que además de ser la única sección en donde influye la carga viva, tiene los mayores brazos de palanca y el menor pézalte.

Análisis de Cargas :

- Carga Muerta :

$$s_1 d_1 c_1 = 0.40 \text{ ton/m}^2 \times 4.00 \text{ m} = 1.6 \text{ ton/m} ; b = 1.19 \text{ m}$$

$$M = 1.6 \times 1.19 = 1.90 \text{ ton-m/m}$$

$$s_2 = 0.20 \times 1.04 \times 2.4 = 0.50 \quad \checkmark \quad b = 0.52 \text{ m}$$

$$M = 0.50 \times 0.52 = 0.26 \text{ ton-m/m}$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

$$b_{\text{banque}} = 0.30 \times 0.60 \times 2.4 = 0.43 \text{ ton/m} \quad b = 0.74 \text{ m}$$

$$M = 0.43 \times 0.74 = 0.32 \text{ ton-m/m}$$

$$\text{Conci. Izudo} = 0.10 \times 0.44 \times 2.0 = 0.09 \text{ ton/m}; \quad b = 0.22 \text{ m}$$

$$M = 0.09 \times 0.22 = 0.02 \text{ ton-m/m}$$

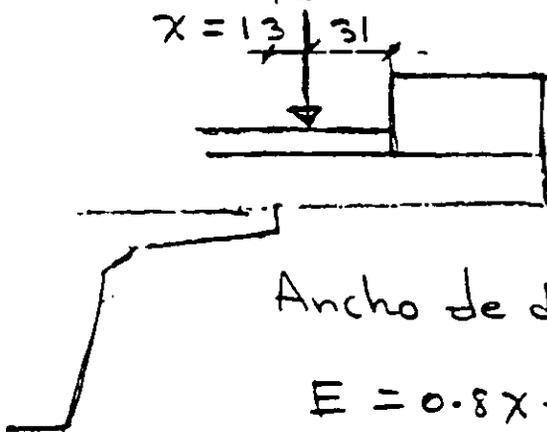
Momento Total por (2+92 Muertes):

$$M_{\text{CM}} = 1.90 + 0.26 + 0.32 + 0.02 = 2.50 \text{ ton-m/m}$$

- Carga Viva:

$$P_{20} = 7.26 \text{ ton}$$

$$x = 1.3 \text{ m}$$



Ancho de distribución:

$$E = 0.8x + 1.143 = 0.8 \times 1.3 + 1.143 = 1.247 \text{ m}$$

$$M_{cvi} = \frac{Px}{E} I = \frac{7.26 \times 1.3}{1.247} \times 1.30 = 0.98 \text{ ton-m/m}$$

Momento Total de diseño:

$$M_{\text{Tot.}} = 2.50 + 0.98 = 3.48 \text{ ton-m/m}$$

Requisito del peralte:

$$d = \sqrt{\frac{3.48 \times 10^5}{14.8 \times 100}} = 16 \text{ cm} = \text{propuesto } \frac{h}{2}$$

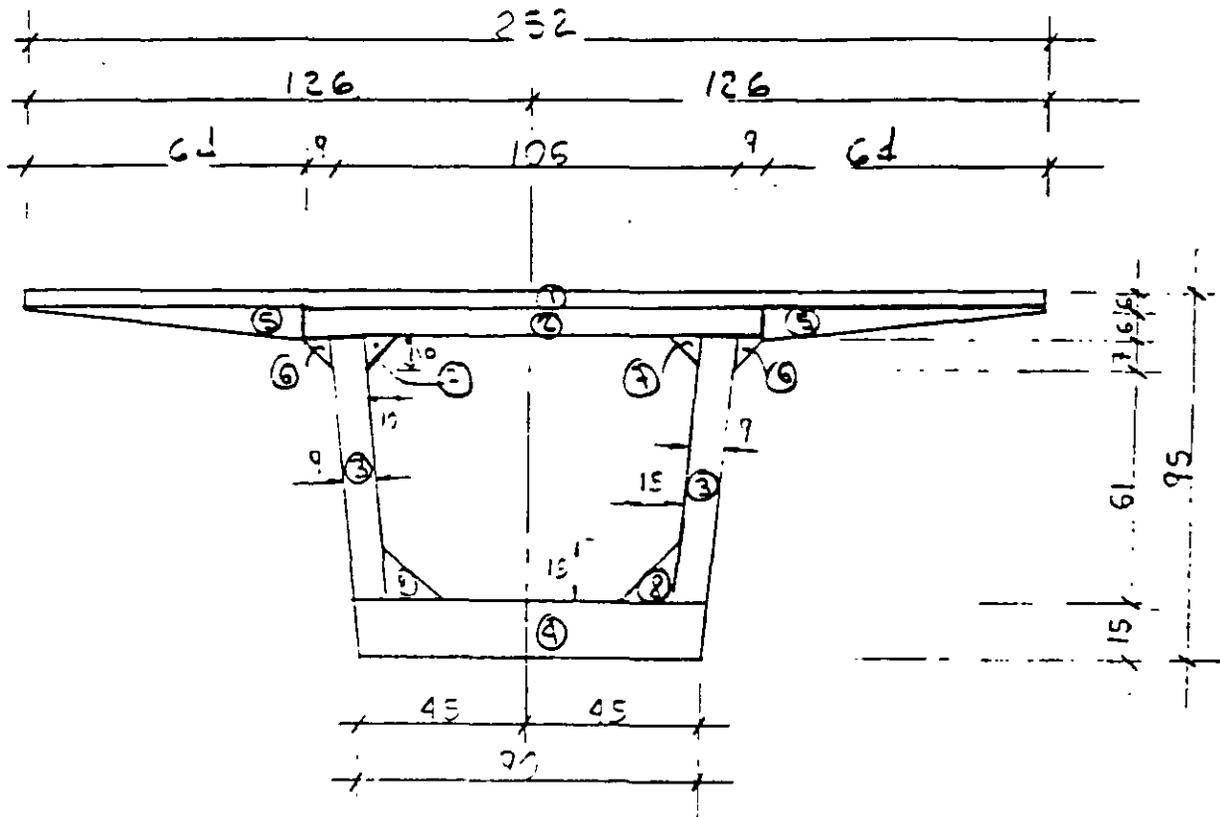
Reverso por Momento Negativo:

$$A_{st} = \frac{3.48 \times 10^5}{2000 \times 0.9 \times 16} = 12.1 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$(\#4C @ 10.5 \text{ ó } \#5C @ 16.5) |$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

