



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

**A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS**

**Las autoridades de la Facultad de Ingeniería, por conducto del jefe de la División de Educación Continua, otorgan una constancia de asistencia a quienes cumplan con los requisitos establecidos para cada curso.**

**El control de asistencia se llevará a cabo a través de la persona que le entregó las notas. Las inasistencias serán computadas por las autoridades de la División, con el fin de entregarle constancia solamente a los alumnos que tengan un mínimo de 80% de asistencias.**

**Pedimos a los asistentes recoger su constancia el día de la clausura. Estas se retendrán por el periodo de un año, pasado este tiempo la DECFI no se hará responsable de este documento.**

**Se recomienda a los asistentes participar activamente con sus ideas y experiencias, pues los cursos que ofrece la División están planeados para que los profesores expongan una tesis, pero sobre todo, para que coordinen las opiniones de todos los interesados, constituyendo verdaderos seminarios.**

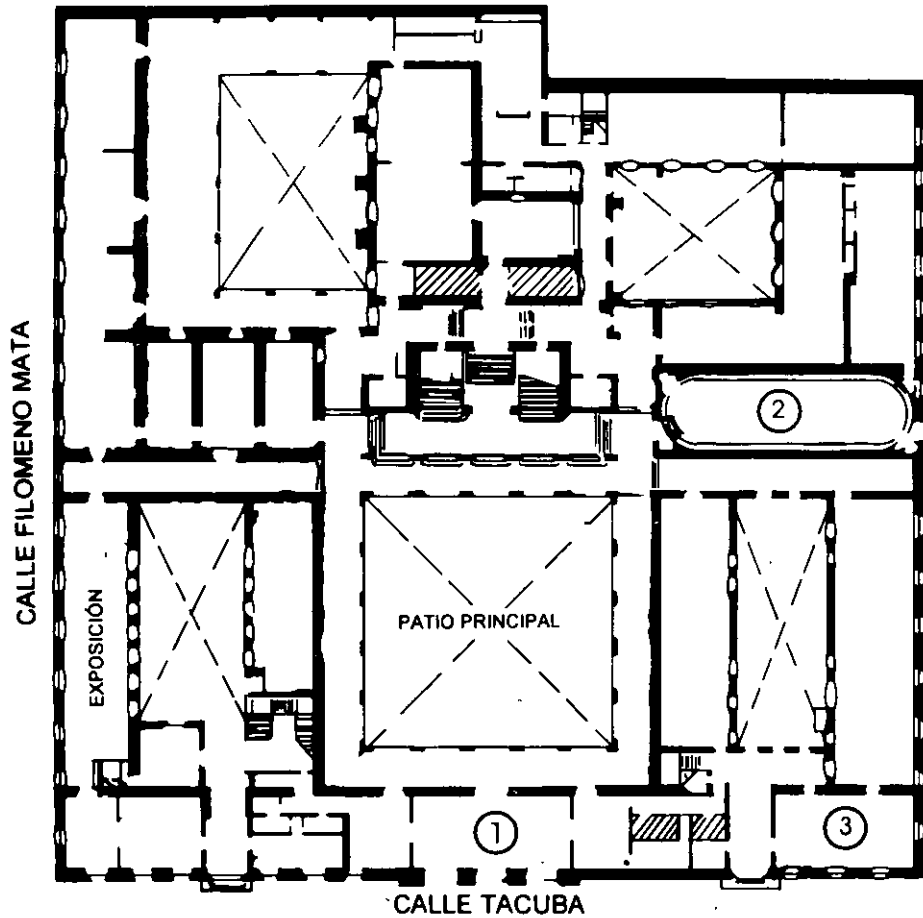
**Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.**

**Con el objeto de mejorar los servicios que la División de Educación Continua ofrece, al final del curso deberán entregar la evaluación a través de un cuestionario diseñado para emitir juicios anónimos.**

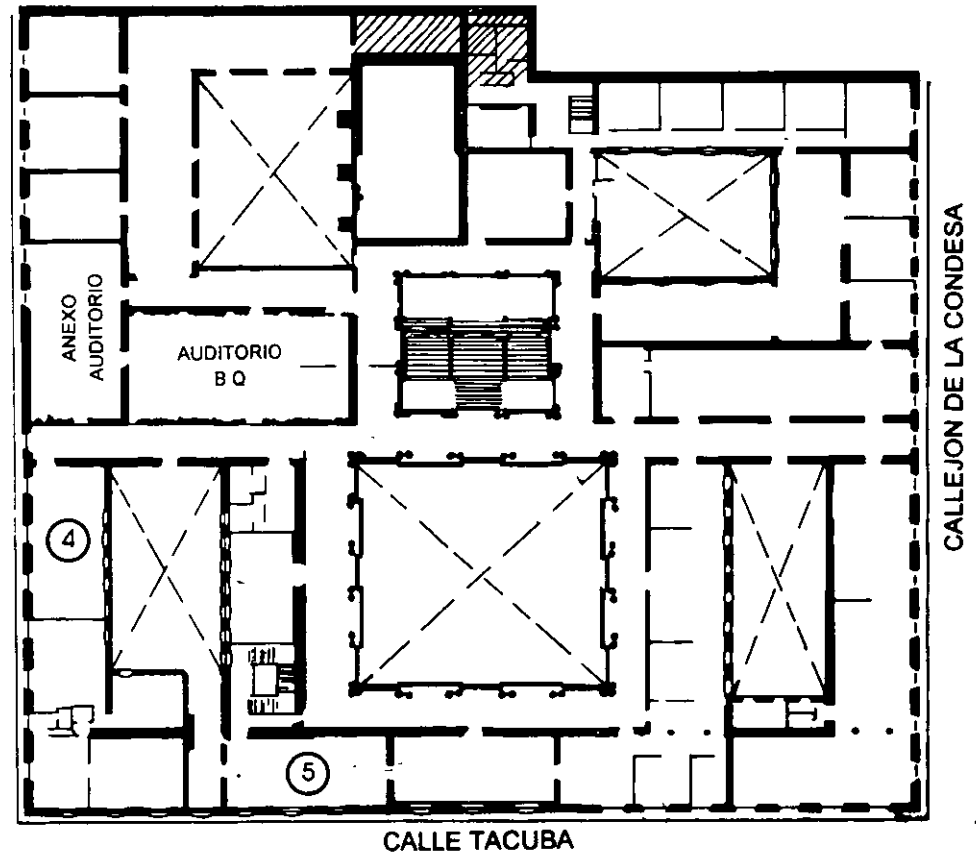
**Se recomienda llenar dicha evaluación conforme los profesores impartan sus clases, a efecto de no llenar en la última sesión las evaluaciones y con esto sean más fehacientes sus apreciaciones.**

**Atentamente  
División de Educación Continua.**

# PALACIO DE MINERIA

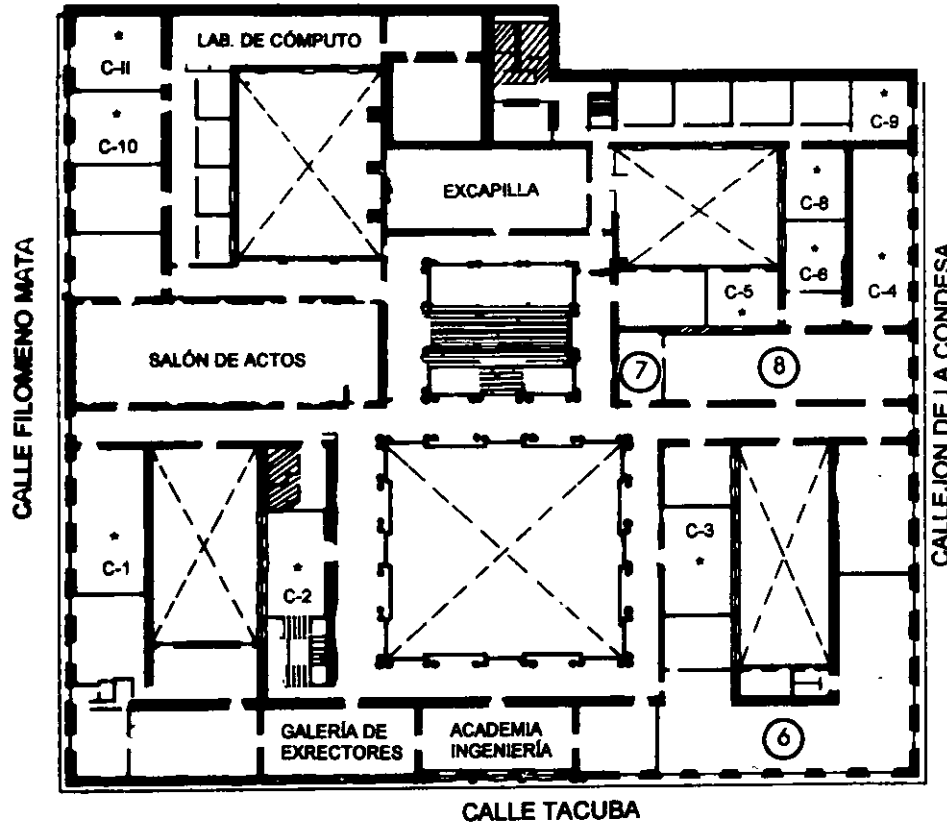


**PLANTA BAJA**



**MEZZANINNE**

# PALACIO DE MINERÍA



## GUÍA DE LOCALIZACIÓN

1. ACCESO
  2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
  3. LIBRERÍA UNAM
  4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
  5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
  6. OFICINAS GENERALES
  7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
  8. SALA DE DESCANSO
- SANITARIOS
- \* AULAS

## 1er. PISO



DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.  
CURSOS ABIERTOS





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

**DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCION Y CONSERVACION  
DE CARRETERAS**

# **MÓDULO I PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**



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

**CURSOS ABIERTOS**

**DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS**

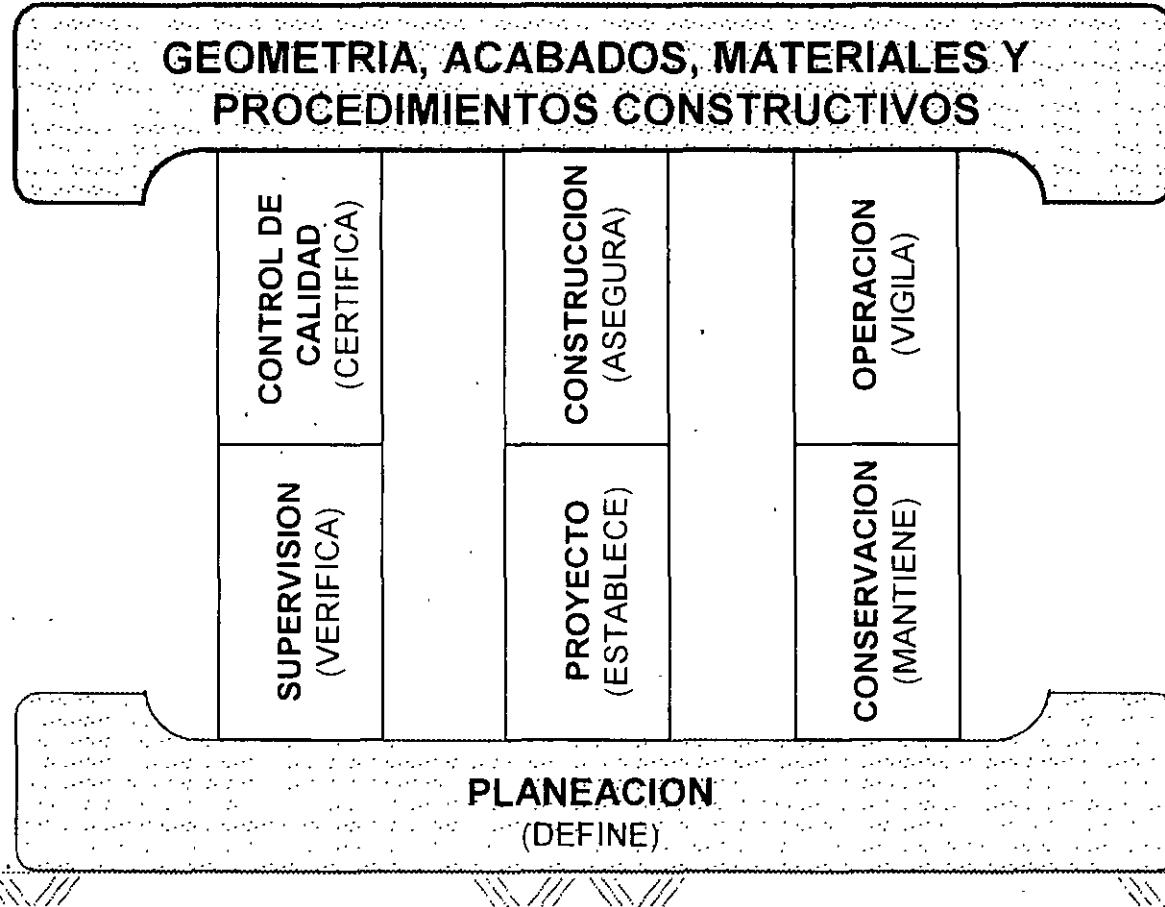
# **INTRODUCCIÓN**

**EXPOSITOR:  
M.I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

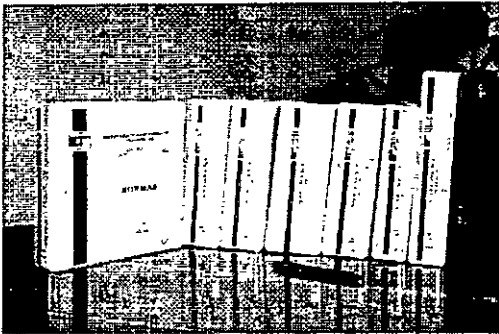
**JUNIO, 2001**

# RESPONSABLES DEL NIVEL DE CALIDAD EN CARRETERAS



**NORMATIVA PARA LA  
INFRAESTRUCTURA DEL TRANSPORTE  
(NORMATIVA SCT)**

**ÍNDICE**



**EDICIÓN 2000**

LIBRO	INT.	INTRODUCCIÓN
LIBRO	LEG.	LEGISLACIÓN
LIBRO	PRY.	PROYECTO
LIBRO	CTR.	CONSTRUCCIÓN
LIBRO	CSV.	CONSERVACIÓN
LIBRO	CAL.	CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD
LIBRO	CMT.	CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES
LIBRO	MMP.	MÉTODOS DE MUESTREO Y PRUEBA DE MATERIALES

La primera etapa de elaboración de la Normativa SCT comprende el desarrollo de las Normas, Manuales y Prácticas Recomendables referentes al Tema CAR. Carreteras.

La Edición 2000 contiene las Normas y Manuales que enseguida se indican, cuyas versiones impresas están disponibles en La Dirección General de Servicios Técnicos (DGST) de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, Av. Coyoacán 1895, Col. Acacias, C.P. 03240, Del. Benito Juárez, México, D.F., Teléfono 55-24-92-65.

Informes y comentarios en la Coordinación de Normas SCT del Instituto Mexicano del Transporte, Av. Patriotismo 683, 2° piso, Col. Mixcoac, C.P. 03730, Del. Benito Juárez, México, D.F., Teléfonos: 56-15-35-77 y 55-98-56-10, Ext. 13. Fax: 55-98-64-57, Correo electrónico: hbonilla@imt.mx

ÍNDICE	LIBRO:	INT. INTRODUCCIÓN
NORMA	<u>N-INT-1/99</u>	Propósito de la Normativa para la Infraestructura del Transporte
NORMA	<u>N-INT-2/00</u>	Índice General
NORMA	<u>N-INT-4/00</u>	Números, Unidades y Equivalencias

ÍNDICE	LIBRO:	LEG. LEGISLACIÓN
NORMA	<u>N-LEG-1/00</u>	Fundamentos para la Contratación y Ejecución de Obras Públicas
NORMA	<u>N-LEG-2/00</u>	Ejecución de Estudios, Proyectos y Consultorías
NORMA	<u>N-LEG-3/00</u>	Ejecución de Obras
NORMA	<u>N-LEG-4/00</u>	Ejecución de Supervisión de Obras
NORMA	<u>N-LEG-5/00</u>	Ejecución de Obras por Adjudicación Directa
NORMA	<u>N-LEG-6-01/00</u>	Contratación de Obras Públicas y Servicios Relacionados con las Mismas
NORMA	<u>N-LEG-7-01/00</u>	Concesiones de Caminos y Puentes

ÍNDICE	LIBRO: TEMA: PARTE: TÍTULO:	PRY. PROYECTO CAR. CARRETERAS 1. Estudios 03. Estudios Geológicos
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-03-001/00</u>	Ejecución de Estudios Geológicos
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-03-002/00</u>	Fotogeología y Levantamientos Geológicos
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-03-003/00</u>	Presentación del Estudio Geológico
	<b>TÍTULO:</b>	<b>06. Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes</b>
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-06-001/00</u>	Ejecución de Estudios Hidráulico-Hidrológicos para Puentes
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-06-002/00</u>	Trabajos de Campo
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-06-003/00</u>	Procesamiento de Información
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-06-004/00</u>	Análisis Hidrológicos
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-06-005/00</u>	Análisis Hidráulicos
NORMA	<u>N-PRY-CAR-1-06-006/00</u>	Presentación del Estudio Hidráulico-Hidrológico para Puentes

MANUAL	M-PRY-CAR-1.06-003/00	Procesamiento de Información
MANUAL	M-PRY-CAR-1.06-004/00	Análisis Hidrológicos
MANUAL	M-PRY-CAR-1.06-005/00	Análisis Hidráulicos
<b>PARTE:</b>		<b>10. Proyecto de Señalamiento y Dispositivos de Seguridad en Calles y Carreteras</b>
<b>TÍTULO:</b>		<b>01. Proyecto de Señalamiento</b>
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-001/99	Ejecución de Proyectos de Señalamiento
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-002/99	Diseño de Señalamiento Horizontal
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-003/99	Diseño de Señales Preventivas
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-004/99	Diseño de Señales Restrictivas
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-005/99	Diseño de Señales Informativas
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-006/99	Diseño de Señales Turísticas y de Servicios
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-007/99	Diseño de Señales Diversas
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-008/99	Diseño de Estructuras de Soporte para Señales Verticales
NORMA	N-PRY-CAR-10.01-009/99	Presentación del Proyecto de Señalamiento
<b>ÍNDICE</b>	<b>LIBRO: TEMA: PARTE: TÍTULO:</b>	<b>CTR. CONSTRUCCIÓN CAR. CARRETERAS 1. Conceptos de Obra 01. Terracerías</b>
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-001/00	Desmonte
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-002/00	Despalme
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-003/00	Cortes
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-004/00	Escalones de Liga
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-005/00	Excavación para Canales
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-006/00	Afinamiento
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-007/00	Excavación para Estructuras
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-008/00	Bancos
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-009/00	Terraplenes
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-010/00	Terraplenes Reforzados
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-011/00	Rellenos
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-012/00	Recubrimiento de Taludes
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-013/00	Acarreos
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-014/00	Abatimiento de Taludes
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-015/00	Bermas
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-016/00	Anclas
NORMA	N-CTR-CAR-1.01-017/00	Concreto Lanzado
<b>TÍTULO:</b>		<b>02. Estructuras</b>
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-001/00	Mampostería de Piedra
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-002/00	Zampeado
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-003/00	Concreto Hidráulico
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-004/00	Acero para Concreto Hidráulico
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-009/00	Parapetos
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-010/00	Guarniciones y Banquetas
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-011/00	Preservación de Madera
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-012/00	Recubrimiento con Pintura
NORMA	N-CTR-CAR-1.02-013/00	Demoliciones y Desmantelamientos
<b>TÍTULO:</b>		<b>03. Drenaje y Subdrenaje</b>
NORMA	N-CTR-CAR-1.03-001/00	Alcantarillas de Lámina Corrugada de Acero
NORMA	N-CTR-CAR-1.03-002/00	Alcantarillas Tubulares de Concreto
NORMA	N-CTR-CAR-1.03-003/00	Cunetas
NORMA	N-CTR-CAR-1.03-004/00	Contracunetas
NORMA	N-CTR-CAR-1.03-005/00	Revestimiento de Canales
NORMA	N-CTR-CAR-1.03-006/00	Lavaderos
NORMA	N-CTR-CAR-1.03-007/00	Bordillos



NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-03-008/00</u>	Vados
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-03-009/00</u>	Subdrenes
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-03-010/00</u>	Geodrenes
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-03-011/00</u>	Capas Drenantes
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-03-012/00</u>	Drenes de Penetración Transversal
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-03-013/00</u>	Trincheras Estabilizadoras
<b>TÍTULO:</b>		<b>04. Pavimentos</b>
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-001/00</u>	Revestimientos
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-002/00</u>	Subbases y Bases
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-003/00</u>	Capas Estabilizadas
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-004/00</u>	Riegos de Impregnación
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-005/00</u>	Riegos de Liga
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-006/00</u>	Carpetas Asfálticas con Mezcla en Caliente
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-007/00</u>	Carpetas Asfálticas con Mezcla en Frío
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-008/00</u>	Carpetas por el Sistema de Riegos
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-04-009/00</u>	Carpetas de Concreto Hidráulico
<b>TÍTULO:</b>		<b>05. Túneles</b>
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-001/00</u>	Excavación de Túneles con Explosivos
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-002/00</u>	Excavación de Túneles con Máquinas Perforadoras de Frente Pleno en Roca
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-003/00</u>	Excavación de Túneles con Escudo en Suelos
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-004/00</u>	Ancias para Soporte de Túneles
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-005/00</u>	Malla Electrosoldada en Túneles
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-006/00</u>	Concreto Lanzado en Túneles
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-007/00</u>	Marcos Metálicos en Túneles
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-008/00</u>	Revestimiento de Túneles
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-05-009/00</u>	Inyecciones en Túneles
<b>TÍTULO:</b>		<b>07. Señalamiento y Dispositivos de Seguridad</b>
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-001/00</u>	Marcas en el Pavimento
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-002/00</u>	Marcas en Guarniciones
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-003/00</u>	Marcas en Estructuras y Objetos Adyacentes a la Superficie de Rodamiento
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-004/00</u>	Vialetas y Botones
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-005/00</u>	Señales Verticales Bajas
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-006/00</u>	Señales Verticales Elevadas
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-007/00</u>	Indicadores de Alineamiento
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-008/00</u>	Reglas y Tubos Guía para Vados
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-009/00</u>	Defensas
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-010/00</u>	Barreras Centrales
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-011/00</u>	Bordos
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-012/00</u>	Vibradores
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-013/00</u>	Guardaánchos
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-014/00</u>	Barreras
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-015/00</u>	Cercas
NORMA	<u>N-CTR-CAR-1-07-016/00</u>	Señalamiento y Dispositivos para Protección en Obras
<b>ÍNDICE</b>	<b>LIBRO: TEMA: PARTE: TÍTULO:</b>	<b>CSV. CONSERVACIÓN CAR. CARRETERAS 1. Trabajos de Conservación Rutinaria 02. Pavimentos</b>
NORMA	<u>N-CSV-CAR-2-02-001/00</u>	Limpieza de la Superficie de Rodamiento y Acotamientos
NORMA	<u>N-CSV-CAR-2-02-002/00</u>	Sellado de Grietas Aisladas en Carpetas Asfálticas
NORMA	<u>N-CSV-CAR-2-02-003/00</u>	Bacheo Superficial Aislado
NORMA	<u>N-CSV-CAR-2-02-004/00</u>	Bacheo Profundo Aislado

	<b>PARTE: TÍTULO:</b>	<b>2. Trabajos de Conservación Periódica 02. Pavimentos</b>
NORMA	<u>N.CSV.CAR.3-02-001/00</u>	Renivelaciones Locales
NORMA	<u>N.CSV.CAR.3-02-002/00</u>	Carpetas de un Riego
NORMA	<u>N.CSV.CAR.3-02-003/00</u>	Carpeta de Granulometría Abierta
NORMA	<u>N.CSV.CAR.3-02-004/00</u>	Carpetas de Mortero Asfáltico
<b>ÍNDICE</b>	<b>LIBRO: PARTE:</b>	<b>CAL. CONTROL Y ASEGURAMIENTO DE CALIDAD 1. Control de Calidad</b>
NORMA	<u>N.CAL.1-01/00</u>	Ejecución del Control de Calidad durante la Construcción y/o Conservación
<b>ÍNDICE</b>	<b>LIBRO: PARTE:</b>	<b>CMT. CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES 4. Materiales para Pavimentos</b>
NORMA	<u>N.CMT.4-05-001/00</u>	Calidad de Materiales Asfálticos
	<b>PARTE:</b>	<b>5. Materiales para Señalamiento y Dispositivos de Seguridad</b>
NORMA	<u>N.CMT.5-03-001/00</u>	Calidad de Películas Retrorreflejantes
<b>ÍNDICE</b>	<b>LIBRO: PARTE: TÍTULO:</b>	<b>MMP. MÉTODOS DE MUESTREO Y PRUEBA DE MATERIALES 2. Materiales para Estructuras 02. Materiales para Concreto Hidráulico</b>
MANUAL	<u>M.MMP.2-02-001/00</u>	Muestreo de Cemento Portland
MANUAL	<u>M.MMP.2-02-002/00</u>	Finura del Cemento por el Método del Tamiz
	<b>PARTE: TÍTULO:</b>	<b>4. Materiales para Pavimentos 05. Materiales Asfálticos, Aditivos y Mezclas</b>
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-001/00</u>	Muestreo de Materiales Asfálticos
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-004/00</u>	Viscosidad Saybolt-Furol en Materiales Asfálticos
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-006/00</u>	Penetración en Cementos y Residuos Asfálticos
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-007/00</u>	Punto de Inflamación Cleveland en Cementos Asfálticos
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-008/00</u>	Solubilidad de Cementos y Residuos Asfálticos
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-009/00</u>	Punto de Reblandecimiento en Cementos Asfálticos
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-011/00</u>	Ductilidad de Cementos y Residuos Asfálticos
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-012/00</u>	Destilación de Emulsiones Asfálticas
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-015/00</u>	Cubrimiento del Agregado en Emulsiones Asfálticas
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-016/00</u>	Miscibilidad con Cemento Portland de Emulsiones Asfálticas
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-017/00</u>	Carga Eléctrica de las Partículas de Emulsiones Asfálticas
MANUAL	<u>M.MMP.4-05-018/00</u>	Demulsibilidad de Emulsiones Asfálticas





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

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

**TEMA:  
MODELOS DE JUSTIFICACIÓN  
ECONÓMICA. ALTERNATIVAS DE  
SOLUCIÓN. ESTUDIOS DE  
GRAN VISIÓN**

**EXPOSITOR:  
ING. RICARDO ERAZO GARCIA CANO  
ING. ALMA ROSA MERCADO DÍAZ**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**

# PLANEACIÓN

## INDICE

Introducción

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

## ***Introducción***

La planeación es una metodología útil en la construcción y reconstrucción de sistemas de ingeniería civil, por contribuir de manera importante en un proceso sistemático de racionalización de decisiones.

En el caso de carreteras, este proceso de toma de decisiones se organiza conforme a un plan de actividades para materializar con la infraestructura física, algún aspecto del desarrollo económico nacional, regional o estatal.

Se alcanza el concepto de proyecto cuando este proceso de planeación se individualiza en su más pequeña expresión para implementarse.

Esta actividad de planear implica la recolección de antecedentes para diagnosticar, generar alternativas y evaluarlas, esto es, identificar y desarrollar un proceso continuo de toma de decisiones.

Lo anterior lleva a la necesidad de que el ingeniero civil realmente domine una serie de técnicas que le permitan mejorar su proceso de toma de decisiones en problemas de selección de alternativas, tanto en escenarios determinísticos como en probabilísticos, incluyendo situaciones donde no sea suficiente observar solamente el comportamiento de las consecuencias económicas.

El objetivo básico de este apartado es tratar de ubicar en forma breve el conjunto de técnicas de la evaluación de proyectos en el contexto de la planeación.

Si adoptamos la definición de que proyecto es un plan prospectado de una unidad de acción, capaz de materializar algún aspecto del desarrollo económico o social, podemos destacar que se está implicando la elaboración de un conjunto de antecedentes, encaminados a describir la forma o formas de asignar

ciertos recursos para la realización de las obras necesarias para la producción de servicios.

La finalidad de evaluar los proyectos carreteros es para no seguir con los mismos errores que se han dado 10 años atrás pues algunos tramos no son adecuados a las exigencias y necesidades requeridas, por otra parte es para no realizar proyectos excedidos o limitados en sus dimensiones, o que no cumplan con las expectativas operativas ni financieras, debido a que no se realiza una adecuada evaluación que consideren todos los factores que influyen en el proyecto, y que sin duda afectan en su funcionamiento.

El desarrollo económico de un país depende en gran medida de una infraestructura adecuada para el transporte, que apoye la comunicación fluida y eficiente entre los centros de producción y los de consumo, y que permita la movilización y la correcta distribución de productos al interior y fuera del territorio nacional.

Lo anterior conlleva a un proceso permanente de construcción y adecuación de infraestructura carretera, que incluye obras de ampliación, conservación y nuevos trazos en la red nacional de carreteras que permita, satisfacer las demandas actuales y futuras, además que contribuya a mejorar la accesibilidad entre las ciudades, desahogar y dinamizar el funcionamiento del sistema de transporte terrestre, reducir costos de operación, el número de accidentes y lograr una mejor integración nacional.

La necesidad de satisfacer la creciente demanda de transportación interurbana, plantea el imperativo de reforzar los enlaces carreteros entre las ciudades que experimentan incrementos en su intercambio comercial, así como en aquellas que actual o potencialmente pueden generar un alto desarrollo turístico, o que por su ubicación geográfica y/o características económicas, pueden servir de

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

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

# 1. MODELOS DE JUSTIFICACIÓN ECONÓMICA

## 2. ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN

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

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

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

1. Análisis Cuantitativo

2. Análisis Cualitativo

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

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



de cualquier otra índole que no se puedan valorar, el resultado de este análisis dará, al que toma decisiones, el criterio para elegir la mejor alternativa.

Ejemplo de un análisis de alternativas

## PLANTEAMIENTO DE ALTERNATIVAS PARA LA COMUNICACIÓN COATZACOALCOS-TUXTLA GUTIERREZ

Con el fin de lograr una comunicación directa entre las ciudades de Tuxtla Gutiérrez, Chiapas y México, D.F., se definieron en su momento una serie de alternativas cuyas características son las siguientes:

Alt.	Descripción
A	<b>Construcción a dos carriles del tramo Cosoleacaque-Ocozocoautla (proyecto original)</b>
B	<b>Aprovechar 49 kilómetros del tramo Ocozocoautla-Raudales y construir carretera nueva de 19 kilómetros con dos puentes.</b>
B1	<b>Alternativa B más refuerzo de pavimento en 113 kilómetros y mejorar la señalización de la carretera Cárdenas-Nuevo México-Raudales</b>
B2	<b>Alternativa B más construir un tramo nuevo de 50 kilómetros y mejoramiento de 51 Km de la carretera Cárdenas-Raudales</b>
C	<b>Aprovechar 49 Km del tramo Ocozocoautla-Raudales y construir carretera nueva de 13 Km con un puente</b>
C1	<b>Alternativa C más el refuerzo de pavimento en 123 Km y mejoramiento de la señalización de la carretera Cárdenas-Nuevo México-Raudales</b>
C2	<b>Alternativa C más construir un tramo nuevo de 50 Km entre Cárdenas y Nuevo México y mejorar 61 Km de la carretera Cárdenas-Raudales</b>
D	<b>Aprovechar 13 Km del tramo Ocozocoautla-Raudales y construir carretera nueva de 65 Km con cuatro puentes</b>
D1	<b>Alternativa D más reforzar pavimento en 113 Km y mejorar señalización de la carretera Cárdenas-Nuevo México-Raudales</b>
D2	<b>Alternativa D más construir un tramo nuevo de 50 Km entre Cárdenas y Nuevo México y mejorar 51 Km de la carretera Cárdenas-Raudales</b>
E	<b>Aprovechar 13 Km del tramo Ocozocoautla-Raudales y construir carretera nueva de 59 Km con cuatro puentes</b>
E1	<b>Alternativa E más refuerzo del pavimento en 113 Km y mejorar señalización de la carretera Cárdenas-Nuevo México-Raudales</b>
E2	<b>Alternativa E más construir un tramo nuevo de 50 Km entre Cárdenas y Nuevo México y mejorar 51 Km de la carretera Cárdenas-Raudales</b>

Para el análisis de estas alternativas el consultor deberá determinar la información de oferta y demanda, reportando para cada tramo sus características geométricas y de estado superficial y estimando la demanda de tránsito con base en los Datos Viales de la publicación 1999 de SCT y la aplicación del método AASHTO para el cálculo de los factores de desvío a la ruta nueva según lo que en cada alternativa se propone. En cada caso será necesario reportar tanto la relación de tiempos como el factor de desvío que se obtiene.

Asimismo, se determinarán para cada una de las alternativas de comunicación los tiempos de recorrido, costos de operación de los usuarios por tipo de vehículo y se compararán las opciones entre sí a través de diferencias en longitud de recorrido y tiempos de traslado.

La localización esquemática de cada alternativa se representará en croquis a color donde se presenten cada uno de los tramos y las acciones que integran las alternativas.

## **DETERMINACION DE COSTOS Y EVALUACION PRELIMINAR DE ALTERNATIVAS**

Para cada alternativa de las planteadas en el inciso se determinarán los costos de inversión actualizados a precios de junio de 1999 con base en precios índice, los costos de mantenimiento considerando un horizonte de planeación de 30 años, las velocidades medias de recorrido y sus correspondientes tiempos y niveles de servicio, para cada uno de los tramos que integran las diferentes alternativas.

Se estimarán los vehículos-kilómetro a los que proporcionará servicio cada alternativa y se determinarán los costos de operación por tipo de vehículo (autos, autobuses y camiones) de las diferentes opciones.

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

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

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

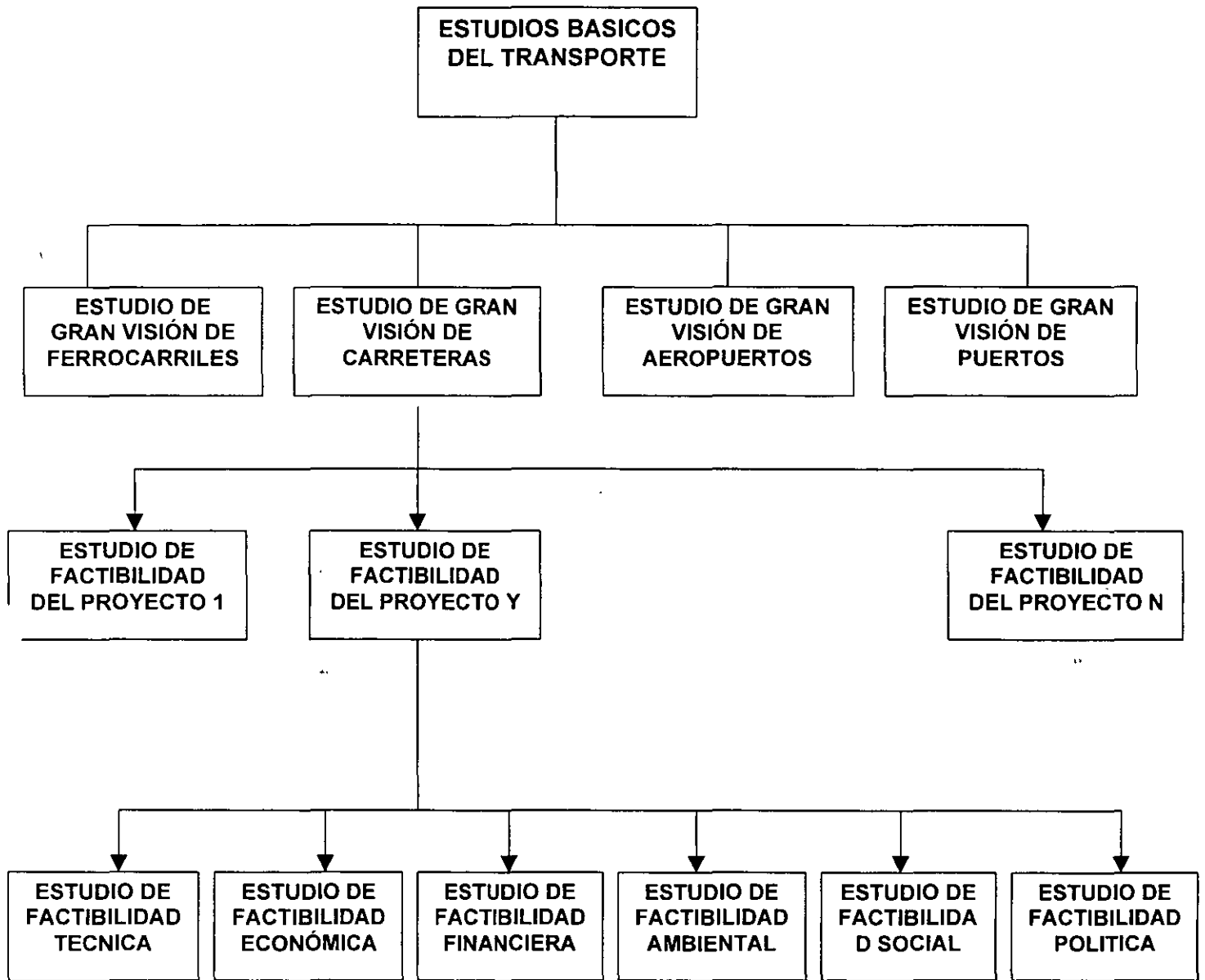
La comparación de alternativas se hará en todos los casos contra la alternativa Las Choapas-Raudales-Ocozocoautla considerando el cruce por la presa Malpaso mediante un puente que se construirá con sección de dos carriles.

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

#### **4. ESTUDIOS DE GRAN VISIÓN**

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

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



**UBICACIÓN DE LOS ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD ECONÓMICA DE  
CARRETERAS**

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

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

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

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

### Factibilidad Técnica

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

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

### Factibilidad Económica

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

### Factibilidad Financiera

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

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

### Factibilidad Social

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

### Factibilidad Política

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

### Factibilidad ambiental

## ***Estudios de Factibilidad Económica de Proyectos Carreteros***

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

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

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

### **Diagnóstico y problemática**

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

### **Objetivos del proyecto**

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



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

### **Pronóstico de la Demanda**

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

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

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

## **Generación de alternativas**

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

## **Estimación de costos de inversión**

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

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

### **Estimación de Beneficios del proyecto**

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

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

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

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

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

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

### **Comparación de costos y beneficios**

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

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

### **Resultados finales**

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

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

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

## **4. DEFINICIÓN DE CRITERIOS BÁSICOS**

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

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

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

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

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

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

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

### **Carreteras de función social**

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

### **Carreteras de penetración económica**

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

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

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

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

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

En donde:

IP= índice de productividad

$X_i^a$ = Volumen de la producción del bien i, en el año a, en la zona servida por la obra vial

$P_i$ = Precio del bien i

C= Costo de la construcción de la obra vial



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

### **Carreteras para zonas en pleno desarrollo**

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

## ***EVALUACIÓN ECONOMICA DE PROYECTOS CARRETEROS EN ZONAS DESARROLLADAS***

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Ahorros en costos de operación de los vehículos

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

$$Ar_j = Cr_{js} - Cr_{jc}$$

En donde:

$Ar_j$  = Ahorro en los costos de recorrido en el año J

$Cr_{js}$  = Costos de recorrido sin proyecto en el año J

Crjc= Costos de recorrido con proyecto en el año j

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

$$C_{ij} = (TDPA)(\%i) (365) (c_i) (L)$$

En donde:

- C<sub>ij</sub> = Costos de recorrido anual de los vehículos i en el año j
- TDPA<sub>j</sub> = Tránsito diario promedio anual en el año j
- %i = Porcentaje del vehículo i en la composición vehicular
- c<sub>i</sub>= Costos por kilómetro recorrido del vehículo i a la velocidad proyectada en el año j en las condiciones que ofrece la carretera.
- L= Longitud de la carretera

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

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

Y para Cr<sub>js</sub> se emplea una expresión equivalente

Ahorro en tiempo de Recorrido

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

$$At_j = At_{ja} + At_{jc}$$

En donde:

$At_j$  = Ahorro monetario debido a la disminución del tiempo de recorrido en el año  $j$ .

$At_{ja}$ ,  $At_{jb}$ ,  $At_{jc}$  = Ahorros monetarios debidos a la disminución del tiempo de recorrido de automóviles, autobuses y camiones, respectivamente.

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

$$At_{ja} = (TDPA)(\%a) [lo_a + (N_a \times l_{pa})] (\%) (T_{aj}) \quad (365)$$

$$At_{jb} = (TDPA)(\%b) [lo_a + (N_b \times l_{pb})] (\%) (T_{bj}) \quad (365)$$

$$At_{jc} = (TDPA)(\%c) [lo_c + (T_{cj})] (\%) \quad (365)$$

Donde:

$At_{ji}$  = Ahorro monetario debido a la disminución de tiempo para el vehículo en el año  $j$

$TDPA_j$  = Tránsito diario promedio anual en el año  $j$

$(\%i)$  = Porcentaje de vehículos tipo  $i$

$lo_i$  = Ingreso horario del operador del vehículo  $i$

$N_i$  = Número de ocupantes que en promedio viajan en el vehículo  $i$

$I_{pi}$  = Ingreso horario de los pasajeros de los vehículos  $i$

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

$T_{ij}$  = Ahorro de tiempo para el vehículo  $i$  en el año  $j$

Este último valor se calcula por medio de la expresión

$$T_{ij} = T_{ijs} - T_{ijc} = L/V_{ijs} - L^1/V_{ijc}$$

En donde:

$T_{ij}$  = Ahorro en tiempo para el vehículo  $i$  en el año  $j$

$T_{ijs}$  = Tiempo de recorrido del vehículo  $i$  en el año  $j$ , sin proyecto

$T_{ijc}$  = Tiempo de recorrido del vehículo  $i$  en el año  $j$ , con proyecto

$L$  = Longitud de la carretera sin proyecto

$L^1$  = Longitud de la carretera con proyecto

$V_{ijs}$  = Velocidad promedio del vehículo  $i$  en el año  $j$  sin proyecto

$V_{ijc}$  = Velocidad promedio del vehículo  $i$  en el año  $j$  con proyecto

Finalmente, los beneficios anuales atribuibles al proyecto son:

$$B_j = A_{rj} + A_{tj}$$

En donde:

$B_j$  = Beneficio en el año  $j$

$A_{rj}$  = Ahorro en costos de recorrido en el año  $j$

$A_{tj}$  = Ahorro monetario debido a la disminución del tiempo de recorrido en el año  $j$

## Cuantificación de Costos

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

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

$$C_j = (\%j) CTR + (CNS_{jc} + OPR_{jc} + RCN_{jc}) L_1 - CNS_{js} + OPR_{js} + RCN_{js} L$$

En donde:

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

$CTR$  = Costos total de la modernización de la carretera

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

$CNS_{jc}$  = Costos de conservación por kilómetro de la carretera modernización en el año  $j$

$CNS_{js}$  = Costo de conservación por kilómetro de la carretera sin modernizar en el año  $j$

$RCN_{jc}$  = Costos de reconstrucción por kilómetro de la carretera modernizada en el año  $j$

$RCN_{js}$  = Costo de reconstrucción por kilómetro de la carretera sin modernizar en el año  $j$

$OPR_{jc}$  = Costos de operación por kilómetro de la carretera modernizada en el año  $j$

$OPR_{js}$  = Costos de operación por kilómetro de la carretera sin modernizar en el año  $j$

$L_1$  = Longitud de la carretera con proyecto

L = Longitud de la carretera sin proyecto

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

## **5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

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

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

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



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

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

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

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

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



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

**CURSOS ABIERTOS**

**DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS**

**TEMA:  
DEFINICIÓN DE CRITERIOS  
BÁSICOS**

**EXPOSITOR:  
ING. BULMARO CABRERA RUIZ**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**



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

**CURSOS ABIERTOS**

**DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS**

**TEMA:  
APLICACIONES. ANÁLISIS DE  
CASOS REALES**

**EXPOSITOR:  
ING. ENRIQUE PADILLA CORONA**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**

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

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

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

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

Así, las opciones son las siguientes:

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

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

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

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

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

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

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

## **2.2 Ampliación de la sección transversal.**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

#### **2.5 Modernización de entronques**

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

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

### **3 PAVIMENTOS**

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

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

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

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

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

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

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



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

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

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

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

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

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

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

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

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

Actualmente, se tiene una sección de prueba con esta solución, en la carretera costera del Pacífico, en el tramo Guasave - Los Mochis, vía que tiene 100 mm de carpeta asfáltica, tránsito mayor a 16,000 vehículos diarios y cuatro carriles de circulación. La sobrecarpeta de concreto hidráulico tiene espesores entre 80 y 100 mm y separaciones de juntas en ambas direcciones horizontales de 1.20 y 1.80 m, no llevan pasajuntas.

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

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

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

#### **4 PUENTES**

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

## 5 TUNELES

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

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

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

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

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

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

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

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

## **6 OBRAS COMPLEMENTARIAS**

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

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

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

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

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

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

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



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

**CURSOS ABIERTOS**

**DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS**

# **INTRODUCCIÓN**

**EXPOSITOR:  
M.I. RAÚL VICENTE OROZCO SANTOYO**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**





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

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCION Y CONSERVACION  
DE CARRETERAS

**TEMA:  
CONTROLES EXTERNOS**

**EXPOSITOR:  
ING. MA. DE LOS ANGELES MORALES OYARZÁBAL**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**

**OBTENCIÓN DE DICTÁMENES  
MANIFESTACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN  
CONFORMIDAD DE AFECTADOS.**

**ING. MARÍA DE LOS ÁNGELES MORALES OYARZÁBAL**

⇒ **OBTENCIÓN DE DICTÁMENES (CNA, INAH, SEMARNAT).**

En la República Mexicana, al igual que en muchos otros países, la construcción de vías generales de comunicación son consideradas como obra pública federal y por tanto, sujetas a diversas normativas de carácter federal, estatal y municipal.

Para la obtención de los permisos, licencias y autorizaciones necesarios para la construcción de una carretera, es indispensable conocer las características básicas de la misma: localización del trazo, superficie afectada, obras y actividades involucradas en su construcción, etc., con la finalidad de determinar cuáles son los permisos necesarios para su instrumentación y cuáles serían las autoridades competentes en la materia.

En forma general, en materia de vías generales de comunicación las autoridades competentes en la República Mexicana son básicamente:

- ⇒ La Secretaría de Comunicaciones y Transportes (<http://www.sct.gob.mx>), que entre otras muchas funciones, es la encargada de determinar en dónde se requiere una vía de comunicación, establecer las características elementales de su diseño y el trazo preliminar propuesto.

Es esta propia secretaría quien requiere de la obtención de licencias y permisos de las siguientes dependencias:

- ⇒ La Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales (SEMARNAT (<http://www.semarnat.gob.mx>), quien cuenta con dos órganos desconcentrados que son: La Comisión Nacional del Agua y el Instituto Nacional de Ecología.

La Comisión Nacional del Agua (CNA <http://www.cna.gob.mx>) es la dependencia encargada de regular, administrar y vigilar el adecuado uso de las aguas nacionales. Por ello, si en las necesidades de construcción de una carretera se encuentra implícita la extracción temporal o permanente de agua a través del uso de un caudal o de pozos, así como si la obra requiere del desvío de algún cauce, es necesaria la obtención de la autorización respectiva de esta dependencia. Para la obtención de los permisos necesarios deberán presentarse los formatos correspondientes a cada permiso debidamente requisitados, los cuales se encuentran oficialmente publicados y disponibles en la dirección electrónica anteriormente citada.

Por su parte, el Instituto Nacional de Ecología (INE <http://www.ine.gob.mx>) es el órgano desconcentrado de la SEMARNAT, que tiene a su cargo, entre otras muchas funciones, la evaluación de los proyectos de obra pública y privada en materia de impacto ambiental y la resolución, positiva o negativa según sea el caso, de los mismos; así como el cambio de uso de suelos forestales. Para obtener la autorización de impacto ambiental es requisito indispensable la presentación del estudio denominado "Manifestación de Impacto Ambiental" y para la obtención del cambio de uso de suelo, es necesario elaborar el estudio "Técnico Justificativo de Cambio de Uso de Suelo". En ambos casos, la evaluación y resolución de dichos estudios toma aproximadamente 1 año.

Otras autoridades, que según sea el caso específico, deberán emitir alguna opinión, licencia o permiso, son:

- ⇒ El Instituto Nacional de Antropología e Historia. Este Instituto tiene como finalidad fundamental salvaguardar el patrimonio arqueológico del país. Por ello, es necesario en primera instancia, verificar que el trazo carretero se localice en áreas prioritarias o no prioritarias para dicho instituto; si el trazo de una carretera se localiza en zonas con prioridad arqueológica, donde según los estudios del instituto, existe alta probabilidad de encontrar vestigios, deberá obtenerse el permiso correspondiente y vigilar constantemente la obra durante el proceso de construcción.
- ⇒ La Dirección General de Áreas Naturales Protegidas del INE-SEMARNAT, tiene a su cargo el Sistema Nacional de Áreas Naturales Protegidas del país mediante la administración, el manejo, la protección, conservación y restauración de las mismas. Si el trazo de una carretera, tiene incidencia en un área natural protegida de interés federal, durante el procedimiento de evaluación de impacto ambiental se solicitará la opinión de ésta área, quien podrá realizar cualquier tipo de modificaciones o sugerencias según el caso lo amerite. Si el trazo incide, en áreas naturales protegidas de interés estatal o municipal, serán éstas instancias quien participen en la evaluación del proyecto.
- ⇒ De conformidad con el trazo propuesto de la carretera, si afecta o no centros de población, será necesaria la obtención de autorizaciones por parte de la Sedesol y/o los Gobiernos de los Estados y de los Municipios, en materias de uso de suelo y/o modificaciones (si es el caso) a los Planes de Centro de Población Estratégico de cada entidad. Generalmente es necesaria la obtención de la compatibilidad del proyecto con usos y destinos de los Planes de Desarrollo urbano de los sitios en los que incide.
- ⇒ Petróleos Mexicanos (PEMEX) : si el trazo de la carretera, afecta zona federal, atraviesa o incide de cualquier forma en gasoductos, oleoductos, etc., es decir, en obras de competencia de dicha dependencia, será necesaria la obtención de la autorización respectiva de no afectación. Lo mismo es de esperarse, si el trazo de la carretera modifica o incide en líneas de transmisión

de electricidad. Para ello, la autoridad competente es la Comisión Federal de Electricidad (CFE).

- ⇒ La Secretaría de la Defensa Nacional (SEDENA), es la instancia encargada de autorizar el manejo, transporte y uso de explosivos, por lo cual, de ser requeridos para la construcción del proyecto, será necesaria la obtención de la autorización respectiva.

Tal como puede apreciarse la obtención de licencias, permisos y autorizaciones para proyectos carreteros es una situación casuística y depende de cada proyecto en particular. Por lo tanto, para determinar la totalidad de autorizaciones necesarias para un proyecto específico es necesario tener una idea clara de la legislación vigente en el país y de las siguientes interrogantes:

1. ¿Cuál es el trazo preliminar de la carretera?
2. ¿El trazo afecta recursos naturales protegidos?
3. ¿Se encuentra en zona con altas posibilidades arqueológicas?
4. ¿Cuáles son los recursos hídricos susceptibles de ser afectados y/o aprovechados?
5. ¿Cuáles entidades federativas resultarán involucradas?
6. ¿El proyecto propuesto corresponde a lo establecido en algún plan de desarrollo?
7. ¿De forma general, cuáles serían las actividades específicas a llevar a cabo que forzosamente requieren una autorización? ¿Se acudirá a bancos de préstamo? ¿Se llevarán a cabo aprovechamientos de agua y de qué tipo? ¿Será necesario realizar desvíos de cauces?
8. ¿Se invadirá zona federal correspondiente a otro tipo de obra pública?
9. ¿Se utilizarán explosivos?

Para la obtención de cada uno de los permisos, licencias y autorizaciones descritos anteriormente se requiere de la presentación de diversa información ante la autoridad competente. El tiempo de respuesta de la autoridad es muy variable, pero el proceso de obtención de todas las autorizaciones puede llevar mínimo un año y medio. Con excepción de la manifestación de impacto ambiental y el estudio técnico justificativo, la información requerida básicamente se refiere al tipo de obra, dimensionamiento de la misma, localización y tipo de afectación.

Cada dependencia cuenta con formatos específicos para la obtención de estas autorizaciones, los cuales se encuentran a disposición del público en las ventanillas de trámites o en las direcciones electrónicas correspondientes, las cuales ya han sido citadas en aquellos casos en que los formatos se encuentran disponibles por ese medio electrónico.

## ⇒ **MANIFESTACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN.**

La evaluación de impacto ambiental es el proceso mediante el cual se predicen las posibles consecuencias ambientales de los proyectos de desarrollo permitiendo la identificación y planificación de las medidas apropiadas para reducir, controlar o compensar efectos adversos y maximizar en lo posible los beneficios ambientales.

De esta manera, la evaluación de impacto ambiental permite:

- ✓ Identificar los problemas, conflictos o restricciones relacionados con los recursos naturales y con la normativa vigente en diversas materias que pudieran afectar la viabilidad de un proyecto.
- ✓ Analizar la forma en la que determinado proyecto pudiera afectar a la población, sus propiedades, viviendas, establecimientos cercanos, etc.
- ✓ Identificar afectaciones socioeconómicas en diversos niveles.
- ✓ Establecer medidas adecuadas para la minimización de efectos esperados: cambios en el diseño del proyecto propuesto, en su distribución espacial, control de entradas y salidas, etc., para cada una de las etapas de instrumentación del mismo.
- ✓ Facilitar la toma de decisiones.
- ✓ Optimizar el uso de recursos económicos.

La evaluación de Impacto Ambiental se encuentra normada por la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente (LGEEPA) y por su Reglamento en materia de Impacto Ambiental. En estos ordenamientos jurídicos, se establece como obligación la elaboración y presentación de la Manifestación de Impacto Ambiental (MIA) para los interesados en realizar proyectos de obras o de actividades explícitamente indicados en el artículo 28 de la Ley. Este mismo artículo en su fracción I, se refiere explícitamente a las vías generales de comunicación. La autorización que en su caso se obtiene, una vez evaluada la MIA, es requisito indispensable para dar inicio a la construcción de la obra o para la realización de la actividad.

En el artículo 5 del Reglamento de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente en Materia de Evaluación de Impacto Ambiental, publicado en el Diario Oficial de la Federación el 30 de mayo del 2000, se establecen con detalle los tipos de obras y actividades que deberán sujetarse a evaluación de impacto ambiental y aquellos que se eximen de este procedimiento. En el inciso B de dicho artículo se encuentran explícitamente citadas las vías generales de comunicación.

El artículo 6, también proporciona criterios de excepción para ampliaciones, modificaciones, sustituciones de infraestructura, rehabilitación y mantenimiento de instalaciones, así como para las que se encuentren en operación.

La manifestación de impacto ambiental, podrá presentarse en dos modalidades: Particular y Regional. La definición de la modalidad que corresponde a un

proyecto, de conformidad con lo establecido en el artículo 11 del propio Reglamento, se realiza por exclusión, es decir el artículo cita los tipos de obra o actividades a los que corresponde la modalidad regional y para todos los demás se asigna la modalidad particular. En el caso de las vías generales de comunicación el Reglamento es muy claro determinando que: *“Las manifestaciones de impacto ambiental se presentarán en la modalidad regional cuando se trate de:*

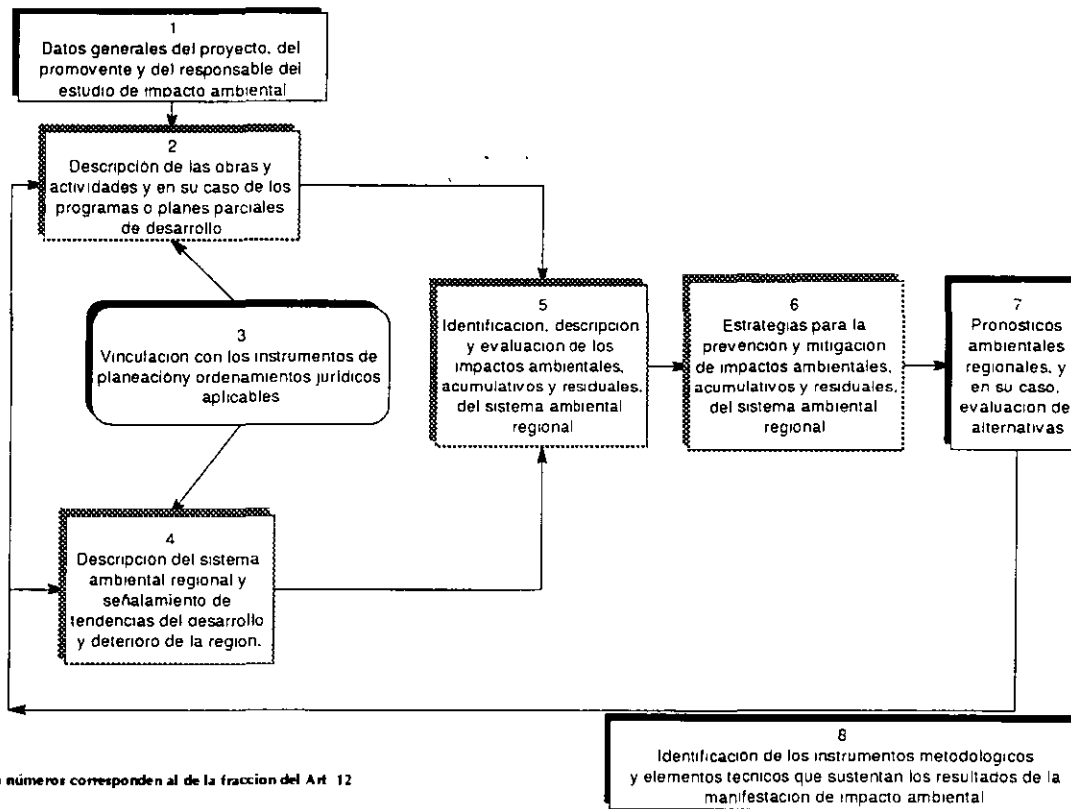
1. *Parques Industriales y acuícolas, granjas acuícolas de más de 500 hectáreas, **carreteras y vías férreas**, proyectos de generación de energía nuclear, presas y, en general, proyectos que alteren las cuencas hidrológicas....”.*

El artículo 31 de la Ley y el 29 del reglamento, consideran que la realización de las obras y actividades consideradas en las fracciones de la I a la XII del artículo 28, y 5 del reglamento, requerirán de la presentación de un Informe Preventivo y no de una manifestación de impacto ambiental, cuando:

1. Existan normas oficiales mexicanas u otras disposiciones que regulen emisiones, descargas, aprovechamientos de recursos naturales y en general, todos los impactos ambientales relevantes que puedan producir las obras o actividades.
2. Las obras o actividades de que se trate estén expresamente previstas por un plan parcial de desarrollo urbano o de ordenamiento ecológico que haya sido evaluado por la Secretaría, o
3. Que se trate de instalaciones ubicadas en parques industriales previamente aprobados en materia de impacto ambiental.

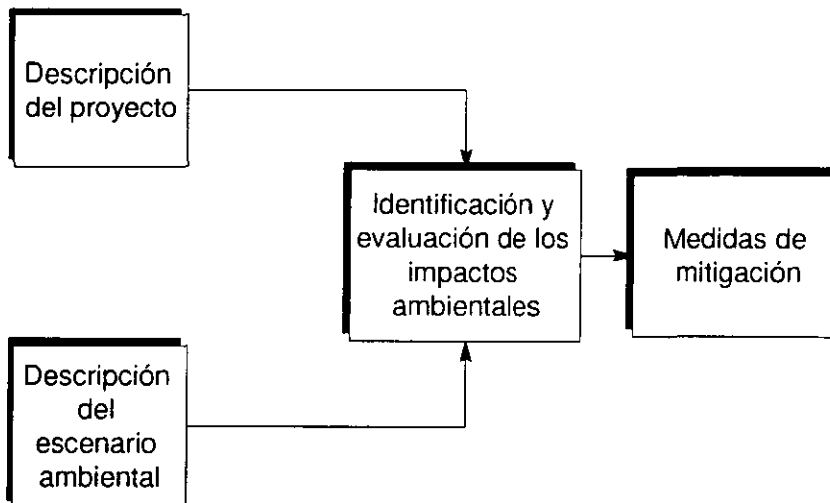
Dado que para la construcción de una carretera es requisito indispensable la elaboración de una manifestación de impacto ambiental, a continuación se muestra esquemáticamente el contenido básico que debe tener un estudio de este tipo.

La Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales, a través del Instituto Nacional de Ecología ha publicado oficialmente la Guía Básica para la elaboración de Manifestaciones de Impacto Ambiental en su modalidad regional, para proyectos de vías generales de comunicación. Esta guía se encuentra a disposición del público en la ventanilla de trámites de impacto ambiental en las oficinas centrales del Instituto o en la dirección electrónica del mismo, la cual fue anteriormente citada.



**Estructura de la manifestación de impacto ambiental, modalidad regional.**

En la estructura anterior se identifica la existencia de un “estudio de impacto ambiental típico” entendiéndose como tal, aquel que aparece en los textos de la materia, es decir, cuenta con la siguiente estructura:



El contenido comúnmente aceptado para cada uno de los capítulos de este

estudio de impacto ambiental es:

La descripción del proyecto, se realiza a partir de las actividades y obras consideradas en las distintas etapas del proyecto; estas son: a) Selección del sitio; b) Preparación del sitio; c) Construcción; d) Operación; y e) Abandono. La razón de tal división es que teórica y prácticamente, a cada una de estas etapas se encuentran asociados impactos ambientales específicos; a la vez se obtiene la desagregación de las obras o actividades que pueden impactar al ambiente en distintos tiempos.

El estudio del escenario ambiental (sistema ambiental), se debe efectuar a partir de sus distintos rubros o componentes, los cuales se pueden agrupar en: a) Bióticos; b) Abióticos; c) Sociales; y d) Económicos. El análisis y la descripción de las características de los componentes de cada uno de estos rubros, conducen a establecer el escenario ambiental existente en el área donde pretende llevarse a cabo el proyecto.

Hasta este punto, se dispone de información estructurada para ser procesada dentro de una metodología de impacto ambiental.

La metodología puede escogerse dentro de un amplio espectro y generalmente es decisión del consultor; listas de verificación, redes, diagramas de flujo, matrices, modelos específicos, etc. En términos generales, es aconsejable seleccionar una combinación de ellas, por ejemplo: En primer lugar aplicar una matriz para identificar las acciones impactantes y los componentes del ambiente que pueden verse impactados y posteriormente, elegir las interacciones marcadas en la matriz a las que pueda aplicarse un modelo para estimar la magnitud del impacto, otras interacciones pueden tratarse por métodos distintos.

Cuando se aplica una metodología de impacto ambiental, siempre se encuentra presente el factor subjetividad. Es necesario no menospreciarlo, ya que con facilidad se puede incurrir en la incorrecta identificación y valoración de los impactos. Los elementos que contrarrestan la influencia de la subjetividad son:

- a) Disponer de información reciente, representativa y veraz del proyecto y del ambiente;
- b) Contar con normas, criterios, planes, ordenamientos, etc., contra los que puedan compararse las evaluaciones de los impactos;
- c) Que la evaluación de impacto ambiental sea realizada por un equipo multidisciplinario donde no prevalezca un criterio sobre alguna rama del conocimiento considerada en el proceso de evaluación de impacto ambiental, y,
- d) Que en el grupo de evaluación no exista predisposición hacia el desarrollo o rechazo de la obra, ya que este debe ser el resultado de la evaluación de impacto ambiental.



⇒ **EJEMPLO DE POSIBLES IMPACTOS AMBIENTALES Y MEDIDAS DE MITIGACIÓN PARA PROYECTOS CARRETEROS**

Una vez concluida la identificación y evaluación de los impactos ambientales, el siguiente paso consiste en plantear las medidas de mitigación que se estimen pertinentes para reducir la intensidad o bien la magnitud de aquellos impactos evaluados como adversos significativos (este es un criterio general, aunque pueden llegar a encontrarse impactos no significativos que requieran mitigación). En algunos casos, se encontrarán impactos no mitigables, sin embargo ello no implica la imposibilidad de actuar en favor del ambiente. Cuando esto sucede, en lugar de mitigar, la opción consiste en compensar o en restaurar los efectos que se anticipan. Por ejemplo, puede resultar inevitable el retiro de la cubierta vegetal en un sitio donde estará una carretera, plantear la mitigación del impacto no resultará eficaz, pero proponer la compensación con la creación de nuevas áreas verdes con especies de la zona, de ser posible, en los linderos de la misma o en otras áreas, es una estrategia de la que seguramente se podrán esperar beneficios al ambiente.

El planteamiento y diseño de las medidas de mitigación debe ser ingenioso, original y no limitarse al escrutinio de las acciones del proyecto que puedan considerarse medidas de mitigación, pues ello equivale a simplemente traducir partes del proyecto en conceptos de protección ambiental, lo cual en el mejor de los casos, es incompleto. Salvo casos excepcionales, la evaluación de impacto ambiental siempre produce la necesidad de complementar al proyecto con medidas de mitigación, control, compensación y restauración.

Como ha quedado establecido la identificación de impactos ambientales y el establecimiento de las medidas de mitigación dependen de cada proyecto en particular, de sus características básicas, de su localización, y de sus propias técnicas y metodologías de instrumentación. Por tal motivo y a manera esquemática, a continuación se presenta una lista general de los principales impactos ambientales y medidas de mitigación, generados por proyectos carreteros:

<b>Impacto potencial</b>	<b>Medida de mitigación</b>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Contaminación de suelo y agua con aceites, grasas, lubricantes, combustibles y pintura en los patios para el equipo y en las plantas de asfalto</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Reunir y reciclar lubricantes.</li> <li>▪ Evitar cualquier tipo de derrame; en su defecto proceder con los métodos de limpieza adecuados al derrame.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Contaminación del aire procedente de plantas de asfalto y uso de maquinaria y equipo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalar y operar equipos anticontaminantes en las plantas.</li> <li>▪ Someter a la maquinaria y equipo al control de emisiones vehiculares de</li> </ul>

Impacto potencial	Medida de mitigación
	acuerdo con la norma.
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Emisiones de partículas, polvos y ruido local.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Cuando sea posible, realizar las prácticas de movimientos de materiales en medio húmedo.</li> <li>▪ Humedecer los caminos temporales.</li> <li>▪ Instalar y mantener silenciadores.</li> <li>▪ Llevar a cabo las prácticas de mantenimiento y rehabilitación fuera de temporada vacacional.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Emisiones de gases de hidrocarburos, ruido y partículas cercanas a poblaciones.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Incluir en el diseño barreras físicas contra sonido y captadoras de partículas.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Modificaciones al paisaje por terraplenes, cortes profundos, rellenos, canteras, etc.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Sin afectar el diseño desde el punto de vista de seguridad, crear el nuevo diseño arquitectónico del paisaje.</li> <li>▪ Reforestar las superficies deforestadas.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Deslaves, hundimientos, deslizamientos, y demás movimientos masivos en los cortes del camino.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalar obras de drenaje adecuadas de conformidad con los estudios previos.</li> <li>▪ En lo posible, trazar la ruta de tal manera que evite áreas inestables.</li> <li>▪ Estabilización de cortes con estructuras (paredes de hormigón, gaviones, etc.).</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Erosión de tierras por debajo del lecho del camino, que reciben el flujo concentrado de drenajes tapados o abiertos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Aumentar el número de salidas de drenaje.</li> <li>▪ Colocar las salidas de drenaje evitando el efecto "cascada".</li> <li>▪ Revestir la superficie receptora con piedras (hormigón).</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Inadecuada disposición de residuos sólidos.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalar contenedores de residuos.</li> <li>▪ Realizar recorridos para recolectar residuos.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Condiciones peligrosas donde la construcción interfiere con caminos existentes.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Señalización adecuada.</li> <li>▪ Iluminación.</li> <li>▪ Vigilancia y control de tráfico.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Alteración de drenaje superior y subterráneo (donde los cortes de los caminos interceptan el nivel de aguas freáticas, vertientes, etc.).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Instalación de obras de drenaje adecuadas: alcantarillas, puentes, etc.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Retiro de vegetación y afectación de hábitat de fauna silvestre.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ De ser posible, modificación del trazo a fin de evitar la mayor pérdida de vegetación.</li> <li>▪ Rescate de especies de flora y</li> </ul>

Impacto potencial	Medida de mitigación
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Interrupción de rutas de migración para la vida silvestre y el ganado. Choques contra animales.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>fauna.</li> <li>▪ Reutilización del material vegetativo.</li> <li>▪ Modificación del trazo evitando rutas conocidas de migración.</li> <li>▪ Proporcionar pasos a desnivel.</li> <li>▪ Instalar pasos de fauna subterráneos.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Falta de saneamiento y eliminación de desechos sólidos en los campamentos de construcción y sitios de trabajo.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Proporcionar sitios adecuados para el campamento y de disposición de residuos sólidos.</li> <li>▪ Contratar el servicio de sanitarios portátiles o instalación de letrinas. En su defecto, adoptar la costumbre de "entierro".</li> <li>▪ Intentar la contratación de personal residente cercano al sitio del proyecto.</li> <li>▪ Evitar la proliferación de fauna nociva y sitios temporales de reproducción de la misma.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Desarrollo inducido por la vía de comunicación.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Planeación controlada del desarrollo.</li> </ul>
<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Talas y desmontes no planificados.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>▪ Establecimiento de sanciones.</li> <li>▪ Vigilancia.</li> </ul>

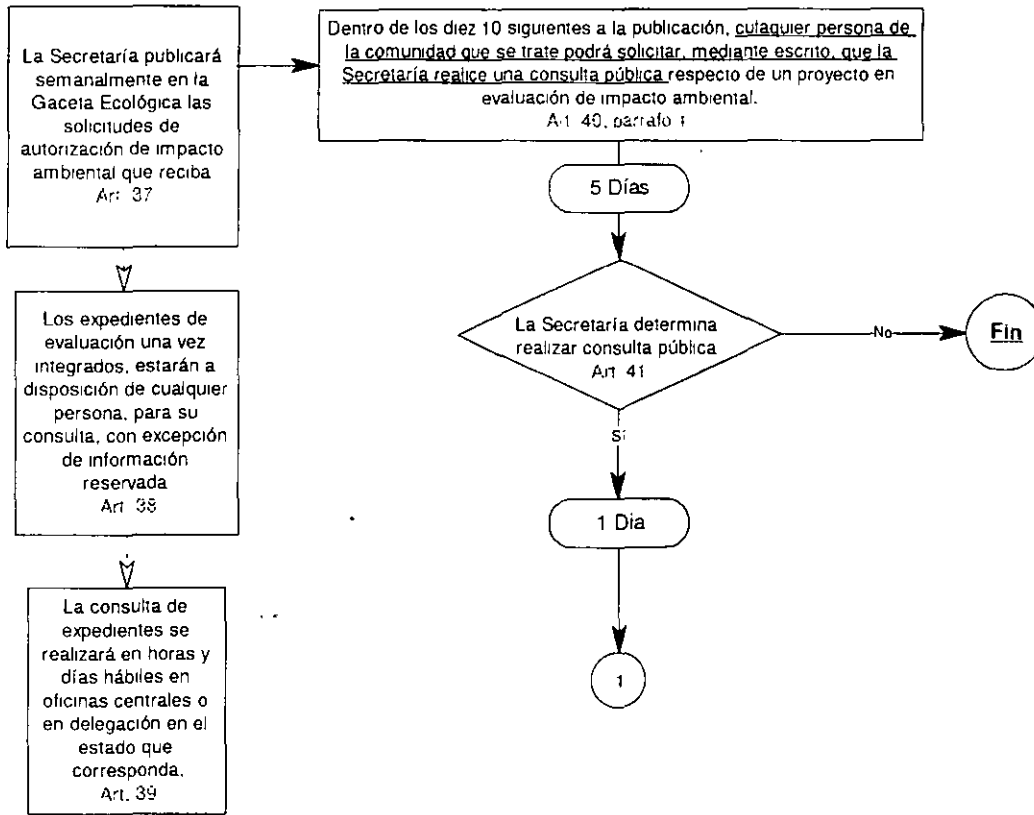
⇒ **CONFORMIDAD DE AFECTADOS.**

Casi en todos los casos, la legislación vigente en nuestro país, proporciona los mecanismos adecuados para aquellos casos en que exista inconformidad cuando se lleven a cabo obras públicas o privadas que pudieran afectar los intereses de terceros.

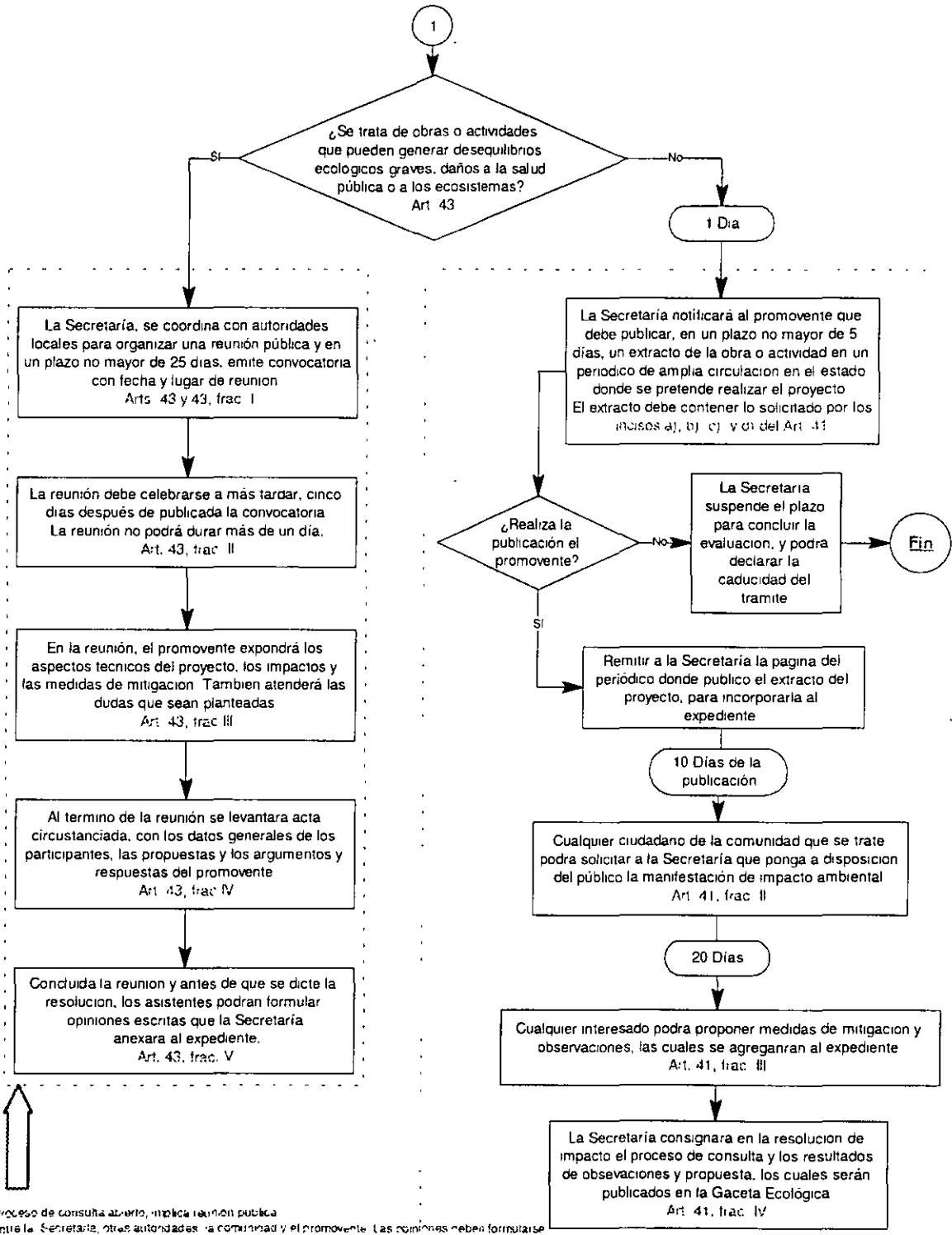
En el caso de la Ley General del Equilibrio Ecológico y la Protección al Ambiente así como de su Reglamento en materia de impacto ambiental, se establece la obligación que tiene la Secretaría de Medio Ambiente y Recursos Naturales a través del INE, de someter a consulta del público las manifestaciones de impacto ambiental de cualquier proyecto de obra.

El procedimiento es complejo por lo que a continuación se presenta en forma esquemática para facilitar la comprensión del lector y se hace referencia a los artículos del propio Reglamento de Impacto Ambiental.

# Procedimiento para la participación pública en materia de impacto ambiental



## Procedimiento para la participación pública dentro de la evaluación de impacto ambiental



Proceso de consulta abierto, implica reunión pública entre la Secretaría, otras autoridades, la comunidad y el promovente. Las opiniones deben formularse directamente a la autoridad.

Este proceso puede celebrarse como parte de otro proceso.

Proceso de consulta de la Secretaría a los interesados no implica reunión pública. Las opiniones deben formularse directamente a la autoridad. No participa el promovente.

La posible inconformidad de afectados no termina con la aprobación o rechazo del estudio de impacto ambiental. La construcción de una carretera necesariamente implica la afectación de terrenos ya sean ejidales o comunales o de propiedad privada. Esta afectación indudablemente incomoda a terceros quienes, en la mayoría de los casos, deberán ser indemnizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes.

El espíritu de la ley en la materia, es facilitar el proceso mediante el cual se permita legalizar la propiedad a favor del Gobierno Federal de los terrenos que integran el derecho de vía de los caminos y puentes federales, Patrimonio de la Nación, así como garantizar a los afectados por la ocupación de sus predios, el pago expedito y oportuno a que tienen derecho en términos de la ley.

La adquisición de los terrenos afectados por el derecho de vía de una carretera federal se lleva a cabo por medio de tres mecanismos:

1. Por medio de compra-venta a particulares.
2. A través de la expropiación a particulares, y
3. Mediante la expropiación de terrenos sujetos a régimen ejidal o comunal.

En primera instancia, la SCT intenta la compra-venta de los terrenos afectados a los particulares, quienes en muchos casos no se conocen, no están disponibles o simplemente no están de acuerdo en vender sus terrenos. El procedimiento de expropiación de terrenos de propiedad particular se inicia cuando:

- a) Existe rotunda oposición del particular para realizar la venta a favor de la Secretaría.
- b) El propietario carece del título de propiedad de los terrenos afectados.
- c) El título de propiedad de los terrenos afectados no se encuentra debidamente inscrito en el Registro Público de la Propiedad local.
- d) No se localice al propietario del inmueble.

Los procedimientos administrativos y legales para la adquisición de los terrenos vía compra-venta o expropiación, pueden ser consultados en el Manual de Procedimientos para la Liberación del Derecho de Vía de Carreteras Federales, disponible en las oficinas de la Dirección General de Carreteras Federales de la SCT. Estos procedimientos técnicos y legales son muy complejos pero en forma general básicamente se resumen en:

- ⇒ Llevar a cabo un levantamiento técnico detallado de los terrenos afectados (levantamiento topográfico, descripción de edificaciones, superficie sembrada, servidumbres, etc.);
- ⇒ Identificar a los propietarios (ya sean particulares o comunidades ejidales) verificando la propiedad legítima de los terrenos, con la ayuda del Registro Público de la Propiedad local o con la Secretaría de la Reforma Agraria en el caso de terrenos ejidales;

- ⇒ Se elabora un proyecto de decreto expropiatorio que se publica en el Diario Oficial de la Federación con la finalidad de tratar de localizar a los propietarios de los terrenos afectados y que asistan a la secretaría para llegar a un acuerdo.
- ⇒ Se solicita a la Comisión de Avalúo de Bienes Nacionales (CABIN) el avalúo de los terrenos sujetos a procedimiento expropiatorio.
- ⇒ Una vez integrados los expedientes técnicos y legales de los terrenos se procede al pago de la indemnización, siempre y cuando los terrenos se encuentren libres de gravámenes.
- ⇒ Se procede entonces, a emitir nuevamente un decreto expropiatorio. En el caso de terrenos ejidales además de ser refrendado el decreto por la SECODAM también se incluirá el refrendo por parte de los titulares de la SRA y S.H.C.P. registrar los terrenos como Patrimonio Inmobiliario Federal.

El procedimiento de expropiación puede afectar tanto a los propietarios legales de los terrenos como a aquellos terceros que hacen usufructo de él. En ocasiones el procedimiento a seguir se complica básicamente por las siguientes razones:

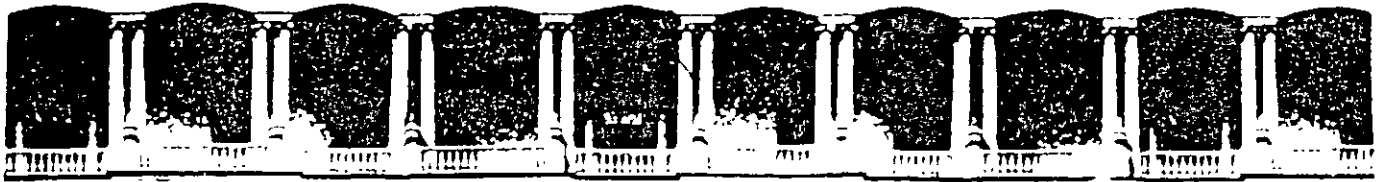
- ⇒ Al existir oposición por parte del particular para vender su terreno a la secretaría, forzosamente se tiene que dar inicio a la expropiación. Antes del año de 1993, el pago de la expropiación se determinaba a partir del valor catastral del terreno, en la actualidad se lleva a cabo a partir del valor comercial del mismo, y en algunas ocasiones existe inconformidad del afectado por no obtener el valor que espera del terreno o por perder parte de este mismo.
- ⇒ Si el propietario (o comunidad ejidal) no está conforme, es probable que inicie un procedimiento de amparo que retarda muchísimo el proceso de expropiación pero que finalmente no proporcionará ningún beneficio al inconforme dado que está cabalmente demostrada por ley la utilidad pública de las vías generales de comunicación.
- ⇒ En muchas ocasiones, el terreno cuenta con “poseedor” del mismo, mas no con propietario. Es decir, la persona que dice ser la propietaria del terreno y reclamar la indemnización no cuenta con documentación alguna que la avale como propietaria. Es común, encontrar terrenos en los cuales ciertas personas hacen usufructo de él, incluso construyendo edificaciones, sin ser la propietarias legales.
- ⇒ Existen otras ocasiones que aún siendo propietario legal del terreno no se han cumplido las obligaciones fiscales relacionadas con el mismo, por lo cual al existir gravámenes la SCT no puede otorgar el pago correspondiente.
- ⇒ Aún sin hacer usufructo del terreno y tenerlo en un estado de “abandono” , ciertos propietarios legales continúan pagando los impuestos del terreno y, al enterarse que existe un proceso expropiatorio, regresan del extranjero a sus

tierras y se presentan para cobrar la indemnización correspondiente ante la evidente molestia de los poseedores del terreno.

El manejo de la inconformidad de los afectados tanto desde el punto de vista ambiental como desde el punto de vista de la expropiación es sumamente complejo. Es recomendable en todo momento, iniciar cada procedimiento agotando los recursos técnicos de los inconformes y posteriormente proceder con los recursos legales. Evidentemente este tipo de procesos son tardíos y en ocasiones molestos, debido a la intransigencia de muchos afectados y a que en ocasiones se encuentran mal asesorados (ya sea por grupos ecologistas o por pseudo-abogados). La única alternativa a seguir consiste en atender dichos asuntos en estricto apego a la normatividad vigente en cada materia.

México, D.F., mayo de 2001





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

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

**TEMA:  
ETAPAS PARA EL PROYECTO.  
CONCEPTOS FUNDAMENTALES**

**EXPOSITOR:  
ING. JORGE MIGUEL GONZALEZ BAÑUELOS**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**

1



**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN  
Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

**PROYECTO PRELIMINAR**

- I.- TOMA DE FOTOGRAFÍAS AÉREAS          ESCALA : 1:10,000
- II.- APOYO TERRESTRE FOTOIDENTIFICABLE
- III.- ANÁLISIS ESTEREOSCÓPICO
- IV.- ESTUDIOS GEOLÓGICOS
- V.- ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL
- VI.- RESTITUCIÓN FOTOGRAMÉTRICA
- VII.- RECORRIDOS AÉREOS
- VIII.- RECORRIDOS TERRESTRES
- IX.- DETERMINACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES GEOMÉTRICAS
- VELOCIDAD DE PROYECTO
- SECCIÓN TIPO
- PENDIENTE MÁXIMA
- PENDIENTE GOBERNADORA
- SOBREELEVACIÓN MÁXIMA
- BOMBEO
- X.- PROYECTAR LAS ALTERNATIVAS QUE SE REQUIERAN
- XI.- EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS
- TOMANDO EN CUENTA :  VOLÚMENES DE TERRACERÍAS
- GEOLOGÍA
- ESTRUCTURAS                   VIADUCTOS
- PUENTES
- PASOS
- TÚNELES
- ESTRUCTURAS MENORES
- ENTRONQUES
- IMPACTO AMBIENTAL
- ZONAS ARQUEOLÓGICAS
- CENTROS HISTÓRICOS
- XIII.- LEVANTAMIENTO DE CAMPO DE LAS ALTERNATIVAS POSIBLES
- MÉTODOS TOPOGRÁFICOS: USUALES   TRAZO HORIZONTAL
- NIVELACIÓN LONGITUDINAL
- SECCIONAMIENTO TRANSVERSAL
- XIV.- ESTUDIOS HIDROLÓGICOS Y TRAZO Y NIVELACIÓN DE LAS OBRAS DE DRENAJE
- MENOR.
- XV.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS
- XVI.- ESTUDIOS GEOSÍSMICOS Y/O GEOFÍSICOS
- XVII.- ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICOS
- XVIII.- ESTUDIOS HIDROLÓGICOS
- XIX.- ESTUDIOS ECOLÓGICOS
- XX.- DEFINICIÓN DEL DERECHO DE VÍA

# DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

FECHA 19 DE OCTUBRE DE 1999

DE LAS 15:30 A LAS 19:00 HORAS

## ETAPAS DE PROYECTO

### SELECCIÓN DE RUTA

#### I.- RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN

CARTOGRAFÍA  
CARRETERAS EXISTENTES  
OTROS MEDIOS DE COMUNICACIÓN  
DATOS DE TRÁNSITO  
DATOS HISTÓRICOS  
DATOS ECONÓMICOS  
DATOS HIDROLÓGICOS  
DATOS PLUVIOMÉTRICOS  
DATOS GEOLÓGICOS  
DATOS ECONÓMICOS  
DATOS SOCIALES  
FOTOGRAFÍAS AÉREAS EXISTENTES

#### II.- PLANTEAR POSIBLES RUTAS

EN PLANOS EXISTENTES A DIFERENTES ESCALAS  
ESCALA USUAL 1: 50,000

III.- EN FOTOGRAFÍAS AÉREAS EXISTENTES A DIFERENTES ESCALAS  
1: 25,000

IV.- TOMA DE FOTOGRAFÍAS AÉREAS  
1: 25,000

V.- APOYO TERRESTRE  
SEÑALADO O PRESEÑALADO

#### VI.- RECORRIDOS AÉREOS

VII.- ANÁLISIS DE RUTAS EVALUACIÓN CUANTITATIVA

# DIPLOMADO EN PROYECTO , CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS

## PROYECTO PRELIMINAR

- I.- TOMA DE FOTOGRAFÍAS AÉREAS      ESCALA : 1:10,000
- II.- APOYO TERRESTRE FOTOIDENTIFICABLE
- III.- ANÁLISIS ESTEREOSCÓPICO
- IV.- ESTUDIOS GEOLÓGICOS
- V.- ESTUDIOS DE IMPACTO AMBIENTAL
- VI.- RESTITUCION FOTOGRAMÉTRICA
- VII.- RECORRIDOS AÉREOS
- VIII.- RECORRIDOS TERRESTRES
- IX.- DETERMINACIÓN DE LAS ESPECIFICACIONES GEOMÉTRICAS
  - VELOCIDAD DE PROYECTO
  - SECCIÓN TIPO
  - PENDIENTE MÁXIMA
  - PENDIENTE GOBERNADORA
  - SOBREELEVACIÓN MÁXIMA
  - BOMBEO
- X.- PROYECTAR LAS ALTERNATIVAS QUE SE REQUIERAN
- XI.- EVALUACIÓN DE ALTERNATIVAS
  - TOMANDO EN CUENTA :
    - VOLÚMENES DE TERRACERÍAS
    - GEOLOGÍA
    - ESTRUCTURAS      VIADUCTOS
    - Puentes
    - PASOS
    - TÚNELES
    - ESTRUCTURAS MENORES
    - ENTRONQUES
    - IMPACTO AMBIENTAL
    - ZONAS ARQUEOLOGICAS
    - CENTROS HISTÓRICOS
- XIII.- LEVANTAMIENTO DE CAMPO DE LAS ALTERNATIVAS POSIBLES
  - MÉTODOS TOPOGRÁFICOS USUALES TRAZO HORIZONTAL
  - NIVELACIÓN LONGITUDINAL
  - SECCIONAMIENTO TRANSVERSAL
- XIV.- ESTUDIOS HIDROLÓGICOS Y TRAZO Y NIVELACIÓN DE LAS OBRAS DE DRENAJE
  - MENOR.
- XV.- ESTUDIOS GEOTÉCNICOS
- XVI.- ESTUDIOS GEOSÍSMICOS Y/O GEOFÍSICOS
- XVII.- ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICOS
- XVIII.- ESTUDIOS HIDROLOGICOS
- XIX.- ESTUDIOS ECOLÓGICOS
- XX.- DEFINICION DEL DERECHO DE VÍA

**DIPLOMADO EN PROYECTO , CONSTRUCCIÓN  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE CARRETERAS**

**PROYECTO CONSTRUCTIVO (DEFINITIVO)**

**PROYECTO DE TERRACERÍAS**

**REVISIÓN DE LOS DATOS TOPOGRÁFICOS**

**CALCULO DE SOBREELEVACIONES**

**ANALISIS Y ADECUACIÓN AL ESTUDIO GEOTÉCNICO**

**PROYECTO DE ALINEAMIENTO VERTICAL**

**COMPENSACIÓN DE LAS TERRACERÍAS (CÁLCULO DE LA CURVA MASA)**

**CÁLCULO DE CANTIDADES DE OBRA DE LAS TERRACERÍAS**

**PROYECTO DE INTERSECCIONES**

**PROYECTO DE ESTRUCTURAS MENORES**

**PROYECTO DE CONTRACUNETAS Y OBRAS COMPLEMENTARIAS**

**PROYECTO DE ESTRUCTURAS MAYORES**

**PROYECTO DE TÚNELES**

**PROYECTO DE PAVIMENTO**

**PROYECTO DE SEÑALAMIENTO**

**PROYECTO DE DEFENSAS METÁLICAS LATERALES**

**PROYECTO DE MITIGACIÓN AL IMPACTO AMBIENTAL**

# CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS CONVENIENTES PARA EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL

1.- Evitar tangentes muy largas, deberán sustituirse por tangentes menos largas unidas con curvas suaves.

2. -- "El grado de curvatura " deberá elegirse de tal forma que se ajusten las curvas, a la configuración del terreno. Por otra parte se recomienda utilizar, curvas suaves; pero, sin perder de vista el costo de la construcción

3.- Evitar los cambios bruscos en el alineamiento horizontal, por ejemplo, después de una gran tangente proyectar una curva de gran radio y a veces hasta con poca deflección.

Después de un camino sinuoso, cuando el tipo de terreno cambia de un lomerío fuerte a un terreno plano, las curvas deben proyectarse con grados que vayan disminuyendo en forma paulatina.

4. - El alineamiento debe ser tan direccional como sea posible, sin dejar de ser congruente con la topografía. Un alineamiento que se adapta al terreno, es preferible a otro con repetidos cortes y terraplenes.

5.- Evitar las curvas compuestas, o las curvas consecutivas del mismo sentido.

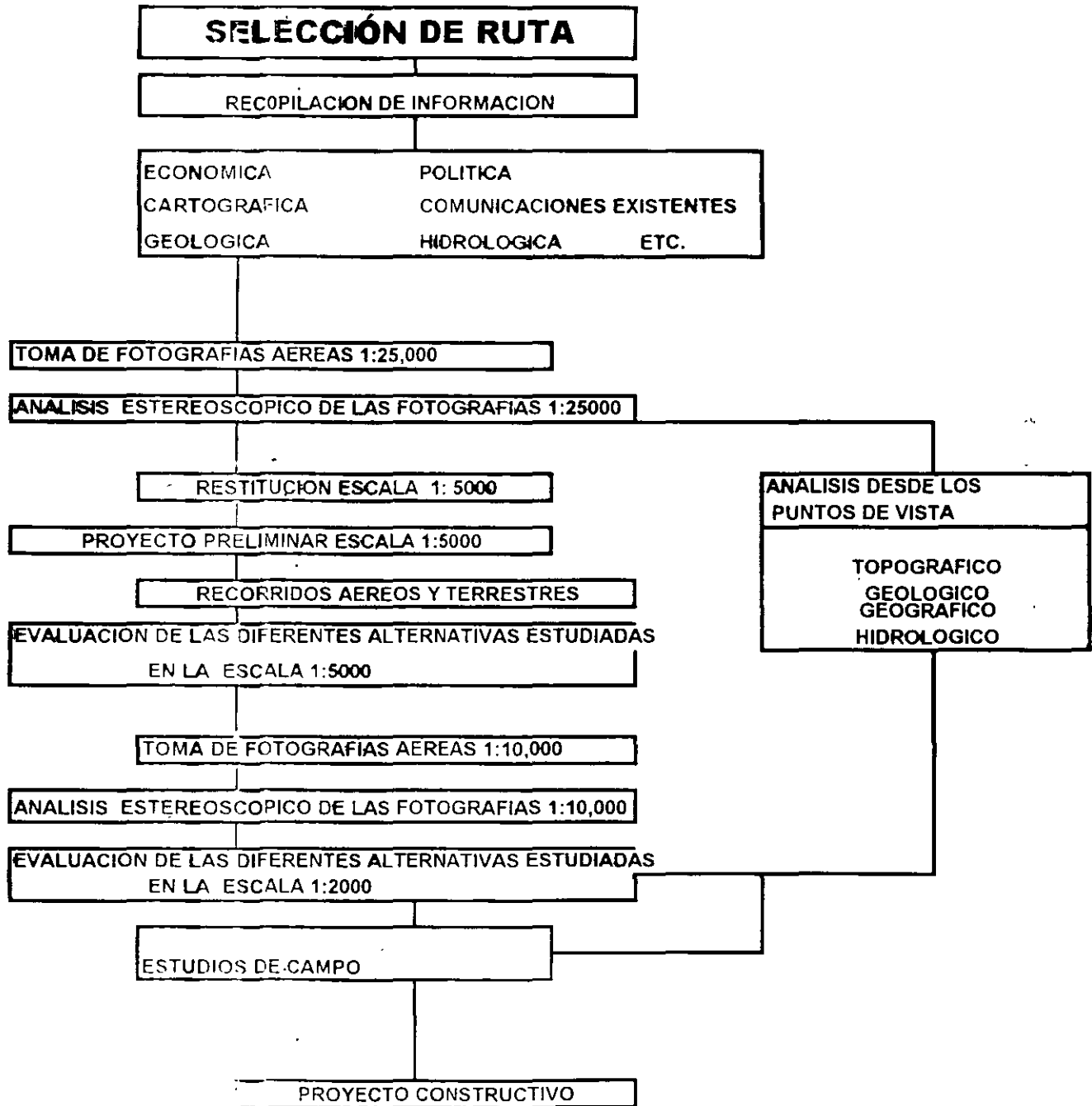
6. - La tangente mínima, expresada en metros, entre dos curvas del mismo sentido será de:

6.1. - Para curvas circulares simples, será de 1.7 veces la velocidad de proyecto (en Km/h).

6.2. - En el caso de las curvas con espiral de transición, tendrá las mismas 1.7 veces de la velocidad de proyecto menos la suma de las espirales de la primera y la segunda curva.

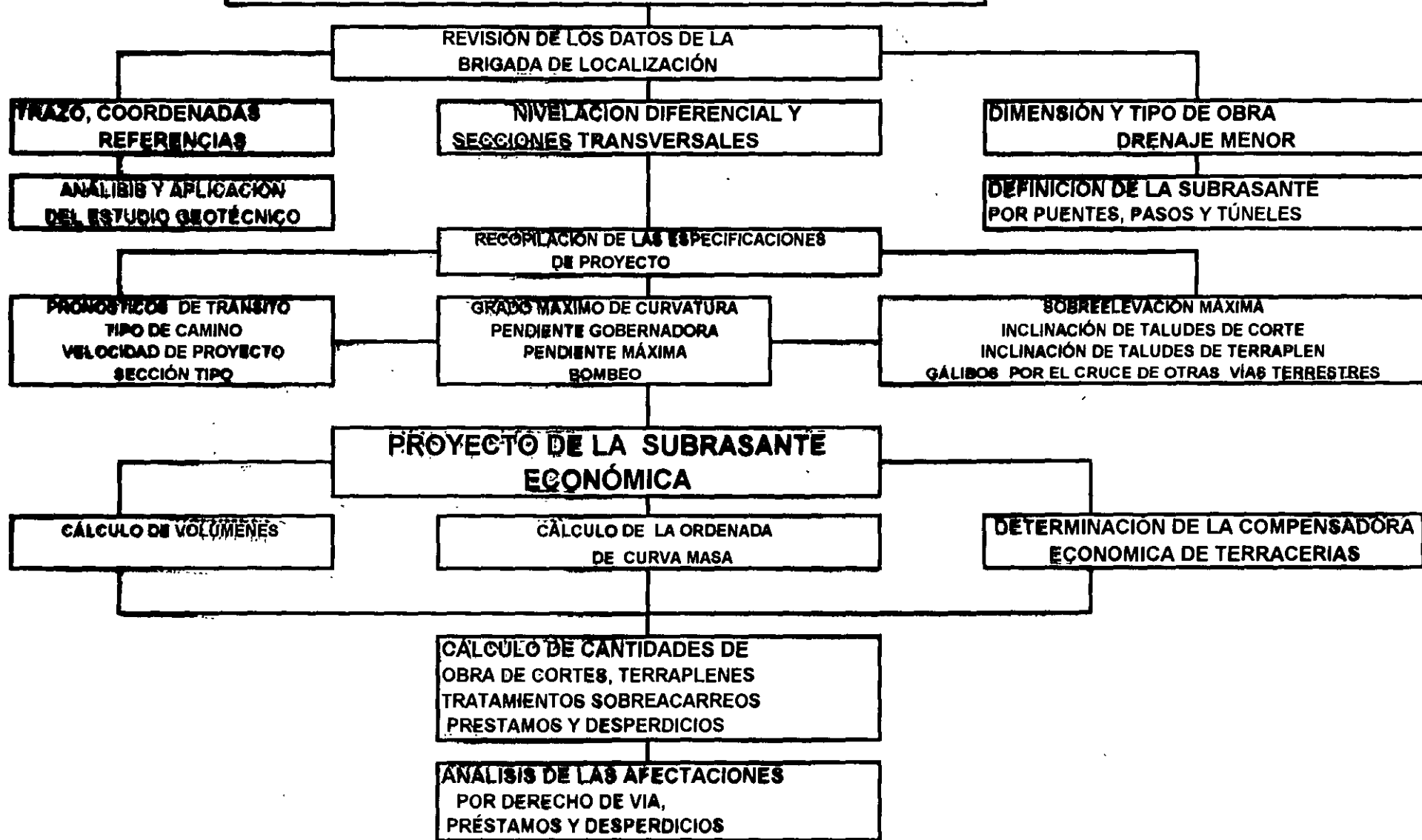
En caso de que no se cumpla con lo anterior, se tendrá que proyectar una sola curva con un grado más suave. O en su defecto reducir los radios de curvatura.