- Cálculo de trabe prefabricada



- Sección Transversal -

CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS :

— Para la Trabe sola :

Elem.	Area (m ²)	y (m)	Ay (m ³)	\bar{y} (m)	A \bar{y}^2 (m ⁴)	I _c (m ⁴)
1	0.1512	0.920	0.1391	0.341	0.017620	0.000045
2	0.0744	0.860	0.0640	0.281	0.005890	0.000022
3	0.1224	0.490	0.0600	0.089	0.000961	0.004716
4	0.1350	0.075	0.0101	0.504	0.034241	0.000253
5	0.0384	0.870	0.0331	0.291	0.003260	0.000008
6	0.0063	0.806	0.0051	0.228	0.000328	0.000002
7	0.0100	0.796	0.0080	0.218	0.000475	0.000006
8	0.0225	0.200	0.0045	0.379	0.003226	0.000028
Σ	0.5602		0.2241		0.066002	0.005070

$$A = 0.5602 \text{ m}^2$$

$$y_s = 0.371 \text{ m}$$

$$y_j = 0.579 \text{ m}$$

$$I_{\text{Top}} = 0.071082 \text{ m}^4$$

$$S_s = 0.191403 \text{ m}^3$$

$$S_j = 0.122847 \text{ m}^3$$

— Para la Sección Compuesta :

Ancho efectivo de la losa que contribuye :

$$b = 12t + b' = 12 \times 20 + 18 = 258$$

$$o \quad b = L/d = 1600/d = 400$$

$$o \quad b = \text{Sep. entre travesaños} = 253.5 \text{ (m)} \quad \text{m}^2$$

Tomando en cuenta la diferencia de concretos travesaños-losa

$$b_{\text{real}} = 253.5 \sqrt{\frac{250}{3.50}} = 214$$

Elem.	Area (m ²)	y _c (m)	Ay (m ³)	y _c (m)	Ay ² (m ⁴)	I _c (m ⁴)
Loss	0.4280	1.050	0.4494	0.267	0.020561	0.001427
Trunk	0.5602	0.329	0.2241	0.204	0.023349	0.071082
Σ	0.9882		0.7735		0.053911	0.072509

$$y_s = 0.167 \text{ m}$$

$$S_s = 0.756020 \text{ m}^3$$

$$y_i = 0.783 \text{ m}$$

$$S_i = 0.161501 \text{ m}^3$$

$$y'_s = 0.367 \text{ m}$$

$$S'_s = 0.344264 \text{ m}^3$$

$$I_{Top} = 0.126420 \text{ m}^4$$

- Análisis de Cargas

- Peso Propio

$$w = 0.5602 \text{ m}^2 \times 2.4 \text{ ton/m}^2 = 1.344 \text{ ton/m}$$

$$M_d = \frac{1.344 \times 16.00^2}{8} = 43.0 \text{ ton-m}$$

$$V_{\text{apoyo}} = 1.344 \times 8.25 = 11.1 \text{ ton}$$

- Peso de Losa

$$w = 8.00 \text{ m} / 3 \text{ trabes} \times 0.20 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^2 = 1.28 \text{ ton/m}$$

$$M_d = \frac{1.28 \times 16.00^2}{8} = 41.0 \text{ ton-m}$$

$$V_{\text{apoyo}} = 1.28 \times 8.25 = 10.6 \text{ ton}$$

- Carga Muerta Adicional

Concreto lavado

$$1.97 \text{ m} \times 0.10 \text{ m} \times 2.4 \text{ ton/m}^2 = 0.47 \text{ ton/m}$$

Guarniciones y canchales

$$\left(2.10 \text{ m} \times 0.35 \text{ m} - \left(\pi \times 0.05^2 \times 3 \right) \right) \times 2.4 / 3 = 0.42 \text{ ton/m}$$