# ETAPAS PARA EL PROYECTO GEOMETRICO DE CARRETERAS





# PROYECTO DE TERRACERIAS



## 2.- CONTROLES Y CRITERIOS DE PROYECTO

LA CLASIFICACION FUNCIONAL DEL CAMINO

LA CAPACIDAD Y COMPOSICION DEL TRÁNSITO

LA VELOCIDAD DE PROYECTO

LA TOPOGRAFIA

COSTO Y DISPONIBILIDAD DE FONDOS

LA TOPOGRAFIA

PERCEPCIÓN SENSIBLE DE LOS CONDUCTORES, CICLISTAS Y PEATONES

DIMENSIONES Y CARACTERÍSTICAS DEL FUNCIONAMIENTO

DE LOS VEHÍCULOS QUE UTILIZARAN LAS VÍAS

# APUNTES DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS

## 1.- PLANEACIÓN

### 1.1.- TIPOS DE CARRETERA

#### 1.1.1.- FUNCIÓN SOCIAL

BENEFICIO DE COMUNIDADES DE BAJOS RECURSOS  
LA EVALUACIÓN DEL CAMINO SE DETERMINA MEDIANTE LA FORMULA  
COSTO DE LA OBRA / NÚMERO DE HABITANTES SERVIDOS  
EN ESTOS CASOS SE CONSTRUYEN CARRETERAS DE BAJAS ESPECIFICACIONES . CAMINOS TIPO D Y E

#### 1.1.2.- PENETRACIÓN ECONÓMICA

##### PRODUCTIVIDAD DE LA ZONA

ACTIVIDADES ECONÓMICAS

AGRÍCOLAS

GANADERAS

MINERAS

PEQUEÑA INDUSTRIA ETC.

LA FORMA DE EVALUAR ESTAS CARRETERAS, MEDIANTE LA RELACIÓN  
ESTOS SE PROYECTAN CON ESPECIFICACIONES DE CARRETERAS  
TIPO B Y C

**BENEFICIO / (COSTOS DE CONSTRUCCIÓN Y DE OPERACIÓN)**

#### 1.1.3.- DESARROLLO ECONÓMICO

ANÁLISIS DE LAS VÍAS DE COMUNICACIÓN EXISTENTES  
DATOS DE TRÁNSITO ACTUAL Y SU HISTORIA  
TIEMPOS DE RECORRIDO  
SE DETERMINAN LOS COSTOS DE OPERACIÓN

## **2.- SELECCIÓN DE RUTA**

### **2.1.- RECOPIACIÓN DE LA DOCUMENTACIÓN EXISTENTE**

CARTAS TOPOGRÁFICAS ESCALA 1: 25,000

CARTAS GEOLÓGICAS ESCALA 1: 25,000

CARTAS DE USO DEL SUELO ESCALA 1: 25,000

### **2.2.- EN LAS CARTAS 1:25,000 SE PROPONEN LAS DIVERSAS ALTERNATIVAS POSIBLES**

### **2.3.- SE HACE LA EVALUACIÓN DE LAS PROPUESTAS**

### **2.4.- RECONOCIMIENTOS AÉREOS, ( AVIÓN Y/O HELICÓPTERO)**

## **3.- PROYECTO PRELIMINAR (ANTEPROYECTO)**

### **3.1.- SE EFECTÚA UN VUELO ESCALA 1:10,000, CON EL FIN**

**DE TENER PLANOS RESTITUIDOS ESCALA 1: 2,000**

**EN ESTA ETAPA SE PODRÁ ELEGIR LA O LAS SECCIONES**

**TIPO DE LA CARRETERA, LA VELOCIDAD DE PROYECTO.**

**LA UBICACIÓN DE LOS LIBRAMIENTOS, O EL CRUCE DE LAS**

**POBLACIONES. OBSERVAR LAS POSIBLES AFECTACIONES**

### **3.2.- SE EFECTÚA UN ESTUDIO ESTEREOSCÓPICO PARA DIBUJAR**

**SOBRE LAS FOTOGRAFÍAS POSIBLES LÍNEAS, QUE POSTERIOR-**

**MENTE SE PONDRÁN EN LAS RESTITUCIONES.**

- 3.3.- SE PROPONEN DIFERENTES ALTERNATIVAS EN LOS PLANOS ESCALA 1:2000, TOMANDO EN CUENTA LAS ALTERNATIVAS DE CRUCES DE RÍOS, SE ESTUDIAN PROPUESTAS DE TÚNELES UBICACIÓN DE LIBRAMIENTOS, TIPOS DE ENTRONQUES, UBICACIÓN DE CASETAS DE COBRO, AFECTACIONES.**
- 3.4.- RECONOCIMIENTOS AÉREOS, ( AVIÓN Y/O HELICÓPTERO)**
- 3.5.- RECONOCIMIENTOS TERRESTRES, PARA CORROBORAR LO OBSERVADO EN LOS PLANOS Y EN LAS FOTOS AÉREAS ANALIZAR LA GEOLOGÍA, USO DEL SUELO, LA VEGETACIÓN LA UBICACIÓN DE BANCOS POSIBLES, ZONAS DE TIRO DE DESPERDICIO**
- 3.6.- SE ORDENA UN ESTUDIO ECOLÓGICO**
- 3.7.- SE HACE UNA EVALUACIÓN ECONÓMICA, TOMANDO EN CUENTA LOS COSTOS DE CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN**
- 3.8.- SE DETERMINAN LA O LAS ALTERNATIVAS CONVENIENTES PARA SEGUIR CON EL ESTUDIO**
- 3.9.- SE UBICAN LOS PUNTOS DE CONTROL TERRESTRE UBICADOS EN PUNTOS ESTRATÉGICOS. SE PINTAN CRUCES CON CAL , PARA QUE SALGAN EN LAS FOTOGRAFÍAS AÉREAS.**
- 3.10.- SE PROPONEN LAS SECCIONES TIPO PARA LA SECCIÓN TRANSVERSAL. SE PROPONEN LAS ESPECIFICACIONES DEL PROYECTO, TOMANDO EN CUENTA EL TIPO DE CAMINO, LOS VOLÚMENES DE TRÁNSITO Y LAS CARACTERÍSTICAS TOPOGRÁFICAS.**
- 3.11.- SE HACE UNA EVALUACIÓN DEL COSTO DE CONSTRUCCIÓN Y DEL COSTO DE OPERACIÓN DE LA O LAS RUTAS PROPUESTAS**
- 3.12.- SE CALCULA EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL POR COORDENADAS, PARA PODER TRAZAR LA LÍNEA.**

## 4.- TRAZO EN CAMPO

### 4.1.- UBICACIÓN DEL EJE PROYECTADO.

4.1.1.- Se aprovechan los puntos del Control (ó apoyo) terrestre (inciso 3.9) para que por medio de radiaciones se puede ubicar cada uno de los puntos importantes del alineamiento horizontal, utilizando un trampo con tachuela, y una estaca con el cadenamiento correspondiente, dibujado con pintura

PST = Puntos sobre tangente horizontal ( se colocan en puntos estratégicos de modo que sea posible visualizar por lo menos desde otro punto)

En curvas horizontales, circulares simples,

PC = Punto donde inicia la curva Circular

PSC = Punto intermedio de la curva Circular

PT = Punto donde termina la curva Circular

En curvas horizontales con espirales de transición

TE = Punto donde termina la Tangente y principia la curva espiral

PSCE = Punto sobre la curva espiral

EC= Punto donde termina la curva espiral e inicia la curva Circular

PSC = Punto intermedio de la curva Circular

CE= Punto donde termina la curva circular e inicia la curva espiral.

ET= Punto donde termina la curva espiral de salida e inicia la tangente libre

Además a cada 20 metros ( una estación ) se coloca un trampo con o sin tachuela; así mismo se pondrán tramos y estacas en los puntos más altos y más bajos.. Para esta operación se puede utilizar un tránsito con un minuto de aproximación o bien actualmente se utilizan aparatos de mayor precisión, tales como la estación total, equipo que agiliza esta operación.

### 4.2.- NIVELACIÓN DEL EJE

Para definir un perfil vertical del trazo de la carretera proyectada. Mediante una nivelación diferencial utilizando un nivel fijo, colocando bancos de nivel a cada 500 mts. Y efectuando un cierre mediante PL .

### 4.3.- SECCIONAMIENTO TRANSVERSAL.-

A cada veinte metros (Estaciones cerradas), mediante palomazo y/o cinta de género, se determina la sección transversal perpendicular a las tangentes del trazo o radial a las curvas.

### 4.4.- TRAZO DE LOS EJES PARA UBICAR LAS OBRAS DEL DRENAJE MENOR

Se denominan obras de drenaje menor, todas aquellas que se pueden resolver mediante una losa menor de 7.00m de claro.

Además de losas, pueden utilizarse tubos sencillos, o en baterías de dos o líneas.

### 4.5.- TRAZO DE PUENTES Y/O VIADUCTOS.

Para este tipo de obras, generalmente se ejecutan con otra brigada que se encarga de los ESTUDIOS TOPOHIDRÁULICOS, definirán el tamaño y la mejor ubicación del cause de arroyos grandes, canales o ríos con corrientes, de cierta magnitud.

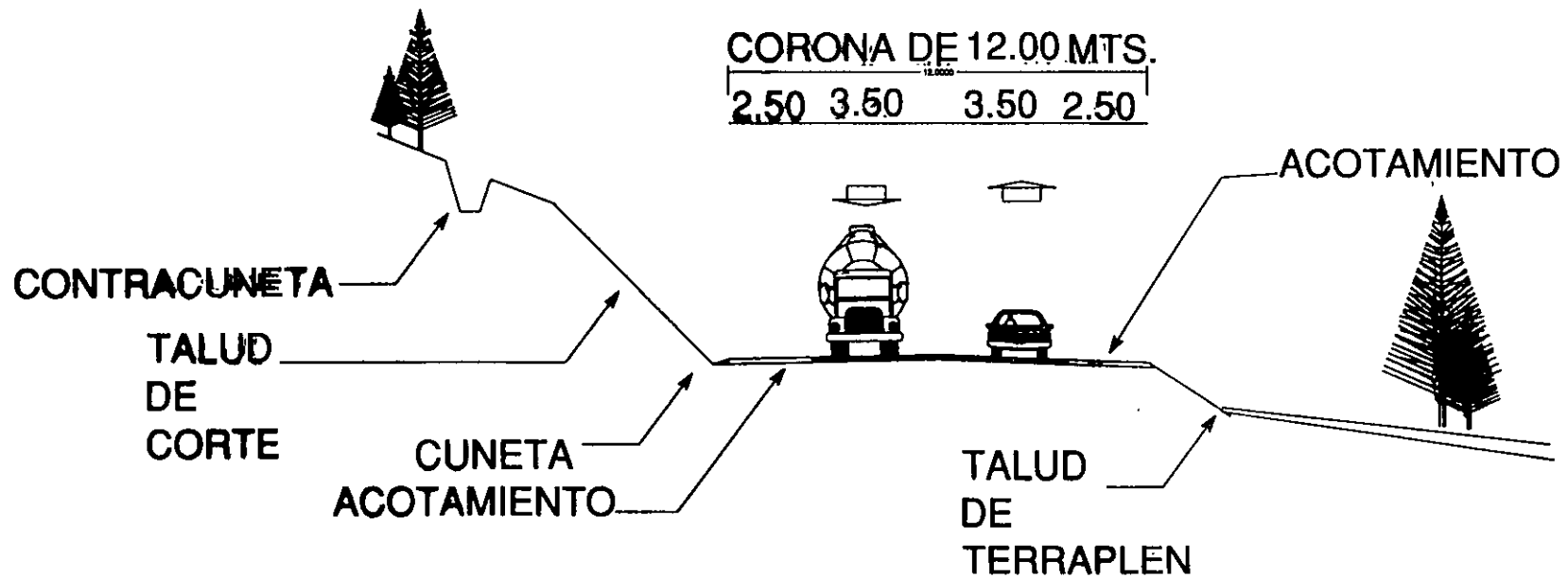
### 4.6.- TRAZO DE PASOS SUPERIORES O INFERIORES

La brigada de localización se encarga, del trazo de los ejes del cruce de otras vías de comunicación Carreteras, Brechas, vías de Ferrocarril.

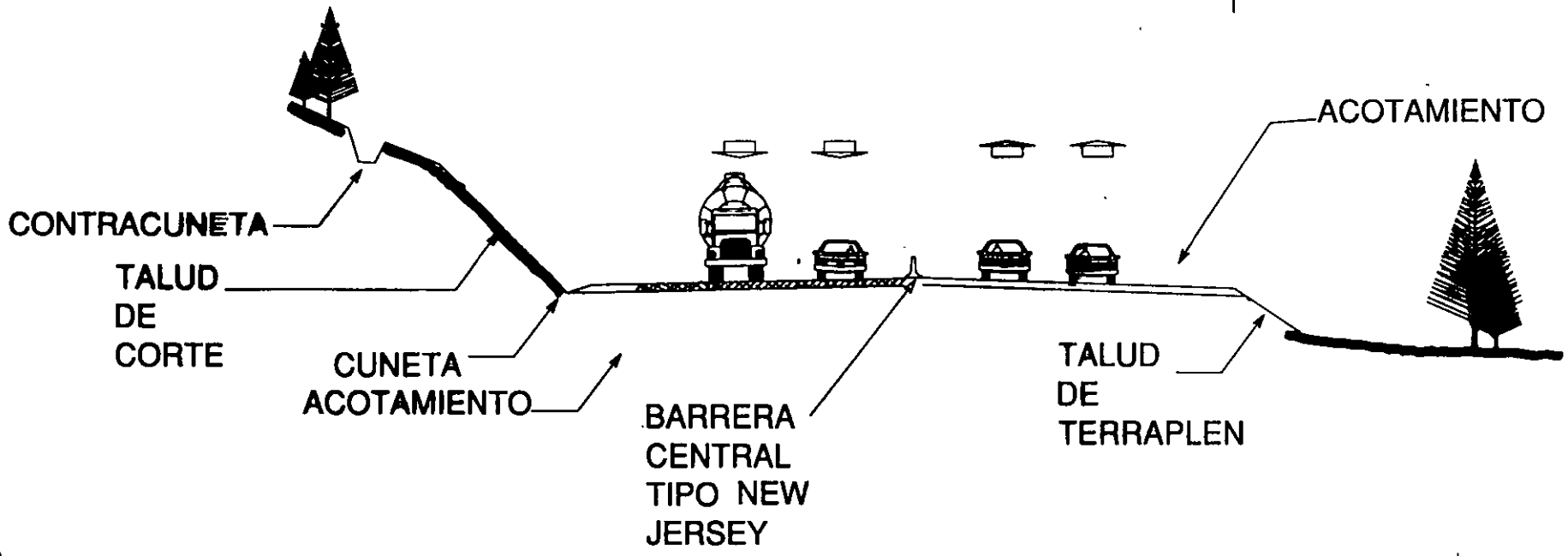
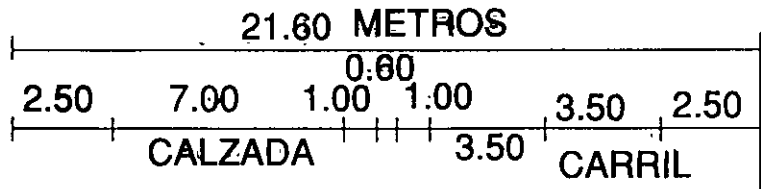
### 4.7.- TRAZO DE OTRO TIPO DE LÍNEAS DE INSTALACIONES .

Es necesario ubicar todas las líneas de instalaciones tales como líneas de electricidad, gasoductos, telefónicas etc.

# CARRETERA TIPO A(2)

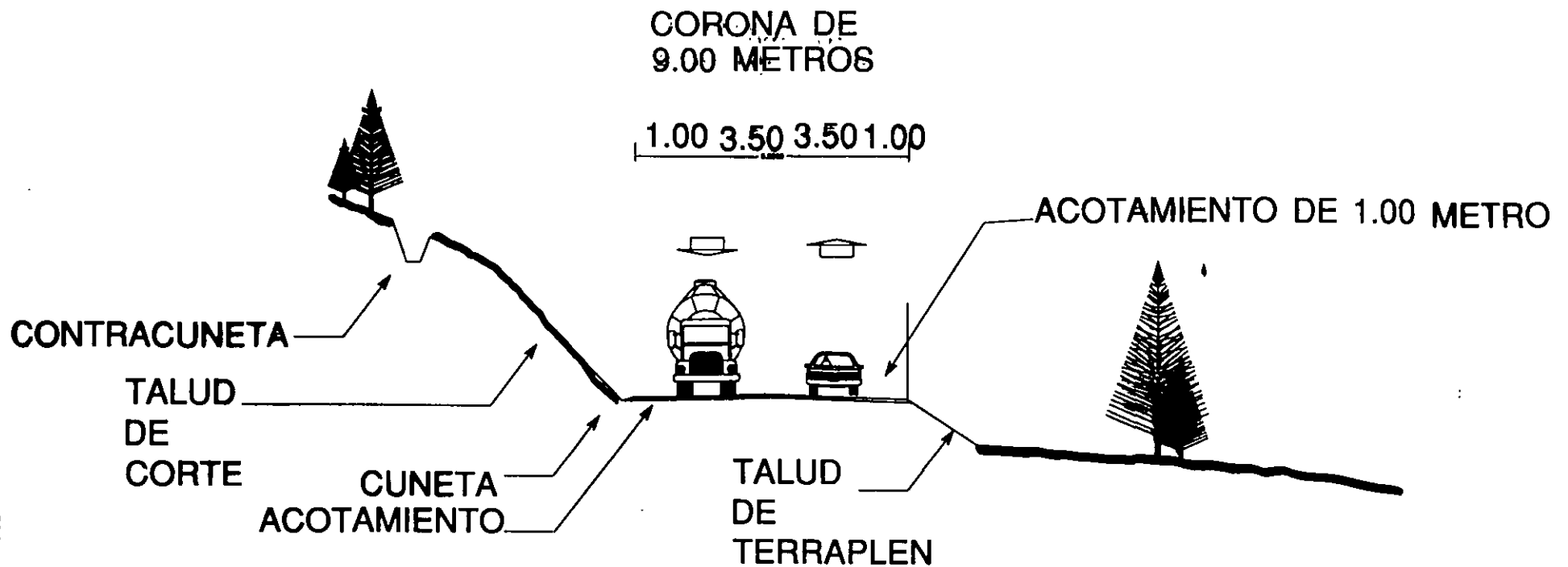


CARRETERA  
TIPO A4

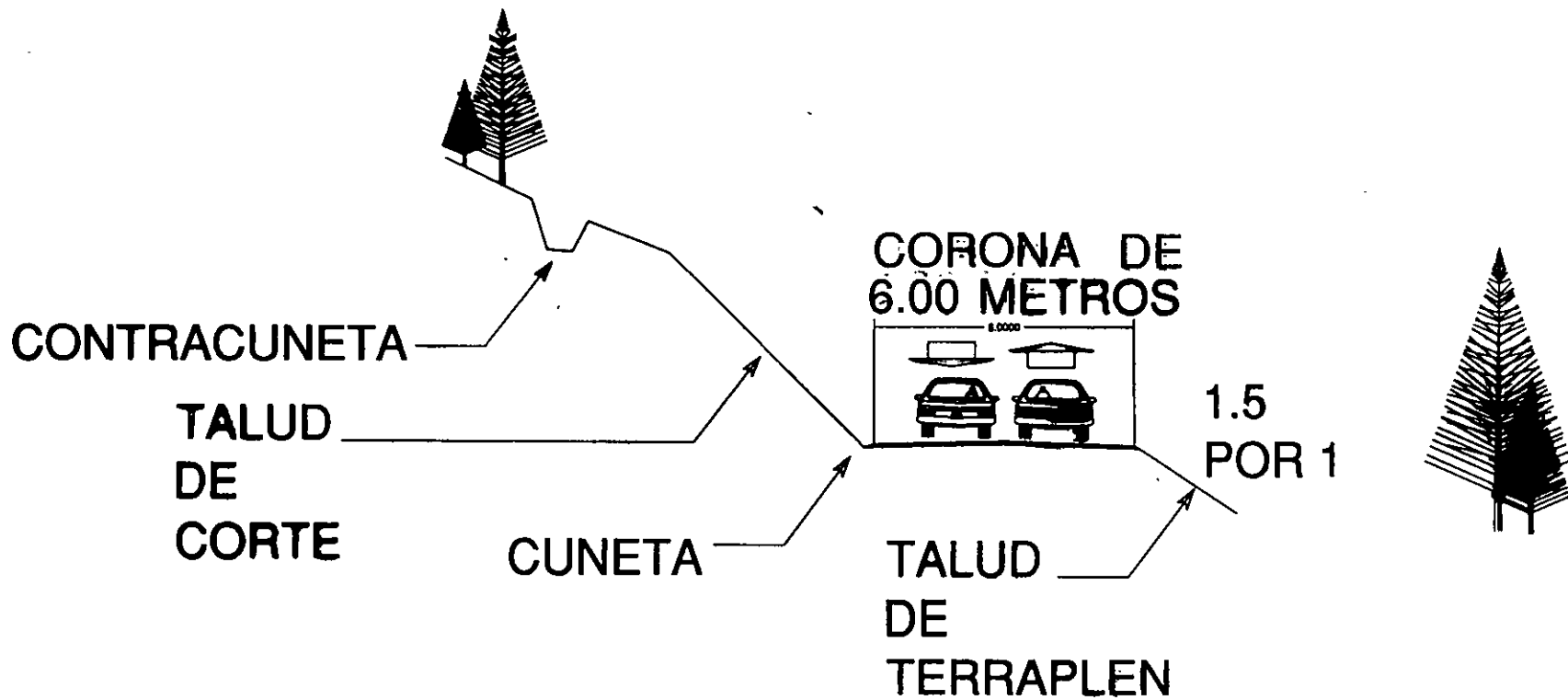




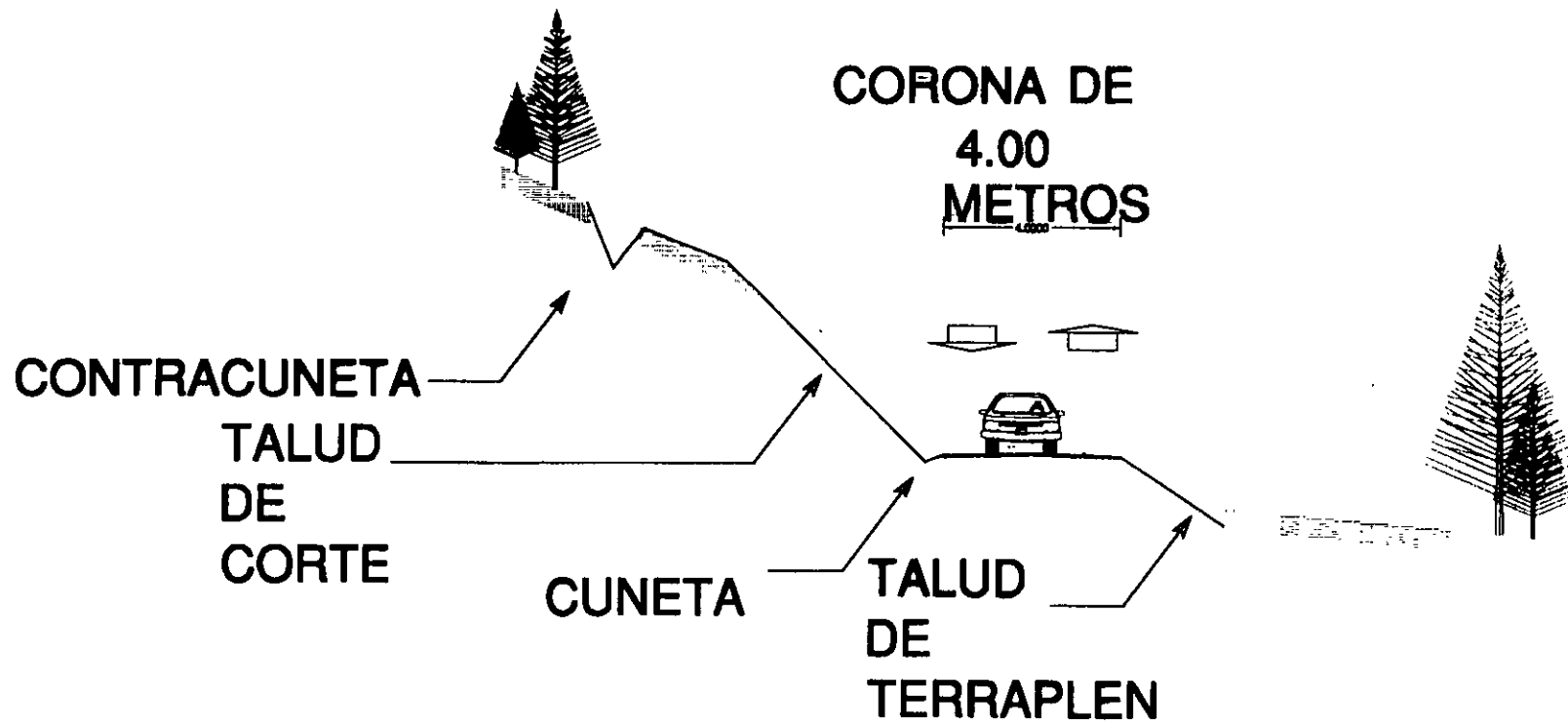
# CARRETERA TIPO B

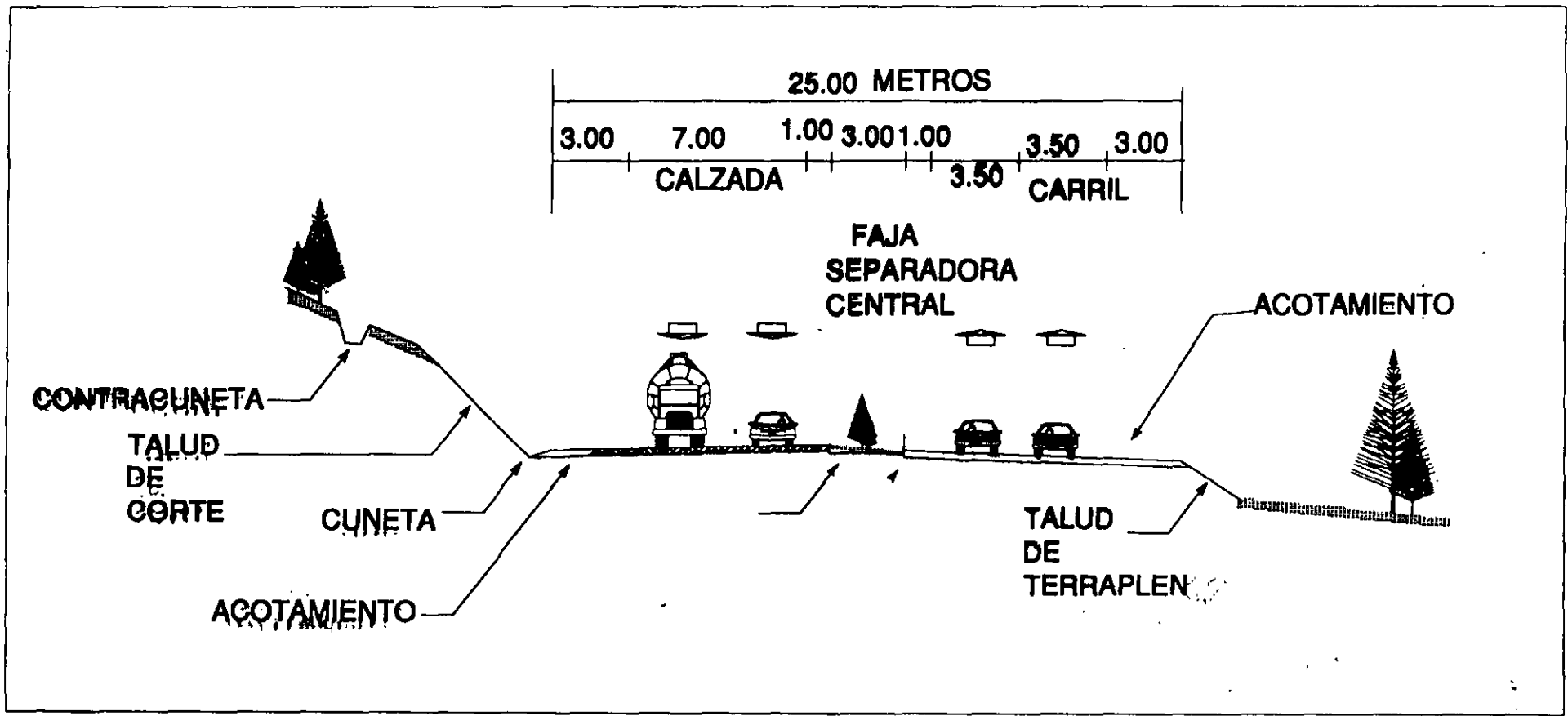


# CAMINO TIPO D



**CAMINO  
TIPO E**





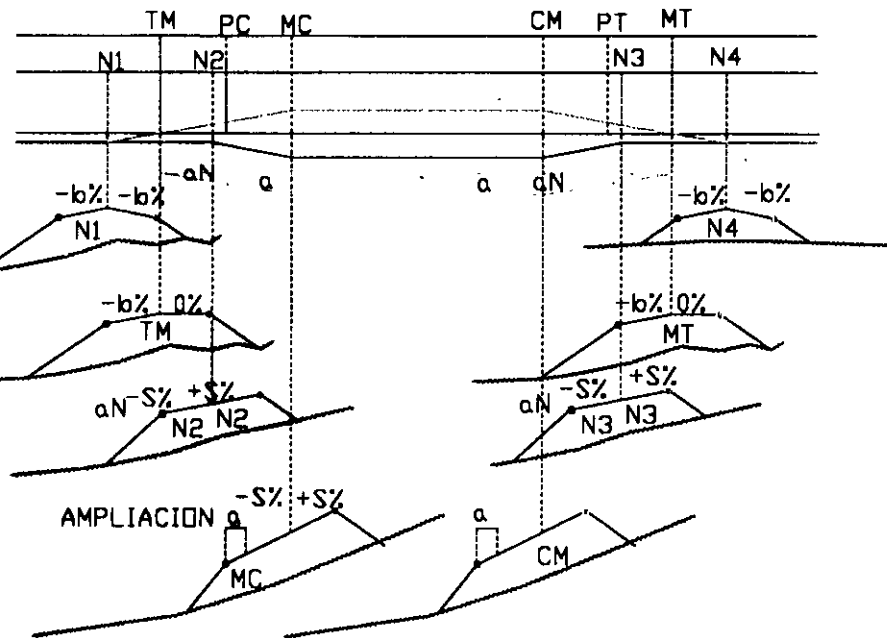
# DESARROLLO DE LA SOBREELEVACION Y LA AMPLIACION

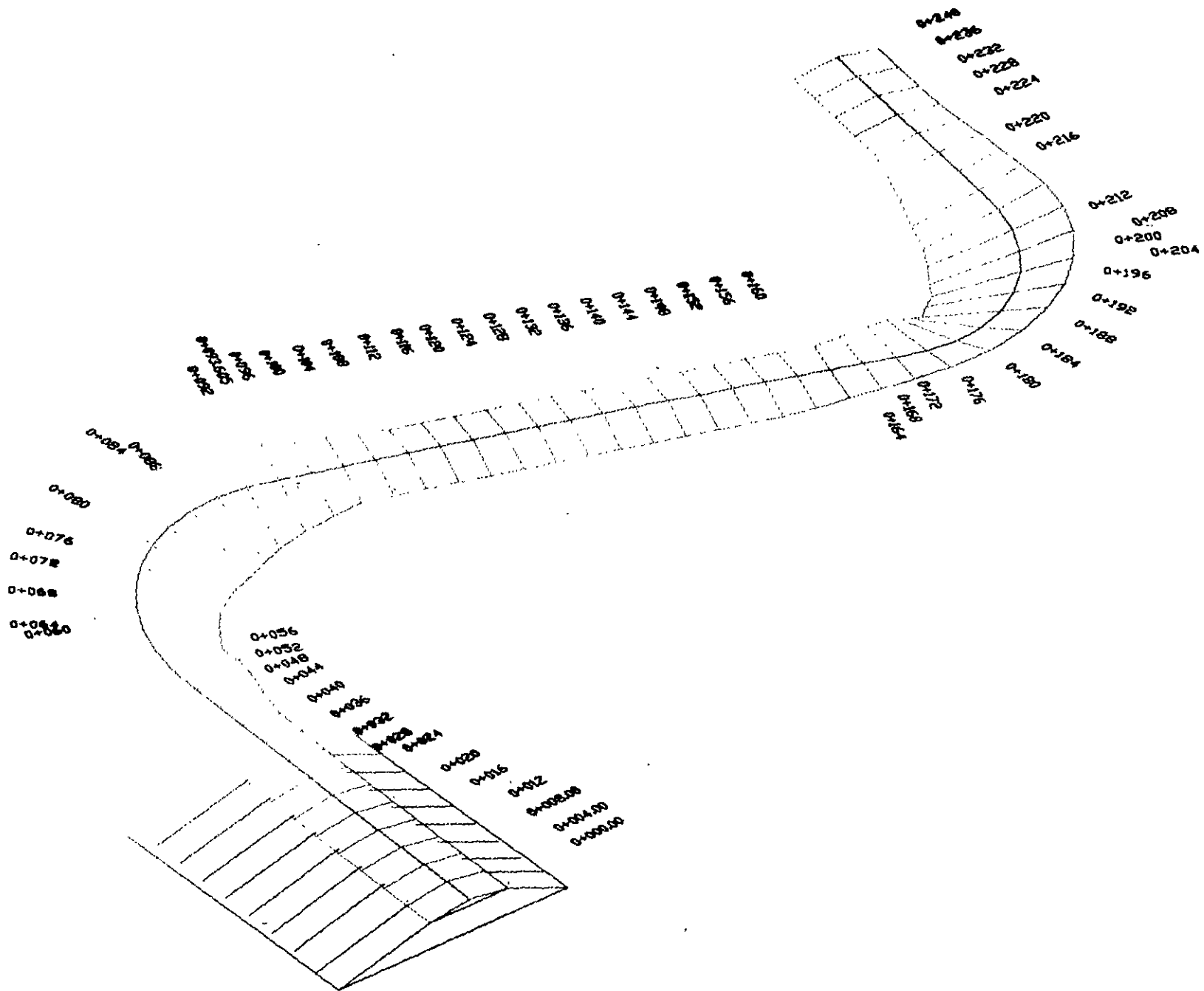
## CURVAS CIRCULARES SIMPLES

- HOMBRO DERECHO
- HOMBRO IZQUIERDO

b BOMBEO  
 S SOBREELEVACION  
 a AMPLIACION

TALUD DE TERRAPLEN  
 TERRENO





# PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS

- 1.- SI EL DIAGRAMA ES ASCENDENTE EL CORTE PREDOMINA  
SI EL DIAGRAMA ES DESCENDENTE EL TERRAPLEN PREDOMINA
- 2.- CUANDO TERMINA EL PREDOMINIO DE CORTE E INICIA EL DE TERRAPLEN SE FORMA UN MÁXIMO EN EL DIAGRAMA  
CUANDO TERMINA EL PREDOMINIO DE TERRAPLEN E INICIA EL DE CORTE SE FORMA UN MÍNIMO EN EL DIAGRAMA
- 3.- LA DIFERENCIA ENTRE DOS PUNTOS DEL DIAGRAMA DE MASAS REPRESENTA UN VOLUMEN YA SEA DE CORTE O DE TERRAPLEN PREDOMINANTE
- 4.- CUANDO SE DIBUJA UNA LINEA HORIZONTAL QUE CRUCE DOS PUNTOS CONSECUTIVOS DEL DIAGRAMA , ESTA LINEA CORRESPONDE A UNA COMPENSADORA
- 5.- CUANDO EL DIAGRAMA CERRADO POR LA COMPENSADORA ESTA ARRIBA REPRESENTA UN MOVIMIENTO HACIA ADELANTE.  
CUANDO EL DIAGRAMA CERRADO POR LA COMPENSADORA, ESTA ABAJO REPRESENTA UN MOVIMIENTO HACIA ATRÁS
- 6.- SI SE DETERMINA EL ÁREA DEL DIAGRAMA DE MASAS DIVIDIDO ENTRE EL VOLUMEN ENTRE LA COMPENSADORA Y EL ACARREO LIBRE REPRESENTA LA DISTANCIA DE ACARREO PROMEDIO CON EL CUAL SE CUANTIFICA EL ACARREO TOTAL.

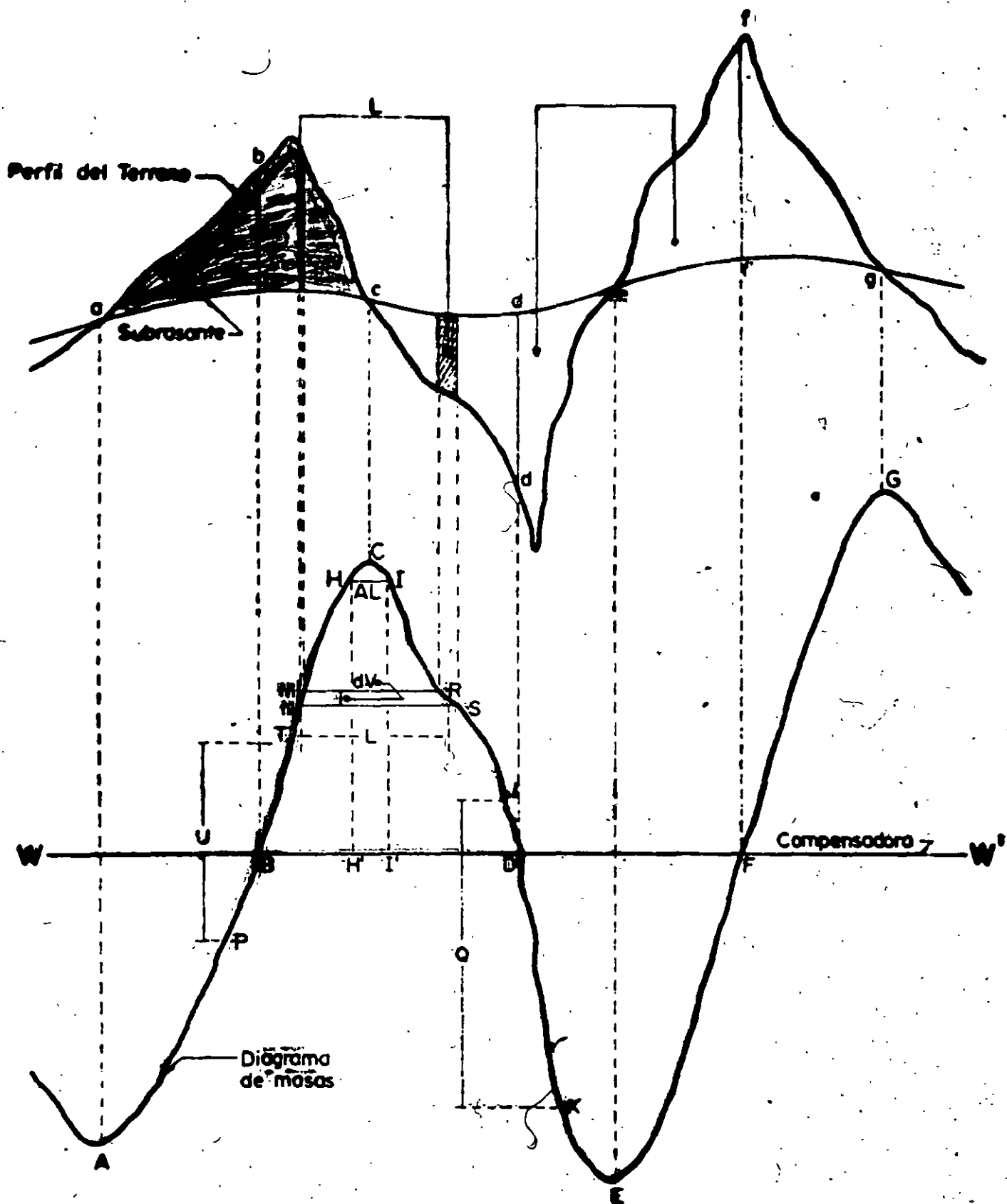


FIGURA 10.13. PROPIEDADES DEL DIAGRAMA DE MASAS



# PAGO DE SOBREACARREOS

## DISTANCIA EN METROS

DE CERO A 20 ACARREO LIBRE

DE 20 A 120 UNIDAD LA ESTACIÓN = 20 MTS. SE UTILIZA UNA DECIMAL

EJEMPLO 107 MTS . DE SOBREACARREO =  $107 - 20 = 87$  MTS.  
DISTANCIA D  $87/20 = 4.35 = 4.4$  EST.

DE 120 HASTA 520 MTS. 1 HM MÁS HM+1 (HECTÓMETROS ADICIONALES)

EJEMPLO 425 MTS . DE SOBREACARREO =  $(425\text{MTS} - 120)/100 = 3.05$  HMS  
DISTANCIA DE S/A = 1 HM + 3.1 (HM+1)

DE 520 HASTA 2000 MTS = 20 HMS.

EJEMPLO 1866 MTS . DE SOBREACARREO =  $(1,886\text{MTS} - 520)/100 = 1.346$  HMS  
DISTANCIA DE S/A = 5 HM + 1.3 ( HM+5 )

PARA DISTANCIAS DE SOBREACARREO MAYORES DE 2000 MTS.  
Y PARA ACARREOS DE MATERIAL PRODUCTO DE BANCOS ( A CUALQUIER DISTANCIA)

EJEMPLO 2225.30 MTS . DE SOBREACARREO =  $(2,225\text{MTS} - 1,000)/1000 = 1.346$  KM.  
DISTANCIA DE S/A = 1KM + 2 KMS. SUBSECUENTES

# PAGO DE SOBREACARREOS DISTANCIA EN METROS

DE CERO      A 20                      ACARREO LIBRE

DE 20              A 120                      UNIDAD LA ESTACIÓN = 20 MTS.    SE UTILIZA UNA DECIMAL

EJEMPLO      107 MTS . DE SOBREACARREO =  $107 - 20 = 87$  MTS.  
DISTANCIA D  $87/20 = 4.35 = 4.4$  EST.

DE 120              HASTA 520 MTS.              1 HM MÁS    HM+1 (HECTÓMETROS ADICIONALES)

EJEMPLO      425 MTS . DE SOBREACARREO =  $(425\text{MTS} - 120)/100 = 3.05$  HMS  
DISTANCIA DE S/A = 1 HM + 3.1 (HM+1)

DE 520              HASTA 2000 MTS = 20 HMS.

EJEMPLO      1866 MTS . DE SOBREACARREO =  $(1,886\text{MTS} - 520)/100 = 1.346$  HMS  
DISTANCIA DE S/A = 5 HM + 1.3 ( HM+5 )

PARA DISTANCIAS DE SOBREACARREO MAYORES DE 2000 MTS.  
Y PARA ACARREOS DE MATERIAL PRODUCTO DE BANCOS ( A CUALQUIER DISTANCIA)

EJEMPLO      2225.30 MTS . DE SOBREACARREO =  $(2,225\text{MTS} - 1,000)/1000 = 1.346$  KM.  
DISTANCIA DE S/A = 1KM + 2 KMS. SUBSECUENTES

## **OBSERVACIONES**

**A ) EN TODOS LOS CASOS EL CUERPO DE TERRAPLÉN SE FORMARÁ DE DOS MODOS SEGÚN SEA EL CASO.**

**1.- COMPACTADO AL 90% DE SU PESO VOLUMÉTRICO SECO MÁXIMO P,V.S.M. CUANDO SE TRATE DE UN SUELO.**

**2.- O PUEDE SER BANDEADO CUANDO SE TRATE DE UN MATERIAL GRANULAR ( V.G. ROCA)**

**LA CAPA DE TRANSICIÓN SE COMPACTARÁ AL 95%**

**LA CAPA SUBRSANTE SE COMPACTARÁ AL 100%**

**LOS GRADOS DE COMPACTACIÓN INDICADOS DEPENDEN DE LA GRANULOMETRÍA DEL MATERIAL CON RESPECTO A LAS PRUEBAS "PORTER" O "PROCTOR" SEGÚN LO ELIJA EL LABORATORIO.**

**B ) EN TODOS LOS CASOS, CUANDO NO SE INDIQUE OTRA COSA, EL TERRENO NATURAL, DESPUÉS DE HABERSE EFECTUADO EL DESPALME CORRESPONDIENTE, EL PISO DESCUBIERTO DEBERÁ COMPACTARSE AL 90% DE SU PESO VOLUMÉTRICO SUELTO MÁXIMO EN UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.20 MTS.; O BANDEARSE SEGÚN SEA EL CASO.**

**C ) MATERIAL QUE POR SUS CARACTERÍSTICAS ( INADECUADO ) NO DEBE UTILIZARSE EN EL CUERPO DE TERRAPLÉN Y POR SUPUESTO NI EN LAS CAPAS SUBRASANTE Y SUBYACENTE.**

**EN ESTE CASO EL C.V.V. (COEFICIENTE DE VARIACIÓN VOLUMÉTRICA) SERÁ DE CERD, AL LLENAR LA FORMA DE "DATOS DE LOS CORTES". EL VOLÚMEN DE LOS CORTES NO FORMA PARTE DE LA COMPESACIÓN PARA CONSTRUIR LOS TERRAPLENES; POR LO TANTO SE CUANTIFICARÁ COMO UN DESPERDICIO DEPOSITADO EN UN LUGAR DE TIRO QUE NO PERJUDIQUE, EL MEDIO AMBIENTE, Y LOS TERRAPLENES SE FORMARÁN CON MATERIAL PRODUCTO DEL BANCO DE PRÉSTAMO MÁS CERCANO. EN ALGUNAS OCASIONES PUEDE APROVECHARSE PARA ARROPAR LOS TALUDES DE TERRAPLÉN O BIEN LLENAR LOS HUECOS ORIGINADOS EN LOS PRÉSTAMOS DE BANCO.**

**D) MATERIAL QUE POR SUS CARACTERÍSTICAS SE UTILIZARÁ ÚNICAMENTE EN EL CUERPO DE TERRAPLÉN, MISMO QUE DEBERÁ COMPACTARSE AL 90% DE SU P.V.S.M. O BANDEARSE SEGÚN SEA EL CASO**

EN ESTE CASO SE INDICARÁN DOS ORDENADAS DE CURVA MASA, UNA PARA EL CUERPO DE TERRAPLÉN Y LA OTRA PARA LAS CAPAS SUBRASANTE Y SUBYACENTE. O BIEN PUEDE DARSE EL CASO DE UTILIZAR TRES ORDENADAS DE SUBRASANTE. POR EJEMPLO EN EL CASO DE UN BANCO CERCANO DE MATERIAL BUENO PARA LA CAPA SUBYACENTE SOLAMENTE Y EL MATERIAL BUENO PARA LA CAPA SUBRASANTE SE FORMARÁ DE UN BANCO MAS ALEJADO.

**E) MATERIAL QUE POR SUS CARACTERÍSTICAS PUEDE UTILIZARSE EN LA CAPA DE TRANSICIÓN (DENOMINADA TAMBIEN CAPA SUBYACENTE) Y POR SUPUESTO EN EL CUERPO DE TERRAPLÉN.**

EN ESTE CASO SE TENDRÁN DOS ORDENADAS DE CURVA MASA UNA PARA EL CUERPO DE TERRAPLÉN Y LA CAPA SUBYACENTE Y OTRA PARA LA CAPA SUBRASANTE ÚNICAMENTE

**F) MATERIAL QUE POR SUS CARACTERÍSTICAS PUEDE UTILIZARSE EN LAS CAPAS SUBRASANTE, SUBYACENTE Y CUERPO DE TERRAPLÉN.**

EN ESTE CASO SOLO SE TENDRÁ UNA ORDENADA DE CURVA MASA; EL MATERIAL DE CORTE COMPENSARÁ TODAS LAS CAPAS DEL TERRAPLÉN.

**G) EN TERRAPLENES FORMADOS CON ESTE MATERIAL, SE DEBERÁ CONSTRUIR CAPA DE TRANSICIÓN DE 0.20 MTS. DE ESPESOR, CUANDO LA ALTURA DE ESTOS SEA MENOR DE 0.80 MTS. Y CUANDO SEA MAYOR LA TRANSICIÓN SERÁ DE 0.60 MTS.; Y EN AMBOS CASOS SE PROYECTARÁ CAPA SUBRASANTE DE 0.30 MTS. DE ESPESOR.**

SE UTILIZARÁ LA FORMA DE TRATAMIENTOS Y ESPESORES. TOMANDO EN CUENTA LA ALTURA DE TERRAPLÉN SEGÚN SEA EL ESPESOR

- H) EN TERRAPLENES CONSTRUIDOS CON ESTE MATERIAL, SE DEBERÁ CONSTRUIR CAPA DE TRANSICIÓN DE 0.20 MTS. DE ESPESOR, COMO MÍNIMO Y CAPA SUBRASANTE DE 0.30 MTS. COMPACTADAS AL 95 Y 100% RESPECTIVAMENTE, LAS CUALES SE CONSTRUIRÁN CON MATERIAL DE PRÉSTAMO DEL BANCO MÁS CERCANO.**

EL ESPESOR DE LA CAPA DE TRANSICIÓN ESTÁ EN FUNCIÓN DE LA ALTURA DE LOS TERRAPLENES. Y SE UTILIZARÁN DOS O TRES ORDENADAS DE CURVA MASA, SEGÚN SEA LA UBICACIÓN DE LOS BANCOS DE PRÉSTAMO.