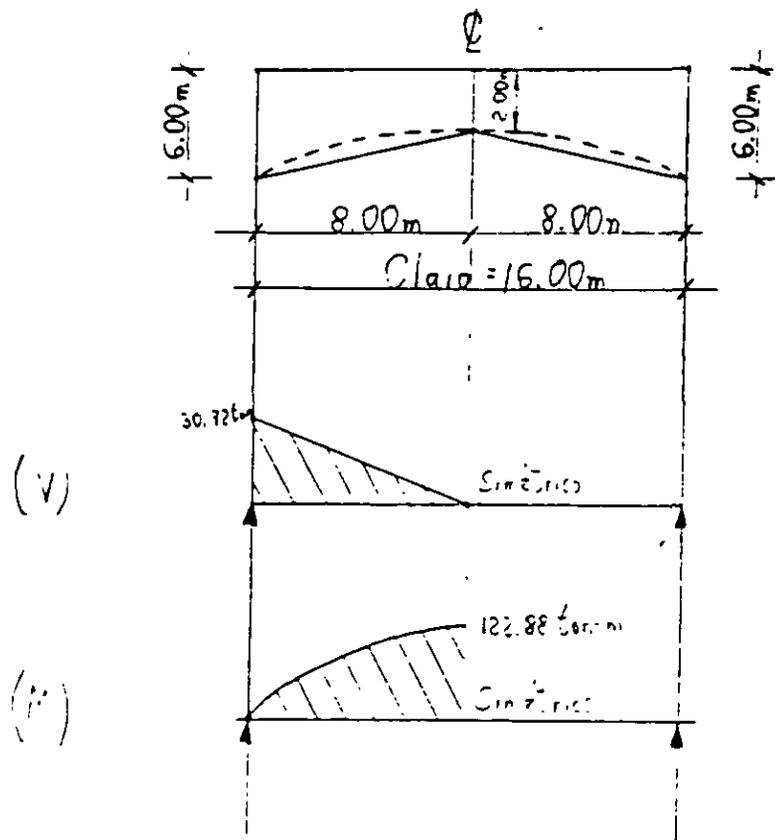
$$w = 0.89 \text{ ton/m}$$

$$M_d = \frac{0.89 \times 16.00^2}{8} = 28.5 \text{ ton-m}$$

$$V_{\text{apoyo}} = 0.89 \times 8.25 = 7.3 \text{ ton}$$

Proyecto: Puente "Talsa Poniente"

- faldón de concreto reforzado
Idealizando la forma del faldón conservadoramente
para simplificar el análisis:



El peso del faldón, incluyendo la piedra brasa

$$P = 0.20 \text{ ton/m}^2 + 0.24 \text{ ton/m}^2 = 0.48 \text{ ton/m}^2$$

El área total de las 2 abutaciones es:

$$A = \frac{6.00 + 2.00}{2} \times 16.00 \times 2 = 128.0 \text{ m}^2$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

∴ El peso total de los faldones es:

$$P = 0.48 \text{ ton/m}^2 \times 128.0 \text{ m}^2 = 61.44 \text{ ton}$$

las reacciones son:

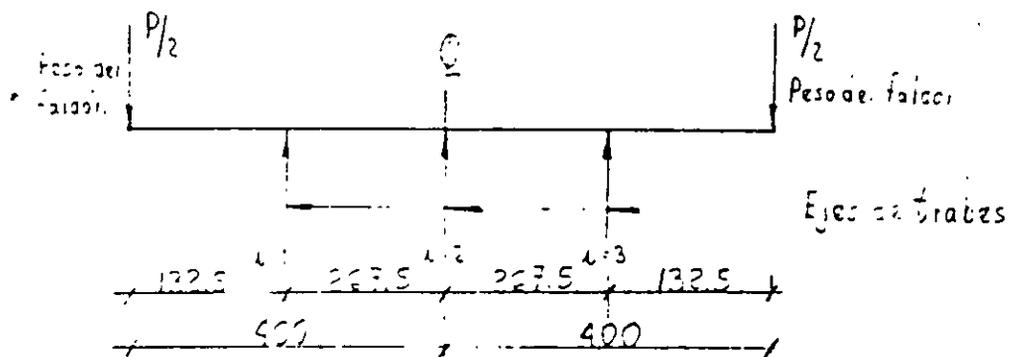
$$R = 61.44 \text{ ton} / 2 = 30.72 \text{ ton}$$

El momento producido por los faldones en el centro del claro para las 3 traveses es:

$$M_G = 122.88 \text{ ton-m}$$

Este momento se distribuirá transversalmente en las tres traveses por partes iguales como se demuestra a continuación:

El factor de concentración se calculará utilizando el método de Courbon.



Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

Como las cargas son simétricas, la excentricidad con respecto al centro del claro es nula.

La fórmula de Courbon dice:

$$F_c = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \left(\frac{n+1-2j_i}{n^2-1} \right) \left(\frac{e}{s} \right) \right]$$

donde:

P = Carga

n = Número de traves

j = Número asignado a cada trabe

e = Excentricidad de cargas respecto al centro del claro

s = Separación entre traves

como $e=0$, la fórmula se reduce a

$$F_c = \frac{P}{n} = \frac{P}{3} = \frac{1}{3} p$$

∴ el momento de flexión al centro de claro por trabe es:

$$M_{lg} = \frac{122.22}{3} = 41.0 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

y el cortante máximo en el apoyo es:

$$V_{\text{apoyo}} = \frac{35.72}{3} = 11.9 \text{ ton}$$

Proyecto: Puente "Tolsa Poniente"

$$\begin{aligned}M_{CM_{adic.}} &= 28.5 \text{ ton-m} + 41.0 \text{ ton-m} = 69.5 \text{ ton-m} \\V_{CM_{adic.}} &= 7.3 \text{ ton} + 10.2 \text{ ton} = 17.5 \text{ ton}\end{aligned}$$

- Carga Viva + Impacto

Se diseñará para 2 carriles de tránsito, ambos cargados con el camión tipo HS-20 de AASHTO.

Factor de Impacto

De las Especificaciones AASHTO se tiene la fórmula siguiente:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \text{ pero no mayor que el } 30\%$$