- I) EN CORTES FORMADOS EN ESTE MATERIAL, LA CAMA DE CORTE SE DEBERÁ COMPACTAR AL 95% CON UNA PROFUNDIDAD MÍNIMA DE 0.20 MTS. Y SE DEBERÁ PROYECTAR CAPA SUBRASANTE DE 0.30 MTS. DE ESPESOR, COMPACTÁNDOLA AL 100% CONSTRUIRÁN CON MATERIAL DE PRÉSTAMO DEL BANCO MÁS CERCANO.**

SE UTILIZARÁ LA FORMA DE TRATAMIENTOS Y ESPESORES. CON LA CLAVE 3 DEL TRATAMIENTO PARA LA CAPA SUBYACENTE (C.C.C.) SE INDICARÁN DOS ORDENADAS DE CURVA MASA. (EN LOS DATOS DE LOS CORTES)

- J) EN ESTE TRAMO SE DEBERÁ PROYECTAR EN CORTES Y TERRAPLENES BAJOS, CAPA DE TRANSICIÓN DE 0.50 MTS. DE ESPESOR COMO MÍNIMO Y CAPA SUBRASANTE DE 0.30 MTS; EN CASO DE SER NECESARIO SE DEBERÍAN ABRIR CAJAS DE PROFUNDIDAD SUFICIENTE PARA ALOJAR LAS CAPAS CITADAS; AMBAS CAPAS SE PROYECTARÁN CON MATERIAL DE PRÉSTAMO DEL BANCO MÁS CERCANO.**

SE UTILIZARÁ LA FORMA DE TRATAMIENTOS Y ESPESORES. CON LA CLAVE 1 "CAJA" CON LOS ESPESORES QUE SE INDICAN EN LA RECOMENDACIÓN J SE INDICARÁN DOS ORDENADAS DE CURVA MASA.

- K) EN CORTES SE DEBERÁN ESCARIFICAR LOS 0.15 MTS. SUPERIORES Y ACAMELLONAR, LA SUPERFICIE DESCUBIERTA, SE DEBERÁN COMPACTAR AL 100% DE SU P.V.S.M. EN UN ESPESOR MÍNIMO DE 0.15 MTS. CON LO QUE QUEDARÁ FORMADA LA PRIMERA CAPA SUBRASANTE, CON EL MATERIAL ACAMELLONADO SE CONSTRUIRÁ LA SEGUNDA CAPA SUBRASANTE, MISMA QUE DEBERÁ COMPACTARSE TAMBIÉN AL 100% DE SU PESO VOLUMÉTRICO SECO.**

SE UTILIZARÁ LA FORMA DE TRATAMIENTOS Y ESPESORES. CON LA CLAVE 2 "EXACTECO" PARA LA MITAD SUPERIOR DE LA CAPA SUBRASANTE. Y LA CLAVE 3 PARA LA MITAD INFERIOR DE LA CAPA SUBRASANTE.

- L) EN CORTES FORMADOS EN ESTE MATERIAL, SE PROYECTARÁ ÚNICAMENTE CAPA SUBRASANTE DE 0.30 MTS. DE ESPESOR MÍNIMO, COMPACTÁNDOLA AL 100% Y SE CONSTRUIRÁ CON MATERIAL DE PRÉSTAMO DEL BANCO MÁS CERCANO.**

SE UTILIZARÁ LA FORMA DE TRATAMIENTOS Y ESPESORES. CON LA CLAVE 1 CAJA.

- M EN CORTES FORMADOS EN ESTE MATERIAL, SE ESCARIFICARÁN LOS PRIMEROS 0.30 MTS. A PARTIR DEL NIVEL SUPERIOR DE SUBRASANTE, SE ACAMELONARÁ EL MATERIAL PRODUCTO DEL ESCARIFICADO Y SE COMPACTARÁ LA SUPERFICIE DESCUBIERTA AL 95%. HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 0.20 MTS. POSTERIORMENTE, CON EL MATERIAL ACAMELLONADO SE FORMARÁ LA CAPA SUBRASANTE DE 0.30 MTS. DE ESPESOR.**

SE UTILIZARÁ LA FORMA DE TRATAMIENTOS Y ESPESORES. CON LA CLAVE 2 "ExAcTeCo" PARA LA CAPA SUBRASANTE. Y LA CLAVE 3 C.C.C. PARA FORMAR LA CAPA SUBYACENTE.

- N) EN EL CASO DE CORTES Y TERRAPLENES CONSTRUIDOS EN ESTE MATERIAL, SE DEBERÁ PROYECTAR CAPA DE TRANSICIÓN Y CAPA SUBRASANTE DE 0.50 Y 0.30 MTS. EL MATERIAL PRODUCTO DEL ESCARIFICADO Y SE COMPACTARÁ LA SUPERFICIE DESCUBIERTA AL 95%. HASTA UNA PROFUNDIDAD DE 0.20 MTS. POSTERIORMENTE, CON EL MATERIAL ACAMELLONADO SE FORMARÁ LA CAPA SUBRASANTE DE 0.30 MTS. RESPECTIVAMENTE, COMPACTANDO AL 95% Y 100%; AMBAS CAPAS SE CONSTRUIRÁN CON MATERIAL DE PRÉSTAMO DEL BANCO MÁS CERCANO**

SE UTILIZARÁ LA FORMA DE TRATAMIENTOS Y ESPESORES. CON LA CLAVE 2 "ExAcTeCo" PARA LA CAPA SUBRASANTE. Y LA CLAVE 3 C.C.C. PARA FORMAR LA CAPA SUBYACENTE.



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

**CURSOS ABIERTOS**

**DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS**

**TEMA:  
ESTUDIOS DETALLADOS:  
TOPOGRÁFICOS Y  
FOTOGRAMÉTRICOS. TRÁNSITO Y  
MEDIOS DE TRANSPORTE.  
ECONÓMICOS**

**EXPOSITOR:  
ING. MARCIANO VILLEGAS ESCOBAR**

**MODULO I  
PLANIFICACION Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**

## **I.1. ELEMENTOS PARA LA FORMULACION DEL FUNCIONAMIENTO DE DRENAJE**

- A) PLANTA FOTOGRAMETRICA, ESCALA 1:2000, EN DONDE SE ENCUENTRA DIBUJADA LA LINEA DEL TRAZO Y SE DENOMINA ALINEAMIENTO HORIZONTAL TENIENDO INDICADOS DATOS DE TANGENTES DE CURVAS Y RUMBOS (GENERALMENTE ASTRONOMICOS CALCULADOS), CURVAS DE NIVEL (TOPOGRAFIA) DATOS DE UBICACIÓN DE INSTALACIONES, CRUCES DE RIOS, ARROYOS, CANALES, OTRAS OBRAS VIALES (CARRETERAS, CAMINOS, FF.CC.) Y POBLADOS.**
  
- B) PERFIL DE TERRENO OBTENIDO DE LA NIVELACION DEL EJE DEL TRAZO, DONDE NUEVAMENTE APARECE EN LA PARTE SUPERIOR EL ALINEAMIENTO HORIZONTAL, BANCOS DE NIVEL, ELEVACIONES DEL TERRENO, ESTE PERFIL ES DIBUJADO A DOS ESCALAS, UNA VERTICAL 1:2000 Y OTRA HORIZONTAL 1:2000.**
  
- C) PLANO CON EL DIBUJO DE LAS SECCIONES TRANSVERSALES DEL TERRENO, LOS CUALES SON NORMALES AL EJE DEL TRAZO Y SE REPRESENTAN A ESCALAS 1:1000, TANTO VERTICAL COMO HORIZONTAL.**
  
- D) REGISTROS DE NIVEL Y PERFILES DE LOS EJES TRAZADOS PARA EL PROYECTO DE LAS OBRAS DE DRENAJE, ESTOS DIBUJADOS A ESCALA 1:1000.**



- E) PLANTA TOPOGRAFICA DE RESTITUCION FOTOGRAFICA DE LA ZONA, A LAS ESCALAS QUE EXISTAN.**
- F) FOTOGRAFIAS AEREAS DE CONTACTO A ESCALAS 1: 10,000, 1:25,000 Y/O 1:50,000.**
- G) CARTA GEOGRAFICA DE LA REGION DE LAS EDITADAS POR LA SECRETARIA DE LA DEFENSA NACIONAL O EL DEPARTAMENTO DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO NACIONAL DE LA SECRETARIA DE PROGRAMACION Y PRESUPUESTO, EN ESCALA 1:50,000.**
- H) HOJA DE DATOS GENERALES PARA EL PROYECTO DE ESTRUCTURAS MENORES.**

**UNA VEZ HABIENDO HECHO ACOPIO DE LOS ELEMENTOS QUE HAYA, SE PROCEDERA A UBICAR LA LINEA DEL TRAZO EN LAS FOTOGRAFIAS AEREAS O LA PLANTA DE RESTITUCION, APOYANDOSE EN LA PLANTA ESC. 1:2000; PROCURANDO OBTENER LA MAYOR EXACTITUD, CON AYUDA DE LA PLANIMETRIA Y DETALLES NOTABLES INDICADOS EN ELLA.**

**A CONTINUACION Y EN FUNCION DE LA ESCALA SE ANOTAN LOS KILOMETRAJES PARA TENER UNA BASE Y DEFINIR LOS SITIOS CORRESPONDIENTES A LAS OBRAS QUE SE CONSIDERARON PARA TRAZAR LOS EJES.**

**ACLARAREMOS QUE LA LINEA DEL TRAZO SE DIBUJARA, DE PREFERENCIA CON COLOR ROJO, LOS ESCURRIMIENTOS CON AZUL Y LAS CUENCAS CON COLOR DISTINTO A ELLAS.**

**CON LAS ANOTACIONES ANTERIORES HECHAS EN PLANTA DE RESTITUCION ESTAMOS EN CONDICIONES DE PROCEDER A DETERMINAR LAS AREAS TRIBUTARIAS DE CADA UNA DE LAS OBRAS, ESTAS AREAS SE DENOMINAN CUENCAS Y SE MIDEN EN HECTAREAS, CORRESPONDIENDO A UNA HECTAREA UN CUADRADO DE 100 METROS POR LADO O 10,000 METROS CUADRADOS.**

**ESTE PROCEDIMIENTO CONSISTE EN DIBUJAR UNA LINEA CONTINUA POR LOS PUNTOS MAS ALTOS DEL TERRENO QUE PARTIENDO DE UN PUERTO O DE UNA ELEVACION CONSIDERABLE SE VA DESCENDIENDO PERO SIN CORTAR O INTERCEPTAR LOS TALWEGS QUE SE PRESENTAN, LA LINEA QUE SE MENCIONA ES FACIL DE IDENTIFICAR YA QUE DE ELLA SIEMPRE PARTIRAN PEQUEÑOS ESCURRIDEROS, BAJOS Y HONDONADAS Y SE LE LLAMA LINEA DE PARTEAGUAS O SIMPLEMENTE PARTEAGUAS; ESTA LINEA Y SUS INTERSECCIONES CON LA DEL TRAZO DELIMITAN LA CUENCA.**

## **I.2 AREA HIDRAULICA NECESARIA**

**PARA OBTENER EL AREA HIDRAULICA NECESARIA PARA LA OBRA DE DRENAJE MENOR O ALCANTARILLA EXISTEN VARIOS METODOS, TODOS BASADOS EN FORMULAS DE HIDRAULICA, YA QUE DE LO QUE SE TRATA ES DE HACER PASAR UNA CIERTA CANTIDAD**

**DE AGUA (GASTO) POR UN CONDUCTO O CAÑÓN DE DIMENSIONES CONOCIDAS (AREA HIDRAULICA).**

**PARA DEFINIR EL AREA HIDRAULICA, SE HAN LLEVADO AL CABO VARIOS PROCEDIMIENTOS, PERO LOS MAS COMUNES Y SOBRE TODO QUE SON DE FACIL MANEJO Y MAYOR RAPIDEZ PARA OBTENER EL RESULTADO SON LOS SIGUIENTES:**

- A) POR COMPARACION.**  
ESTE METODO CONSISTE EN OBSERVAR CUIDADOSAMENTE ALGUNAS ALCANTARILLAS QUE EXISTAN EN OTRA VIA DE COMUNICACIÓN TERRESTRE QUE HAYA PARALELA A LA OBRA EN ESTUDIO, YA QUE DE LA SUFICIENCIA Y EFICIENCIA DE SU TRABAJO HIDRAULICO PODEMOS DETERMINAR CON CIERTA SEGURIDAD EL AREA QUE DESEAMOS.
  
- B) FORMULA EMPIRICA.**  
ESTE PROCEDIMIENTO CONSISTE EN OBTENER EL AREA HIDRAULICA A PARTIR DE UNA CUENCA O AREA POR DRENAR Y CONJUNTAR LAS CARACTERISTICAS DE LA MISMA COMO SON PRECIPITACION PLUVIAL, SUELO INFILTRACION, EVAPORACION, ARRASTRES, ETC., EN SOLO VALOR DENOMINAREMOS COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO.
  
- C) METODO DE SECCION Y PENDIENTE.**  
ESTO ES APLICABLE CUANDO SE TRATA DE ARROYOS Y ESCURRIDEROS, CON CAUCES BIEN DEFINIDOS Y SECCIONES MAS O MENOS REGULARES, ASIMISMO EN CANALES Y ZANJAS DE RIEGO.

**DEBE EN ESTOS CASOS PROCEDERSE A MEDIR CON BASTANTE CUIDADO Y EXACTITUD LAS DIMENSIONES DE LA SECCION QUE DEBERA TOMARSE NORMAL O TRANSVERSAL AL EJE DE LA OBRA, LA PENDIENTE DEL CAUCE Y LA ALTURA DEL FONDO A LAS HUELLAS DEJADAS POR MAXIMAS AVENIDAS O EN EL CASO DE CANALES Y ZANJAS EL MAXIMO TIRANTE QUE SE HAYA PRESENTADO.**

- D) PROCEDIMIENTO RACIONAL.**  
**ESTA BASADO EN LA MEDIDA DE LA PRECIPITACION PLUVIAL PARA CALCULAR EL ESCURRIMIENTO MAXIMO PROBABLE AL PRESENTARSE LA MAXIMA PRECIPITACION Y ADEMAS SE TOMAN EN CUENTA LAS CARACTERISTICAS DE LA CUENCA, OBTENIENDO CON ELLO EL GASTO CON LO QUE SE DIMENSIONA LA OBRA.**

**PARA MAYOR INFORMACION VEASE MANUAL DE DRENAJE DEL ING. SALVADOR MOSQUEIRA R.**

**EN ESTA OFICINA, A LA FECHA SE HAN UTILIZADO PARA DIMENSIONAR LAS OBRAS MENORES, LOS PROCEDIMIENTOS: POR COMPARACION, LA FORMULA EMPIRICA (TALBOT) Y SECCION Y PENDIENTE, POR LO QUE TRATAREMOS DE EXPONER LOS DOS Y A GRANDES RASGOS:**

### **I.3 METODO EMPIRICO:**

**UNA VEZ QUE SE HA DETERMINADO Y MEDIDO EL AREA POR DRENAR SE APLICA LA FORMULA DE TALBOT QUE A LA FECHA A DADO RESULTADOS MAS O MENOS ACEPTABLES Y QUE REQUIERE DE POCO TIEMPO PARA OBTENER EL AREA HIDRAULICA NECESARIA DE LA OBRA QUE SE REQUIERE:**

**LA FORMULA EN CUESTION ESTA EXPRESADA COMO SIGUE:**

$$a = 0.1832 C \sqrt[4]{\frac{3}{A}}$$

**EN DONDE:**

**a= AREA HIDRAULICA NECESARIA (EN METROS CUADRADOS)**

**A= SUPERFICIE POR DRENAR ( EN HECTAREAS)**

**C= COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO**

**EL COEFICIENTE "C" VARIA SEGÚN EL TIPO DEL TERRENO EN QUE SE ENCUENTRE EL ESCURRIDERO POR DRENAR, COMO SIGUE:**

- 1.0 TERRENO MONTAÑOSO Y ESCARPADO**
- 0.8 TERRENO LOMERIO FUERTE**
- 0.6 TERRENO LOMERIO SUAVE**
- 0.5 TERRENO MUY ONDULADO**
- 0.3 TERRENO CASI PLANO**

## I.4 METODO DE SECCION Y PENDIENTE

CUANDO NO SE CUENTA CON MEDIOS EN DONDE DETERMINAR Y MEDIR EL AREA DE APORTACION O CUENCA DE UN ESCURRIDERO O CUANDO SE TRATA DE CANALES O ZANJAS, SE UTILIZA ESTE METODO, PARA LO CUAL ES NECESARIO QUE SE HAGA UN LEVANTAMIENTO DEL CAUCE NATURAL O ARTIFICIAL POR EL FONDO NIVELANDOLO PARA CONOCER LA PENDIENTE DEL MISMO.

HACER EL LEVANTAMIENTO DE POR LO MENOS 3 SECCIONES TRANSVERSALES AL EJE TRAZADO, PROCURANDO TENER EL CUIDADO SUFICIENTE PARA OBTENER CON ELLO UNA AREA HIDRAULICA CONFIABLE Y MEDIR DE ACUERDO CON ALGUNA HUELLA QUE HAYA DEJADO EL AGUA A SU PASO POR EL CAUCE O MEDIR EL TIRANTE SI SE TRATA DE CANAL O ZANJA.

CON ESTOS DATOS SE APLICA LA FORMULA DE MANNING:

$$V = \frac{1}{n} r^{\frac{2}{3}} s^{\frac{1}{2}}$$

EN DONDE:

V = VELOCIDAD (M/SEG.)

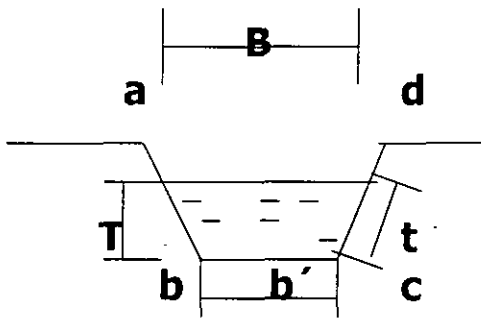
n = COEFICIENTE DE RUGOSIDAD

r = RADIO HIDRAULICO (M)

S = PENDIENTE DEL CAUCE (DECIMALES)

**EL RADIO HIDRAULICO SE OBTIENE DIVIDIENDO EL AREA HIDRAULICA ENTRE EL PERIMETRO MOJADO.**

**EL AREA HIDRAULICA SE OBTIENE TOMANDO EN CUENTA LA FORMA DE LA SECCION DEL CAUCE LIMITADO POR LA LAMINA DE AGUA EN LA PARTE SUPERIOR.**



$$A_h = \frac{B + b'}{2} T$$

$$P_m = b' + 2 t$$

$$R_h = \frac{A_h}{P_m}$$

**EL PERIMETRO MOJADO ES LA PARTE DEL CAUCE QUE ESTA EN CONTACTO CON EL AGUA, EN LA FIGURA SERIA LA LONGITUD a-b-c-d.**

**HABIENDO OBTENIDO LA VELOCIDAD V POR LA FORMULA DE MANNING, PODEMOS OBTENER EL GASTO APLICANDO LA FORMULA DE LA CONTINUIDAD:**

$$Q = A V$$
$$Q = \text{GASTO EN M}^3 / \text{SEG.}$$
$$A = \text{AREA HIDRAULICA M}^2$$
$$V = \text{VELOCIDAD EN M/SEG}$$

### **I.5 ALCANTARILLAS**

**ENTENDEMOS POR ALCANTARILLA LAS OBRAS QUE TIENEN POR OBJETO DAR PASO AL AGUA AL CRUZAR DE UN LADO A OTRO DE UNA VIA DE COMUNICACIÓN TERRESTRE.**

**GENERALMENTE SON OBRAS PEQUEÑAS; EN ESTA OFICINA SE PROYECTAN HASTA 6.00 M. DE CLARO Y AUNQUE NO SE PUEDE SEÑALAR UNA DIFERENCIA PRECISA ENTRE ALCANTARILLA Y PUENTE DIREMOS QUE LA CARACTERISTICA QUE MAS LOS DISTINGUE, ES QUE LA ALCANTARILLA LLEVA UN COLCHON DE TIERRA Y EL PUENTE NO LO LLEVA.**



**LAS ALCANTARILLAS CONSTAN DE DOS PARTES, EL CAÑÓN Y LOS MUROS DE CABEZA EN TUBOS Y LOS ALEROS EN LOSAS CAJONES Y BOVEDAS.**

#### **A) TUBOS**

**LAS ALCANTARILLA DE TUBO PUEDEN SER DE CONCRETO O DE LAMINA DE ACERO, LAS MAS USUALES SON CIRCULARES DE DIAMETROS:**

**DE CONCRETO: 0.90, 1.05, 1.20 Y 1.50 M.**

**DE LAMINA : 0.91, 1.07, 1.22 Y 1.52 M.**

**EN LAMINA TENEMOS LOS TUBOS ABOVEDADOS CUYAS DIMENSIONES SE DAN COMO CLARO Y FLECHA.**

#### **B) LOSAS**

**LAS OBRAS MENORES DE DRENAJE DE LOSA, ESTAN CONSTITUIDAS POR UNA LOSA, GENERALMENTE PLANA, DE CONCRETO ARMADO Y APOYADA EN ESTRIBOS DE MAMPOSTERIA DE CONCRETO O MIXTOS.**

**EN ESTE TIPO DE OBRA DEBERAN DARSE LAS DIMENSIONES DEL CLARO (HORIZONTAL) Y EL GALIBO (VERTICAL) EN ESE ORDEN.**

**LAS DIMENSIONES DEL CLARO VARIAN EN 0.50 M. A PARTIR DE 1.00 M. Y HASTA 6.00 M.**

**EL CLARO VERTICAL (GALIBO) VARIA DE 0.75 M. A 3.00 M.**

### **C) BOVEDAS**

**LAS ALCANTARILLAS DE BOVEDA, ESTAN FORMADAS POR UN CAÑÓN CONSTITUIDO POR UNA SECCION RECTANGULAR Y UN MEDIO CIRCULO EN LA PARTE SUPERIOR, GENERALMENTE DE MAMPOSTERIA.**

**LAS DIMENSIONES IGUAL QUE EN LA LOSA SE EXPRESAN, PRIMERO EL DIAMETRO O CLARO HORIZONTAL Y LUEGO LA ALTURA DEL PARAMENTO VERTICAL DE LA PARTE RECTANGULAR.**

**LA LUZ O CLARO HORIZONTAL EN LOS PROYECTOS TIPO, ESTA EXPRESADO EN FUNCION DEL RADIO DEL CIRCULO Y VARIA DE 0.50 M. A 2.00 M. DE 0.25 M. EN 0.25 M.**

**EL GALIBO O PARTE VERTICAL DE LA OBRA VARIA DE 0.50 EN 0.50 M. DE 1.00 M. A 5.00 M.**

### **D) CAJONES**

**LAS OBRAS DE CAJON SON DE SECCION RECTANGULAR CUYAS DIMENSIONES VARIAN EN 0.50 M. Y LAS HORIZONTALES VAN DE 1.00 M. A 5.50 M. Y LAS VERTICALES DE 1.00 M. A 4.00 M. ESTAN ESTRUCTURAS SON DE CONCRETO ARMADO Y SE UTILIZAN CUANDO LAS CAPACIDADES DE CARGA SON MUY BAJAS POR LO GENERAL EN ZONAS PANTANOSAS CUANDO EL GASTO QUE SE TIENE ES DE CONSIDERACION Y NO PUEDE DRENARSE POR TUBOS.**

## **E) VADOS**

**LOS VADOS SON ESTRUCTURAS DISEÑADAS DE TAL FORMA QUE EL AGUA PUEDA CIRCULAR SOBRE LA CORONA DE LA OBRA VIAL, SIN PERJUDICARLA; GENERALMENTE ESTAN FORMADAS POR UNA CURVA VERTICAL EN COLUMPIO Y CUANDO EL GASTO NO ES MUY GRANDE CON EL OBJETO DE QUE EL TIRANTE QUE SE FORMA EN LA ZONA DE VADO NO SE ELEVE A MAS DE 60 U 80 CM., PERMITIENDO LA CIRCULACION DE VEHICULOS EN TODO TIEMPO.**

## **F) PASOS SUPERIORES**

**SE DENOMINAN PASOS SUPERIORES, A AQUELLAS OBRAS QUE POR SUS DIMENSIONES, PERMITEN QUE PASEN POR ELLAS PERSONAS, GANADO Y VEHICULOS AGRICOLAS Y ALGUNOS OTROS VEHICULOS DE MOTOR**

**ESTE TIPO DE OBRAS PUEDEN ESTAR CONSTITUIDAS POR LOSAS, CAJONES O BOVEDAS ADAPTADAS PARA TAL FIN .**

### **I.6 UBICACION.**

**LOS EJES PARA APOYAR LOS PROYECTOS DE OBRAS MENORES DEBEN DE LOCALIZARSE EN EL CAMPO DE TAL MANERA QUE LA ENTRADA SIEMPRE QUEDE EN EL FONDO DEL ESCURRIDERO O BAJO POR DRENAR, PARA EVITAR UN CANAL DE ENTRADA QUE NO ES FUNCIONAL Y QUE PUEDE PERJUDICAR LA OBRA DESDE SUS CONDICIONES HIDRAULICAS HASTA SU ESTABILIDAD,**

**TAMBIEN DEBERA TRATARSE SIEMPRE DE NO CAMBIAR BRUSCAMENTE EL SENTIDO DE ESCURRIMIENTO DEL CAUCE, TRAZANDO EL EJE QUE FORME UN ANGULO DE DEFLEXION CON RESPECTO AL ORIGINAL MENOR O IGUAL A 30°-**

**LAS ALCANTARILLAS POR SU UBICACIÓN SE HAN DENOMINADO:**

- A) NORMAL EN TANGENTE, CUANDO EL ANGULO DE DEFLEXION DEL EJE TRAZADO PARA APOYO DEL PROYECTO DE LA OBRA MENOR, ES IGUAL CON 90°, EN ESTO NO INTERVIENE EL SENTIDO DEL ESCURRIMIENTO.**
- B) RADIAL EN CURVA HORIZONTAL, CUANDO EL ANGULO DE DEFLEXION DEL EJE DE LA OBRA ES DE 90° RESPECTO A LA TANGENTE QUE PASA POR EL PUNTO DE LA CURVA EN QUE SE INTERSECTA CON LA LINEA DEL TRAZO DE LA OBRA VIAL.**
- C) ESVIAJADA, ESTA SE CONSIDERA CUANDO EL ANGULO QUE FORMA EL EJE DE TRAZO PARA LA OBRA ES DIFERENTE DE 90° PUDIENDO SER ESVIAJADA DERECHA O ESVIAJADA IZQUIERDA.**

**PARA CONOCER EL ESVIAJE, EL LOCALIZADOR DE DRENAJE O DRENAJISTA DEBERA PARARSE EN EL PUNTO DE INTERSECCION DEL EJE DE TRAZO GENERAL CON EL EJE DE LA OBRA VIENDO HACIA EL SENTIDO DE CADENAMIENTO Y GIRAR A LADO EN QUE ESCURRE EL AGUA (AGUAS ABAJO); SI EL ANGULO ES MAYOR DE 90° EL ESVIAJE ES IZQUIERDO, SI ES MENOR, EL ESVIAJE ES DERECHO; ESTO SE PRESENTA CUANDO EL ESCURRIMIENTO ES HACIA LA IZQUIERDA. SI EL SENTIDO DEL ESCURRIMIENTO ES A LA DERECHA SE**

**INVIERTE LA SITUACION, ES DECIR; SI EL ANGULO ES MAYOR DE 90° EL ESVAIAJE ES DERECHO Y SI ES MENOR EL ESVAIAJE ES IZQUIERDO.**

**LOS ESVAIAJES ACEPTADOS POR ESPECIFICACION DEBEN VARIAR DE 10° A 45° YA QUE SI ES MENOR DE 10° PRACTICAMENTE SE CONSIDERA NORMAL O RADIAL Y CUANDO EL ESVAIAJE ES MAYOR DE 45° LA OBRA ADQUIERE UNA LONGITUD QUE LA HACE ANTIECONOMICA.**

**CUANDO SE TIENEN CAUCES MUY ENCAJONADOS Y PROFUNDOS O SUS MARGENES SON DE ROCA O CUANDO SE TRATA DE CANALES REVESTIDOS PUEDEN ACEPTARSE ESVAIAJES MENORES DE 10° Y MAYORES DE 45° PARA EVITAR EN EL PRIMER CASO, COSTOS FUERTES DE EXCAVACION Y EN EL SEGUNDO ALTERAR LAS CONDICIONES HIDRAULICAS DEL ESCURRIMIENTO.**

## **I.7. PENDIENTE**

**EN LAS ALCANTARILLAS ES FACTOR IMPORTANTE LA DETERMINACION DE LA PENDIENTE LONGITUDINAL QUE PERMITA EL ESCURRIMIENTO Y QUE LE DE ESTABILIDAD.**

**SE HAN ESPECIFICADO LAS DIFERENTES PENDIENTES ADMISIBLES PARA LOS TIPO DE OBRA QUE ACTUALMENTE SE PROYECTAN; ASI TENEMOS QUE:**

**PARA TUBOS DE 0.5% A 45% PERO A PARTIR DE 30% DEBEN PROYECTARSE MUROS DE ANCLAJE POR LO MENOS CADA 5 A 10 METROS.**

**PARA LOSAS Y CAJONES DE 0% A 12% AUNQUE AL ESTRIBO PUEDE DARSELE COMO MAXIMA 15 %.**

**PARA BOVEDAS DE 0% A 20% PUDIENDO INCREMENTARSE HASTA 25% SIEMPRE Y CUANDO EL CIMIENTO SEA ESCALONADO.**

### **I.8 COLCHON**

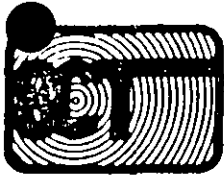
**COMO SE INDICO ANTES, LAS ALCANTARILLAS DEBEN LLEVAR UN COLCHON DE TIERRA, ENTONCES AQUÍ MENCIONAREMOS EL ESPESOR MINIMO QUE DEBE GRAVITAR SOBRE LA SUPERESTRUCTURA PARA PROTEGERLAS Y EVITAR QUE LAS CARGAS QUE TRANSMITEN LOS VEHICULOS AL PASAR SOBRE ELLAS ORIGINEN DEFORMACIONES O DESTRUCCION DE LAS MISMAS**

**ESTE COLCHON NO SE MIDE EN EL CENTRO DE LINEA DE LA OBRA YA QUE EN LOS HOMBROS DEL CAMINO SON MENORES LOS ESPESORES Y POR TANTO MAS DESFAVORABLES PARA LA ALCANTARILLA; EN EL CASO DE QUE LA OBRA SE LOCALICE EN CURVA EL COLCHON MINIMO SE ANALIZARA DEL LADO INTERIOR DE LA MISMA.**

**POR LO TANTO ANOTAREMOS QUE LOS COLCHONES  
MINIMOS PARA LOS DIFERENTES TIPO DE OBRAS SON:**

<b>TUBO DE CONCRETO</b>	<b>0.30 M.</b>
<b>TUBO DE LAMINA</b>	<b>0.30 M.</b>
<b>TUBO DE LAMINA ABOVEDADO</b>	<b>0.30 M.</b>
<b>LOSA DE CONCRETO ARMADO</b>	<b>0.20 M.</b>
<b>CAJON DE CONCRETO ARMADO</b>	<b>0.20 M.</b>
<b>BOVEDA (MAMPOSTERIA)</b>	<b>1.00 M.</b>

**ESTE COLCHON SE MIDE A NIVEL DE LA RASANTE DE LA  
OBRA VIAL A LA PARTE SUPERIOR DE LA  
SUPERESTRUCTURA DE LA ALCANTARILLA.**



**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**  
**DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS**  
**DEPARTAMENTO DE PROYECTO DEFINITIVO**

$Q = 6+111.46$

esviate  $e = 0^\circ$

BOVEDA MULTIPLATE DE 4.00 X 2.50

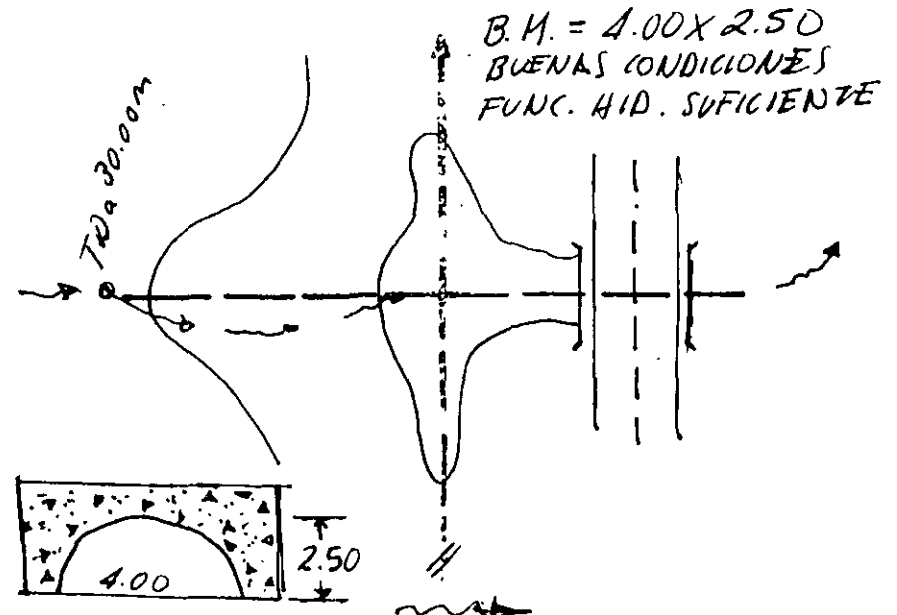
ESTACION	(+)	∩	(-)	LECTURA INTERMEDIA	ELEVACIONES
6+100	2.06	132.19			130.13
Tia 30.00	Fe			2.89	29.30
Tia 25.00				2.41	29.78
5.00				2.73	29.46
∅				2.92	29.27
6.30	PLANTILLA ENTRADA			4.06	28.13
6.30	CLAVE			1.54	30.65
6.30	MURO			0.54	31.65
8.00	O.C.			0.64	31.55
11.70	C.C.			0.58	31.61
15.00	O.C.			0.62	31.59
16.10	MURO			0.56	31.63
16.10	CLAVE			1.64	30.55
16.10	PLANTILLA SALIDA			4.14	28.05
Tda 25.00				2.86	29.33
Tda 30.00				2.71	29.48
a 4.00 m Izq. de Tda 30.00	F.E.			2.99	29.20
6+120			2.78		29.41
					129.39

CARRETERA: NUEVO LARDO - PIEDRAS NEGRAS  
 TRAMO: NUEVO LARDO - COLOMBIA N.L.  
 ORIGEN: NUEVO LARDO  
 NIVEL: ING. H. VILLEGAS E. FECHA: MARZO 2000

CRUCE: NORMAL  
 AREA POR DRENAR: \_\_\_\_\_ ha.  
 COEF. RUGOSIDAD DEL TERRENO: \_\_\_\_\_ (TALBOT)  
 AREA HID. NECESARIA: \_\_\_\_\_ m<sup>2</sup>  
 MATERIAL EN EL CAUCE: Arcilla con limo y arena  
 ARRASTRES: Hojarasca y arena  
 PENDIENTE DEL CAUCE: \_\_\_\_\_

DRENA HACIA LA: Derecha

**CROQUIS DE LOCALIZACION**



17

118





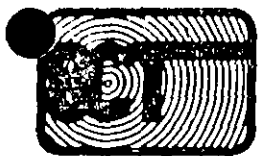
AREA HIDRAULICA NECESARIA SEGUN FORMULA DE TALBOT

"C" Has	0.1	0.3	0.5	0.6	0.8	1.0
41	0.297	0.391	1.434	1.731	2.375	2.960
42	0.302	0.401	1.511	1.814	2.418	3.023
43	0.308	0.423	1.538	1.846	2.461	3.076
44	0.313	0.440	1.565	1.878	2.504	3.129
45	0.318	0.455	1.592	1.910	2.546	3.183
46	0.324	0.471	1.618	1.942	2.589	3.236
47	0.329	0.487	1.644	1.973	2.631	3.289
48	0.334	1.002	1.671	2.005	2.673	3.341
49	0.339	1.018	1.697	2.036	2.714	3.393
50	0.345	1.033	1.722	2.067	2.756	3.445
55	0.370	1.110	1.850	2.220	2.960	3.700
60	0.395	1.185	1.975	2.370	3.160	3.950
65	0.419	1.258	2.097	2.516	3.355	4.194
70	0.443	1.330	2.217	2.660	3.547	4.434
75	0.467	1.401	2.335	2.801	3.735	4.669
80	0.490	1.470	2.450	2.940	3.920	4.904
85	0.513	1.539	2.564	3.077	4.103	5.126
90	0.535	1.606	2.677	3.212	4.283	5.352
95	0.558	1.672	2.787	3.345	4.460	5.575
100	0.579	1.738	2.897	3.476	4.635	5.793
105	0.600	1.801	3.002	3.602	4.802	6.003
110	0.622	1.865	3.108	3.730	4.973	6.216
115	0.643	1.928	3.214	3.856	5.142	6.427
120	0.664	1.991	3.318	3.981	5.308	6.635
125	0.684	2.052	3.421	4.105	5.473	6.841
130	0.705	2.114	3.523	4.228	5.637	7.046
135	0.725	2.174	3.624	4.349	5.798	7.248
140	0.745	2.234	3.724	4.469	5.958	7.448
145	0.765	2.294	3.823	4.588	6.118	7.647
150	0.784	2.353	3.922	4.706	6.275	7.844
155	0.804	2.412	4.020	4.823	6.431	8.039
160	0.823	2.470	4.117	4.940	6.586	8.233
165	0.843	2.528	4.213	5.055	6.740	8.425
170	0.862	2.585	4.308	5.170	6.893	8.616
175	0.881	2.642	4.403	5.283	7.044	8.805
180	0.899	2.698	4.497	5.396	7.194	8.993
185	0.918	2.754	4.591	5.509	7.345	9.181
190	0.937	2.810	4.685	5.619	7.492	9.365
195	0.955	2.865	4.778	5.729	7.639	9.549
200	0.973	2.920	4.872	5.839	7.786	9.732

AREA HIDRAULICA NECESARIA SEGUN FORMULA DE TALBOT

"C"	0.1	0.3	0.5	0.6	0.8	1.0
Has						
205	0.991	2.974	4.407	5.048	7.931	9.914
210	1.010	3.014	4.447	5.087	7.976	10.000
215	1.028	3.053	4.487	5.125	8.020	10.085
220	1.045	3.092	4.527	5.163	8.063	10.170
225	1.062	3.131	4.567	5.201	8.105	10.255
230	1.079	3.170	4.607	5.239	8.148	10.340
235	1.096	3.209	4.647	5.277	8.190	10.425
240	1.113	3.248	4.687	5.315	8.233	10.510
245	1.130	3.287	4.727	5.353	8.275	10.595
250	1.147	3.326	4.767	5.391	8.318	10.680
255	1.164	3.365	4.807	5.429	8.360	10.765
260	1.181	3.404	4.847	5.467	8.403	10.850
265	1.198	3.443	4.887	5.505	8.445	10.935
270	1.215	3.482	4.927	5.543	8.488	11.020
275	1.232	3.521	4.967	5.581	8.530	11.105
280	1.249	3.560	5.007	5.619	8.573	11.190
285	1.266	3.599	5.047	5.657	8.615	11.275
290	1.283	3.638	5.087	5.695	8.658	11.360
295	1.300	3.677	5.127	5.733	8.700	11.445
300	1.317	3.716	5.167	5.771	8.743	11.530
310	1.352	3.814	5.267	5.871	8.843	11.630
320	1.385	3.912	5.367	5.971	8.943	11.730
330	1.417	4.010	5.467	6.071	9.043	11.830
340	1.449	4.108	5.567	6.171	9.143	11.930
350	1.481	4.206	5.667	6.271	9.243	12.030
360	1.512	4.304	5.767	6.371	9.343	12.130
370	1.544	4.402	5.867	6.471	9.443	12.230
380	1.575	4.500	5.967	6.571	9.543	12.330
390	1.606	4.598	6.067	6.671	9.643	12.430
400	1.637	4.696	6.167	6.771	9.743	12.530
420	1.698	4.894	6.367	6.971	9.943	12.730
440	1.759	5.092	6.567	7.171	10.143	12.930
460	1.818	5.290	6.767	7.371	10.343	13.130
480	1.877	5.488	6.967	7.571	10.543	13.330
500	1.935	5.686	7.167	7.771	10.743	13.530
600	2.219	6.655	8.093	8.711	12.048	15.485
700	2.490	7.471	9.052	9.742	13.523	17.504
800	2.753	8.253	10.043	10.815	15.122	19.727
900	3.007	9.021	11.036	11.943	16.857	22.171
1000	3.254	9.763	12.072	13.126	18.734	24.843

NOTA : Después de 500 Has. se condiciona el estudio para obra mayor de 6.00 m. de claro horizontal ( Fuente ).



**DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS FEDERALES**  
**DIRECCION DE PROYECTO DE CARRETERAS**  
**DEPARTAMENTO DE PROYECTO DEFINITIVO**

$\text{C} = 9+584.52$   
 esviaje  $e = 0^{\circ} 00' 00''$   
 2 TUBOS ABOVEDADOS DE 1.20 X 0.80 m

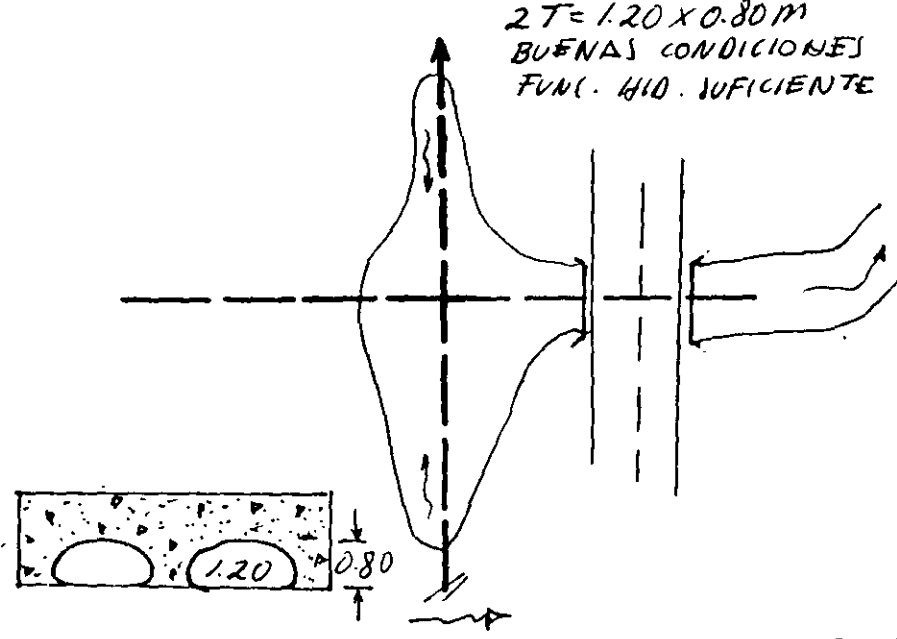
ESTACION	(+)	$\nabla$	(-)	LECTURA INTERMEDIA	ELEVACIONES
9+580	1.54	145.16			143.62
$T_{10} = 30.00$				0.90	44.26
$T_{10} = 18.00$				0.96	44.20
$T_{10} = 15.00$				1.02	44.14
9+584.52	$\nabla$			1.62	43.54
3.00	F.e.			1.56	43.60
6.50	F.e.			2.12	43.04
6.50	Plantilla			1.82	43.34
6.50	clave			1.06	44.10
6.50	Muro			0.74	44.42
8.20	O.C.			0.47	44.69
11.60	C.C.			0.39	44.77
15.00	O.C.			0.51	44.65
16.70	Muro			0.81	44.35
17.00	Muro			0.81	44.35
17.00	clave			1.13	44.03
17.00	Plantilla			1.94	43.22
17.20				2.25	42.91
25.00				2.04	43.12
$T_{10} = 26$				1.44	43.72
$T_{10} = 30$				1.43	43.73
9+600			0.89		44.29

CARRETERA: NUEVO LAREDO - PIEDRAS NEGRAS  
 TRAMO: NUEVO LAREDO - COLOMBIA  
 ORIGEN: NUEVO LAREDO, TAMPS.  
 NIVEL: ING. H. VILLEGAS E FECHA MARZO/2000

CRUCE: NORMAL  
 AREA POR DRENAR: \_\_\_\_\_ ha.  
 COEF. RUGOSIDAD DEL TERRENO: \_\_\_\_\_ (TALBOT)  
 AREA HID. NECESARIA: \_\_\_\_\_ m<sup>2</sup>  
 MATERIAL EN EL CAUCE: Arcilla con limo y Arena.  
 ARRASTRES: Hojarasca  
 PENDIENTE DEL CAUCE: \_\_\_\_\_

DRENA HACIA LA: DER.

**CROQUIS DE LOCALIZACION**



21

122

44.30



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

**CURSOS ABIERTOS**

**DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS**

**TEMA:  
ESTUDIOS DETALLADOS:  
TOPOGRÁFICOS Y  
FOTOGRAMÉTRICOS. TRÁNSITO Y  
MEDIOS DE TRANSPORTE.  
ECONÓMICOS**

**EXPOSITOR:  
ING. GERARDO SÁNCHEZ BOCANEGRA**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**

# CONTROL TERRESTRE PARA RESTITUCION FOTOGRAMÉTRICA, EN LOS PROYECTOS DE CARRETERAS

## INTRODUCCIÓN

Los proyectos viales que implican trabajos fotogramétricos, generalmente requieren de fajas de terreno relativamente angostas, que se cubren con una sola línea de vuelo a una altura conveniente. El Control Terrestre se proyecta para dar apoyo suficiente a "pares estereoscópicos" o modelos "independientes".

La experiencia ha enseñado a reducir costos y agilizar los proyectos, así por ejemplo en la década de los 60, se hacía en campo Control Terrestre para fotos Esc. 1:25000 y con ellas se restituía Esc. 1:5000/5 (planos fotogramétricos Esc 1:5000 con curvas de nivel a cada 5 m), para la primera etapa del proyecto ó selección de ruta, para la segunda y tercera etapa, se hacía Control para fotos Esc. 1:5000, en lo que fue el método Fotogramétrico-Electrónico.

En la actualidad, derivado de la experiencia de nuestra autoridad Directriz, la selección de ruta, se obtiene del análisis técnico-objetivo sobre la cartografía de la zona, Esc 1:50000 que produce el INEGI, en donde al determinar la línea de anteproyecto más probable, ésta se vuela a Esc. 1:25000 y se "restituye" a Esc. 1:5000/5 derivando el Control necesario de las mismas cartas antes utilizadas, ahorrando tiempo y sobre todo los agotadores trabajos de campo.

Para definir el eje del proyecto, ahora se vuela a Esc. 1:10000 para obtener planos fotogramétricos a Esc. 1:2000/2 que rigurosamente requiere de un "Control Terrestre".

## CONTROL TERRESTRE PARA FOTOS ESC. 1:10000

En palabras sencillas, el Control Terrestre, es necesario para "Restituir" los pares de fotografías y así obtener planos fotogramétricos a una escala conveniente. Se le llama restitución al proceso fotogramétrico necesario para restituir o reconstruir, un modelo tridimensional de la fracción de terreno cubierto por un par de fotografías estereoscópicas.

El modelo así formado, guarda semejanza con la realidad, pero se desconoce el factor de semejanza (Escala) y la orientación espacial (Nivelado o referido al plano de comparación).

El modelo puede ser escalado y nivelado, si se conoce la distancia real entre puntos del modelo y su elevación. Determinar los parámetros de estas relaciones, dimensional y rotacional, es lo que comúnmente se conoce como control terrestre.

El control terrestre para proyecto de carreteras tiene características especiales, que obedecen a la metodología establecida y su relación con la construcción, su uso es múltiple, sirve para "dimensionar" el modelo estereoscópico, en primera instancia, para replantear el eje del proyecto y meterealizarlo en campo, para conservar sus dimensiones durante la construcción y comprobaciones posteriores a ella.

De acuerdo con la metodología que la Dirección de proyecto ha establecido, el Control Terrestre para modelos independientes, y escala 1:10000, tiene las siguientes características:

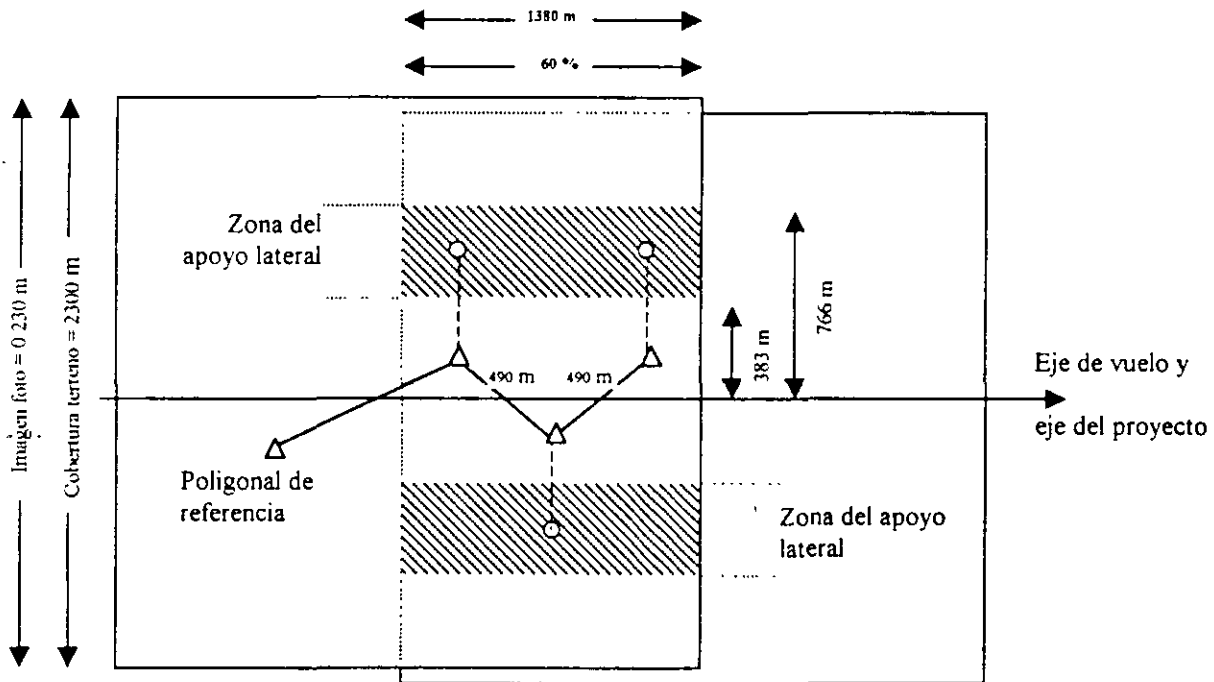


Fig. 1

En la figura 1 se observa que para "asegurar" que quedan en el modelo tres vértices de la poligonal de referencia, debemos calcular su longitud. En este caso se procura que los vértices quedan a no menos de 2 cm de cada orilla de la imagen, por razones de distorsión, por lo tanto si el 60 % que cubre el modelo estereoscópico, es igual a 1380 m del terreno menos 200 m en cada orilla, matemáticamente quedaría así;  $1380 - 400 = 980 \div 2 = 490$  m que es la longitud de los lados de la poligonal de referencia.

El apoyo ó control lateral, se debe alojar en la zona del tercio medio de cada lado. De acuerdo con la figura que explica que se puede situar desde los 383 m hasta los 766 m, (idealmente al centro del tercio) en forma alterna. Esto es, en el primer vértice a la izquierda y al siguiente vértice a la derecha, en el que sigue a la izquierda y así se continúa.

Para conseguir que su uso sea múltiple, se localizan los vértices de la poligonal de referencia, de tal manera que quede buena visibilidad hacia el eje del proyecto para su replanteo, y tan lejos de las terracerías que los movimientos propios de la construcción no vayan a destruirlos y que no queden cubiertos por árboles o sombras. Todo se facilita zigzagueando el eje del proyecto, como en la figura.

Cuando por razones de urgencia del proyecto se debe realizar el control para fotos ya tomadas, se proyecta el Control para cada modelo estereoscópico, pero cuidando que los puntos de las orillas queden en el TRIPLE traslape, para ahorrarse trabajo de campo y aprovechar este apoyo en los modelos contiguos como lo explica la figura 2.

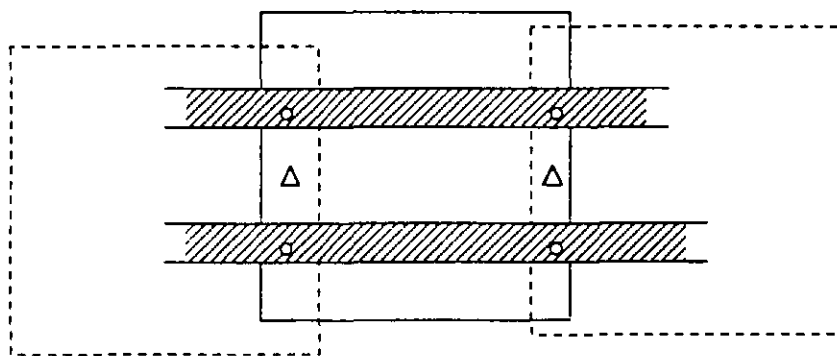


Fig. 2



El control proyectado requiere de una identificación a un detalle singular en cada vértice, se determinará la posición y elevación "precisa" pues nada ganamos que la poligonal tenga una muy buena resolución y la identificación del control una precisión muy por abajo de los valores X Y Z.

La identificación será legible y confiable, por ejemplo: buscar "buenos" detalles, siempre preferir el cruce de veredas a un arbusto, la esquina de una casa a un poste, sin embargo, el poste será preferible a un arbusto. La experiencia nos indica que para buscar rasgos característicos, hay que caminar un poco más que la zona que vemos desde el vértice, comparar los detalles de campo, con la foto que llevamos, siempre con una lupa para ver con claridad los detalles y hacer correctamente la comparación campo-piquete fino en foto y croquis descriptivo.

En las zonas donde no hay detalles que faciliten la identificación aceptable de los puntos de control, se hace un PRESEÑALAMIENTO antes del vuelo. Para distinguir los vértices de la poligonal de referencia, de los puntos del control lateral, se numeran de 1 a 499 los vértices de la poligonal y de 501 en adelante los de control lateral.

El preseñalamiento consiste en construir en cada vértice de la poligonal de referencia, una cruz de cuatro brazos y en los puntos del control lateral una cruz de tres brazos o pata de gallo con las siguientes dimensiones:

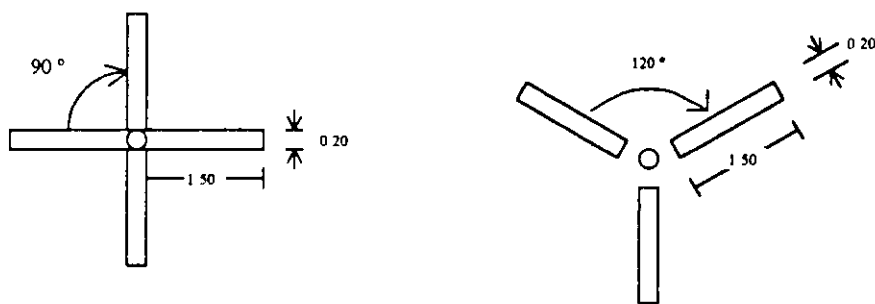


Fig. 3

Estas señales se construyen de acuerdo a la experiencia, con piedras, pencas de nopal, troncos de árbol, con cartón anclado al piso, etc. Lo importante es que al pintar estas señales hay que tener muy presente que haya contraste bien definido entre el terreno circundante, para que se distinga bien la señal en las fotos. Hay que recordar que algunas arcillas que en el terreno se ven claras o poco rojizas, en la foto salen blancas. Por lo tanto, en esas condiciones habrá que pintar la señal de color negro en lugar del clásico color blanco. Se puede pintar con pintura vinílica o una mezcla de cal con sal para que las lluvias no laven esta pintura.

En los vértices de la poligonal se construyen en el sitio mojonearas de 30 cm de profundidad por 20 cm de diámetro colocando un tornillo de tres pulgadas o varilla de tres octavos en el centro con la leyenda SCT-BCT N<sup>º</sup>, y el número de vértice correspondiente; en los puntos del apoyo lateral conviene siempre dejar un testigo, este puede ser un buen trompo con tachuela y pintura color naranja o una varilla. Es muy importante cumplir con el amojonamiento antes descrito, para que quien use los puntos del control lo encuentre relativamente fácil a través de sus mojonearas, solo así tendrá uso múltiple.

#### LEVANTAMIENTO DE CAMPO

Por sus características teóricas las mediciones del control, están comprendidas en el campo de la geodesia, clasificación orden 2-II ó la topografía de precisión.

Los ángulos horizontales y verticales, se obtienen con teodolitos de un segundo de lectura directa y la tolerancia en el error de cierre angular es  $T = 10''\sqrt{n}$  siendo n el número de ángulos medidos. La experiencia recomienda: hacer cierres de poligonal máximo cada 20 lados (recordar que cada lado mide 490 m) y para cerrar esta poligonal, se sugiere hacerlo con lados largos, del orden de un tercio de su longitud por razones de peso matemático, esto quiere decir que un cierre así tiene mejor compensación que si se realiza de un extremo al otro (un solo lado).

Las distancias se miden con distanciómetros electrónicos de infrarrojos con valor  $3 \text{ mm} + 2 \text{ ppm}$  en su desviación típica.

La tolerancia en el cierre planimétrico es de  $0.07\sqrt{L}$  después de su compensación angular siendo  $L$  el desarrollo de la poligonal cerrada, en kilómetros.

En cuanto a la altimetría, las elevaciones de los vértices de la poligonal de referencia se obtienen mediante nivelación geométrica de circuito cerrado, estrictamente de ida y vuelta, siendo éste un método de nivelación autocomprobable, su tolerancia en los cierres es  $0.01\sqrt{L}$  siendo  $L$  el número de kilómetros de desarrollo.

Cuando en el terreno predomina un lomerío medio a fuerte y debido a las cargas de trabajo y la disminución de personal por diferentes causas, para determinar la altimetría, se acepta la nivelación trigonométrica, siendo el desnivel correcto de un lado la semisuma del desnivel directo más el desnivel inverso de valores cuya diferencia sea aceptable. Su tolerancia es  $T=0.08\sqrt{k}$ , siendo  $k$  la longitud en km.

## NUEVAS TENDENCIAS

Debido al acelerado desarrollo tecnológico, especialmente en el campo de la electrónica, los restituidores que hasta 1990 se trabajaron en forma mecánica (eran analógicos) actualmente ya transformados la mayoría y otro de nueva adquisición (El SD 2000) se trabajan en forma mecánico digital. El cambio es "dramático", antes de 1990 la restitución se materializaba únicamente en papel plástico de buena calidad y de él se obtenían las copias necesarias para el proyecto; en la actualidad, la restitución es digital, se ve en pantalla, se hacen las correcciones de costumbre y se graba en un disquete de donde es posible obtener uno o varios originales gráficos a color, mediante el proceso de edición y graficación o ploteo. Con el disquete se procesa en PC, una zona específica de la restitución grabada para estudios de entronques, pasos a desnivel, puentes, etc. de acuerdo a los programas específicos de cada software.

Con relación al control terrestre y de acuerdo al avance tecnológico antes descrito, el cambio es mínimo, por ejemplo para el control lateral que antes del cambio, era válido dar "solo" el valor "Z" o elevación del punto. Después del cambio, esto ya no es válido, el nuevo sistema de restitución digital (software) exige invariablemente las tres coordenadas X, Y, Z de cada punto, por esta razón, ahora hay que medir "todo el control" lateral, ya sea por radiaciones o intersecciones, para poder obtener los valores coordenados X, Y, Z de todos los puntos, como lo exige el nuevo sistema. Cuando se mide el control lateral por radiaciones, se exige que el ángulo vertical se lea en forma "recíproca", este término no es aplicado en campo, más que nada por desconocimiento.

Recíproca quiere decir que cuando se lee el ángulo vertical del vértice de la poligonal de referencia, hacia el punto lateral, al mismo tiempo se debe leer el ángulo vertical del punto lateral, hacia el vértice respectivo de la poligonal de referencia, con el fin de minimizar el efecto de la refracción del terreno y el gradiente térmico, siendo este proceso físico de campo el único recurso viable para reducir este efecto. El otro recurso no es práctico aplicarlo ya que las labores de campo se inician a las 7:00 a.m. y terminan cerca de las 16:00 ó 17:00 h, en este lapso de tiempo la temperatura varía desde los 20 a los 32 °C ó más dependiendo la estación del año. Se estima que la influencia mínima de la refracción es de las 6:30 a 11:00 a.m. Todo esto es válido e independiente al hecho que cuando se calculan los desniveles trigonométricos directo e inverso, se toma en cuenta la corrección por refracción y curvatura.

## CÁLCULO

El cálculo hasta ahora se inicia con la determinación de la meridiana del primer lado de la poligonal cerrada a partir de la observación astronómica de diferentes alturas del sol a intervalos más o menos iguales de tiempo (cercano al minuto) y a partir de un ángulo al sol mayor que  $16^\circ$  sobre el horizonte si esta observación se hace en la mañana y no menor a los  $16^\circ$ , si se realiza en la tarde.

El acimut así obtenido (la meridiana del primer lado) se propaga vía los valores de los ángulos horizontales leídos en campo, por toda la poligonal siendo el acimut de cierre el mismo del arranque. Si la diferencia queda dentro de la tolerancia ya descrita, se compensa angularmente y se ve si planimétricamente está en los valores que indica la tolerancia y también se compensa. Con los valores X Y Z, ya compensados, se calcula el control lateral, teniendo con ello un listado final de valores coordenados X Y Z obtenidos por trigonometría plana, que servirán para el proceso de restitución o estereofotogrametría.

### CAMBIOS INMEDIATOS

Con la aparición comercializada a partir de 1990, de los equipos GPS (de sus iniciales en Inglés Global Positioning System). Este equipo sofisticado y muy preciso, que mide a través de sus receptores y señales provenientes de los satélites de navegación y por ende sus resultados están en el ámbito de la geodesia donde la información considera la curvatura de la tierra, y sus puntos se definen por su latitud, longitud y elevación elipsoidal. Esto es, valores geográficos.

Esta nueva metodología de los equipos GPS, de acuerdo a los geodestas, ha venido a revolucionar a esta disciplina tanto que la nueva Red Geodésica Nacional, está sufriendo ajustes importantes, uno de sus resultados es la nueva definición de coordenadas en el sistema ITRF92, cuyas siglas son International Terrestrial Reference Frame of 1992. Estos ajustes están basados técnicamente en los resultados obtenidos con los equipos GPS que trabajan en el sistema de coordenadas WGS 84 (World Geodesic System of 1984).

Todo este rollo geodésico tiene el inconveniente para el trazado en campo, de obras de infraestructura como las carreteras y sus necesidades de construcción de obras de Ingeniería Civil, que no puede extenderse sobre una mesa de dibujo, su conversión a una definición por medio de coordenadas ortogonales, requiere de una proyección sobre una superficie que pueda aplanarse o ser desenrollable; como el plano.

No diferenciar estas técnicas , está causando verdaderos dolores de cabeza a los técnicos que hacen mediciones topográficas con estaciones totales o similares en una proyección tradicional y clásica como es la ortogonal; proyección que para sus cálculos utiliza trigonometría plana, pero que cuando mezclan la topografía plana con valores producto del equipo GPS vía conversión a coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator), encuentra fuertes diferencias y las define como errores, que no existen ya que en realidad no hemos aprendido aún a compatibilizar el binomio TOPOGRAFÍA-CARTOGRAFÍA.

Para mayor claridad, las coordenadas X, Y de la cuadrícula UTM, aunque son conocidas como planas, no lo son ya que obedecen a un sistema cartográfico (El plano o acimutal).

En cartografía sólo hay tres proyecciones "desenrollables". El cilindro, el cono y el plano mismo. La UTM pertenece a este último. Se anexa la fig. 5 en la que se ve gráficamente el efecto de esta proyección.

Otro de los errores de considerable magnitud se origina en la interpretación de datos GPS, por el uso indistinto de elevaciones elipsoidales y ortométricas. Como ilustración , para claridad de ambos valores observe la fig. 4.

#### METODOLOGÍA APLICADA EN LA DIRECCIÓN DE A PROYECTO.

Para poder utilizar adecuadamente el equipo GPS en combinación con distanciómetros electrónicos y teniendo en cuenta que en nuestros trabajos necesitamos valores ortogonales, se requiere pasar de un sistema de coordenadas geodésicas (dadas por el GPS) a un sistema ortogonal, lo que evidentemente equivale a encontrar el algoritmo matemático que permita tal transformación.

Siendo un problema cartográfico muy específico, no se tratará aquí. Por encargo especial, el C. Ing. José Alberto Villasana L. desarrolló para la Dirección de Proyecto, la metodología que permite la solución.

La propuesta que se le hizo al Ing. Villasana, tiene como fin optimizar el control terrestre utilizando GPS en combinación con los distanciómetros y equipo que utilizan las brigadas de campo.

Con GPS, se determina un lado de arranque y otro lado de cierre a cada 7 ó 10 km., las brigadas propagan la poligonal de referencia a partir del lado de arranque y cierran en el siguiente lado GPS. Así se ahorran las labores de cierre o poligonal Maestra que se realiza actualmente desde un día hasta 3 ó 4 días dependiendo del grado de dificultad, por otro lado, la orientación solar en tiempo de lluvias hay que estar "cazando" al sol, pues sin él no es posible orientar y sin orientación no se sabe qué valor tiene la meridiana del primer lado.

En cuanto al cálculo de la poligonal GPS, éste se iniciaría con la obtención de la meridiana a través de las coordenadas del sistema GPS que son muy precisas, pues tanto los valores geográficos Latitud, Longitud y sus derivadas X Y son valores reales y analíticos, actualmente estos valores se leen gráficamente de las cartas del INEGI.

En Agosto y Sep. 98 se realizó un trabajo de apoyo con equipo GPS, determinando lados a cada 5 km. para que las brigadas que realizan el trazo del eje de proyecto, lleven un control de sus direcciones y distancias, evitando igualdades y errores en la medición longitudinal entre el puerto de Acapulco y el Aeropuerto de Zihuatanejo en Guerrero, con longitud de 205 km.

En la actualidad el equipo GPS se ha agilizado, ahora se anuncia con tiempo real y una gran flexibilidad de software, donde contempla los algoritmos para pasar de un sistema a otro y hasta es posible levantar secciones transversales en campo, ya no se diga el poder realizar control terrestre total con GPS

### CONCLUSIÓN

Como se ve, en todas las áreas del saber humano, el cambio tecnológico es impactante. La fotogrametría no es la excepción ya hemos visto como han cambiado los métodos de restitución. En campo desde la determinación del valor de una distancia, con cinta primero, con distanciómetros de onda radio y de infrarrojos después y actualmente con GPS vía los satélites y en el mañana inmediato, ¿qué más vendrá?

Lo razonable es que para hacer frente a lo que venga, el nuevo profesionista tendrá que estar mejor preparado y abierto a los retos del futuro.

FEB. 2001

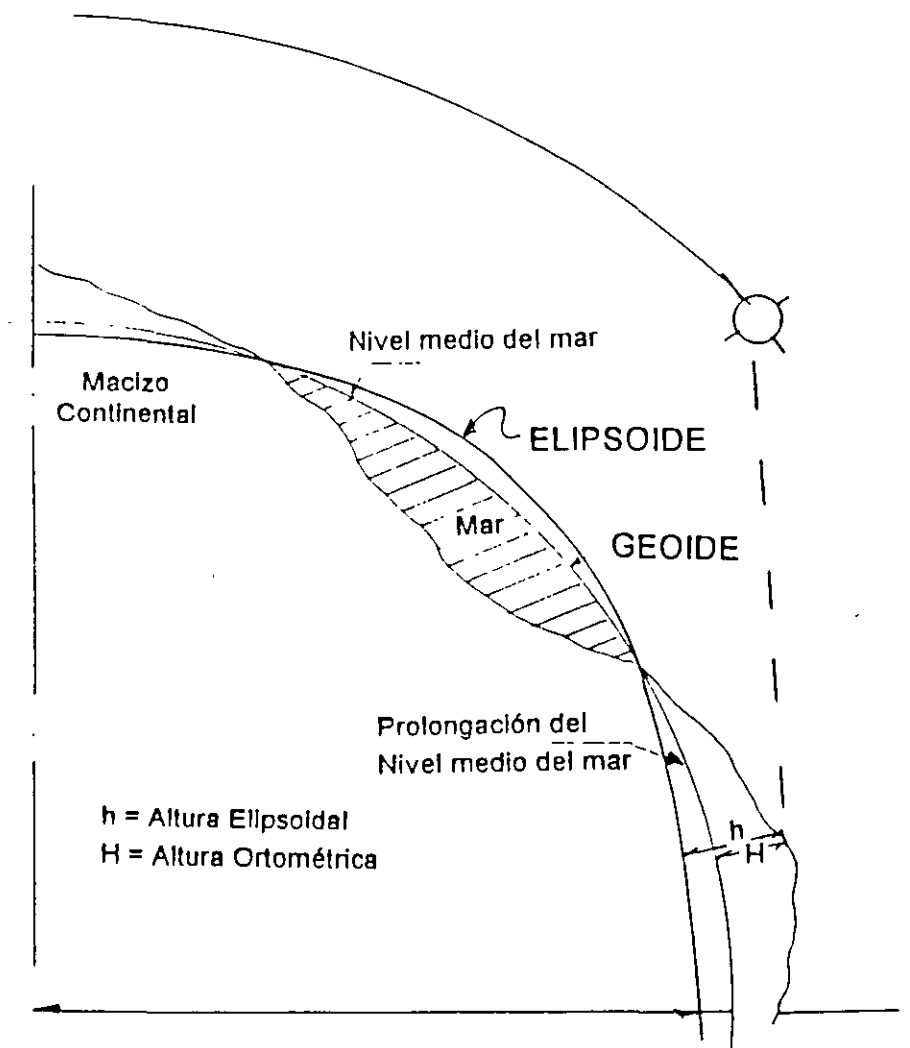


FIG 4.- DIFERENTES SUPERFICIES INVOLUCRADAS EN UN LEVANTAMIENTO



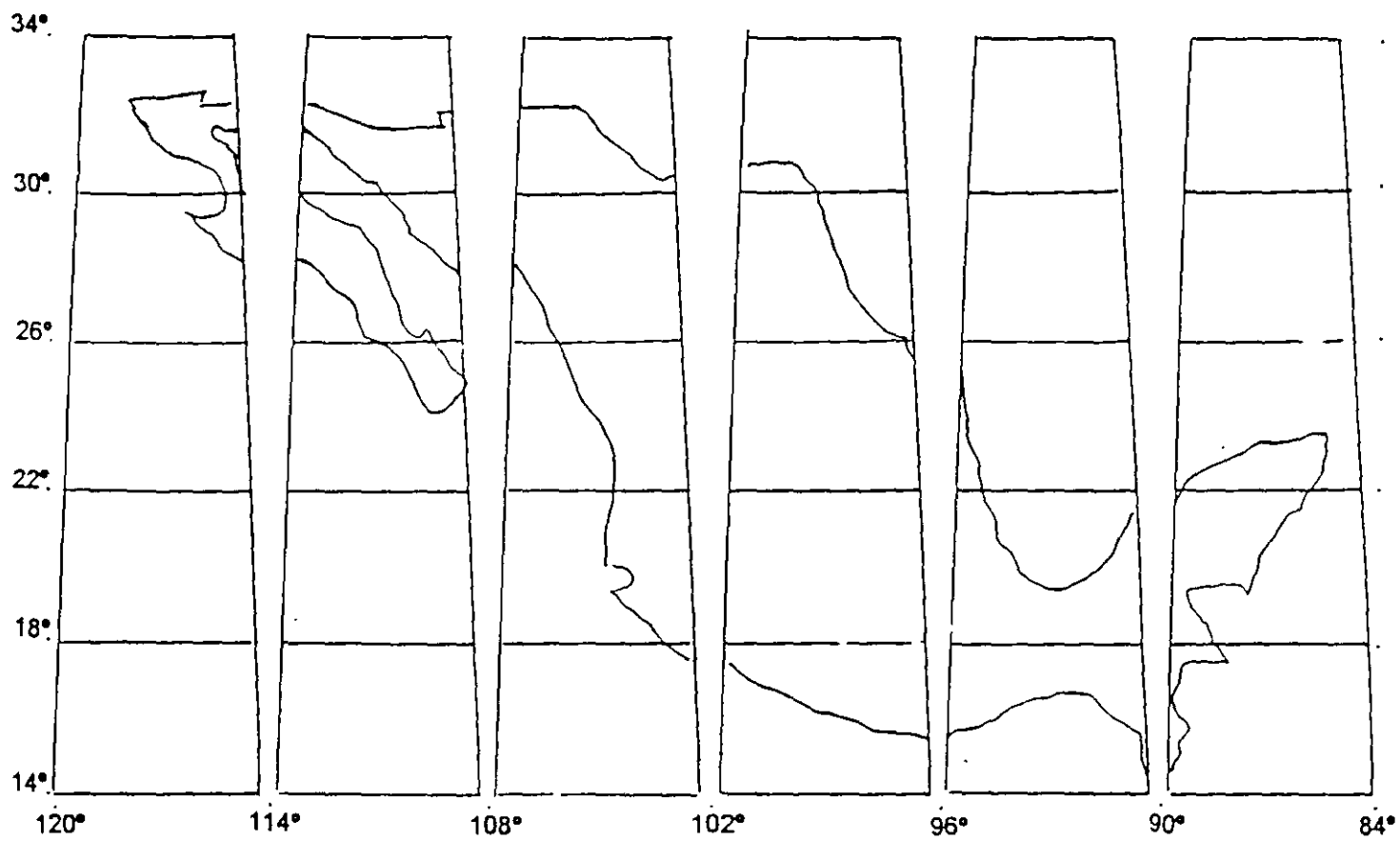


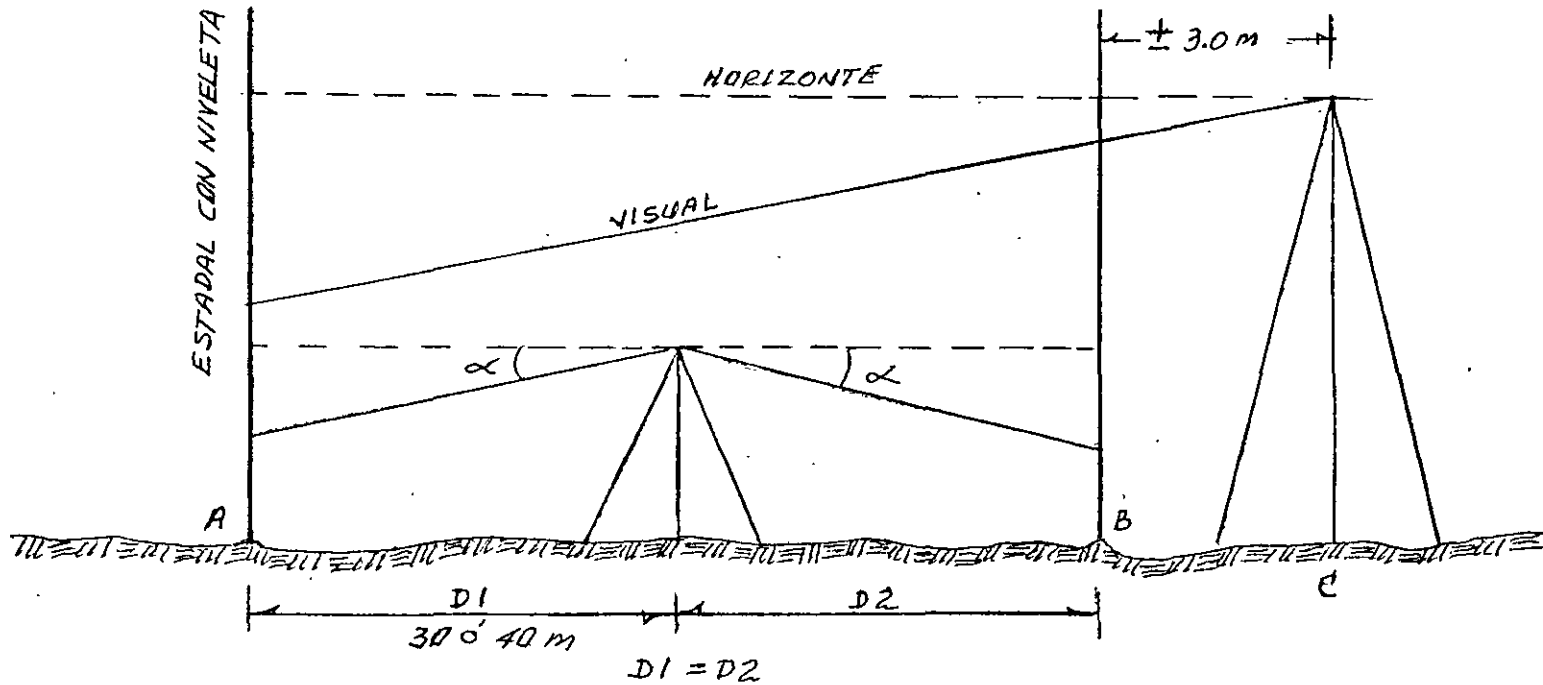
FIG 5.- REPÚBLICA MEXICANA EN LA PROYECCIÓN  
UNIVERSAL TRANSVERSA DE MERCATOR

Ing. Gerardo Sánchez B. Jefe del Departamento de Fotogrametría de la Dirección General de Carreteras Federales, SCT.

#### BIBLIOGRAFÍA

- Ing. Bulmaro Cabrera Ruiz, *"La fotogrametría en el proyecto de vías terrestres"*.
- Ing. José Alberto Villasana L., *"El uso del GPS y de las proyecciones cartográficas"*.
- Carl Olof Ternryd / Eliz Lundin, *"La Topografía y Fotogrametría en la práctica moderna"*.

# COMPROBACION Y AJUSTE DEL NIVEL



DESNIVEL LIBRE DE ERROR = A - B

COMPROBACION

NIVEL EN LA POSICION C

LEER B =

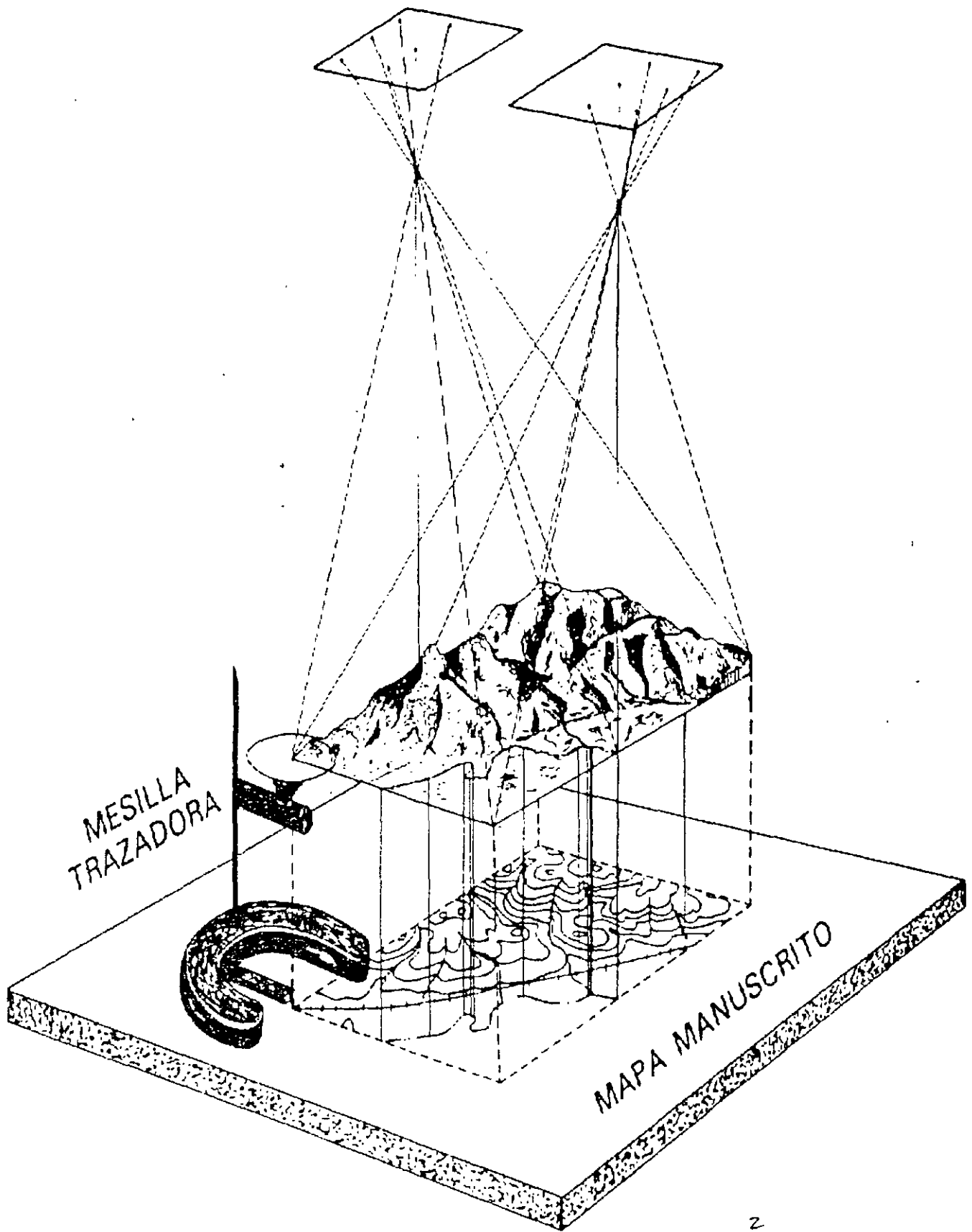
LEER A =

DESNIVEL =

ES IGUAL A - B

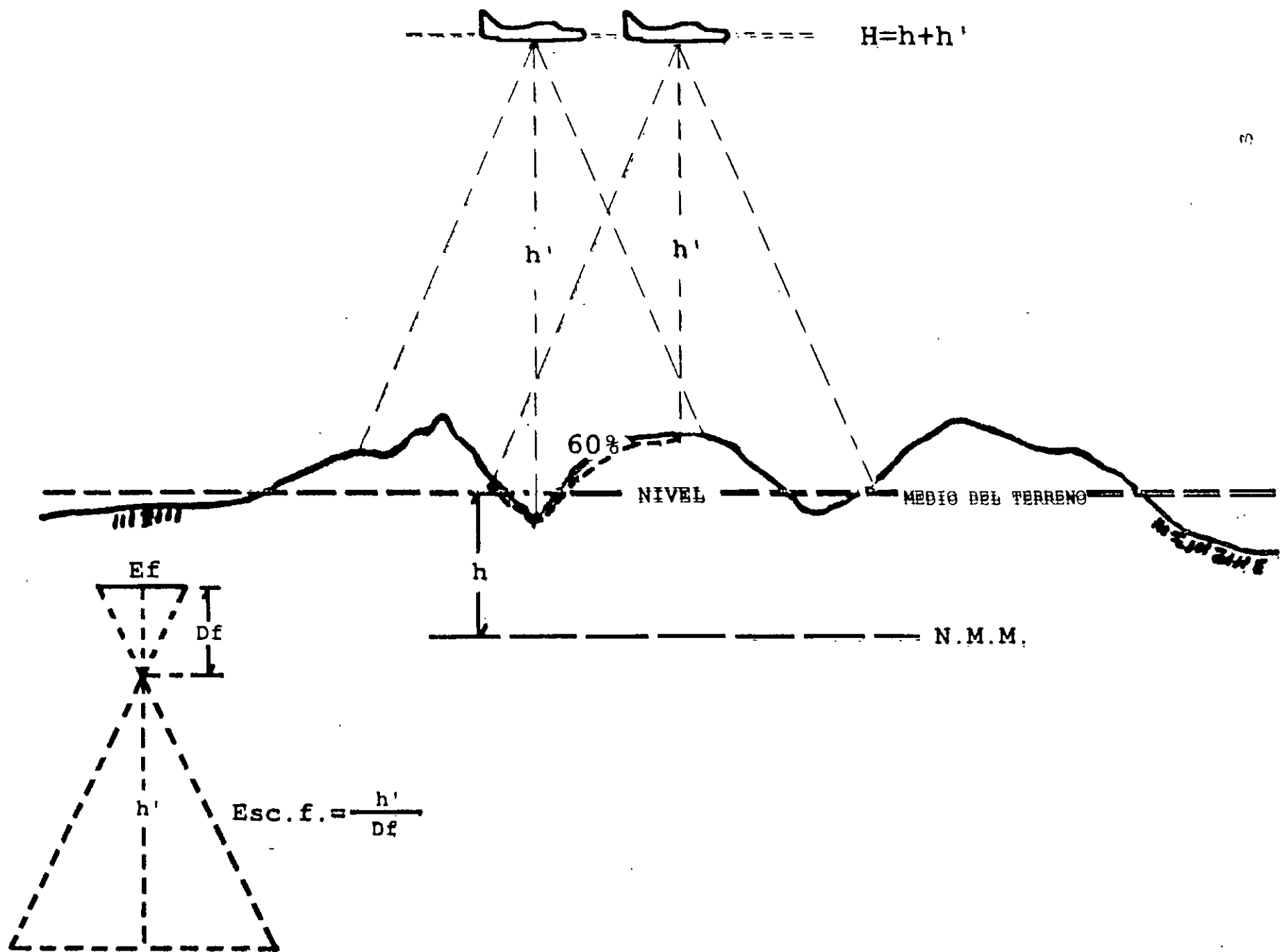
CORRECCION ESTANDO EN C =  $B \pm$  DESN A - B

# ESTEREDOMETRIA

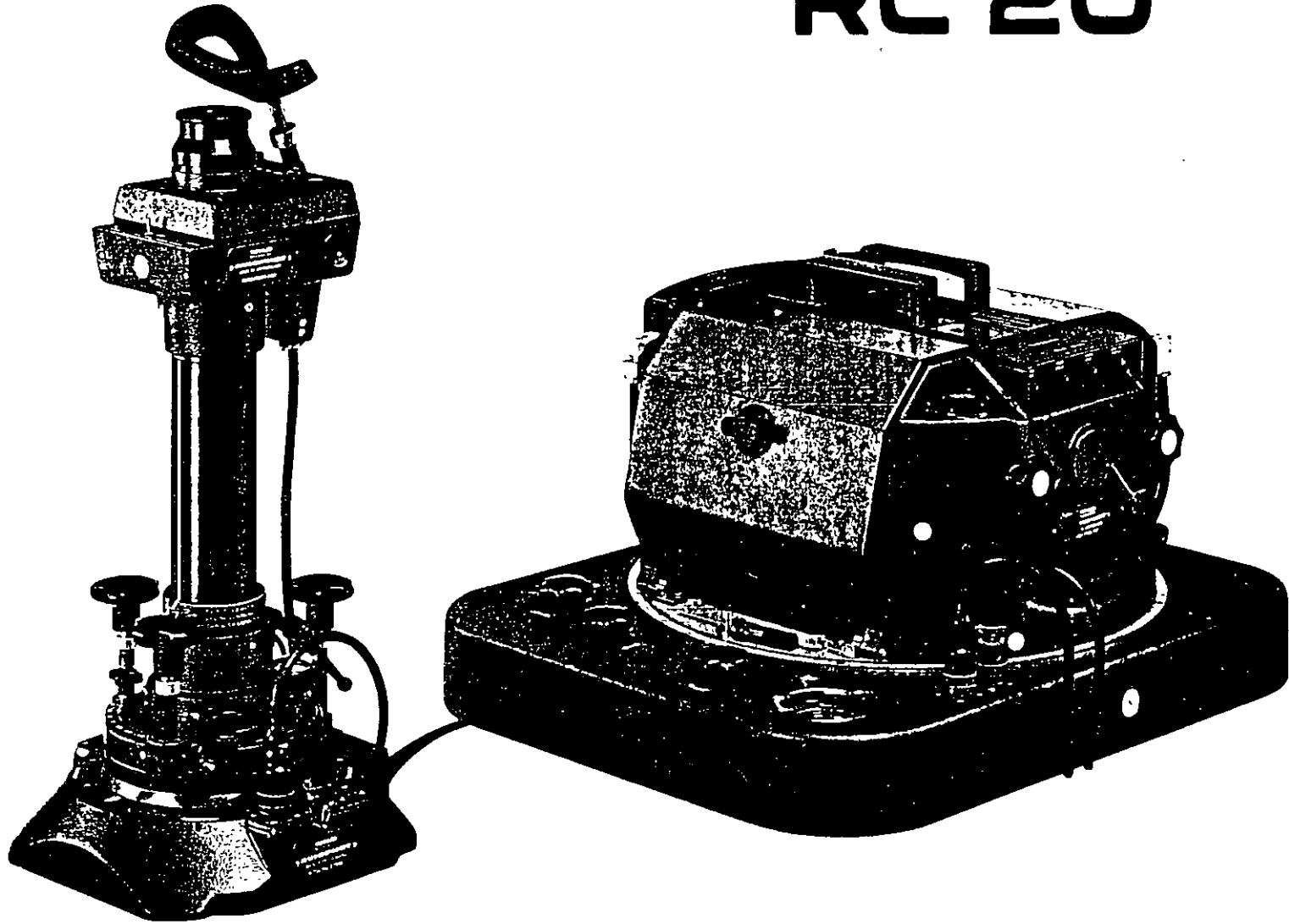


2

# ALTURA DE VUELO

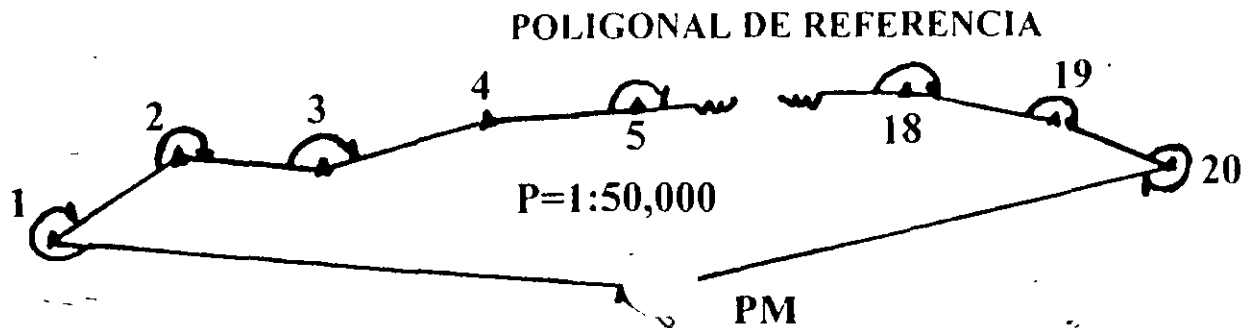
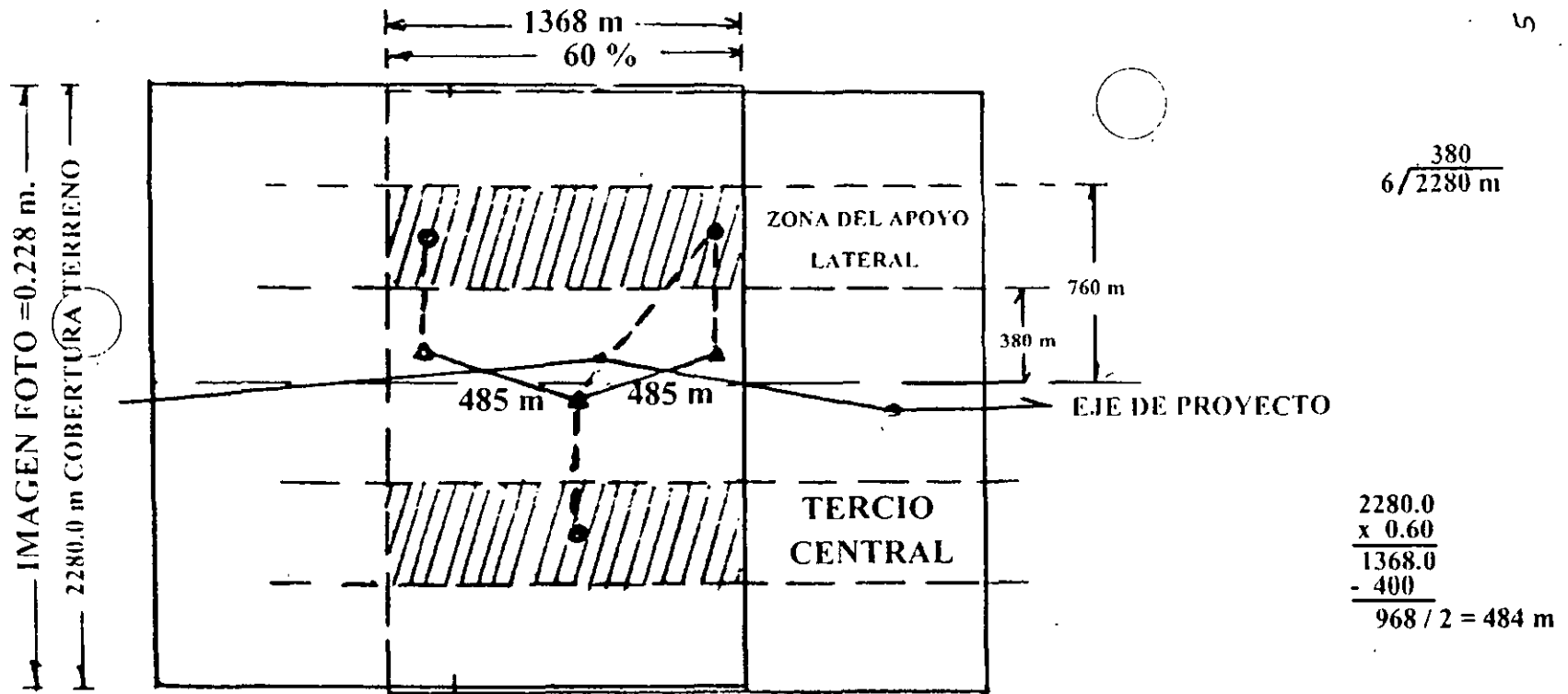


# RC 20



SCT - N° SERIE 13 172

# ASPECTO DEL CONTROL TERRESTRE PARA FOTOS A ESC 1:10,000





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

**CURSOS ABIERTOS**

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

**TEMA:**  
**SISTEMA DE CARGAS VIVAS PARA  
DISEÑO DE PUENTES**

**EXPOSITOR:**  
**DR. OCTAVIO RASCÓN CHÁVEZ**

**MÓDULO I**  
**PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**



# CARGAS VEHICULARES PARA DISEÑO ESTRUCTURAL DE PUENTES EN MEXICO

Dr. Octavio A. Rascón Chávez \*

## 1. Introducción

En este trabajo se desarrollan, utilizando criterios y métodos probabilísticos, **dos modelos de cargas vivas** que representen a los pesos muy grandes de los vehículos de carga que transitan en las carreteras de México, con el fin de proponerlos para realizar el diseño estructural de los puentes en México. Uno de ellos será aplicable a puentes que se ubiquen en **carreteras tipos A, B y C**, según la clasificación del reglamento mexicano sobre pesos y dimensiones, RPD (referencia 1); el otro servirá para puentes en **caminos alimentadores, o tipo D**.

Como se demuestra en el siguiente capítulo, la necesidad de contar con estos dos modelos radica en que el reglamento para diseño de puentes carreteros de la AASHTO (referencia 2), que se utiliza ampliamente en México, especifica un modelo de cargas vehiculares que, para los puentes en carreteras A, B y C, **subestima mucho** a los efectos mecánicos que producen los pesos reales más grandes de los vehículos articulados de carga que transitan en ellas (referencias 3 y 4), en tanto que los **sobrestiman ampliamente** en las tipo D (referencia 5), para los camiones de carga no articulados de mayor peso que circulan en ellas (los vehículos articulados no están autorizados por el RPD para circular en estas carreteras). Esto mismo ocurre al validar la aplicabilidad del modelo que establece el reglamento OHBDC, de Ontario, Canadá (referencia 6).

Por otra parte, en las referencias 3, 4 y 5 se demostró que los pesos máximos permitidos por el RPD para los ejes de los vehículos T3-S3, T3-S2-R4 y C3, también son insuficientes para realizar el análisis estructural de los puentes, ya que producen elementos mecánicos para diseño que son muy inferiores a los que ocasionan los vehículos homólogos muy pesados que transitan en las carreteras mexicanas (el RPD no fue formulado para este propósito).

## 2. Validación para el caso de México, de los reglamentos de la AASHTO y de Ontario

Con el fin de validar la aplicabilidad en México de los modelos de cargas vivas vehiculares, que especifican los reglamentos AASHTO y OHBDC, para realizar el análisis estructural de los puentes carreteros, se utilizó la información estadística sobre pesos y dimensiones vehiculares que captó la Dirección General de Servicios Técnicos de la SCT, durante 1993, 1994 y 1996, en 26 estaciones de aforo, acumulando 103 días de muestreo.

Los datos básicos que se utilizaron corresponden a las **variables aleatorias peso bruto, pesos de cada eje y separaciones entre ejes**. Para el caso de las carreteras tipos A, B y C, se emplearon los datos correspondientes a los 20,258 vehículos articulados tipos T3-S3 y T3-S2-R4 muestreados, en tanto que para las carreteras alimentadoras se aprovecharon los datos de 18,779 camiones C3 (los C4 ya no serán autorizados en el próximo RPD, según se prevé).

Con el propósito de contar con elementos para verificar si los modelos de los dos reglamentos mencionados son aplicables a los casos de las carreteras mexicanas, se calcularon los momentos flexionantes máximos, M, y las fuerzas cortantes máximas, V, que cada vehículo de cada muestra le ocasiona a puentes, de diversas longitudes (15m, 30m, 45m y 60m de claro), idealizados como simplemente apoyados. Para realizar la enorme cantidad de cálculos, se desarrolló un programa de cómputo.

De esta manera, para cada longitud de puente se conformaron cuatro nuevas muestras que corresponden a las dos nuevas variables aleatorias **momento flexionante máximo y fuerza cortante máxima**: dos para los vehículos articulados y dos para los C3.

En la figura 1 se presentan los valores **más grandes** de los momentos flexionantes máximos que se obtuvieron, para cada longitud de puente, con los vehículos articulados, por una parte, y con los C3, por otra; asimismo, los que se calcularon al aplicar los sistemas de cargas concentradas de los modelos de cargas vivas, multiplicados por los respectivos factores de carga viva, de los reglamentos AASHTO y OHBDC. En la figura 2 se muestran los resultados correspondientes a las fuerzas cortantes máximas. En ningún caso se incluyen factores de efecto dinámico o impacto.

En ambas figuras se aprecia que, en efecto, para los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4, los valores reales más grandes de ambos tipos de elemento mecánico superan ampliamente a los de ambos modelos reglamentados de cargas vivas, por lo cual estos últimos no garantizan niveles de seguridad adecuados.

En el caso de los **momentos flexionantes**, los valores reales exceden a los reglamentarios de la AASHTO, entre un 31%, en claros de 15m, y un 71%, en claros de 45m, y a los del OHBDC del 23% al 29%. En el caso de las **fuerzas cortantes**, los excedentes son del 50% y 69%, respectivamente, con relación al AASHTO, y del 42% al 29% en relación al OHBDC.