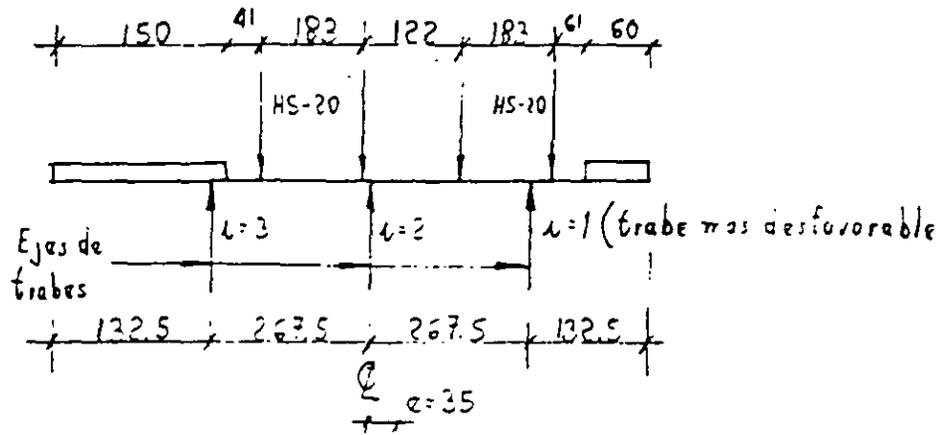
$$L = \text{Claro}$$

$$I = \frac{15.24}{16.00 + 38.10} = 0.282 < 30 \quad \text{Bien}$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

Factor de concentración

Suponiendo el caso más desfavorable de que circulen los dos camiones tipo HS-20 en la posición más crítica para momento:



$$F_c = \frac{P}{n} \left[1 + 6 \left(\frac{r+1-2u}{n^2-1} \right) \left(\frac{e}{s} \right) \right]$$

$P = 2$ carriles

$r = 3$ traveses

$u = 1$ (trabe más desfavorable)

$e = 0.35$ m

$s = 2.675$ m

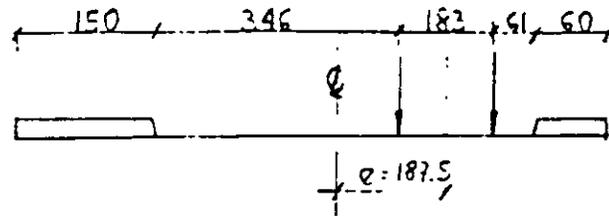
substituyendo los datos

Para los carriles cargados

$$F_c = \frac{2}{3} \left[1 + 6 \left(\frac{3+1-2}{3^2-1} \right) \left(\frac{0.35}{2.675} \right) \right] = 0.778/\text{carril}$$

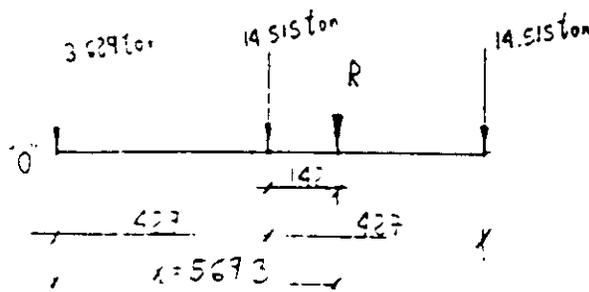
Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

Para un carril cargado



$$F_c = \frac{1}{3} \left[1 + 6 \left(\frac{3 + 1 - 2}{3^2 - 1} \right) \left(\frac{1.875}{2.675} \right) \right] = 0.684 / \text{carril (no rige)}$$

Elementos mecánicos para la carga móvil HS-20 por carril



R = Resultante
R = 32.659 ton

Centroide de cargas

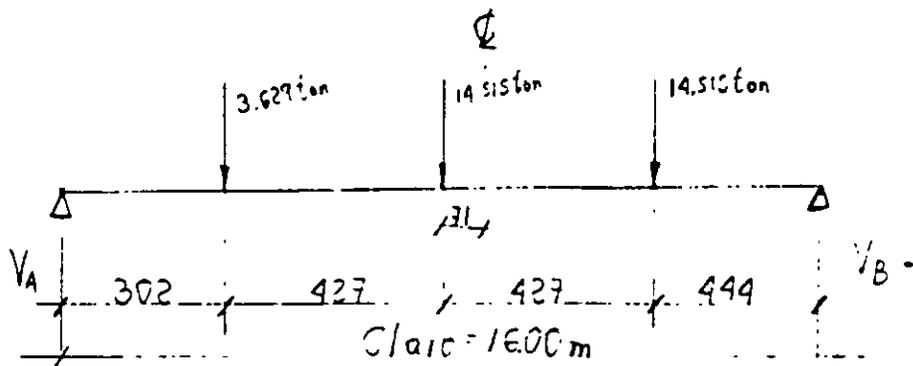
$$\sum M_0 = 14.515 (3.34 - 4.27) = R x$$

$$\therefore x = \frac{195.327}{32.659} = 5.983 \text{ m}$$

Posición más crítica para momento

Por el método de las áreas de influencia, haciendo equidistantes al centro del claro de la resultante y de la rueda más cercana a ésta

Proyecto: Puente "Tolsá Perrené"

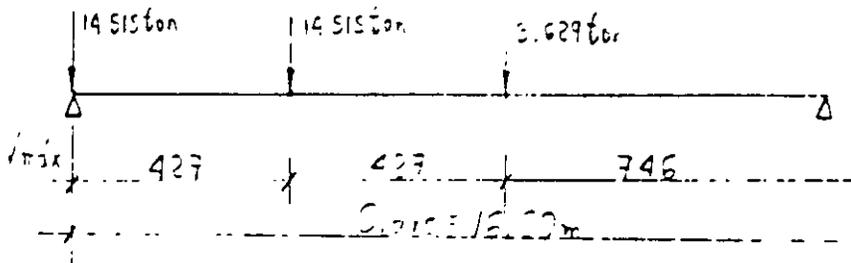


$$V_A = \frac{14.515 (4.44 + 8.71)}{16.00} + \frac{3.629 (12.98)}{16.00} = 14.874 \text{ ton}$$

el momento máximo maximum por carriles

$$M_{\max} = (14.874 \times 7.29) - (3.629 \times 4.27) = 92.736 \text{ ton}\cdot\text{m/carril}$$

el cortante máximo por carriles



$$V_{\max} = \frac{3.629 \times 7.46}{16.00} + \frac{14.515 (11.73)}{16.00} = 26.848 \text{ ton/carril}$$

Elementos mecánicos por carga viva, afectados por el impacto y el factor de concentración, lo cual da elementos mecánicos por eje

$$M_{cv+I} = 92.736 \times 1.282 \times 0.778 = 95.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$V_{cv+I} = 26.848 \times 1.282 \times 0.778 = 27.5 \text{ ton}$$

Proyecto: Puente "Talsa Poniente"

- Esfuerzos por Cargas

Como no existe carga viva entonces $\bar{V} = \frac{M}{S}$

Carga	\bar{V}_s (ton/m ²)	\bar{V}_i (ton/m ²)	\bar{V}_s (ton/m ²)
Peso Propio	225	-350	
Losa	214	-334	
C.M. adicional	92	-430	202
C.V + I	126	-589	276
$\Sigma =$	657	-1703	478

Fresfuerzo necesario

- Dejando tensiones nulas en la fibra inferior superior $\sigma = 0.51 \text{ tr}$

$$\bar{V}_i = T \left(\frac{1}{A} - \frac{z}{S_x} \right)$$

$$1703 = T \left(\frac{1}{0.5662} - \frac{0.51}{0.122222} \right) ; T = 286 \text{ ton}$$

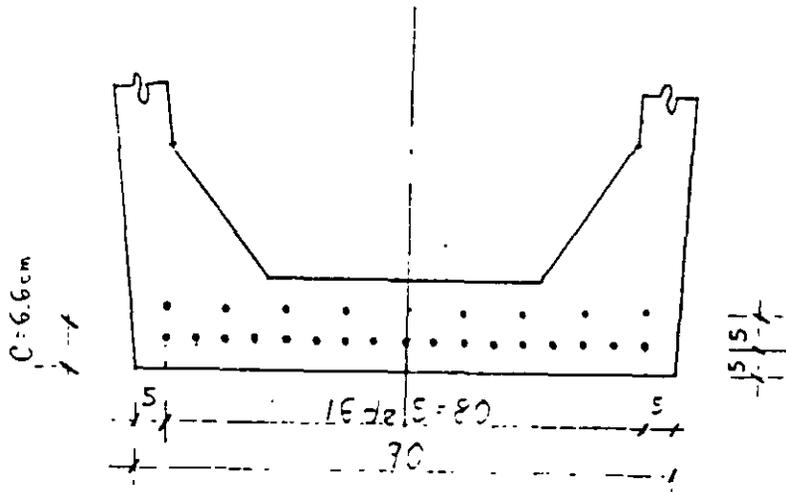
capacidad de tracción de $\frac{1}{2}$ " ϕ , L.R = 17000 Kg/cm²;
trabajando a 0.25 = forma permanente:

$$t = 0.25 \times 17000 \times 17 = 11.2519 \text{ ton}$$

$$N^{\circ} \text{ de } \phi = \frac{286}{11.2519} = 25 \text{ torones}$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

Con 25 coronas de $\frac{1}{2}$ " ϕ , L.R. = 19000 Kg/cm², trabajando a C. 60 L.R. en forma prismática.



$$T = 25 \times 11.2518 = 281.295 \text{ ton}$$

$$e = y_u - c = 0.520 - 0.066 = 0.513 \text{ m}$$

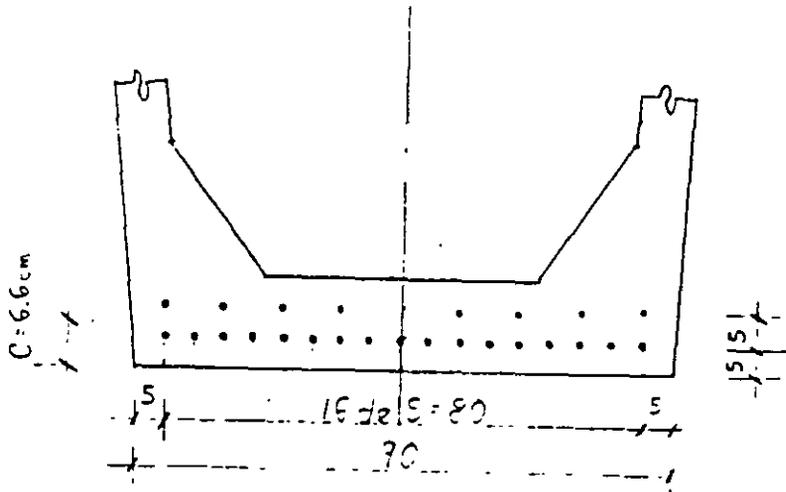
$$V = 281.295 \left(\frac{1}{0.5602} + \frac{0.513}{c} \right)$$

$$V_{sp} = -252 \text{ ton/m}^2$$

$$V_{\lambda T} = 1677 \text{ ton/m}^2$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

Con 25 coronas de $\frac{1}{2}" \phi$, L.R. = 19000 Kg/cm², trabajando a C.E.O L.R. en forma prismática.



$$T = 25 \times 11.2518 = 281.295 \text{ ton}$$

$$e = y_u - c = 0.566 - 0.066 = 0.513 \text{ m}$$

$$\bar{V} = 281.295 \left(\frac{1}{0.566} + \frac{0.513}{C} \right)$$

$$\bar{V}_{sp} = -252 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_{uf} = 1677 \text{ ton/m}^2$$

Proyecto: Puente "Tolsa Poniente"

- Esfuerzos por Cargas

Como no existe carga axial entonces $\bar{V} = \frac{M}{L}$

Carga	\bar{V}_s (ton/m)	\bar{V}_i (ton/m)	\bar{V}_s (ton/m)
Peso Propio	225	-250	
Losa	214	-324	
C.M. adicional	92	-430	202
C.V + I	126	-589	276
$\Sigma =$	657	-1703	478