Estas conclusiones justifican plenamente la necesidad de desarrollar un modelo de cargas vivas que ocasione, con un

\* *Director General del Instituto Mexicano del Transporte, y Profesor en la División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM*

buen nivel de seguridad, elementos mecánicos máximos para el diseño de los puentes en carreteras mexicanas, tipos A, B y C.

Asimismo, en ambas figuras también se observa que, en efecto, los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos (elementos mecánicos), que se obtienen al aplicar los sistemas de cargas concentradas de los modelos de cargas vivas de los dos reglamentos, son **bastante mayores** que los más grandes que se obtuvieron de las respectivas muestras de elementos mecánicos que producen los camiones C3, por lo cual su aplicación conduce a sobrediseñar los puentes en carreteras alimentadoras y a costos excesivos de construcción.

En el caso de los momentos, el modelo AASHTO sobrestima en 21% y 39% en claros de 15m y 45m, respectivamente, en tanto que el OHBOC lo hace en 29% y 83%. En el caso de las fuerzas cortantes, los respectivos niveles de sobrestimación del modelo AASHTO son 31% y 42%, en tanto que los del OHBDC son 39% y 86%.

Estas conclusiones confirman la necesidad de que se desarrolle también un modelo de cargas vivas que, al aplicarse a puentes, ocasione elementos mecánicos máximos para diseño que no sobrestimen exageradamente a los reales más grandes, sino que los excedan con un razonable nivel de seguridad, para no sobrediseñar las estructuras de los puentes que se localicen en las **carreteras alimentadoras de México**.

La formulación de los dos modelos de cargas vivas, uno para carreteras tipos A, B y C, y otro para las tipo D, con sus correspondientes factores de carga viva y de presencia múltiple, es la meta de este trabajo.

### 3. Metodología para diseñar los modelos de cargas vivas

Para llevar a cabo el diseño de los dos modelos de cargas vivas, se estableció la siguiente metodología:

1. Realizar el **diseño conceptual de cada modelo de cargas vivas**.
2. Calcular los **valores máximos** de los elementos mecánicos que son ocasionados por cada vehículo de la muestra en puentes de distintas longitudes idealizados como simplemente apoyados, para utilizarlos en los pasos 3 y 4 siguientes.
3. Realizar estudios estadísticos de las **correlaciones y regresiones** de los elementos mecánicos máximos con los pesos de los ejes y con las separaciones entre ellos, para identificar relaciones causa-efecto, en particular, cargas-elementos mecánicos, con el fin de justificar los diseños conceptuales y para validar la eficacia de los modelos que se desarrollen.
4. **Calcular, mediante métodos de carácter probabilístico, a cada modelo de cargas vivas vehiculares**, de manera que garanticen niveles de confiabilidad adecuados durante la vida útil de diseño. Posteriormente, **validar la eficacia de cada uno**, para garantizar que pueden proponerse como recomendación o norma para el análisis estructural de puentes en México. Las metodologías particulares para integrar cuantitativamente cada modelo, se describen en los capítulos 4 y 5.
5. Para cada modelo, calcular o adoptar algunos elementos normativos complementarios que se relacionan con las cargas vehiculares, principalmente los **factores de carga viva** que se deben utilizar en cada una de las combinaciones de cargas que se establecen en el reglamento de la AASHTO, tanto para diseño como para revisar por estados límite de servicio y fatiga. Con esto se logra, por una parte, que dicho código pueda seguir siendo aplicable en México, pero cambiando su modelo de cargas vivas por los que se obtienen en este trabajo y, por otra, que los **sistemas de cargas nominales concentradas de los nuevos modelos sean congruentes** con los pesos brutos máximos que permite el RPD.

Para realizar el diseño conceptual de cada modelo de cargas vivas, se toma como punto de partida que todos los modelos que se incluyen en los reglamentos de otros países consideran **dos sistemas de cargas: uno de concentradas y otro de uniformemente repartida** (referencias 2, 6 y 8). El de **cargas concentradas** produce momentos flexionantes y fuerzas cortantes máximos en los puentes, que son equivalentes a los que ocasiona un vehículo muy pesado que **tiene una probabilidad muy baja de presentarse**. El de **carga uniforme** produce efectos que, sumados a los que ocasiona el sistema de cargas concentradas, son equivalentes a los que produce una secuencia de vehículos pesados, al circular en un carril, uno tras otro.

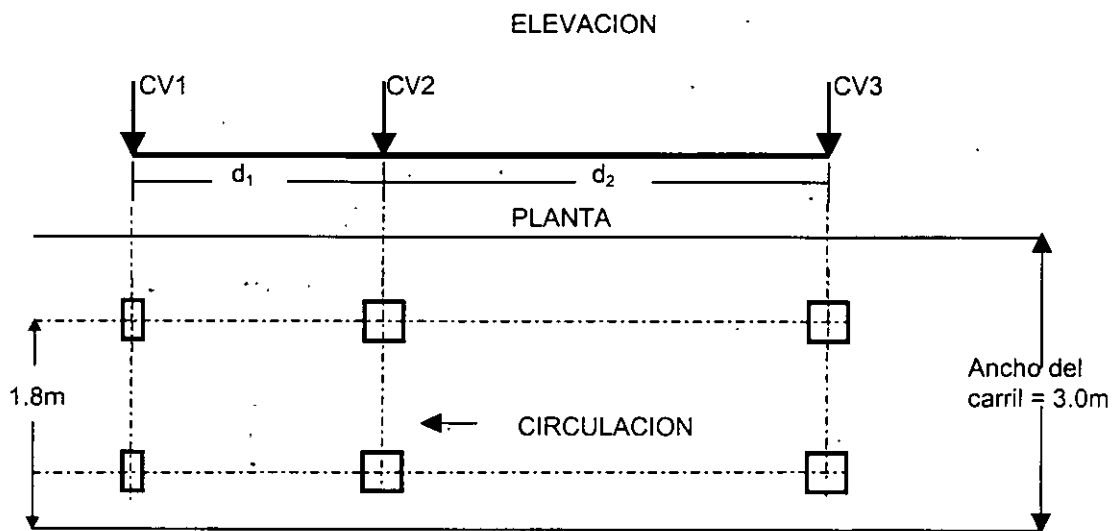
### 4. Diseño del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipos A, B y C

Para diseñar cuantitativamente el modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipos A, B y C, se consideró que en la referencias 3 y 4 se comprobó que los elementos mecánicos más grandes en estos puentes son ocasionados por los

vehículos tipos T3-S3 y T3-S2-R4, por lo cual **sólo éstos se toman en cuenta**. Asimismo, se consideró que las cargas más grandes que estos vehículos transmiten a la estructura de un puente, se agrupan en los ejes de rodamiento que conforman tándems, trídems y dobles tándems.

Por lo tanto, como punto de partida para formular y calcular el sistema de cargas concentradas del modelo, **se planteó la hipótesis** de que el momento flexionante y la fuerza cortante máximos que cada vehículo le ocasiona a un puente simplemente apoyado, dependen fundamentalmente de las cargas totales (resultantes) de cada grupo de ejes y de la ubicación de sus líneas de acción. En la sección 4.1 **se comprueba estadísticamente que esta hipótesis es correcta**.

Por otra parte, se toma en cuenta la conclusión de la referencia 3, en el sentido de que los elementos mecánicos más grandes calculados que producen a los puentes los vehículos T3-S3, muestreados en 1993, son muy parecidos a los que ocasionan los T3-S2-R4. Por esto, el diseño conceptual del **sistema de cargas concentradas** de este modelo se establece con una topología simple de sólo tres ejes de aplicación, creando así un **“vehículo virtual”** (no existe) que tiene un eje delantero, un intermedio y un trasero, según se muestra en la siguiente figura; el delantero corresponde al de igual posición en el tractor, el intermedio representa la carga total que se transmite por el tándem del tractor, y el trasero representa el peso total que baja por el trídem de los T3-S3 y por el doble tándem de los T3-S2-R4.



En esta figura los símbolos CV1, CV2 y CV3 representan a las **“cargas virtuales”** del **“vehículo virtual”**, y  $d_1$  y  $d_2$  son las distancias entre ellas; el cálculo de los valores que deben asumir estos componentes, de manera que se logren niveles de seguridad estructural adecuados a las condiciones reales del tránsito vehicular en México, es parte fundamental de este trabajo. Las dimensiones de las áreas de contacto (vista en planta) se determinan en función de las magnitudes de las cargas virtuales, de acuerdo con el reglamento de la AASHTO.

#### 4.1 Estudios estadísticos de correlación y regresión. Justificación del modelo conceptual

Con el fin de verificar si la topología propuesta es adecuada y, posteriormente, calcular los valores que se les deben asignar a CV1, CV2 y CV3, se formularon las siguientes **variables aleatorias**, en función de las variables aleatorias **pesos de los ejes**,  $PE_i$ , donde  $i$  es el número del eje:

$$\begin{aligned}
 PE1 &= \text{peso del eje 1 (delantero)} \\
 PT1 &= \text{peso del tándem 1 (del tractor)} = PE2 + PE3 \\
 PT2 &= \text{peso del "tándem" 2 (del trídem en los T3-S3 y del doble tándem en los T3-S2-R4)} \\
 &= PE4 + PE5 + PE6 + (PE7)
 \end{aligned}$$

El nombre de PT2 se asigna arbitrariamente, para dar secuencia a la nomenclatura. Las cargas virtuales CV1, CV2 y CV3 se relacionan, respectivamente, con PE1, PT1 y PT2.

Para realizar los análisis estadísticos, es necesario calcular primero los valores que asumen PE1, PT1 y PT2 en cada vehículo de la muestra, conjuntando así muestras de dichas variables aleatorias.

Un propósito importante que se tuvo al calcular los elementos mecánicos máximos, adicional al que se indicó en el capítulo 2, fue realizar estudios de **regresión y correlación estadísticas** de éstos con los pesos de los tándems 1 y 2, para verificar si estos últimos pueden sustituir a las cargas de los grupos de ejes individuales que los conforman y, por tanto, **justificar** que el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas tenga sólo tres ejes de aplicación.

En este proceso de análisis estadístico, se incluyó también a la separación DE3 entre las cargas PT1 y PT2 de cada vehículo, DE3.

De esta forma, se estableció un estudio de regresión y correlación lineal múltiples, en que el modelo matemático fue  $M(o V) = A + B PT2 + C PT1 + E DE3$

en el cual A, B, C y E son coeficientes cuyos valores se determinan al calcular la regresión estadística para cada claro de puente; es decir, se obtiene una ecuación para cada una de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45 (el número a la derecha de M y V denota la longitud del puente). Asimismo, para cada uno de estos seis casos, se obtiene el coeficiente de correlación correspondiente.

Este estudio se realizó con las muestras de los tres años de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4, conjuntando una sola.

Las conclusiones fueron:

1. En todos los casos se obtuvo una **magnífica relación lineal**; como ilustración, basta señalar que los respectivos valores del coeficiente de correlación fueron 98.5, 99.1, 98.3, 98.1, 98.2 y 87.9 por ciento. Las ecuaciones que se obtuvieron al hacer los ajustes por mínimos cuadrados, utilizando los valores de cada variable asociados a cada uno de los 20,258 vehículos de la muestra son:

$$\begin{array}{llll} M45 = & 58.6 + & 13.00 PT2 + & 4.09 PT1 - 3.04 DE3 & (1) \\ V45 = & 6.61 + & 1.12 PT2 + & 0.53 PT1 - 0.29 DE3 & (2) \\ M30 = & 83.8 + & 7.55 PT2 + & 2.73 PT1 - 8.43 DE3 & (3) \\ V30 = & 12.9 + & 0.97 PT2 + & 0.60 PT1 - 1.14 DE3 & (4) \\ M15 = & 59.0 + & 2.78 PT2 + & 0.53 PT1 - 6.64 DE3 & (5) \\ V15 = & 22.9 + & 0.66 PT2 + & 0.44 PT1 - 1.97 DE3 & (6) \end{array}$$

2. Mediante diversos análisis de variancia, se determinó que PT2 es, con mucho, la variable aleatoria que más influye en cada uno de los elementos mecánicos; enseguida PT1 y DE3 (referencia 4). En la figura 3 se presenta, como ejemplo, la regresión lineal marginal de M45 con PT2, en la que se aprecia la magnífica relación que existe entre ellas; el coeficiente de correlación, R, en este caso, es 98%.
3. Los efectos de las cargas por eje de los vehículos T3-S3 y T3-S2-R4 pueden modelarse muy bien utilizando las correspondientes resultantes PT1 y PT2, con lo cual **se comprueba que la topología que se propone para el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas es adecuada**, ya que estas dos variables y DE3 **son suficientes** para reproducir con suficiente precisión los elementos mecánicos máximos que producen ambos tipos de vehículos.
4. Por lo anterior, las magnitudes de las cargas virtuales CV2 y CV3 del modelo de cargas vivas, se pueden calcular mediante análisis probabilísticos de las variables aleatorias PT1 y PT2, respectivamente.

#### 4.2 Desarrollo cuantitativo del modelo de cargas vivas

Como se indicó anteriormente, el modelo de cargas vivas vehiculares que se pretende desarrollar tiene dos sistemas de cargas:

**El primero se conforma con tres cargas concentradas con diferentes magnitudes y separaciones entre sí; el segundo tiene una carga uniformemente distribuida que se aplica a lo largo del carril de circulación, el cual se asume de 3.0m de ancho. Ambas se aplican simultáneamente en las posiciones que ocasionen los efectos más desfavorables.**

Las magnitudes de todas las cargas virtuales se calculan aquí realizando diversos análisis probabilísticos de confiabilidad, en los que se establece un riesgo (probabilidad) muy pequeño de que sean excedidas en el lapso esperado de vida útil del puente, de manera que al aplicar las cargas que resultan, para diseño o revisión, se logre un nivel de seguridad estructural razonablemente alto. Las separaciones entre las cargas concentradas se proponen mediante ajustes estadísticos.

El primer sistema se formula con sólo tres cargas para lograr un modelo simple de aplicar, y porque **se demostró** en el capítulo anterior que éstas son suficientes, toda vez que los pesos de los grupos de ejes que transfieren las cargas más altas a los puentes se pueden representar por sus resultantes, que se denominaron PT1 y PT2, ya que los momentos

flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que producen los vehículos reales T3-S3 y T3-S2-R4 están fuertemente correlacionados con las magnitudes que asumen PT1 y PT2. La tercer carga representa al peso del eje delantero del vehículo virtual, PED.

#### 4.2.1 Metodología para integrar cuantitativamente el modelo

Con el fin de determinar qué valores asignarles a cada una de las variables aleatorias que participan en el modelo de cargas vivas y quede definido éste en términos cuantitativos, como parte de esta investigación se ideó la siguiente metodología:

1. Con base en los datos correspondientes a las variables PT1, PT2 y PED que intervienen en el modelo, determinar y calcular las leyes de probabilidades que pueden representar adecuadamente el carácter aleatorio de cada una, con el fin de utilizarlas para realizar los respectivos análisis probabilísticos de riesgos de excedencia.
2. Con base en las leyes de probabilidades que se asignen, calcular los valores que corresponden a PED, PT1 y PT2, de manera que éstos sólo sean rebasados en un lapso de vida útil de diseño del puente de 50 años (escogido como razonable) con una **probabilidad muy baja**, es decir, que el riesgo sea muy pequeño. Los resultados que así se obtengan serán los valores de las **cargas virtuales** que integren el sistema de cargas concentradas garantizando un nivel de confiabilidad adecuado, las cuales se denotan como CV1, CV2 y CV3, respectivamente.
3. Asignar, con base en los resultados de los análisis estadísticos de las separaciones entre los ejes, los dos valores de las separaciones,  $d_1$  y  $d_2$  que se propongan entre las cargas.
4. Con el fin de **valorar la eficacia del sistema de cargas concentradas**, determinar y calcular con los datos de las respectivas muestras, las leyes de probabilidades que pueden representar razonablemente a las variables aleatorias **momentos flexionantes** (M15, M30 y M45) y **fuerzas cortantes** (V15, V30 y V45) **máximos**.
5. Con base en las leyes de probabilidades que se establezcan en el paso 4, calcular los valores de dichas variables que corresponden a una probabilidad pequeña de que **sean excedidos en un periodo de 50 años**. Esta probabilidad es igual a la que se utilice en el paso 2 para estimar a CV1, CV2 y CV3.
6. Calcular los valores esperados de los elementos mecánicos máximos, usando las ecuaciones de las respectivas regresiones múltiples (ecuaciones 1 a 6), haciendo  $PT1=CV2$ ,  $PT2=CV3$  y  $DE3=D$ .
7. Aplicar a los mismos puentes el sistema de cargas concentradas del modelo, con el fin de validarlo al comparar los resultados con los determinados en los puntos 5 y 6. En caso necesario, hacer ajustes.
8. Calcular el **factor de carga viva vehicular básico** y generar el **sistema de cargas concentradas nominales** del modelo. Asimismo, generar los factores de carga viva para las diferentes combinaciones de carga que conforman los diversos estados límite para diseño y servicio.
9. Calcular, mediante un procedimiento de simulación estocástica, la **magnitud de la carga virtual uniformemente repartida**, que constituye el segundo sistema de cargas del modelo.
10. Validar el modelo completo de cargas vivas vehiculares.

Vale la pena señalar que esta metodología puede ser aplicada en otros países que cuenten con la información estadística del tránsito de los vehículos pesados; asimismo, dado que el patrón de las flotas vehiculares puede cambiar con el tiempo, sobre todo si los controles de pesos y dimensiones se hacen intensiva y eficazmente, la metodología propuesta se puede aplicar periódicamente para evaluar el modelo con nuevos datos estadísticos y, en su caso, modificarlo para actualizarlo.

#### 4.2.2 Cálculo del sistema de cargas concentradas

Mediante diversos análisis de bondad de ajuste de algunos modelos teóricos probabilísticos, a las distribuciones empíricas de frecuencias relativas acumuladas que se calcularon con todos los datos de las variables aleatorias PT1 y PT2, se determinó que la **distribución de Weibull** (referencia 7) resultó la más razonable en ambos casos (referencias 4 y 9). Todos los cálculos se realizaron con el paquete de cómputo MINITAB.

En la figura 4 se muestran ambos casos trazados en escalas de Weibull; el cálculo de las rectas que representan a las distribuciones de probabilidades acumuladas de Weibull, se realizó con el método de mínimos cuadrados. En ella se observa que en valores pequeños de PT1 y PT2 el ajuste no es bueno, pero en el rango de valores medianos a grandes (de 18t y 20t en adelante, respectivamente), se tienen muy buenos ajustes de dicha ley de probabilidades (los valores muy grandes son los de interés para diseño).

Para calcular el valor de cada carga virtual, CV2 y CV3, mediante los análisis probabilísticos de riesgo, se tomó la decisión de que el **periodo de no excedencia** de las cargas para diseño de los puentes sea de **50 años**, con lo cual se logra un nivel de seguridad razonablemente alto. Si se deseara otro, sería fácil recalcular ambas cargas.

Tomando en cuenta la cantidad de vehículos y los lapsos de muestreo, se estimó frecuentemente la probabilidad de

excedencia correspondiente. Al considerar que la muestra tiene 20,258 vehículos registrados en 103 días, el número de vehículos y la probabilidad de excedencia en 50 años son, respectivamente, 3,589,403 y  $2.78 \times 10^{-7}$ , y el valor correspondiente de PT1 es  $CV2 = 44.4t$ .

Para calcular el valor de la carga virtual CV3, se realizó un análisis semejante al anterior, con la distribución de probabilidades acumuladas de Weibull que se ajustó a PT2, habiéndose obtenido  $CV3 = 71.2t$ . Vale la pena señalar que si se hubiese tomado una probabilidad de excedencia de  $10^{-7}$  (casi el triple de vehículos) los valores de PT1 y PT2 cambiarían muy poco (1.8%), siendo iguales a 45.2t y 72.5t, respectivamente.

Para calcular el valor de la carga virtual CV1, se hicieron análisis probabilísticos de riesgo con la variable aleatoria PED, utilizando las distribuciones de Weibull, normal y log-normal, resultando los ajustes poco satisfactorios en el rango de valores grandes; para la probabilidad de excedencia de  $2.78 \times 10^{-7}$ , con estas dos últimas se obtienen los percentiles 8.1t y 10.9t, respectivamente. Para el modelo se tomó  $CV1 = 9t$ .

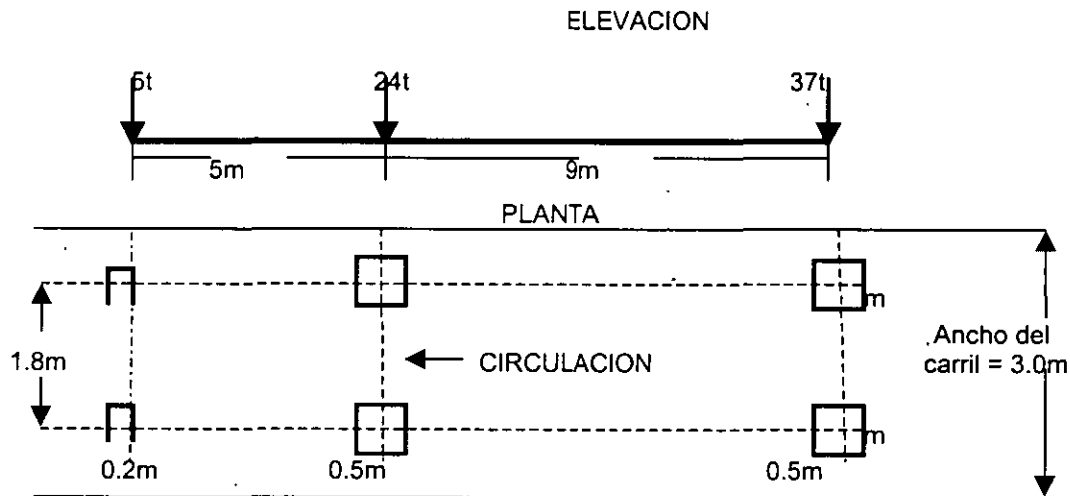
Para establecer las distancias  $d_1$  y  $d_2$  del sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas, se utilizaron los promedios que se calcularon con las muestras de las separaciones de los ejes vehiculares involucrados en cada caso; con ellos se determinó que  $d_1 = 5m$  y  $d_2 = 9m$ .

#### 4.2.3 Determinación del sistema de cargas concentradas nominales y de los factores de carga viva

Los valores de las cargas virtuales antes calculados son los que se utilizarían para el análisis estructural; sin embargo, para que el modelo sea congruente con los criterios de diseño por **estados límite**, que prevalecen en los reglamentos para diseño de puentes, en los que intervienen factores de carga y de resistencia, es necesario reducirlos dividiéndolos entre el **factor de carga viva básico** que se determinará a continuación, y generar así el **sistema de cargas concentradas nominales** del modelo de cargas vivas.

Tomando como valor nominal el peso bruto vehicular máximo que permite el RPD, redondeado a las unidades, de 66t, y considerando que la suma de las cargas virtuales es 124.6t, se obtiene que el **factor de carga viva básico** es el cociente del segundo entre el primero, o sea 1.88, el cual, redondeado a una decimal, es 1.9.

Dividiendo entre 1.88 a las cargas virtuales, redondeando a las unidades y ajustando a que la suma sea 66t, se obtiene que las cargas nominales son  $P_1 = 5t$ ,  $P_2 = 24t$  y  $P_3 = 37t$ . Con las mitades de estos valores se calcularon las áreas de aplicación en cada lado de los ejes virtuales, utilizando la fórmula que propone la AASHTO. Por tanto, el **sistema de cargas concentradas nominales del modelo de cargas vivas** queda con la siguiente topología:



Este sistema de cargas debe multiplicarse por el **factor de carga viva** que le corresponda a cada estado límite que se utilice en el proceso de diseño de la estructura de cada puente, siendo el valor básico de 1.9 el aplicable a la combinación de cargas denominada en el reglamento de la AASHTO como "**Resistencia I**"; a partir de éste se calcularon (referencia 4) los **factores de carga viva para las demás combinaciones de cargas que se involucran en los otros estados límite**, mismos que aparecen en la columna sombreada de la tabla 1.

**TABLA 1 – FACTORES DE CARGA**

Tipos de carga →	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Use éstas, una a la vez			
										EQ	IC	CT	CV
Resistencia - I	$\gamma_P$	1.9	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Resistencia - II	$\gamma_P$	1.5	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Resistencia - III	$\gamma_P$	-	1.00	1.40	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Resistencia - IV EH, EV, ES, DW Sólo DC	$\gamma_P$ 1.5	-	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	-	-	-	-	-	-
Resistencia - V	$\gamma_P$	1.5	1.00	0.40	0.40	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Evento extremo - I	$\gamma_P$	0.55	1.00	-	-	1.00	-	-	-	1.00	-	-	-
Evento extremo - II	$\gamma_P$	0.55	1.00	-	-	1.00	-	-	-	-	1.00	1.00	1.00
Servicio - I	1.00	1.2	1.00	0.30	0.30	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Servicio - II	1.00	1.6	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20			-	-	-	-
Servicio - III	1.00	1.0	1.00	-	-	1.00	0.50/1.20	$\gamma_{TG}$	$\gamma_{SE}$	-	-	-	-
Fatiga, LL, IM y CE solamente	-	0.9	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Los estados límite y la notación utilizados en la tabla 1 son los del reglamento AASHTO; en particular, LL = carga viva vehicular, IM = efecto dinámico de la carga viva, CE = fuerza centrífuga vehicular, BR = fuerza de frenado, PL = carga viva peatonal, LS = sobrecarga de la carga viva.

#### 4.2.4 Presencia múltiple de cargas vivas

En los diversos reglamentos que existen para el diseño estructural de puentes, es aceptable multiplicar por factores iguales o menores que uno a los sistemas de carga viva, cuando éstos se aplican a más de un carril simultáneamente; en el actual reglamento de la AASHTO se especifica un factor de 1.2 al aplicarse a un solo carril.

En virtud de que las magnitudes de las cargas que se calcularon aquí para el modelo de cargas vivas, corresponden a una probabilidad de excedencia adoptada como aceptable en una sola línea de tránsito, no se requiere incrementar la carga viva cuando se utiliza un solo carril. Por consiguiente, se propone utilizar los factores de presencia múltiple señalados en la tabla 2, los cuales se adoptaron del reglamento OHBDC, por corresponder a probabilidades de excedencia razonablemente pequeñas, según se demostró en la referencia 4.

Tabla 2. Factores de presencia múltiple

Número de líneas cargadas	Factor de presencia múltiple, "m"
1	1.00
2	0.90
3	0.80
4	0.70
5	0.60
6 o más	0.55

#### 4.2.5 Validación del sistema de cargas concentradas

Para validar la eficacia de este sistema de cargas concentradas, utilizando el factor de carga viva básico de 1.9, se

compararon los resultados de su aplicación en puentes con claros de 15m a 45m, con los elementos mecánicos de los tres casos siguientes:

1. Con los valores reales más grandes que se obtuvieron con la muestra.
2. Con los valores máximos esperados en 50 años, que resultan de diversos análisis probabilísticos de confiabilidad (referencia 4).
3. Con los valores que se predicen con las ecuaciones 1 a 6 de regresión múltiple antes calculadas.

Para la validación 2, se ajustaron leyes de probabilidades de Weibull a las distribuciones de frecuencias acumuladas que se calcularon con las muestras de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45, como las que se presentan en la figura 5. Con ellas se calcularon los valores máximos esperados correspondientes a la probabilidad de excedencia de  $2.78 \times 10^{-7}$ , los cuales aparecen en la tabla 3, junto con los demás elementos mecánicos del proceso de validación.

En la tabla 3 se aprecia que los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas **son mayores**, entre 0.4% y 7.2%, que los valores reales más altos y que los que se predicen con los análisis probabilísticos y de regresión múltiple (que aparecen sombreados), excepto en el caso de M45 en que dicho sistema subestima ligeramente, en 1.9%, al máximo real, por lo que se concluye que este sistema de cargas es **satisfactorio** (este pequeño déficit se compensa luego con la carga uniforme).

Tabla 3. Validación del modelo. Caso 3

Elemento mecánico	Máximos Reales	Predicción con regresión múltiple	Predicción con modelo probabilístico	Sistema de cargas concentradas	Diferencia máxima
M45, t-m	1174	1132	1122	1152	-1.9%
M30, t-m	685	663	673	688	0.4%
M15, t-m	232	219	245	264	7.8%
V45,t	108	107	105	113	4.6%
V30,t	96	98	97	107	7.0%
V15,t	83	72	80	89	7.2%

#### 4.2.6 Cálculo de la carga uniformemente distribuida

Con el fin de calcular el valor de la carga virtual uniformemente repartida, que conforma la segunda parte del modelo de cargas vivas, se diseñó y realizó un proceso de **simulación estocástica de la ocurrencia secuencial de vehículos pesados** sobre un solo carril de un puente, tomando tres vehículos, uno tras otro, muy cercanos entre sí, de acuerdo con el procedimiento señalado en la referencia 4. El total de tercias generadas fue de 132.

Al calcular los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que cada tercia de vehículos le ocasiona a cada puente, tomando claros de 15, 30, 45 y 60 metros, se obtuvieron gráficas, ecuaciones de regresión e intervalos de predicción del 95% de nivel de confianza como la que se muestra en la figura 6, en la que aparecen los elementos mecánicos máximos de cada caso, versus el logaritmo de la probabilidad de que los tres vehículos de cada tercia excedan el valor del peso del tándem 2 que cada uno tiene. En todos los casos se logran regresiones con coeficientes de correlación lineal de 59 a 70% (referencia 4).

Para calcular el valor de la carga virtual uniformemente distribuida,  $\omega'$ , se empleó la probabilidad de excedencia de  $2.74 \times 10^{-7}$ , que es la misma que se utilizó para el sistema de cargas virtuales concentradas; asimismo, para incrementar la confiabilidad, al valor de cada elemento mecánico calculado con las ecuaciones de regresión, se le agregó la semiamplitud del intervalo de predicción del 95% de nivel de confianza. Con cada uno de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes se calculó el valor de  $\omega'$  y se adoptó el mayor. Al dividir éste entre el factor de carga viva básico de 1.9, se llegó a que la carga uniforme nominal,  $\omega$ , vale 0.5t/m, para puentes con claros inferiores a 60m.

Para extender la aplicación del modelo para **claros de 60 a 90 metros**, se realizaron ajustes de curvas de segundo grado a cada uno de los elementos mecánicos máximos de las secuencias de vehículos, en el intervalo de claros de 15 a 60m, y se extrapolaron hasta 90m.

Con los momentos flexionantes y fuerzas cortantes que resultaron, se calcularon los valores de  $\omega$  para distintas longitudes, y se determinó la siguiente ecuación:

$$\omega = 0.5 + (L - 60)/60, \text{ si } 60\text{m} < L \leq 90\text{m} \quad (7)$$



donde L es la longitud del claro (referencia 4).

En las figuras 7 y 8 se muestran los elementos mecánicos que resultan al aplicar el modelo completo de cargas vivas. En los cálculos se utilizó el factor de carga de 1.9 para ambos sistemas de carga y los factores de impacto de 1.33 y 1.0 para los de cargas concentradas y uniforme, respectivamente.

#### 4.2.7 Efecto dinámico de la carga viva vehicular; fuerzas centrífuga y de frenado

Con el fin de tomar en cuenta la amplificación dinámica que ocurre en el puente cuando los vehículos ruedan sobre superficies rugosas, con ondulaciones o baches, o con discontinuidades entre la carpeta de la carretera y la losa del puente o entre diversos tramos de puente, lo cual ocasiona impactos sobre la estructura y vibraciones de ésta, es necesario que las cargas vehiculares (o sus efectos) se multipliquen por un factor que se denomina **factor de impacto**.

En este trabajo se propone utilizar, para los dos modelos de cargas vivas, los mismos valores, criterios y excepciones que se especifican en el reglamento vigente de la AASHTO, en su sección 3.6.2, para incorporar el efecto dinámico.

En tal caso, las cargas estáticas establecidas en los dos sistemas de cargas concentradas aquí desarrollados, deben multiplicarse por el **factor de impacto, FI**:

$$FI = (1 + IM/100) \quad (8)$$

en donde IM representa el **efecto dinámico**, el cual asume los valores señalados en la siguiente tabla:

Componente	IM, %
Losas con juntas, en todos los estados límite	75
Otros componentes:	
- Fatiga y estado límite de fractura	15
- Todos los otros estados límite	33

Para componentes enterrados y puentes de madera se especifican otros valores. En el caso del subsistema de **carga uniforme**, se considera que  $IM = 0$ , o sea,  $FI = 1$ .

En adición a lo anterior, es recomendable que se revise si la estructura del puente, al vibrar por el paso de los vehículos, sufre desplazamientos verticales que sobrepasen a los que son confortables o preocupantes para los conductores y los peatones. En el reglamento canadiense OHBCD se establecen las gráficas que se muestran en la figura 9; la **deflexión estática, d**, se calcula utilizando sólo el sistema de cargas concentradas del modelo correspondiente, situado en el centro del claro, donde su efecto sea mayor, sobre una sola línea de tránsito. Los valores aceptables son los que coinciden con la curva correspondiente a cada caso o están por debajo de ella.

#### 4.2.8 Validación final del modelo.

Para realizar la validación final del modelo aquí desarrollado, se tomaron como **casos extremos** los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes que se predicen con las distribuciones de Weibull que se calcularon para los 2,603 vehículos T3-S2-R4 únicamente, muestreados durante 103 días (figuras 10 y 11), asociados a la probabilidad de excedencia de  $2.15 \times 10^{-6}$ , que corresponde a un periodo de 50 años y al número esperado de este tipo de vehículos en ese lapso, de acuerdo con la muestra completa (referencia 4). Estos son los casos extremos, porque los valores que se obtienen son mayores que los que se predicen al conjuntar la muestra de estos vehículos con la de los T3-S3.

En la figura 12 se muestran los momentos flexionantes que se obtienen al aplicar el modelo, con **factor de carga** de 1.9, con ambos sistemas de carga y **factores de impacto** de 1.33 y 1.0 para las cargas concentradas y uniforme, respectivamente; asimismo, se presentan los valores extremos afectados por el factor de impacto de 1.33, identificados como "**máximo maximorum**", notándose una gran coincidencia entre las respectivas poligonales, por lo que **el modelo cubre satisfactoriamente esta situación**.

En dicha figura se comparan también ambos resultados con los que resultan de aplicar los modelos de cargas vivas

que establecen los reglamentos europeo (referencia 8), americano (AASHTO-94) y canadiense (OHBOC); en ellas se aprecia que estos dos últimos quedan muy por debajo, por lo que son inadecuados para aplicarse en México, y que el primero queda por arriba, salvo en  $L = 30m$ .

En la figura 13 se presentan los valores relativos de los momentos flexionantes de los mismos casos anteriores, con respecto a los que arroja el modelo aquí propuesto. En ella se confirma que el **modelo propuesto cubre muy bien los casos extremos** (máximo maximorum), con diferencias que van de +12, -3, -1 y +2 por ciento para longitudes de 15, 30, 45 y 60 metros, respectivamente.

Por otra parte, en la misma figura se nota que los momentos flexionantes que se obtienen al aplicar el reglamento AASHTO-94, tienen **déficits** superiores al 20%, en tanto que con el OHBCD éstos son mayores, del 30% al 40%. En contraste, los resultados del Eurocódigo son parecidos a los del modelo propuesto en longitudes de 15 y 30m, y un poco mayores, hasta del 10%, en 45 y 60m.

En lo que se refiere a las fuerzas cortantes, en la figura 14 se muestran los resultados. En ella se aprecia que los valores del modelo propuesto superan un poco a los máximos maximorum, **por lo que son muy satisfactorios**; asimismo, se aprecia que los resultados de aplicar los modelos de carga viva de los reglamentos americano y canadiense **están muy por debajo** de éstos, lo cual confirma que **no son adecuados** para aplicarse en México, en tanto que el Eurocódigo da valores inferiores en 15, 30 y 45 metros, y superiores en 60m.

Asimismo, en la figura 15 se muestran las fuerzas cortantes relativas con respecto a las que resultan del modelo aquí propuesto, en la que se aprecia que este modelo da resultados por arriba de los máximos maximorum entre 3 y 5 por ciento, por lo que son muy razonables.

Por su parte, el Eurocódigo subestima en 12% y 9% a los máximos maximorum asociados a 15 y 30m, da casi exacto en 45m y sobrestima en 7% en 60m. En contraste, el AASHTO proporciona valores por debajo de los máximos maximorum, entre 21% y 30%, y el OHBCD arroja resultados deficitarios entre 32% y 42%.

**Como conclusión, las evaluaciones realizadas al modelo de cargas vivas vehiculares aquí desarrollado, arrojaron resultados muy satisfactorios, por brindar un nivel de seguridad suficientemente alto, y lo acreditan como adecuado para ser usado en la práctica profesional para el análisis estructural de los puentes que se ubiquen en carreteras tipos A, B y C de México.**

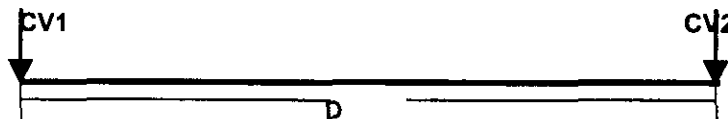
Por tanto, se recomienda que para el diseño de las estructuras de los puentes, en carreteras tipos A, B y C, se utilice el reglamento de la AASHTO, **pero cambiando el modelo de cargas vivas vehiculares, los factores de carga viva y los factores de carriles múltiples por los que se generaron en este trabajo.**

## 5. \_\_\_ Diseño del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras alimentadoras

Como punto de partida para diseñar el subsistema de cargas concentradas del modelo de cargas vivas para puentes en carreteras tipo D, **se planteó la hipótesis** de que el momento flexionante y la fuerza cortante máximos que cada vehículo le ocasiona a un puente, dependen fundamentalmente de la carga total (resultante) que baja por los dos ejes traseros del tándem; **estadísticamente se comprobó que esta hipótesis es correcta.**

Por esto se decide que el sistema de cargas concentradas tenga una topología simple, de dos ejes de aplicación únicamente, creando así un **"vehículo virtual"** (no existe, pero modela a uno real), que tiene un eje delantero y sólo un trasero; el delantero corresponde al de igual posición en el camión, en tanto que el trasero representa el peso total que baja por el tándem (referencias 5 y 10).

Por tanto, se propone que el **sistema de cargas concentradas** tenga la siguiente topología:



En esta figura los símbolos **CV1** y **CV2** representan a las **"cargas virtuales"** del **"vehículo virtual"**, y **D** es la distancia entre ellas; el cálculo de los valores que deben asumir estos componentes, de manera que se logren niveles de seguridad estructural adecuados, considerando las condiciones reales del tránsito de vehículos C3 muy pesados en las carreteras alimentadoras de México, es parte fundamental de este trabajo. Las dimensiones de las áreas de contacto (vistas en planta) de las cargas virtuales, se determinan en función de sus magnitudes, de acuerdo con el reglamento e la AASHTO.

### 5.1 Estudios estadísticos de correlación y regresión múltiples. Justificación del modelo conceptual

Con el fin de verificar si la topología que se propone para el sistema de cargas concentradas es adecuada y, posteriormente, calcular los valores que se les deben asignar a CV1 y CV2, para cumplir con la meta de obtener niveles de seguridad adecuados, se formularon las siguientes variables aleatorias, en función de los pesos de los ejes, PE<sub>i</sub>, donde i es el número del eje:

$$\begin{aligned} PE1 &= \text{peso del eje 1 (delantero)} \\ PT &= \text{peso del tándem} = PE2 + PE3 \end{aligned}$$

Las cargas virtuales CV1 y CV2 se relacionan, respectivamente, con PE1 y PT, y se calculan en la sección 5.2.1.

Para realizar los análisis estadísticos, es necesario calcular primero los valores que asumen PE1 y PT en cada vehículo C3 de la muestra, conjuntando así muestras de dichas variables aleatorias.

Como siguiente paso, se calcularon los momentos flexionantes y fuerzas cortantes Máximos que cada vehículo de la muestra le ocasiona a puentes de 15, 30 y 45m de claro, idealizados como vigas simplemente apoyadas, los cuales se denotan como M15, M30, M45, V15, V30 y V45, respectivamente. Para sistematizar los cálculos de estos elementos mecánicos, se diseñó una base de datos y se elaboró un programa de cómputo.

Asimismo, con el propósito inicial de verificar si el peso del tándem puede representar adecuadamente a las dos cargas que lo conforman, con el fin de calcular los elementos mecánicos para diseño, y para luego validar la eficacia del sistema de cargas concentradas, se formularon las variables aleatorias "momento flexionante máximo, M" y "fuerza cortante máxima, V", y se calcularon los valores que éstas asumen al cargar un puente con cada vehículo C3 de la muestra, utilizando los pesos de sus tres ejes. Esto se hizo para puentes simplemente apoyados de 15m 30m y 45m de claro, generándose muestras que corresponden a estas nuevas variables.

Con estas nuevas muestras se realizaron los estudios de regresión y correlación lineal múltiples, en los que el modelo matemático fue

$$M \text{ (o } V) = A + B PT + C PE1 + E DE1$$

en el cual A, B, C y E son coeficientes cuyos valores se determinan al calcular las regresiones estadísticas para cada claro de puente; es decir, se obtiene una ecuación para cada una de las variables aleatorias M15, M30, M45, V15, V30 y V45. Asimismo, para cada uno de estos seis casos, se calcula el coeficiente de correlación lineal correspondiente. Las ecuaciones que se obtuvieron al hacer los ajustes por mínimos cuadrados, utilizando los datos de cada variable, asociados a cada uno de los 18,779 vehículos C3 de la muestra, son:

$$\begin{aligned} M45 &= 14.6 + 10.9PT + 8.02PE1 - 2.29DE1 & (9) \\ M30 &= 13.6 + 7.16PT + 4.61PE1 - 2.32DE1 & (10) \\ M15 &= 12.5 + 3.39PT + 1.22PE1 - 2.32DE1 & (11) \\ V45 &= 0.8 + 0.99PT + 0.78PE1 - 0.10DE1 & (12) \\ V30 &= 1.1 + 0.98PT + 0.73PE1 - 0.16DE1 & (13) \\ V15 &= 1.8 + 0.96PT + 0.54PE1 - 0.33DE1 & (14) \end{aligned}$$

Las conclusiones fueron las siguientes:

1. En todos los casos se obtuvo una magnífica relación lineal; como ilustración, basta señalar que los diferentes valores del coeficiente de correlación fueron superiores a 99.80%. Por lo mismo, con estas seis ecuaciones se pueden predecir los valores que se espera asuman los elementos mecánicos máximos que corresponden a la tema de valores PT=CV2, PE1=CV1 y DE1=D; por lo tanto, serán utilizadas en la sección 5.2.4, para realizar una de las evaluaciones del sistema de cargas concentradas.
2. Mediante diversos análisis de variancia (referencia 5), se determinó que, en efecto, PT es la variable aleatoria que **más influye** en cada uno de los elementos mecánicos. Por lo tanto, el peso del tándem puede representar en el modelo a las cargas de los dos ejes que lo conforman. En las figuras 16 y 17 se presentan, como ejemplos, las regresiones lineales marginales de M45 y V45 con PT, en las que se aprecia la magnífica relación que existe entre ellas; el coeficiente de correlación, en estos casos, es 99%.

**Con estas conclusiones se comprueba que el diseño conceptual del sistema con sólo dos cargas concentradas es adecuado;** por lo tanto, las magnitudes de las cargas virtuales CV1 y CV2 se pueden calcular mediante análisis probabilísticos de las variables aleatorias PE1 y PT, respectivamente.

## 5.2 Cálculo y validación del subsistema de cargas concentradas

Con el fin de calcular los valores que deben asignarse a cada una de las tres variables aleatorias que participan en el

sistema de cargas vivas, para que quede definido éste en términos cuantitativos, se adaptó a este caso la metodología que se describe en el capítulo 4, quedando de la siguiente manera:

1. Utilizando los datos de las variables peso del tándem, PT, y peso bruto, PB, determinar las leyes de probabilidades que pueden representar adecuadamente el carácter aleatorio de cada una.
2. Con base en las leyes de probabilidades que se asignen, calcular los valores CV2 y PBV que corresponden a PT y PB, respectivamente, de manera que éstos sólo puedan ser rebasados en un lapso de vida útil del puente con una probabilidad muy baja que se establezca; es decir, que el riesgo de excedencia sea muy pequeño y la confiabilidad muy alta. Con éstos se obtiene luego a CV1, mediante la ecuación:  $CV1 = PBV - CV2$ .
3. Asignar, con base en análisis estadísticos de las separaciones entre los ejes, el valor de la separación, D, que se proponga entre las dos cargas.
4. Escalar las cargas virtuales, multiplicándolas por un factor reductivo igual a 0.788, que resulta de dividir el valor máximo del peso bruto que permite el RPD para camiones C3 en carreteras alimentadoras (20.5t) entre el que autoriza para carreteras principales (26.0t), ya que los datos vehiculares fueron captados en estas últimas y el subsistema de cargas se utilizará en las primeras. Con esto se obtienen nuevos valores de CV1 y CV2.
5. Calcular el **factor de carga viva vehicular básico** y generar el **sistema de cargas concentradas virtuales nominales** del sistema, en congruencia con el peso bruto máximo establecido en el RPD para vehículos C3 en carreteras alimentadoras (20.5t). Con esto se obtienen los valores nominales de CV1 y CV2.
6. Con el fin de valorar la eficacia del subsistema, determinar las leyes de probabilidades que pueden representar razonablemente el carácter aleatorio de las variables **momentos flexionantes (M45, M30 y M15) y fuerzas cortantes (V45, V30 y V15) máximos** que producen las cargas de los vehículos C3 de la muestra en los puentes simplemente apoyados de 45, 30 y 15m de claro.
7. Determinar los valores de cada una de dichas variables que corresponden a una probabilidad muy pequeña de que **sean excedidos en el lapso previsto de vida útil del puente**. Esta probabilidad es igual a la que se utilice para calcular a CV1, CV2 y PBV, en el punto 2.
8. Calcular los valores de los mismos elementos mecánicos, empleando las ecuaciones de las respectivas regresiones múltiples, haciendo  $PT = CV2$ ,  $PE1 = CV1$  y  $DE1 = D$  (valores de las cargas virtuales nominales) y multiplicando los resultados por el factor de carga viva básico.
9. Aplicar a los mismos puentes, referidos en el punto 4, el sistema de cargas virtuales nominales concentradas, calcular los elementos mecánicos máximos y multiplicarlos por el factor de carga viva básico; validar los resultados comparándolos con los determinados en los puntos 7 y 8. En caso necesario, hacer ajustes al sistema.
10. Calcular la magnitud de la **carga virtual uniformemente repartida**, que constituye el segundo sistema de cargas del modelo, mediante un proceso de simulación estocástica.
11. Comparar los resultados de aplicar el modelo de cargas vivas vehiculares que aquí se desarrolla, con los que se obtienen al utilizar los que se especifican en los reglamentos de la AASHTO-94 y OHBDC, incorporando en cada caso los factores de carga viva y de impacto respectivos.

### 5.2.1 Cálculo de los componentes CV1, CV2 y D, del sistema de cargas concentradas

Mediante diversos análisis de bondad de ajuste de algunos modelos teóricos probabilísticos, a las distribuciones empíricas de frecuencias relativas acumuladas de los datos de las variables aleatorias PB y PT, se determinó que la **distribución de Weibull** resultó la más razonable en ambos casos (referencia 5).

Como ilustración, en las figuras 18 y 19 se muestran en escalas de Weibull, los casos de las variables PT y PB, respectivamente, para la muestra total. En ellas se aprecia que las respectivas distribuciones de probabilidades acumuladas de Weibull, representadas por las líneas rectas que se calcularon por mínimos cuadrados, se ajustan muy bien en el rango de valores grandes de ambas variables (del percentil 50 en adelante), que es el de interés para calcular las cargas virtuales.

Con el propósito de que el diseñador pueda seleccionar una de varias opciones de cantidades, N, de vehículos C3 que se espera transiten sobre un puente dado, **durante la vida útil del mismo**, se tomaron cuatro casos: 10,000, 100,000, 1,000,000 y 10,000,000. Mediante asignación frecuencial, a los valores más grandes de PT en cada caso les corresponden, respectivamente, probabilidades de excedencia (de que sean iguales o mayores),  $P = \text{Prob}(PT \geq CV2) = 1/N$ , de  $10^{-4}$ ,  $10^{-5}$ ,  $10^{-6}$  y  $10^{-7}$  (el valor de N es un parámetro de proyecto). En la siguiente tabla se presentan los valores de CV2 y PBV, que se calculan con las respectivas distribuciones de Weibull, para estas probabilidades (riesgos); los valores de CV1 se obtienen mediante la resta  $PBV - CV2$ .

N	P	CV2, t	PBV, t	CV1=PBV-CV2, t
$10^4$	$10^{-4}$	42.9	49.3	6.4
$10^5$	$10^{-5}$	46.0	52.8	6.8
$10^6$	$10^{-6}$	48.6	55.8	7.2

$10^7$	$10^7$	51.0	58.5	7.5
--------	--------	------	------	-----

A la separación D se le asignó el valor de 6m, con base en el promedio que se calculó de las distancias del eje 1 al punto medio entre los ejes 2 y 3, de todos los camiones C3 de la muestra, que resultó de 6.3m.

Debido a que la mayor parte de la información estadística utilizada corresponde a vehículos C3 que circulaban por carreteras principales (tipos A y B), en las cuales el peso bruto máximo permitido en el RPD es de 26t, es necesario convertir los valores de las cargas virtuales que se obtuvieron en las secciones anteriores, en otros que tengan congruencia con el peso bruto máximo que se autoriza en las carreteras alimentadoras, de 20.5t; para hacer esto, se decidió escalar a los ya obtenidos, multiplicándolos por la relación  $20.5/26 = 0.7885$ , con lo cual se obtienen los siguientes nuevos valores de PBV, CV1 y CV2:

P	PBV, t	CV1, t	CV2, t
$10^{-4}$	38.87	5.05	33.82
$10^{-5}$	41.63	5.36	36.27
$10^{-6}$	44.00	5.68	38.32
$10^{-7}$	46.12	5.91	40.21

### 5.2.2 Determinación del sistema de cargas concentradas nominales y de los factores de carga viva básicos

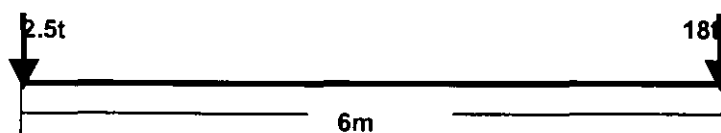
Debido a que los factores de carga se aplican multiplicándolos por las **cargas nominales**, con el fin de tomar en cuenta la incertidumbre que se tiene sobre las magnitudes máximas que eventualmente asumirán las cargas reales, debido a su aleatoriedad, es necesario calcular los valores que les corresponden a los **factores de carga viva básicos** que se utilizarán con el sistema de cargas concentradas aquí propuesto, para darle congruencia con el proceso de diseño de puentes mediante métodos que se basen en los estados límite de resistencia y servicio.

Precisamente, los valores antes calculados para las cargas virtuales **tienen ya incorporado el efecto de la incertidumbre** antes mencionada, toda vez que se asocian a probabilidades de excedencia que se consideraron razonablemente pequeñas. Por otra parte, como ya se dijo, el valor nominal del peso bruto vehicular máximo establecido en el RPD es de 20.5t, para carreteras alimentadoras.

Por tanto, al dividir los pesos brutos de la tabla anterior entre 20.5t, se obtienen los **factores de carga viva básicos**, FCV, que corresponden a cada probabilidad de excedencia, y a cada N, que se muestran en la tabla siguiente junto con las **nuevas cargas virtuales (nominales)**, que resultan de dividir a las últimas que se calcularon en la sección 5.2.1 entre cada factor de carga.

N	P	FCV	CV1, t	CV2, t
$10^4$	$10^{-4}$	1.90	2.66	17.84
$10^5$	$10^{-5}$	2.03	2.64	17.86
$10^6$	$10^{-6}$	2.15	2.64	17.82
$10^7$	$10^{-7}$	2.25	2.63	17.87

Al comparar los distintos valores de CV1, se aprecia que son muy similares entre sí, al igual que los de CV2. Por tanto, para conformar el **subsistema de cargas concentradas nominales**, es suficiente con un solo valor de cada carga virtual. Por conveniencia nemotécnica y por la precisión que se justifica en los cálculos de los elementos mecánicos, se decidió redondear el valor de CV2 a 18t y el de CV1 a 2.5t, por lo cual dicho sistema queda establecido como se muestra en la siguiente figura:



Con el fin de tener una fórmula para calcular el factor de carga viva básico FCV, en función del número esperado, N, de vehículos C3 que se espera transiten sobre un puente en el lapso de vida útil que se establezca, se ajustó la ecuación de una línea recta que aporta valores de FCV cercanos o iguales a los de la tabla anterior, la cual es:

$$FCV=1.55+0.1 \log N \quad (15)$$

o, en términos de P:

$$FCV=1.55-0.1 \log P \quad (16)$$

Con esto, los dos primeros valores de FCV cambian ligeramente a 1.95 y 2.05, respectivamente.

Cada una de estas cargas corresponde a un eje del vehículo virtual, por lo que, para los fines procedentes, según el reglamento AASHTO, se dividen en dos partes iguales que corresponden a llantas separadas 1.8m, dentro de un carril de 3.0m de ancho. Las áreas de aplicación de las cargas de cada llanta se calculan con la fórmula que para tal efecto da el reglamento antes señalado.

Este sistema de cargas o sus efectos, deben multiplicarse por el **factor de carga viva que le corresponda a cada estado límite** que se utilice en el proceso de diseño de la estructura de cada puente, siendo los valores básicos antes calculados, los aplicables a la combinación de cargas denominada en el reglamento de la AASHTO como "**Resistencia I**". A partir de éstos se calcularon, en la referencia 5, los factores de carga viva para las otras combinaciones de cargas establecidas en dicho código, mismos que aparecen en la tabla 5, para los distintos estados límite.

**Tabla 5 – Factores de carga viva**

Estado Límite	Factores de carga viva			
	Si N=10 <sup>4</sup>	Si N=10 <sup>5</sup>	Si N=10 <sup>6</sup>	Si N=10 <sup>7</sup>
Resistencia – I	1.95	2.05	2.15	2.25
Resistencia – II	1.50	1.58	1.66	1.73
Resistencia – V	1.50	1.58	1.66	1.73
Evento extremo – I	0.57	0.60	0.62	0.65
Evento extremo – II	0.57	0.60	0.62	0.65
Servicio – I	0.92	1.15	1.31	1.43
Servicio – II	1.20	1.50	1.70	1.86
Servicio – III	0.74	0.93	1.05	1.15
Fatiga	0.84	0.88	0.92	0.97

### 5.2.3 Presencia múltiple de cargas vivas

En la Tabla 6 se presentan los factores de presencia múltiple que se proponen para este modelo de cargas vivas.

**Tabla 6 - Efecto de carriles múltiples**

Número de líneas cargadas	Factor de presencia múltiple, "m"
1	1.00
2	0.80

La propuesta del factor para dos líneas cargadas, de 0.80, se respalda aquí por el hecho de que es suficientemente baja la probabilidad de que en los dos vehículos que circulan en cada uno de los carriles **se exceda, simultáneamente**, la carga viva que se usa para un solo carril multiplicada por 0.8. En efecto, de acuerdo con la distribución de probabilidades de Weibull para PT, y considerando que la excedencia en cada vehículo es estadísticamente independiente de la excedencia en el otro, la probabilidad de que esto suceda es el producto de las probabilidades de excedencia de cada uno, o sea, el cuadrado de una de ellas, por ser iguales entre sí.

En tal caso, se tiene que la carga viva reducida CV2', asociada al factor de carga de 2.25, sería 18 X 2.25 X 0.8 = 32.4t, para el vehículo virtual de cada carril; por lo tanto, utilizando la distribución de Weibull de PT, se obtiene que la probabilidad de excedencia de este valor es de 3.28 x 10<sup>-4</sup>, cuyo cuadrado es 1.07 x 10<sup>-7</sup>, que es casi igual a la de excedencia de CV2 = 18 X 2.25 = 40.5t en un solo carril que, como se recuerda, es de 10<sup>-7</sup>.

### 5.2.4 Validación del subsistema de cargas concentradas

Con el fin de validar la eficacia del sistema de cargas concentradas, de acuerdo con las etapas 6 a 9 de la metodología propuesta en este capítulo, se realizaron las tres comparaciones siguientes de los **elementos mecánicos máximos** que se obtienen al aplicarlo, semejantes a las tres efectuadas para validar el modelo anterior (sección 4.2.5).

En las figuras 20 y 21 se presentan las comparaciones del caso 1. En ambas se aprecia que los resultados del sistema

de cargas concentradas superan a los más grandes reales, por lo cual se califican como **satisfactorios**.

Para realizar la segunda validación, se llevaron a cabo análisis probabilísticos de riesgo de excedencia de los momentos flexionantes máximos, M15, M30 y M45, y de las fuerzas cortantes máximas, V15, V30 y V45. Como primer paso para ello, se ajustaron leyes de probabilidades de Weibull a las distribuciones de frecuencias relativas acumuladas que se calcularon con los datos asociados a estas variables aleatorias. Como ejemplo, en la figura 22 se presentan las gráficas de los casos de M15, M30 y M45 y, en la figura 23, la de V45.

Con estas distribuciones de probabilidades, se calcularon los valores de cada variable correspondientes a las probabilidades de excedencia de  $10^{-4}$ ,  $10^{-5}$ ,  $10^{-6}$  y  $10^{-7}$ , a los cuales, en el sistema de cargas concentradas, corresponden los factores de carga viva básicos de 1.95, 2.05, 2.15 y 2.25, respectivamente. Los resultados son los **valores máximos esperados** que se asocian a cada probabilidad de excedencia.

En las figuras 24 y 25 se comparan algunos de los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas del modelo, con los valores máximos esperados; en ellas se observa que, en todos los casos, los valores del sistema son ligeramente mayores que los esperados, por lo cual éste es **satisfactorio**.

Por otra parte, algunos resultados del proceso de validación correspondiente al caso 3 se presentan en las figuras 26 y 27. En ellas se aprecia, para cada factor de carga viva básico, que los resultados de aplicar el sistema de cargas concentradas son mayores, entre 1.5 y 11.5 por ciento, que los que se predicen con las ecuaciones 9 a 14 que se obtuvieron con el análisis de regresión múltiple, por lo que también se concluye que este sistema de cargas es **satisfactorio**.

En conclusión, las tres validaciones realizadas al sistema de cargas concentradas aquí desarrollado, conducen a establecer que **éste es adecuado** para el análisis estructural de puentes en las carreteras alimentadoras de México.

### 5.2.5 Cálculo del sistema de carga uniformemente distribuida

Con el fin de incorporar en el sistema de cargas vivas, las acciones que corresponden al caso de que en una línea de circulación de un puente transiten, muy cercanos entre sí, uno tras otro, varios vehículos C3 pesados, se realizó un proceso de **simulación estocástica, tipo Monte Carlo**, en el cual se consideró la ocurrencia de dos vehículos consecutivos en una línea del tránsito (referencia 5). Con los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que se obtienen con la simulación, se calcula el valor que le corresponde a la **carga virtual uniformemente repartida que los produce**.

Para llevar a cabo el proceso de selección aleatoria de cada par de vehículos, se efectuó un muestreo sobre una colección parcial de camiones C3, de las muestras de los años 1993-94 y 1996 por separado; los vehículos a muestrear fueron los 300 más pesados de cada una. El muestreo se realizó utilizando una tabla de números aleatorios, para seleccionar a cada vehículo que sería incorporado a cada secuencia de dos.

Para realizar la simulación y calcular a la carga uniforme, se generó el procedimiento que se describe en la referencia 5.

Al calcular los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes máximos que cada pareja de vehículos le ocasiona a cada puente, tomando claros de 15, 30, 45 y 60 metros, y seleccionar el valor más grande de cada elemento mecánico, se calcularon las gráficas, ecuaciones de regresión, errores de predicción, S, y coeficientes de correlación, R, semejantes a la que se muestra en la figura 28. En ella aparecen los **valores más grandes de cada caso, versus el logaritmo base 10 de la probabilidad, P, de que los dos vehículos de cada pareja excedan simultáneamente el valor del peso del tándem que cada uno tiene**. En todos los casos se logran regresiones con coeficientes de correlación lineal de 84.1 a 92.7% (referencia 5).

Para calcular el valor de la carga virtual uniformemente distribuida, se emplearon las mismas probabilidades de excedencia que se utilizaron para cuantificar el sistema de cargas virtuales concentradas; asimismo, para incrementar la confiabilidad, al valor de cada elemento mecánico calculado con las ecuaciones de regresión, se le agregó la semiamplitud del intervalo de predicción del 95% de nivel de confianza.

Con el propósito de que al aplicar el modelo de cargas vivas, los elementos mecánicos que producen los sistemas de cargas concentradas y uniformemente distribuida, se amplifiquen multiplicando su suma por el mismo factor de carga viva, según corresponda a cada combinación de cargas, el valor que se calcula se divide entre dicho factor, dando como resultado a la **carga uniforme nominal,  $\omega$** .

En la figura 29 se muestran los momentos flexionantes máximos que se calcularon, para cada probabilidad de excedencia utilizada, P, y cada longitud de puente, con las ecuaciones de las rectas ajustadas, más la mitad del intervalo

de predicción del 95% de nivel de confianza.

En dicha figura se observa que para claros de 15, 30 y 45m, el sistema de cargas concentradas da momentos  $m$  grandes que los de la simulación, por lo cual **no se requiere** agregar carga uniforme. Por su parte, para  $L = 60m$  sí se tienen valores mayores en la simulación; los valores de la carga uniforme nominal,  $\omega$ , calculada para cada probabilidad de excedencia, se presentan en una tabla más adelante, siendo el mayor de 0.06 t/m.

Asimismo, en la figura 30 se muestran las fuerzas cortantes máximas que se calcularon para cada probabilidad de excedencia, junto con las correspondientes al sistema de cargas concentradas. En ella se aprecia que las secuencias de vehículos producen efectos mayores que los del sistema de cargas concentradas sólo en longitudes de 45 y 60m.

En la siguiente tabla se presentan los valores calculados de la carga uniforme nominal que se requeriría aplicar, junto con el sistema de cargas concentradas, para lograr, entre ambos, las fuerzas cortantes máximas que producen las secuencias de vehículos, siendo el mayor de 0.13 t/m.

N	P	FCV	Con V45 $\omega$ , t/m	Con V60 $\omega$ , t/m	Con M60 $\omega$ , t/m
$10^{-4}$	$10^{-4}$	1.95	0.05	0.08	0.02
$10^{-5}$	$10^{-5}$	2.05	0.07	0.10	0.04
$10^{-6}$	$10^{-6}$	2.15	0.10	0.12	0.05
$10^{-7}$	$10^{-7}$	2.25	0.11	0.13	0.06

Con base en estos resultados, se decidió tomar  $\omega = 0.06$  t/m para calcular los momentos flexionantes en puentes con claros mayores a 45m, y  $\omega = 0.13$  t/m para obtener las fuerzas cortantes en claros de más de 30m.

## 6. Comparaciones con otros modelos de cargas vivas

En las figuras 31 y 32 se presentan los valores relativos de los momentos flexionantes y las fuerzas cortantes totales que se obtienen al aplicar el modelo de cargas vehiculares, y se comparan con los que resultan con otros modelos de cargas vivas. En ellas se observa que tanto los de AASHTO 94 y OHBDC, como el desarrollado en el capítulo 4, para aplicarse en carreteras primarias y troncales, **sobrestiman** mucho los valores requeridos para diseño de puentes en carreteras alimentadoras.

En la figura 31 se observa que el canadiense sobrestima entre 13% en claros de 15m hasta 90% en claros de 60m; el de la AASHTO, entre 39% y 124%; y el de la referencia 3, entre 81% y 169%.

Asimismo, en la figura 32, en que se comparan las gráficas de las fuerzas cortantes relativas, se aprecia que el modelo de OHBDC sobrestima entre 25% y 78%; el de la AASHTO, entre 50% y 181%; y el del capítulo 4, entre 115% y 163%.

Como ayudas de diseño para aplicar este modelo de cargas vivas, se pueden usar las curvas de resultados que se presentan en las figuras 33, para momentos flexionantes, y 34, para fuerzas cortantes, totales máximas, para el nivel de confiabilidad (o factor de carga viva básico) que se escoja. En ellas se utiliza un factor de impacto de 1.33 para el sistema de cargas concentradas y de 1.0 para la carga uniformemente distribuida.

## 7. Sistemas de cargas vivas vehiculares: conclusión y recomendación

### 7.1 Conclusión

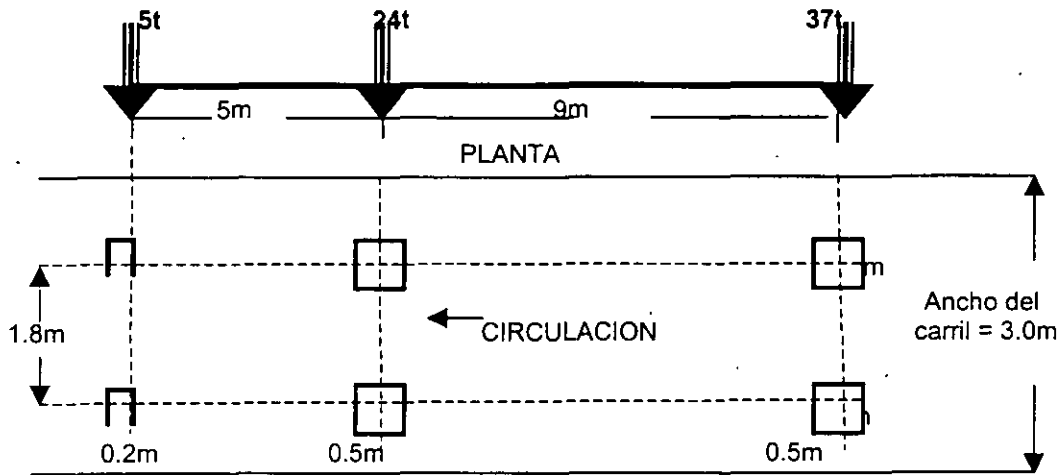
Los modelos de cargas vivas vehiculares que fueron desarrollados en este trabajo, se proponen para el análisis estructural de puentes que se ubiquen en las carreteras de México, utilizando métodos de diseño que consideran estados límite de resistencia, servicio y fatiga. Fueron validados satisfactoriamente y cada uno queda conformado con dos sistemas de cargas, que se aplican en un solo carril de tres metros de ancho, en las posiciones más desfavorables, y cuyos efectos son aditivos. Ellos son:

A) Para puentes en carreteras tipos A, B y C:

- 1) Sistema de cargas concentradas nominales aplicadas en tres ejes virtuales:

ELEVACION





2) **Carga nominal uniformemente distribuida  $\omega$  con los siguientes valores:**

$$\omega = 0.5 \text{ t/m si } L \leq 60\text{m}$$

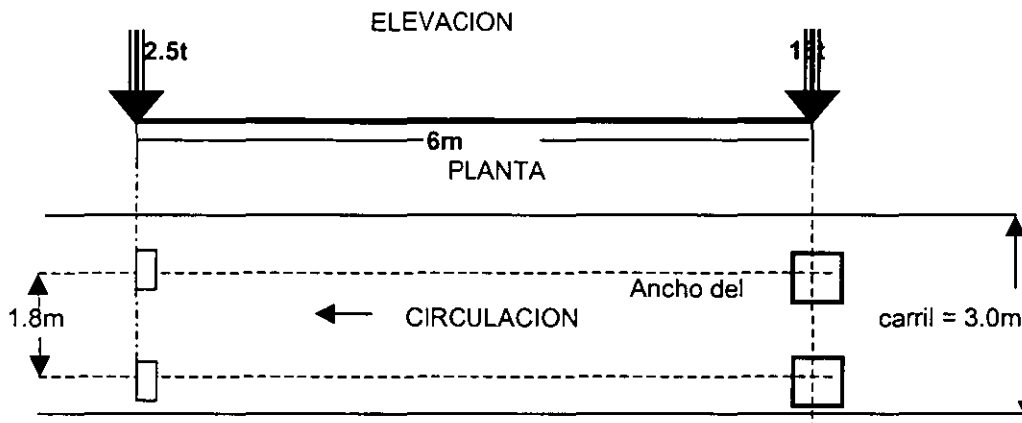
$$\omega = 0.5 + (L - 60)/60 \text{ si } 60 < L \leq 90\text{m}$$

Factor de impacto = 1

Los valores del factor de carga viva se obtienen de la tabla 1, los de carriles múltiples de la tabla 2 y los del **factor de impacto** se calculan con la ecuación 8 y la tabla 4.

B) *Para puentes en carreteras tipo D:*

1) **Sistema de cargas concentradas nominales, aplicadas en dos ejes virtuales:**



2) **Carga nominal uniformemente distribuida,  $\omega$ , con los siguientes valores:**

Para momentos flexionantes:	$\omega = 0$ , si $L \leq 45\text{m}$
	$\omega = 0.06 \text{ t/m}$ , si $L > 45\text{m}$
Para fuerzas cortantes:	$\omega = 0$ , si $L \leq 30\text{m}$
	$\omega = 0.13$ , si $L > 30\text{m}$

Factor de impacto = 1

Los valores del factor de carga viva se obtiene de la tabla 5, los de carriles múltiples de la tabla 6 y los del **factor de impacto** se calculan con la ecuación 8 y la tabla 4.

**7.2. Recomendación**

Por todo lo señalado en esta publicación, se recomienda seguir utilizando en México el reglamento vigente de la AASHTO para el diseño estructural de puentes en carreteras mexicanas, **pero cambiando su sistema de cargas vivas vehiculares por los modelos desarrollados en este trabajo, según sea el tipo de carretera, con sus respectivos factores de carga viva, impacto y presencia múltiple.**

## 8. Referencias

1. **Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal.** Diario Oficial, 4 de septiembre de 1995.
2. **LRFD, Bridge Design Specifications.** AASHTO, EUA, 1ª Ed., 1994.
3. Rascón, O. A., Barousse, M. y Ventura, G., **Análisis Normativo y Estadístico de Cargas Vivas en Puentes en México.** Publicación Técnica No. 97, Instituto Mexicano del Transporte (IMT), 1997.
4. Rascón, O. A. **Modelo de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes en México,** Publicación Técnica No. 118, Instituto Mexicano del Transporte, 1999.
5. Rascón, O.A., **Sistema de cargas vivas Vehiculares para Diseño de Puentes en Carreteras Alimentadoras,** Publicación Técnica No. 130, Instituto Mexicano del Transporte, 1999.
6. **Ontario Highway Bridge Design Code.** Ministry of Transportation, Ontario, Canadá, 3ª Ed., 1991.
7. Miller, I. y Freund, J.E., **Probability and Statistics for Engineers.** Ed. Prentice Hall.
8. **Eurocode 1, Basis of Design and Actions on Structures, Part 3. Traffic Loads on Bridges.** European Committee for Standardization, Bélgica, 1995.
9. Rascón, O.A., **Desarrollo de un Modelo de Cargas Vivas para Diseño de Puentes en México,** Revista Ingeniería Civil, No. 366, octubre 1999.
10. Rascón, O.A., **Sistema de Cargas Vehiculares. Diseño de Puentes,** Revista Ingeniería Civil, No. 369, enero 2000.

*martes 12 de junio de aa*

## 8. Referencias

1. **Reglamento sobre el Peso, Dimensiones y Capacidad de los Vehículos de Autotransporte que Transitan en los Caminos y Puentes de Jurisdicción Federal.** Diario Oficial, 4 de septiembre de 1995.
2. **LRFD, Bridge Design Specifications.** AASHTO, EUA, 1ª Ed., 1994.
3. Rascón, O. A., Barousse, M. y Ventura, G., **Análisis Normativo y Estadístico de Cargas Vivas en Puentes en México.** Publicación Técnica No. 97, Instituto Mexicano del Transporte (IMT), 1997.
4. Rascón, O. A. **Modelo de Cargas Vivas Vehiculares para Diseño Estructural de Puentes en México,** Publicación Técnica No. 118, Instituto Mexicano del Transporte, 1999.
5. Rascón, O.A., **Sistema de cargas vivas Vehiculares para Diseño de Puentes en Carreteras Alimentadoras,** Publicación Técnica No. 130, Instituto Mexicano del Transporte, 1999.
6. **Ontario Highway Bridge Design Code.** Ministry of Transportation, Ontario, Canadá, 3ª Ed., 1991.
7. Miller, I. y Freund, J.E., **Probability and Statistics for Engineers.** Ed. Prentice Hall.
8. **Eurocode 1, Basis of Design and Actions on Structures, Part 3. Traffic Loads on Bridges.** European Committee for Standardization, Bélgica, 1995.
9. Rascón, O.A., **Desarrollo de un Modelo de Cargas Vivas para Diseño de Puentes en México,** Revista Ingeniería Civil, No 366, octubre 1999.
10. Rascón, O.A., **Sistema de Cargas Vehiculares. Diseño de Puentes,** Revista Ingeniería Civil, No. 369, enero 2000.