Presfuerzo necesario

- Dejando tensiones nulas en la fibra inferior superior $\sigma = 0.51 \mu$

$$\bar{V}_i = T \left(\frac{1}{A} - \frac{z}{S_x} \right)$$

$$1703 = T \left(\frac{1}{0.5662} - \frac{0.51}{0.122722} \right) \quad ; \quad T = 286 \text{ ton}$$

capacidad de la fibra de $\frac{1}{2} \phi$, L.R = 17000 Kg/cm²;
Trabajando a 0.85 de forma permanente:

$$t = 0.933 \times 0.85 \times 17 = 11.2518 \text{ ton}$$

$$N^\circ \text{ de torones} = \frac{286}{11.2518} = 25 \text{ torones}$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

- Esfuerzos permanentes (Después de las pérdidas de)
presfuerzo

Carga	∇_s (ton/m ²)		∇_u (ton/m ²)		∇_s (ton/m ²)	
	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado	Parcial	Acumulado
Po Po	225		-350			
Presf.	-252	-27	1677	1327		
Losa	214	187	-334	993		
S. Madic	92	279	-430	563	202	
S. I	126	405	-589	-26	275	478

Revisión de esfuerzos

A puente vacío

$$\nabla_s = 279 \text{ ton/m}^2 < 0.4 f_c$$

\therefore Bien

$$\nabla_u = 563 \text{ ton/m}^2 < 0.4 f_c$$

A puente en servicio

$$\nabla_s = 405 \text{ ton/m}^2 < 0.4 f_c$$

\therefore Bien

$$\nabla_u = -26 \text{ ton/m}^2 = -2.6 \text{ ton/m}^2 \approx 0$$

- Esfuerzos Iniciales Temporales (Antes de las pérdidas de presfuerzo)

Suponiendo un 19% de pérdidas, lo cual se comprobará posteriormente

$$V_{s,i} = 225 - \frac{252}{0.81} = -86 \text{ ton/m}^2 < 0.8\sqrt{f'_c}$$

$$V_{t,i} = -350 + \frac{1477}{0.81} = 1720 \text{ ton/m}^2 = 0.6 f'_c$$

$$\therefore f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

El presfuerzo se deberá transferir cuando el concreto tenga una resistencia de $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$

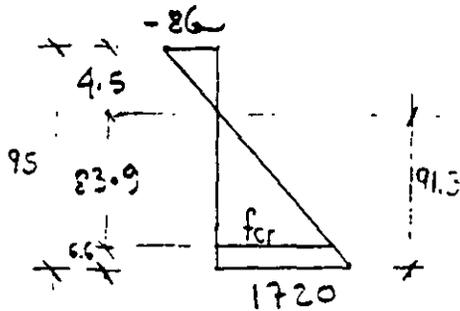
- Comprobación de las Pérdidas de Presfuerzo
Se utilizarán las fórmulas recomendadas por los experimentos del AASHTO.

- Por contracción de fraguado
La función de la humedad relativa se recomendará

$$CC = 430 \text{ Kg/m}^3$$

Proyecto: Puente "Tolsa Poniente"

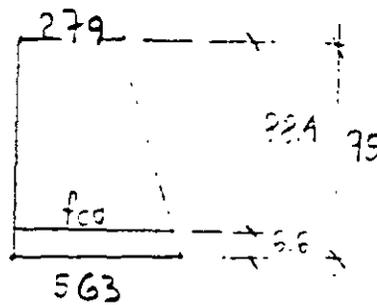
- Por acortamiento elástico del concreto



$$f_{cr} = 1565 \text{ ton/m}^2$$

$$AE = 7 \times 139.9 = 1116 \text{ Kg/cm}^2$$

- Por escurrimiento plástico del concreto



$$f_{cd} = 543 \text{ ton/m}^2$$

$$CF_c = 16, 54.3 = 369 \text{ Kg/cm}^2$$

- Por relajación del acero de pretensado

Se deberá utilizar acero de baja relajación

$$CR_{sp} = [1400 - 0.125(430 + 1116 + 869)] \div 4 = 275 \text{ Kg/cm}^2$$

- Pérdidas Totales

$$\Delta f_s = 430 + 1116 + 869 + 275 = 2690 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo permanente} = 0.6LR = 11400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Esfuerzo inicial de puzo} = 14090 \text{ Kg/cm}^2 = 0.74LR < 0.75LR$$

$$\% \Delta f_s = \left(1 - \frac{11400}{14090}\right) \cdot 100 = 19\% = \text{Pérdidas supuestas}$$

- Longitudes de adherencia

Para evitar esfuerzos excesivos en las secciones o ejadas del centro del crato, se propone engrasar e inducir algunos torones para adherirlos en las longitudes calculadas a continuación. Se dejarán los 8 torones del izaje superior adheridos en toda su longitud y adherir los 17 torones restantes del izaje inferior.

Revisión de esfuerzos en la zona de apoyos

$$T = 8 \times 11.218 = 90.0144 \text{ ton}$$

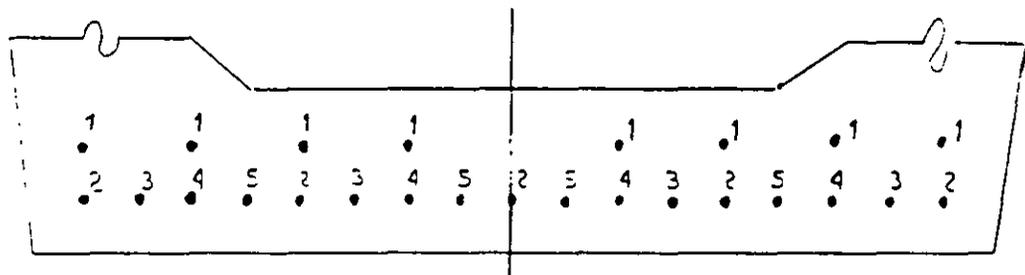
$$z = 0.579 - 0.10 = 0.479 \text{ m}$$

$$\bar{T} = 90.0144 \left(\frac{1}{0.5662} + \frac{0.479}{5} \right)$$

$$\bar{V}_s = -63 \text{ ton/m} < 1.6 \sqrt{f'_c} = -299 \text{ ton/m}$$

$$\bar{V}_u = 511 \text{ ton/m} < 0.4 f'_c$$

Se propone la siguiente agrupación de torones



- 8 torones N°1 (Agrupados a lo largo del eje)
- 5 torones N°2 (Agrupados a 1.20m del eje de apoyo)
- 4 torones N°3 (Agrupados a 2.30m del eje de apoyo)
- 4 torones N°4 (Agrupados a 3.30m del eje de apoyo)
- 4 torones N°5 (Agrupados a 4.50m del eje de apoyo)

- Grupo de 5 torones N°2 desaheridos a 1.20m del eje de apoyos

- Esfuerzos por cargas (Distribución parabólica)

$$K = 1 - \left(\frac{x}{L/2}\right)^2 = 1 - \left(\frac{680}{800}\right)^2 = 0.2775$$

$$\bar{V}_{sc} = 657 K = 182 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_{sa} = -1703 K = -473 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzos por presfuerzo

• la izquierda de la sección analizada (8 torones)

$$\bar{V}_s = -63 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_a = 511 \text{ ton/m}^2$$

a la derecha de la sección analizada (13 torones)

$$T = 13 \times 11.2518 = 146.27 \text{ ton}$$

$$e = 0.579 - 0.0808 = 0.4982 \text{ m}$$

$$\bar{V} = 146.27 \left/ \frac{1}{0.5602} - \frac{0.4982}{S} \right.$$

$$\bar{V}_s = -120 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_a = 254 \text{ ton/m}^2$$

- Resumen de esfuerzos finales en la sección analizada a la izquierda

$$\bar{V}_s = 182 - 63 = 119 \text{ ton/m}^2 < 0.4 f'_c$$

$$\bar{V}_u = -473 + 511 = 38 \text{ ton/m}^2 > 0$$

a la derecha

$$\bar{V}_s = 182 - 120 = 62 \text{ ton/m}^2 < 0.4 f'_c$$

$$\bar{V}_u = -473 + 854 = 381 \text{ ton/m}^2 > 0$$

∴ Se acepta el grupo N°2

- Grupo de 4 torones N°3 desadheridos a 2.30m del eje de apoyos

- Esfuerzos por cargas

$$K = 1 - \left(\frac{570}{800} \right)^2 = 0.4923$$

$$\bar{V}_{sc} = 557 K = 323 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_{bc} = -1703 K = -838 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzos por pretensado

a la izquierda (13 torones)

$$\bar{V}_s = -120 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_u = 854 \text{ ton/m}^2$$

a la derecha (17 torones)

$$T = 17 \times 11.2518 = 191.2806 \text{ ton}$$

$$e = 0.579 - 0.0735 = 0.5055 \text{ m}$$

$$\bar{V} = 191.2806 \left(\frac{1}{10.5602} + \frac{0.5055}{5} \right)$$

$$\bar{V}_s = -163 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_u = 1129 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzos finales
a la izquierda

$$\bar{V}_s = 323 - 120 = 203 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_u = -838 - 854 = -1692 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Bien}$$

a la derecha

$$\bar{V}_s = 323 - 163 = 160 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_u = -838 + 1129 = 291 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Bien}$$

se acepta el grupo N°3

- Grupo de 4 torones N°4 soldados a 3.30m
del eje de apoyo

- Esfuerzos por cargas

$$K = 1 - \left(\frac{470}{500} \right)^2 = 0.6548$$

$$\bar{V}_{sc} = 657K = 430 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_{uc} = -1703K = -1115 \text{ ton/m}^2$$

Esf. vivos por pieza de acero
a la izquierda (17 toneladas)

$$\bar{V}_c = -163 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_u = 1129 \text{ ton/m}^2$$

a la derecha (21 toneladas)

$$T = 21 \times 1.2518 = 262.8778 \text{ ton}$$

$$e = 0.579 - 0.0670 = 0.512$$

$$\bar{V} = 262.8778 \cdot \frac{1}{0.5602 + \frac{0.5163}{5}}$$

$$\bar{V}_c = -216 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_u = 1415 \text{ ton/m}^2$$

Esfuerzos finales

a la izquierda

$$\bar{V}_c = 430 - 163 = 267 \text{ ton/m}^2 \text{ Bien}$$

$$\bar{V}_u = -1115 + 1129 = 14 \text{ ton/m}^2$$

a la derecha

$$\bar{V}_c = 430 - 216 = 214 \text{ ton/m}^2 \text{ Bien}$$

$$\bar{V}_u = -1115 - 1415 = -2530 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta el 21% p. N°4

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

- Grupo de 4 torones N°5 desadheridos a 4.5 de eje de apoyos.

- Esfuerzos por cargas

$$K = 1 - \left(\frac{350}{800}\right)^2 = 0.8086$$

$$\bar{V}_{sc} = 657 \cdot K = 531 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_{xc} = -1703 \cdot K = -1377 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzos por presfuerzo
a la izquierda (21 torones)

$$\bar{V}_s = -216 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_x = 1415 \text{ ton/m}^2$$

a la derecha (25 torones)

$$\bar{V}_s = -252 \text{ ton/m}^2$$

$$\bar{V}_x = 1677 \text{ ton/m}^2$$

- Esfuerzos finales

a la izquierda

$$\bar{V}_s = 531 - 216 = 315 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Bien}$$

$$\bar{V}_x = -1377 + 1415 = 38 \text{ ton/m}^2$$

a la derecha

$$\bar{V}_s = 531 - 252 = 279 \text{ ton/m}^2 \quad \text{Bien}$$

$$\bar{V}_x = -1377 + 1677 = 300 \text{ ton/m}^2$$

Se acepta el grupo 5.

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

- Diseño por Tensión Diagonal

Según las Especificaciones AASHTO, el diseño por cortante para miembros prefabricados se hará por el método de los factores de carga.

- Cortante último

Los factores de carga recomendados por AASHTO son:

$$V_u = \frac{1.3}{\phi} (V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CVI}) \quad \phi = 0.9$$

para la zona de máximo cortante (apoyos)

$$V_{CM} = 11.1 + 10.6 + 17.5 = 39.2 \text{ ton}$$

$$V_{CVI} = 27.5 \text{ ton}$$

$$\therefore V_u = \frac{1.3}{0.9} \left(39.2 + \frac{5 \times 27.5}{3} \right) = 122.83 \text{ ton}$$

Cortante que toma el concreto

$$V_c = 0.06 f'_c b' d \leq 12.6 b' d$$

$$V_c = 0.06 \times 350 \times 18 \times 0.7 \times 108.4 = 36877 \text{ Kg}$$

$$V_{c,max} = 12.6 \times 18 \times 0.7 \times 108.4 = 22126 \text{ Kg Rige}$$

Área de acero por cortante en la zona de máximo cortante

$$A_{sz} = \frac{V_u - V_c}{2 f_y d} S_{zp} \geq \frac{7b'}{f_{sy}} S_{zp}$$

Proyecto: Punte "Tolsá Fomento"

$$A_{st} = \frac{122830 - 22126}{2 \times 4000 \times 0.9 \times 108.4} \quad \sigma_{st} = 0.1290 \sigma_{cp}$$

$$A_{st_{min}} = \frac{7 \times 18}{4000} = 0.0315 \sigma_{cp} \quad \text{No rige}$$

Con estribos de 2 ramas de $\frac{1}{2} \phi$

$$A_{st} = 2 \times 1.27 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{cp} = \frac{2.54}{0.1290} = 20 \text{ cm}$$

Por especificación de colocación E2R N°40 @ 10cm en las zonas cercanas a los apoyos. En el resto de colocación @ 15cm en los tramos extremos y a @ 25cm en el tramo central.

- Resistencia Última por Flexión

Por especificación, se usará el parámetro de la trabe con momento último. Factores de carga,

- Momento último

$$M_u = \frac{1.3}{\phi} (M_{cm} + \frac{5}{3} M_{cs}) \quad \phi = 1.0$$

$$M_{cm} = 43.0 - 4.0 = 39.0 = 153.5 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_{cs} = 95.1 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

$$M_u = \frac{1.3}{1.0} (153.5 + \frac{5 \times 95.1}{3}) = 405.6 \text{ ton}\cdot\text{m}$$

Proyecto: Puente "Tolsá Poniente"

- Posición del eje neutro

$$E.N. = \frac{14 d_p^* f_{su}^*}{f_c}$$

p^* = Porcentaje de acero de pretensado
 $= A_s^*/bd$

f_{su}^* = Esfuerzo medio en el acero de pretensado en la carga última

$$p^* = \frac{25 \times 5.927}{218 \times 115} = 0.000984$$

$$f_{su}^* = f_s' \left(1 - \frac{0.5 p^* f_s'}{f_c} \right) = 19000 \left(1 - \frac{0.5 \times 0.000984 \times 19000}{350} \right) = 18492 \text{ kg}$$

$$E.N. = \frac{1.4 \times 108.4 \times 0.000984 \times 18492}{350} = 7.9 \text{ cm} < 32 \text{ cm}$$

∴ es sección rectangular, y el momento último resistente es

$$M_{UR} = A_s^* f_{su}^* d_p^* \left(1 - 0.5 \frac{p^* f_{su}^*}{f_c} \right)$$

$$M_{UR} = 25 \times 0.711 \times 18492 \times 108.4 \left(1 - 0.5 \frac{0.000984 \times 18492}{350} \right) 10^{-5}$$

$$M_{UR} = 479.2 \text{ ton-m} \Rightarrow M_U = 405.6 \text{ ton-m}$$

Se acepta el límite de la trabe, así como el acero de pretensado calculado.

- Cálculo de los Apoyos de Neopreno

- Revisión por compresión.

Señores en cada extremo de trabe

$$V_{cm} + V_{cm} = 39.2 + 27.5 = 66.7 \text{ ton}$$

Se propone una placa de neopreno integral:
ASTM-62240, dureza Shore 60, de 30x30

Esfuerzo de compresión

$$\bar{T}_c = \frac{26700}{30 \times 30} = 296.67 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzo permisible

$$\bar{T}_p = \frac{P_{ab}}{1.3(a+b)} = \frac{2 \times 25 \times 30}{1.3(60)} = 92 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{T}_c$$

Se propone colocar un apoyo fijo de 30x30x2.5 en un extremo de la trabe y el otro móvil de 30x30x4.1 en el otro extremo

- Revisión del apoyo móvil por deformación

a, Deformación por esfuerzo

$$L_2 = \frac{PL}{E}$$

$f = 1700 \text{ Kg/cm}^2$ (Para dureza Shore 60)

$E = 2.0 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$ (Para el neopreno)

$L = \text{Larg. del claro en cms.}$

$$L_2 = \frac{1700 \times 1600}{2.0 \times 10^6} = 1.36 \text{ cm}$$