*martes 12 de junio de aa*

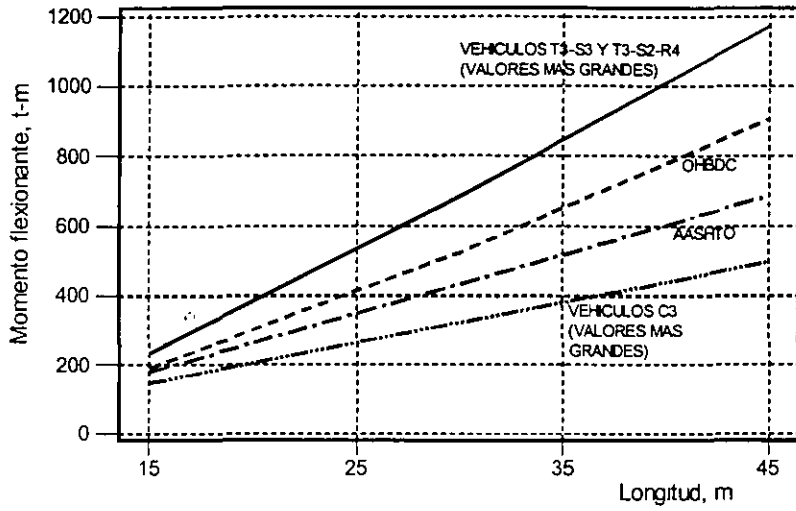


Fig 1 Comparación de momentos flexionantes

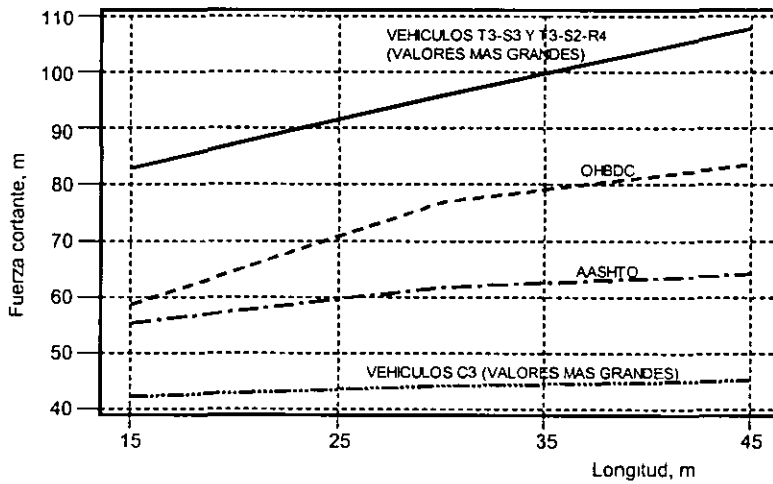


Fig 2 Comparación de fuerzas cortantes

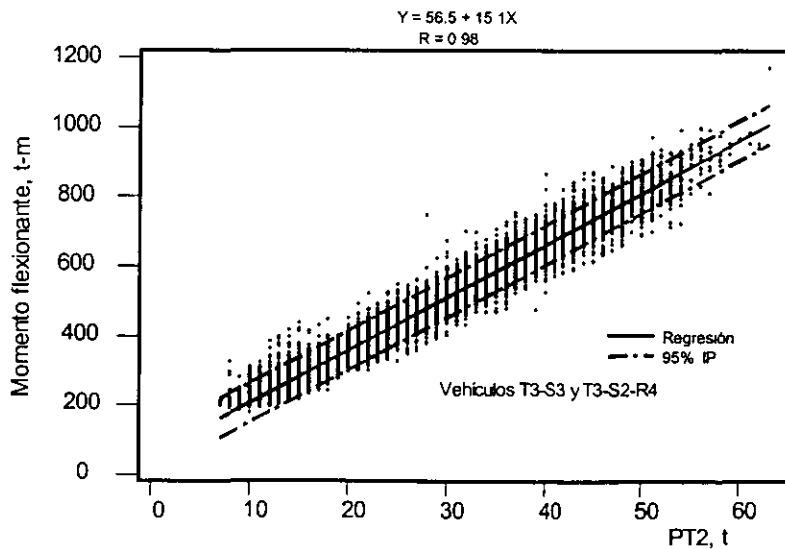


Fig. 3 Regresión lineal entre M45 y PT2

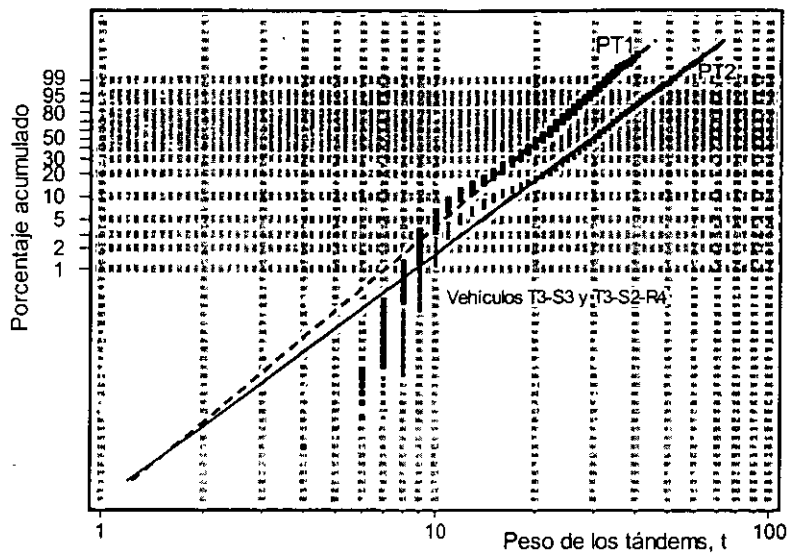


Fig 4 Distribuciones de Weibull para PT1 y PT2

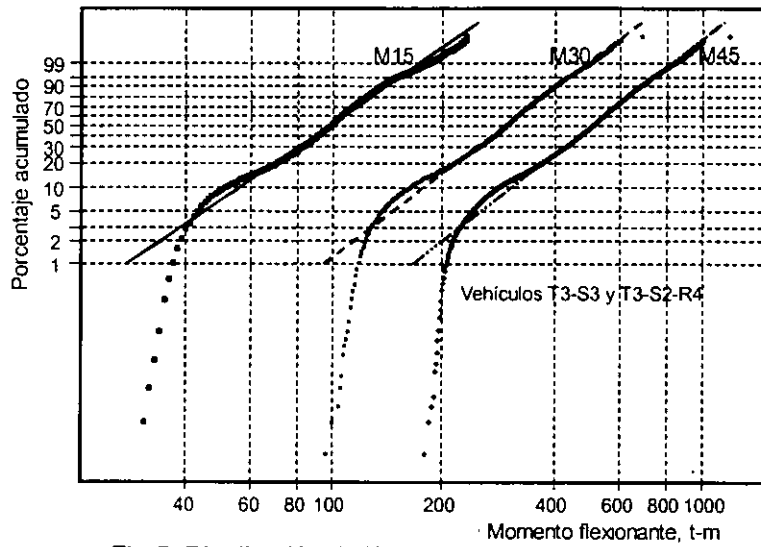


Fig.5 Distribución de Weibull para momentos

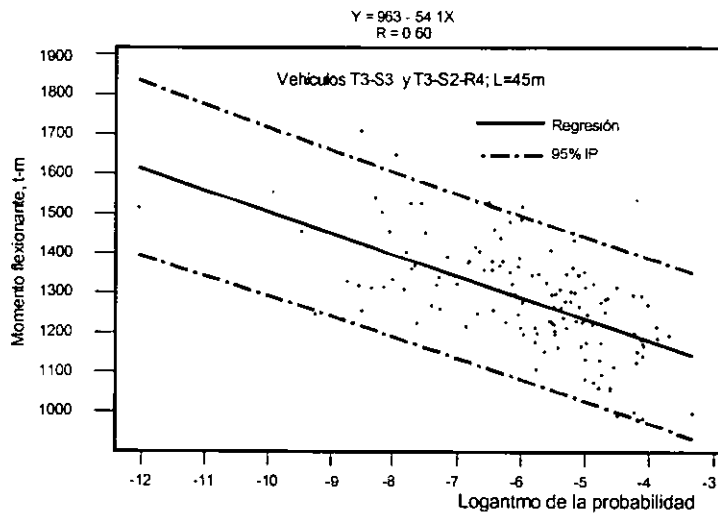


Fig. 6 Momentos flexionantes por secuencias de vehículos

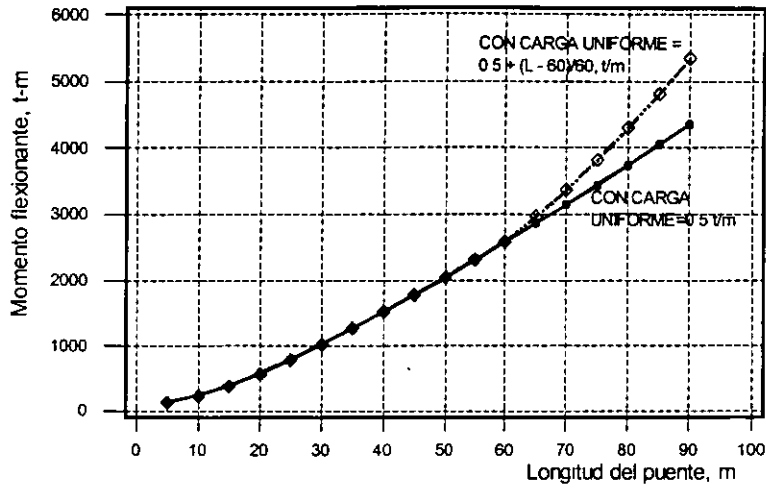


Fig. 7 Aplicación del modelo de cargas vivas; momentos flexionantes

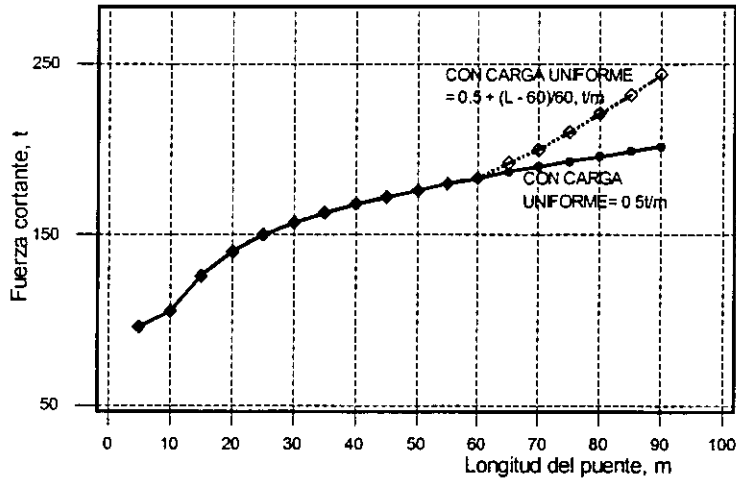


Fig. 8 Aplicación del modelo de cargas vivas; fuerzas cortantes

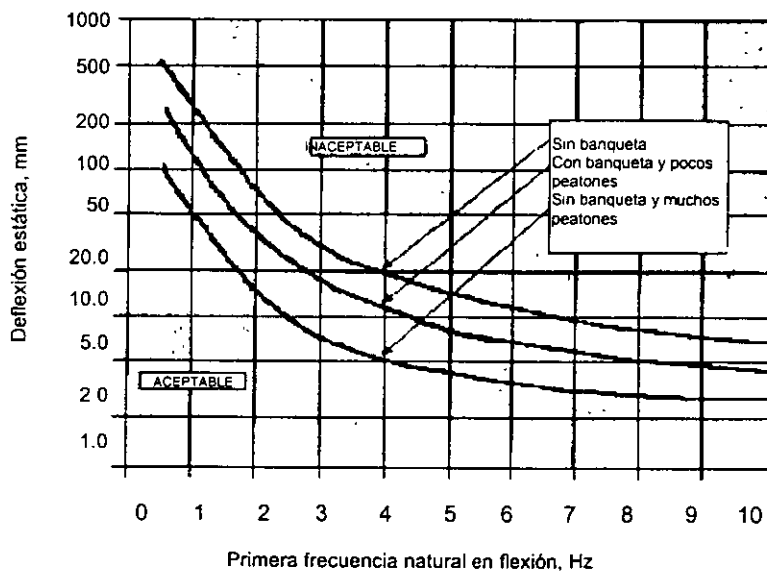


Fig. 9 Regiones de aceptación o rechazo de deflexiones verticales

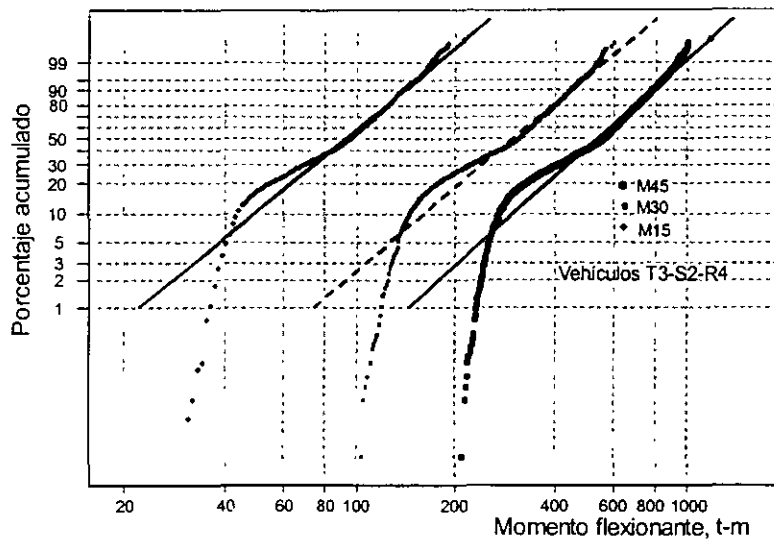


Fig. 10 Distribución de Weibull para momentos

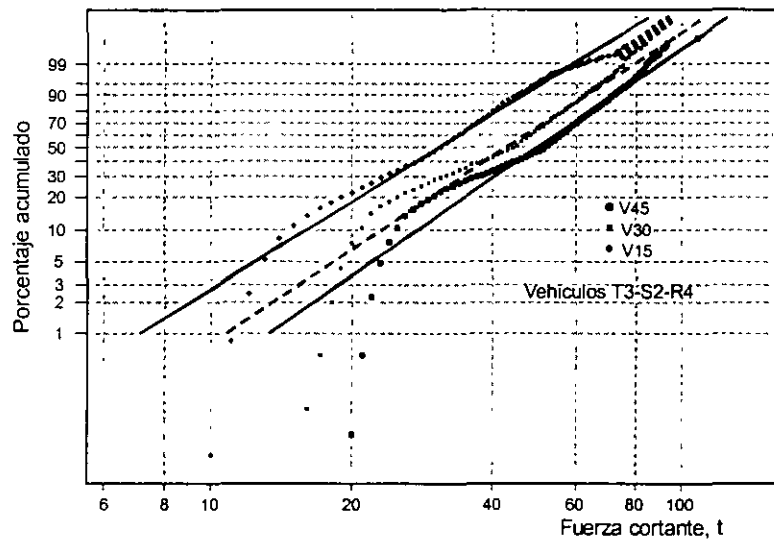


Fig. 11 Distribución de Weibull para fuerzas cortantes

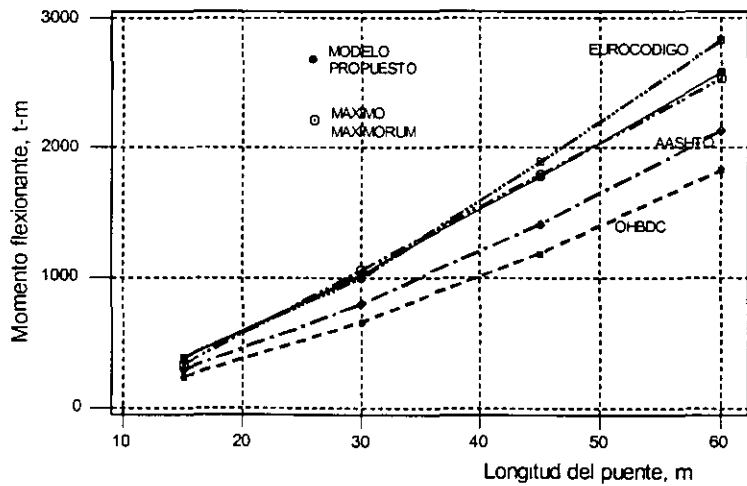


Fig. 12 Validación final del modelo; momentos flexionantes

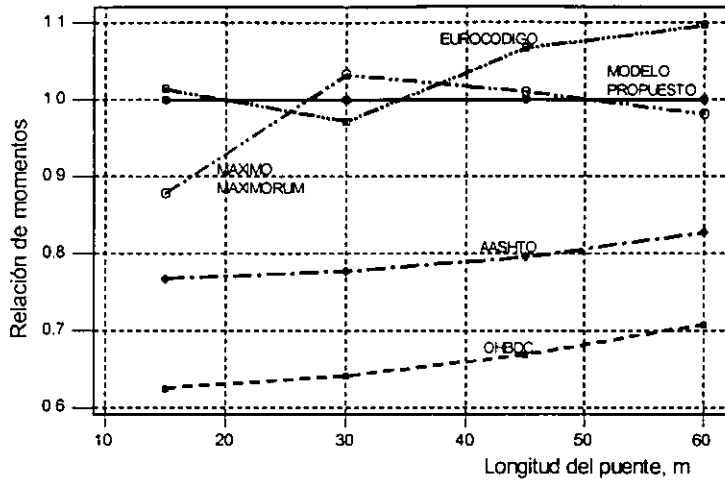


Fig. 13 Validación final del modelo; valores relativos de momentos

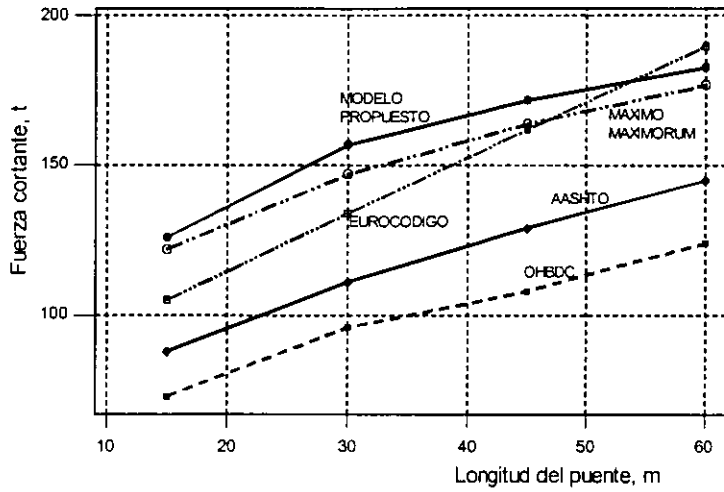


Fig. 14 Validación final del modelo; fuerzas cortantes

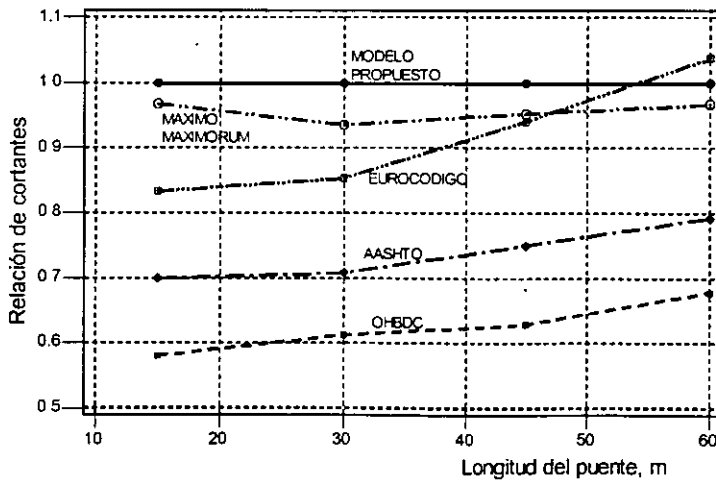


Fig. 15 Validación final del modelo; valores relativos de cortantes



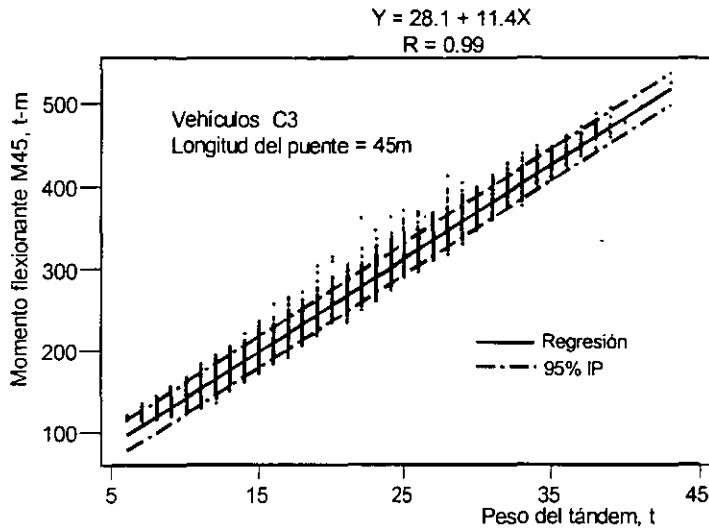


Fig 16 Regresión entre M45 y PT

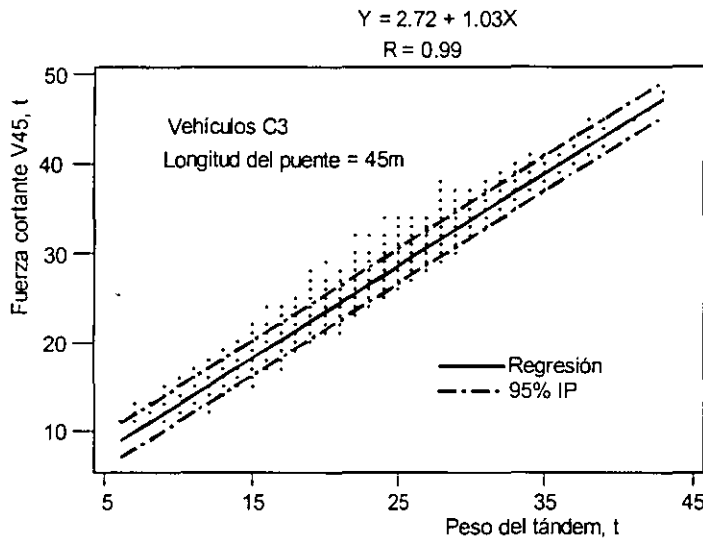


Fig 17 Regresión entre V45 y PT

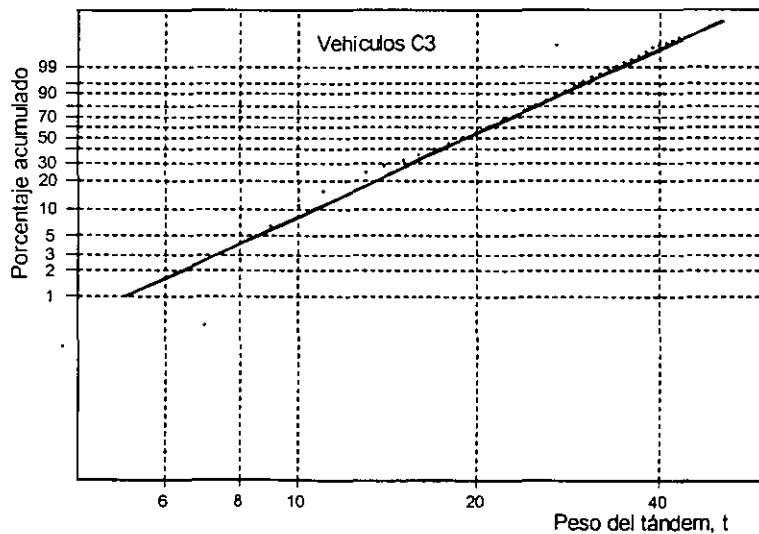


Fig 18 Distribución de Weibull para PT

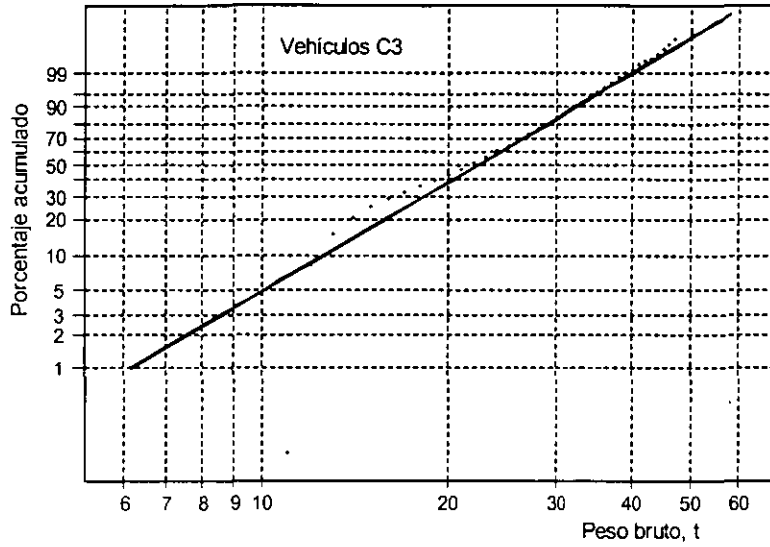


Fig 19 Distribución de Weibull para la variable peso bruto

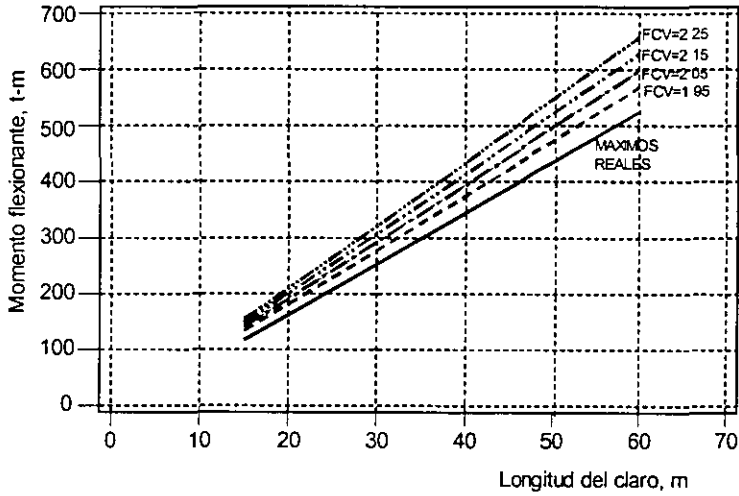


Fig 20 Validación con momentos flexionantes más grandes

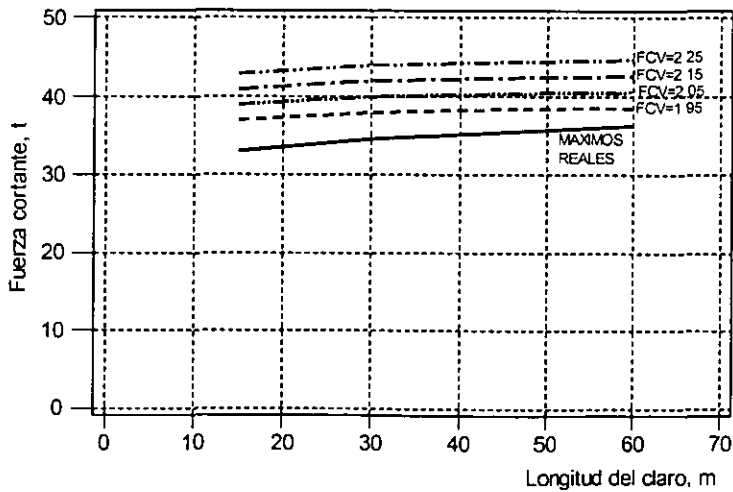


Fig 21 Validación con fuerzas cortantes más grandes

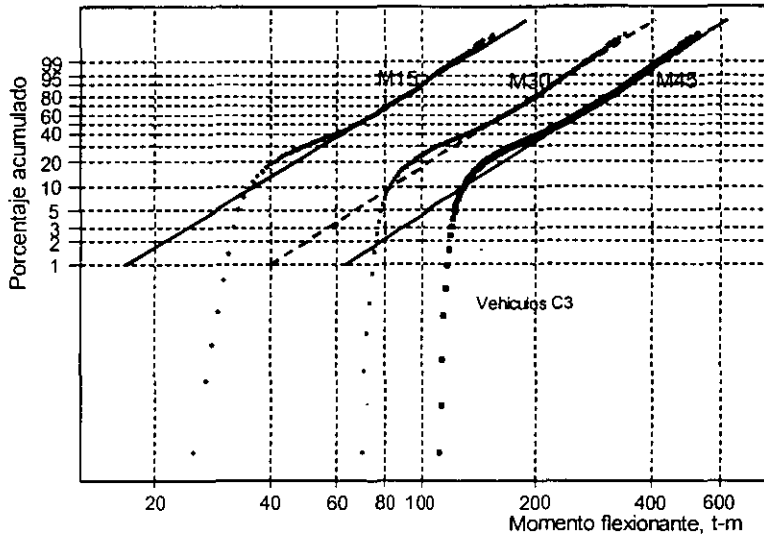


Fig 22 Distributions de Weibull para M15, M30 y M45

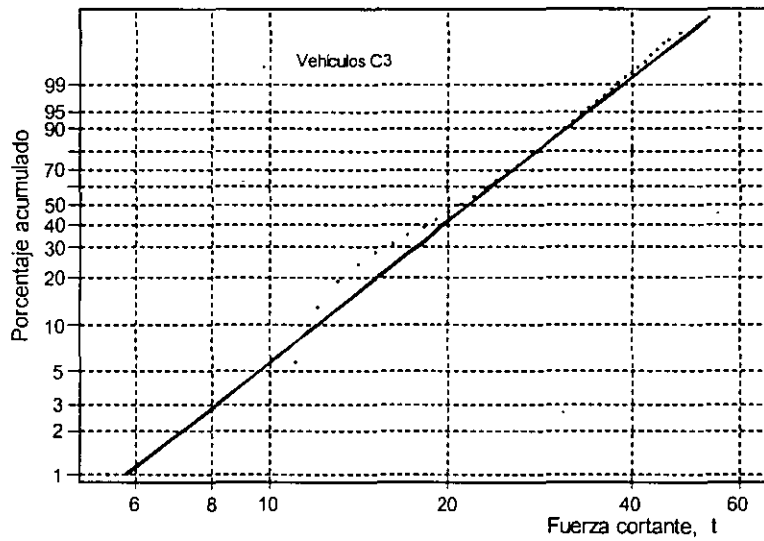


Fig 23 Distribución de Weibull para V45

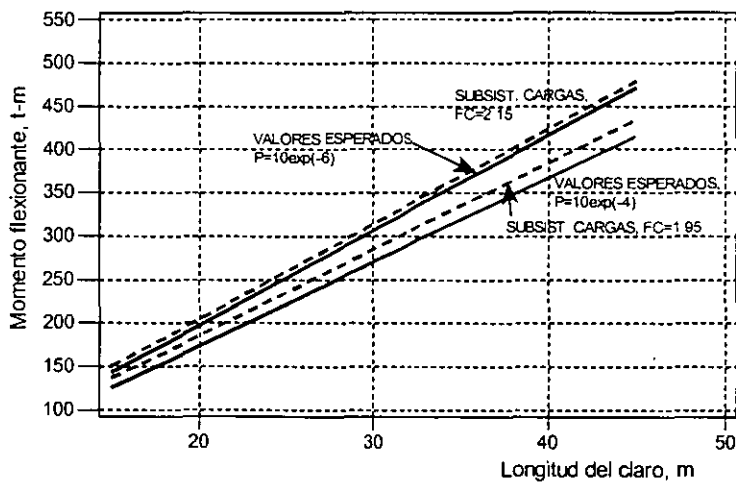


Fig 24 Validación con momentos flexionantes esperados

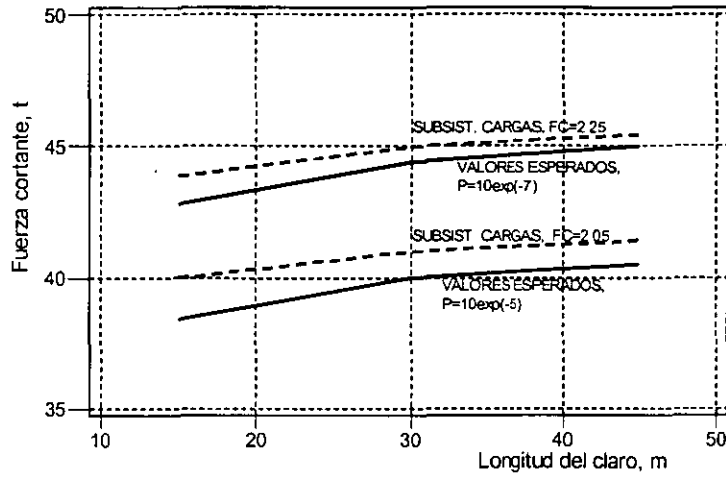


Fig 25 Validación con fuerzas cortantes esperadas

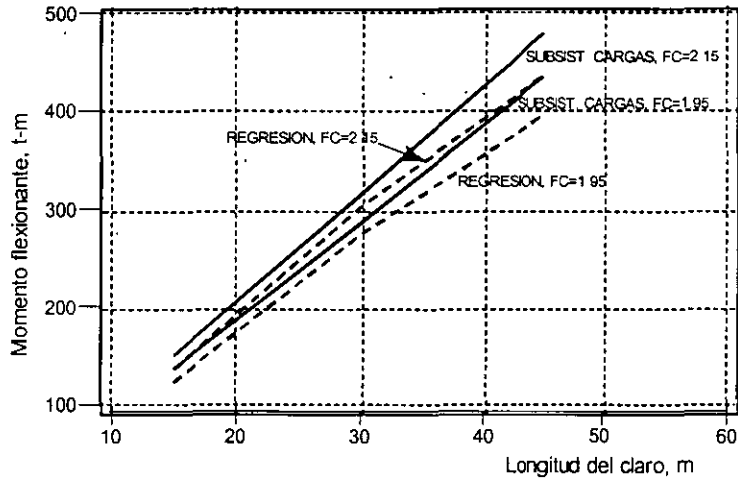


Fig 26 Validación con momentos estimados con regresiones

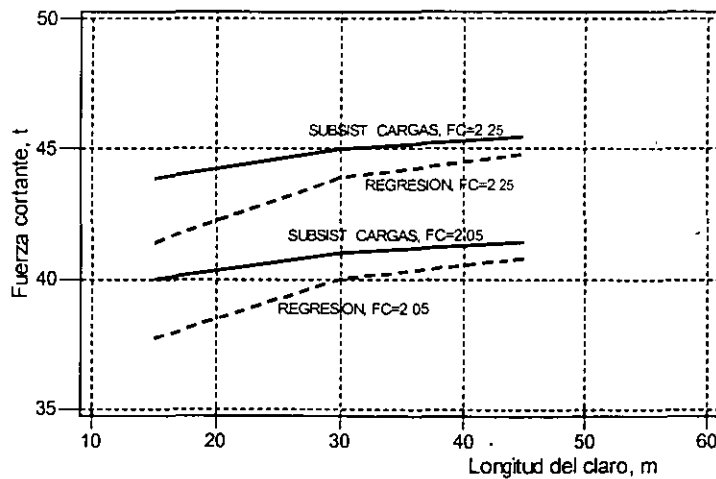


Fig 27 Validación con fuerzas cortantes estimadas con regresiones

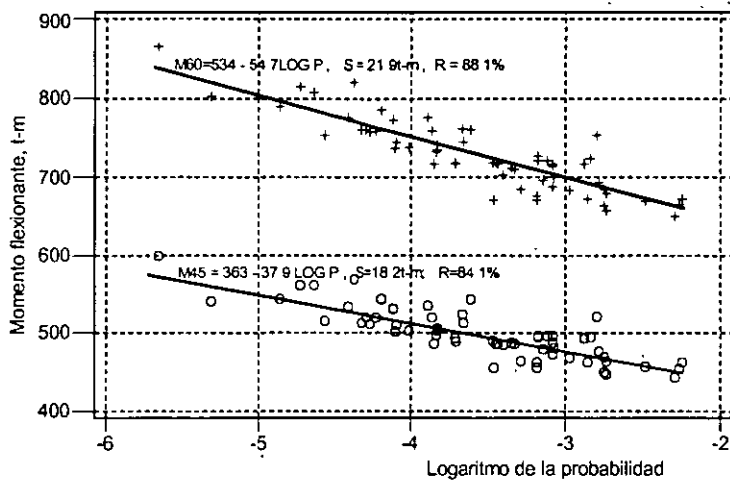


Fig 28 Momentos máximos por secuencias de vehículos

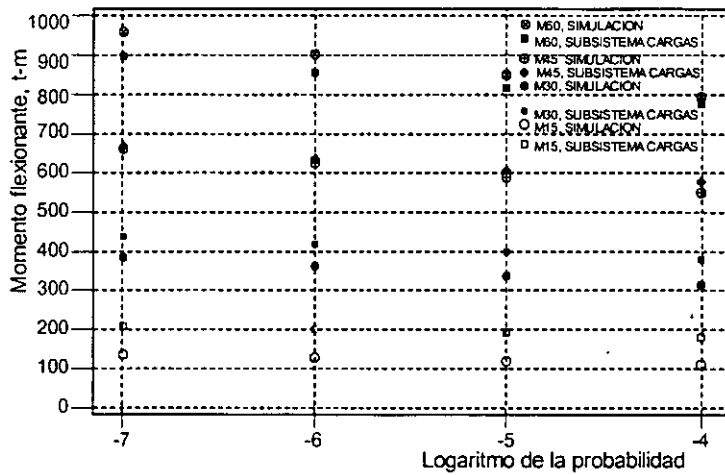


Fig 29 Simulación vs sistema de cargas concentradas

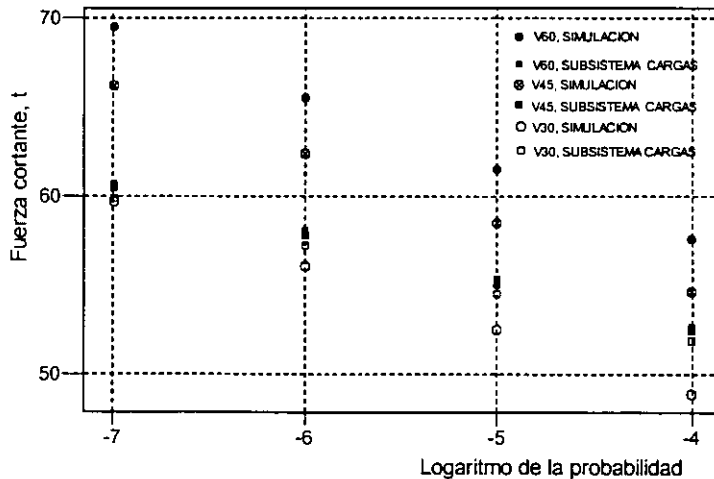


Fig 30 Simulación vs subsistema de cargas concentradas

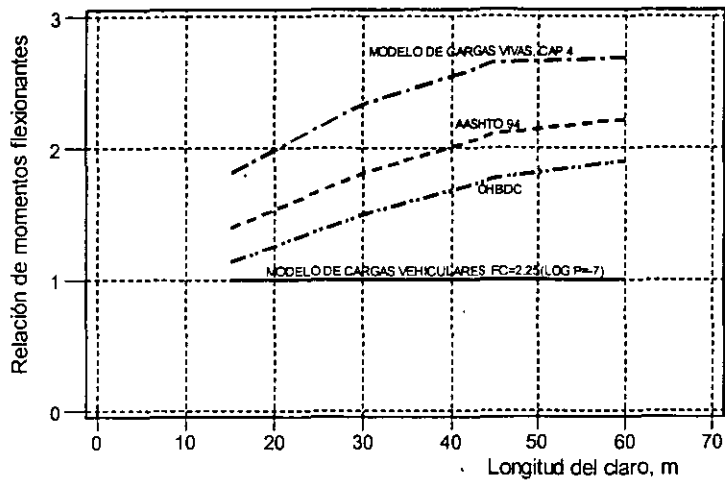


Fig 31 Momentos flexionantes relativos al modelo de cargas

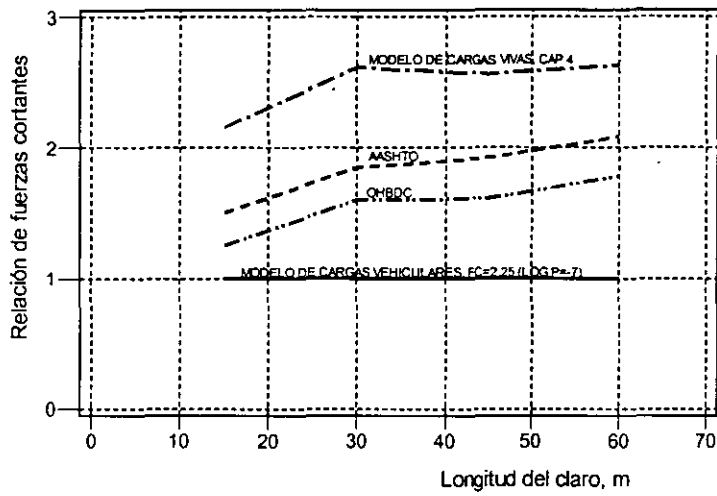


Fig 32 Fuerzas cortantes relativas al modelo de cargas

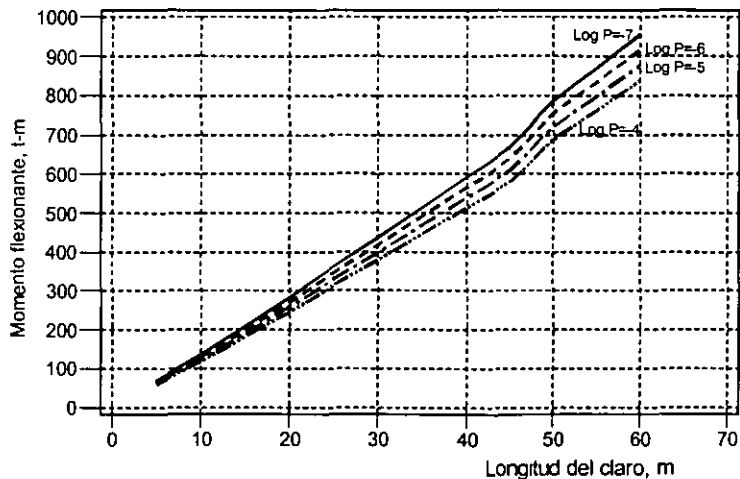


Fig 33 Momentos para diseño. Estado límite: Resistencia I

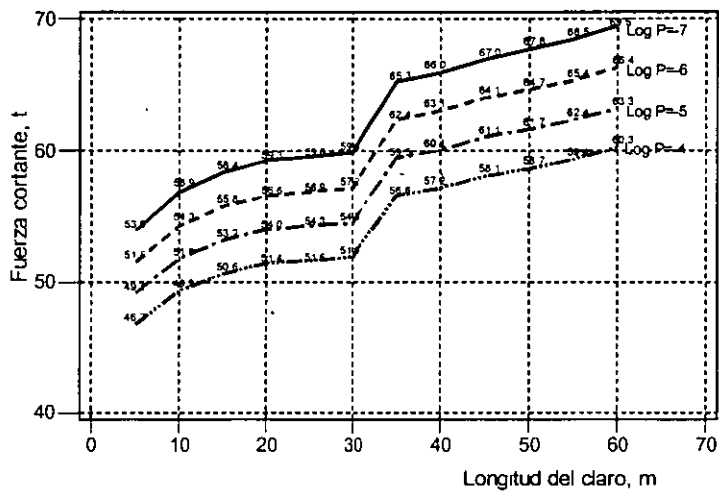


Fig 34 Fuerzas cortantes para diseño. Estado límite: Resistencia I



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

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

**TEMA:  
ESTRUCTURAS**

**EXPOSITOR:  
ING. AMILCAR GALINDO SOLÓRZANO**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**





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

**CURSOS ABIERTOS**

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

**TEMA:  
ESTUDIOS DETALLADOS:  
ESTRUCTURALES**

**EXPOSITOR:  
ING. IGNACIO E. HERNÁNDEZ QUINTO**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**

## 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 sería agregada a la economía nacional, mediante la construcción de la obra vial considerada. Entonces el valor de esa producción, en cierto

año, se relaciona con el costo de la obra y se obtiene así un índice llamado de productividad que, 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:

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

en donde:

IR = Índice de Rentabilidad.

B<sub>i</sub> = Beneficio total en el año “i”.

C<sub>i</sub> = 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).



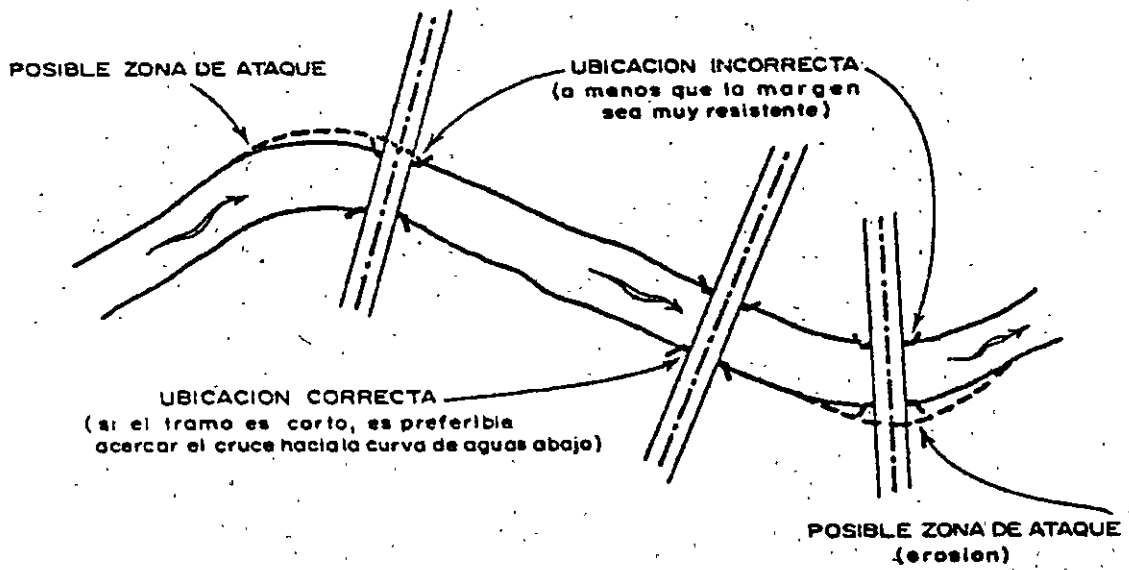


Figura 1

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).

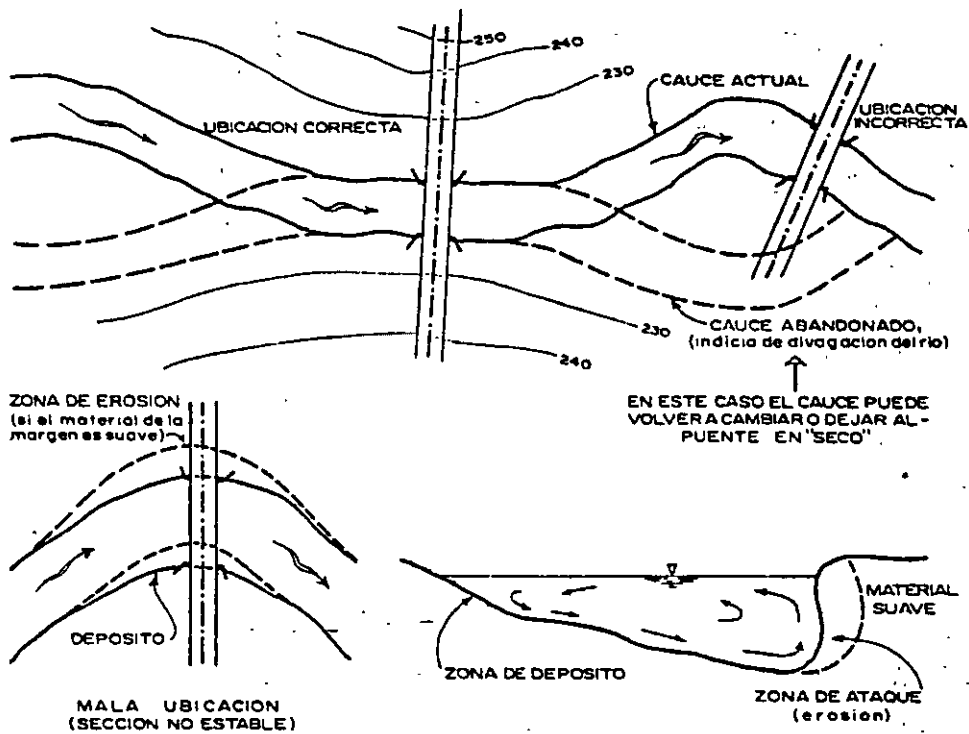


FIGURA 2

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

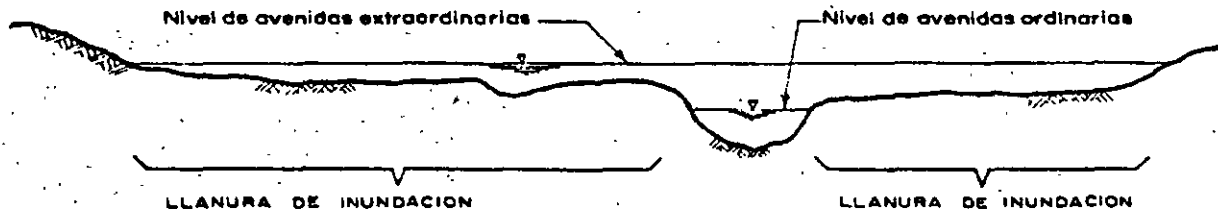


FIGURA 3

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).

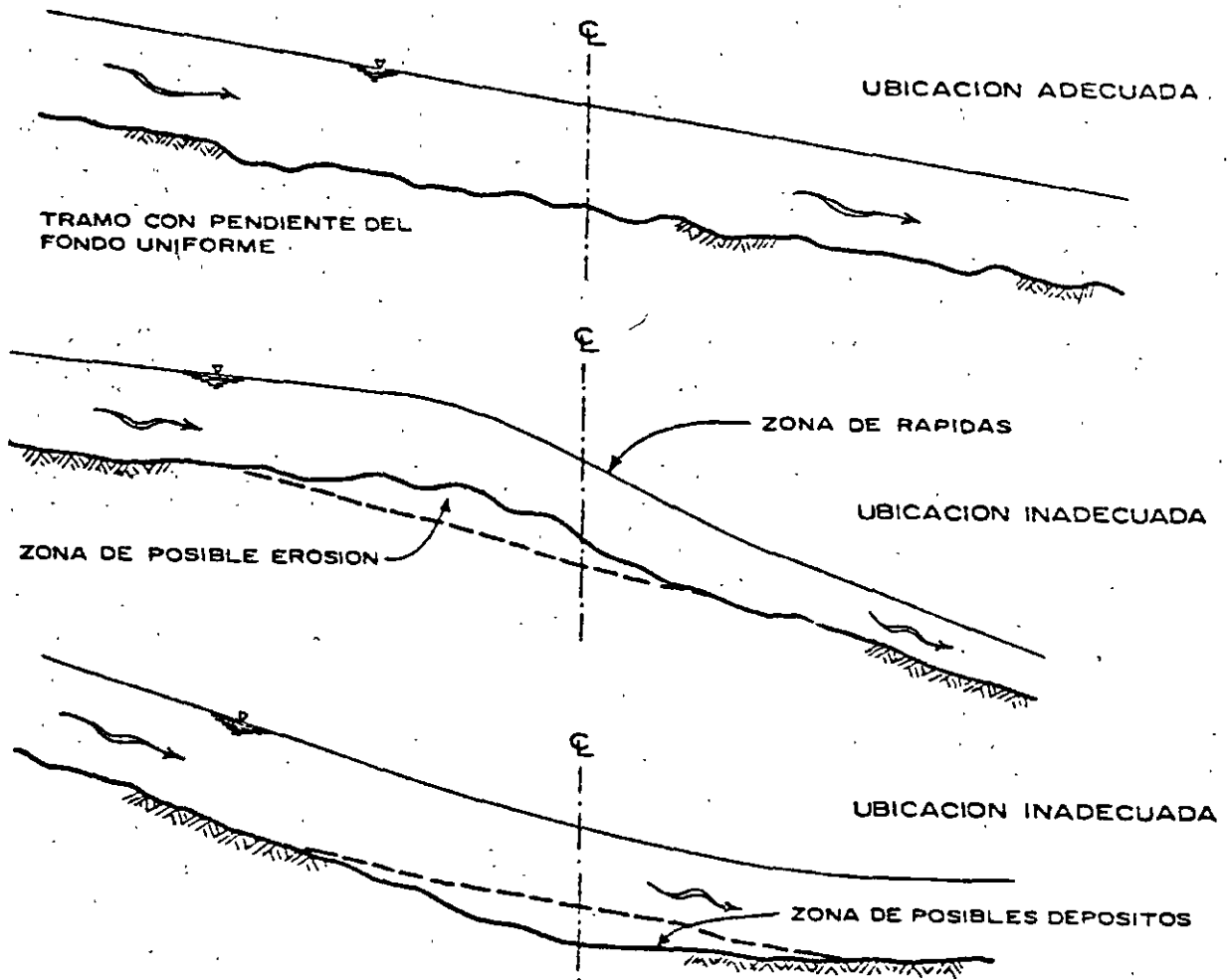


FIGURA 4

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).

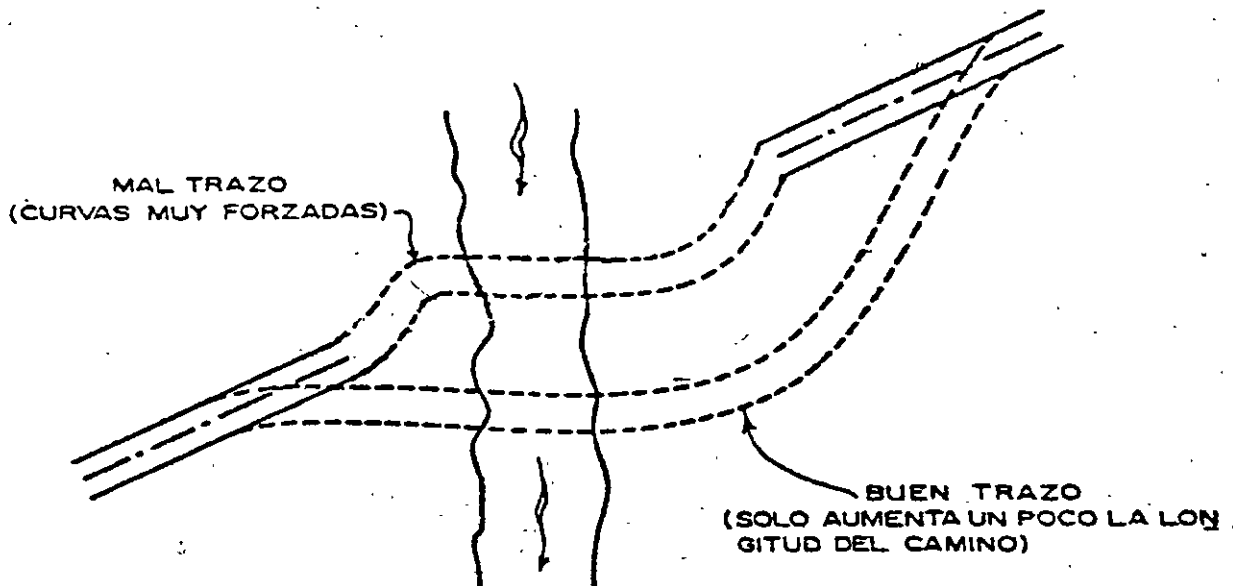


FIGURA 5

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

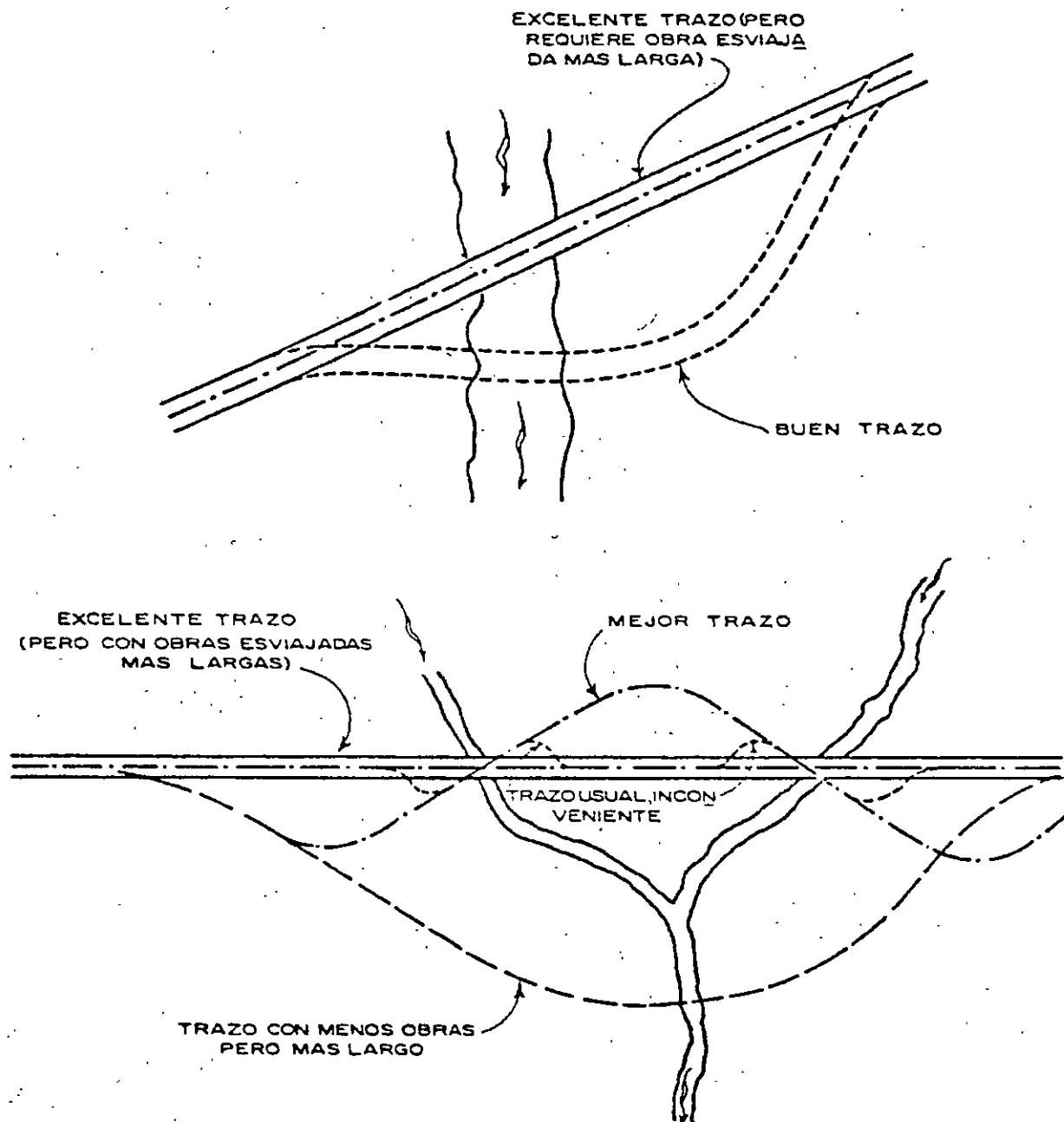


FIGURA 6

- c.2) El cruce no debe obligar a que el camino se proyecte con curvas verticales de entrada y salida que sea muy forzadas (Fig. 7).

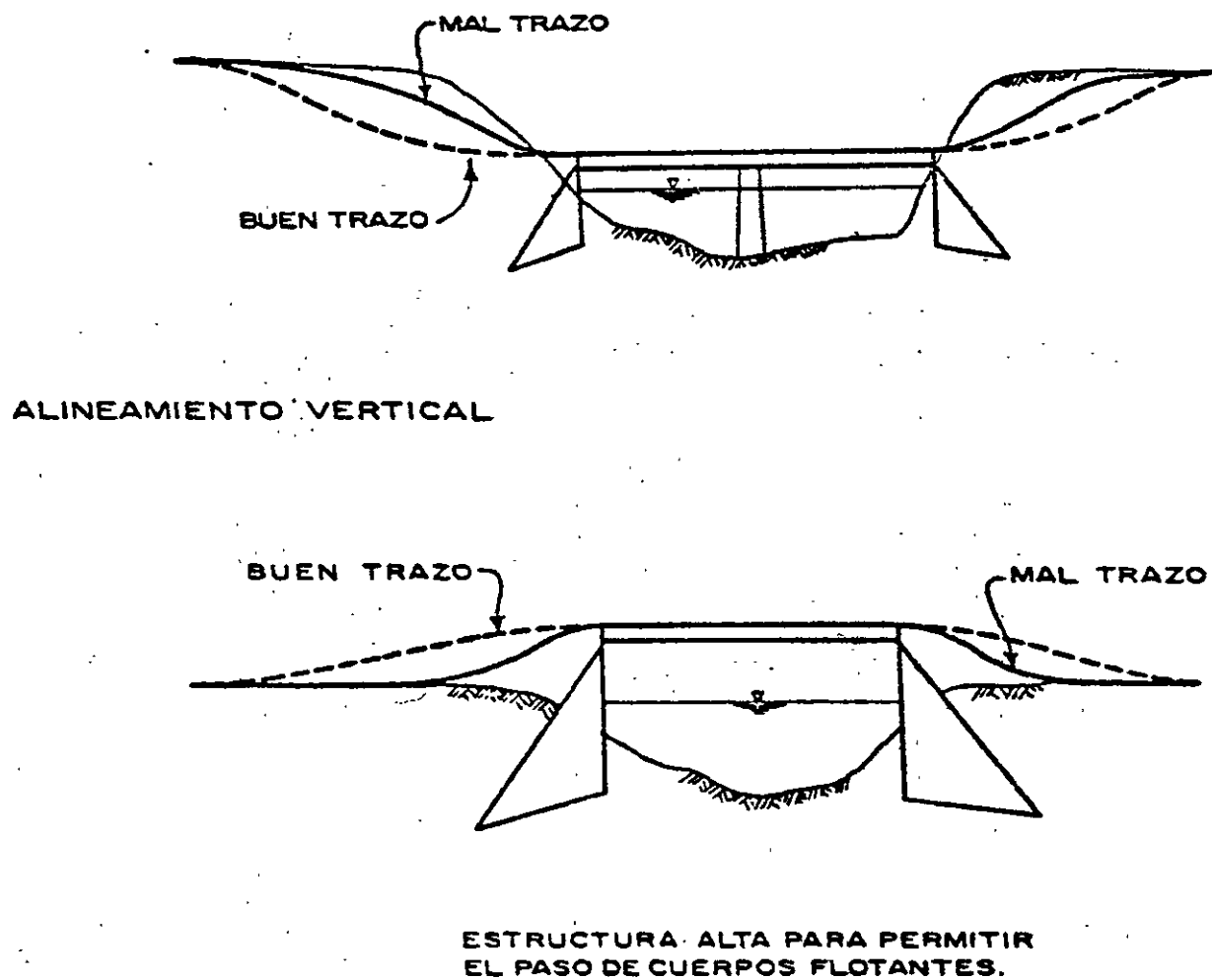


FIGURA 7

- 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 ).

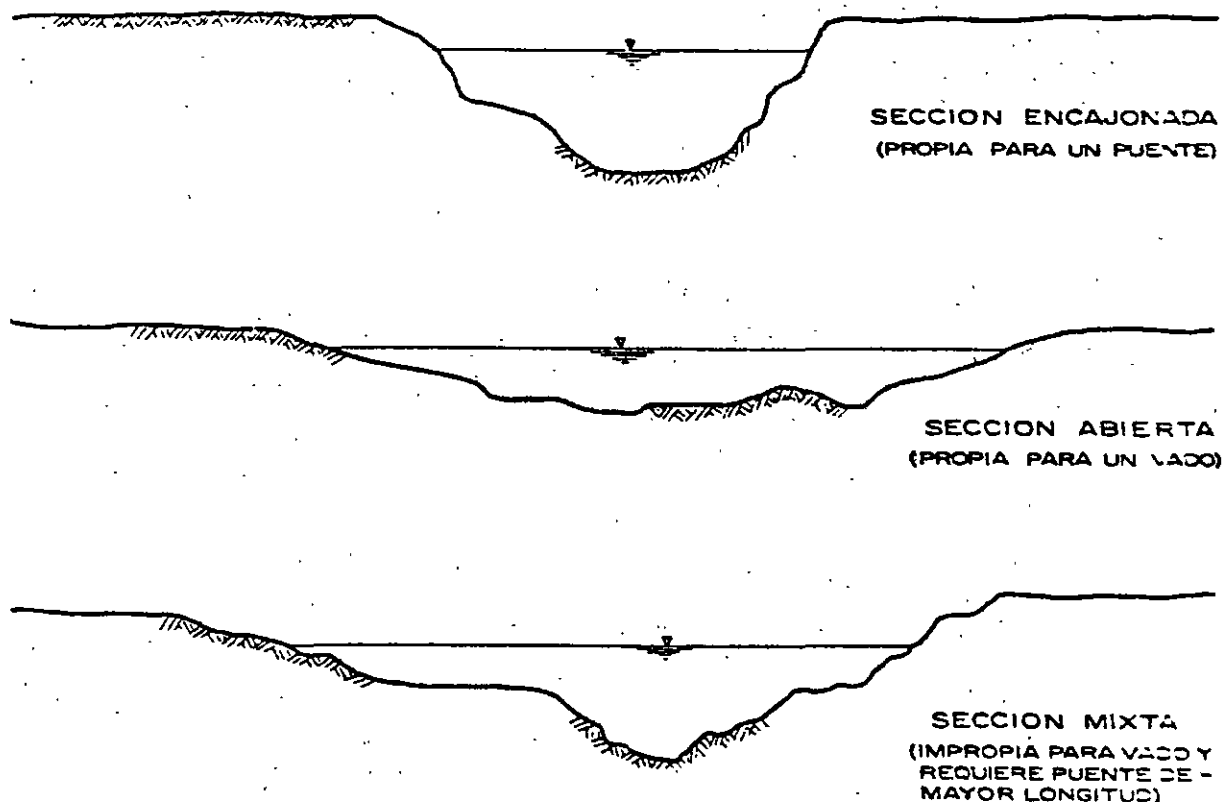


FIGURA 8

- 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 márgen está expuesta más o menos a ser erosionada, etc.

*d) Dibujo de pendientes y secciones hidráulicas.*

Se dibuja un perfil del fondo del arroyo en el cual aparecen cadenamientos a partir del cruce (estación 0+000) hacia aguas arriba y aguas abajo; indicándose con ejes las secciones auxiliares.

En el mismo dibujo del perfil se incluye el perfil medio de la superficie del agua en crecientes máximas extraordinarias (pendiente hidráulica) asociada a un cierto período de retorno, así como el perfil medio del fondo del río (pendiente 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 sollicitaciones 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.

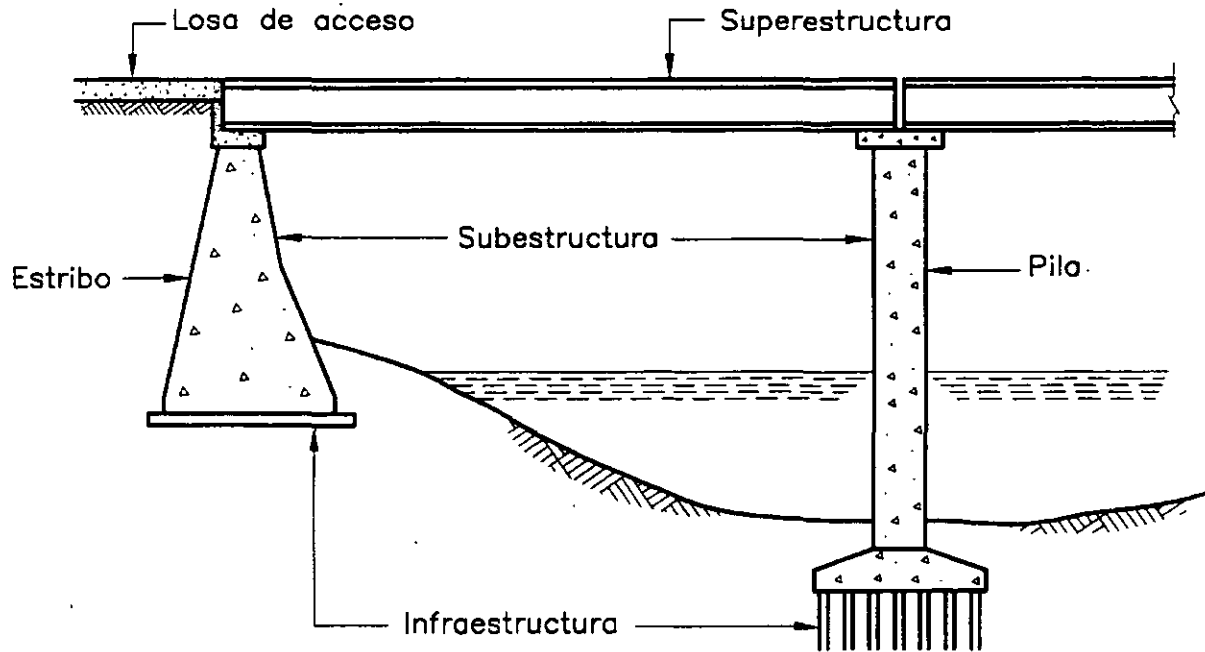


FIGURA 9 Elementos que constituyen un puente.

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 estos materiales es importante e implica el conocimiento de algunos parámetros tales como la posibilidad de fabricar o acarrear concreto a la obra, o de la existencia de piedra en la zona, lo cual nos puede llevar a elegir elementos de mampostería siempre y cuando se tenga una altura razonable en dichos elementos. Las pilas de mampostería son económicas hasta alturas de 14 a 16 metros. En tanto que los estribos lo son hasta alturas de unos 11 metros.

La piedra es algunas veces usada como revestimiento para incrementar la resistencia a la erosión, especialmente cerca de la superficie de la corriente si esta existe, o bien es utilizada para dar una mejor apariencia.

Cuando se utilizan elementos de acero como pilas, deben protegerse de la humedad mediante pintura o revestimientos que pueden ser de concreto, sobre todo cuando están sujetos a ciclos de mojado y secado.

Por mucho tiempo, las subestructuras fueron diseñadas sin considerar el aspecto estético, pero actualmente el ingeniero proyectista toma en cuenta el efecto estético que en el puente presenta el manejo de diferentes formas de las pilas y estribos. El concreto, por su facilidad de 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.

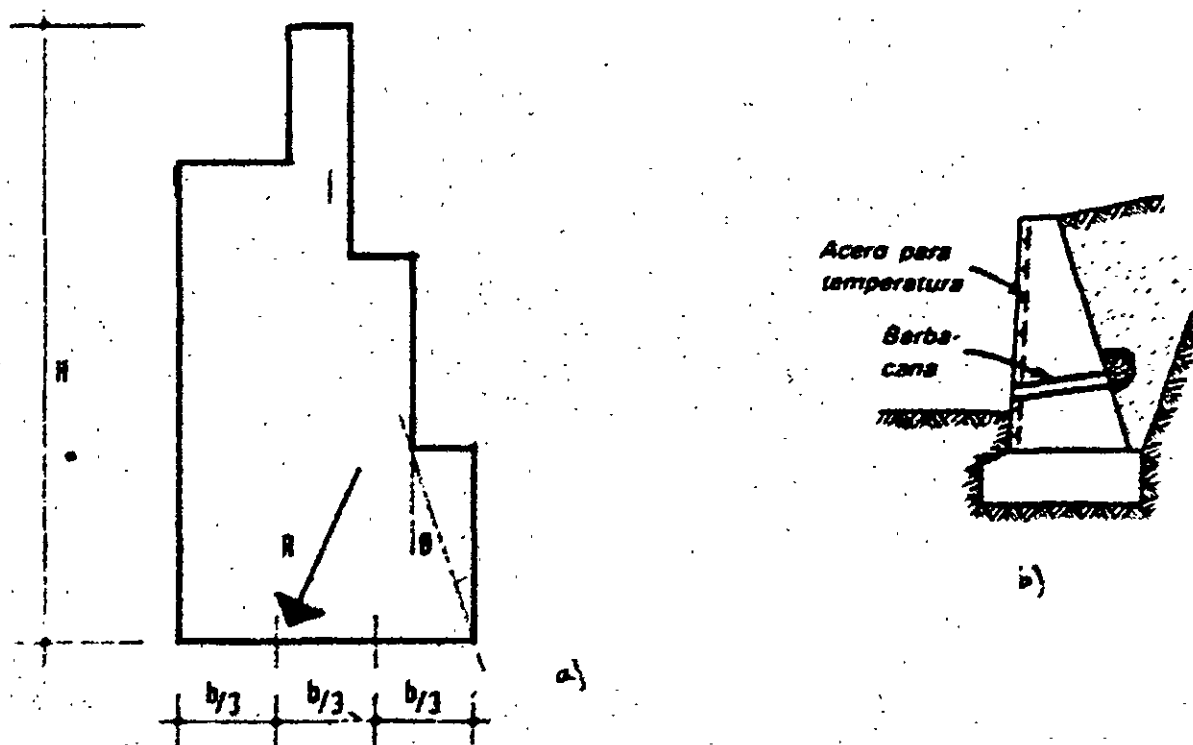


FIGURA 10 Estribos de gravedad

En la práctica se limita el ángulo  $\sigma$  a no más de  $30^\circ$ .

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.

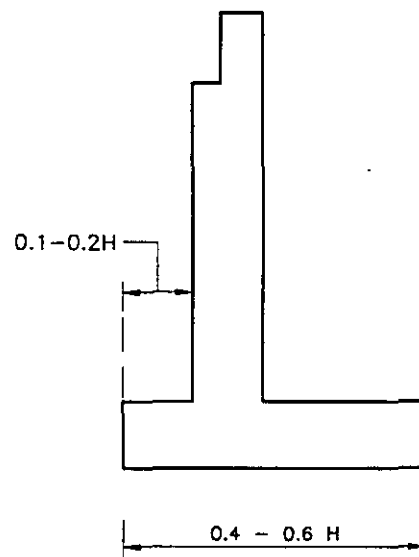


FIGURA 11. Estribos en cantiliver libre.

#### 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.

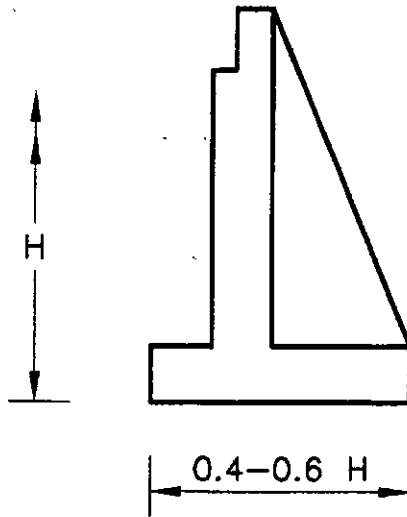


FIGURA 12. Estribos en cantiliver con contrafuertes.

*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.

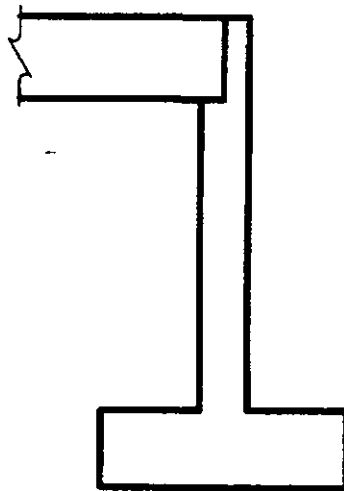


FIGURA 13. Estribos en cantiliver apuntalado.

### ***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 ).

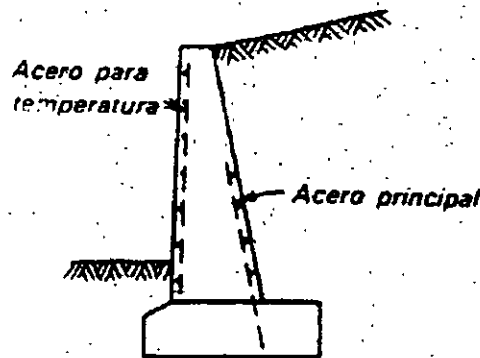


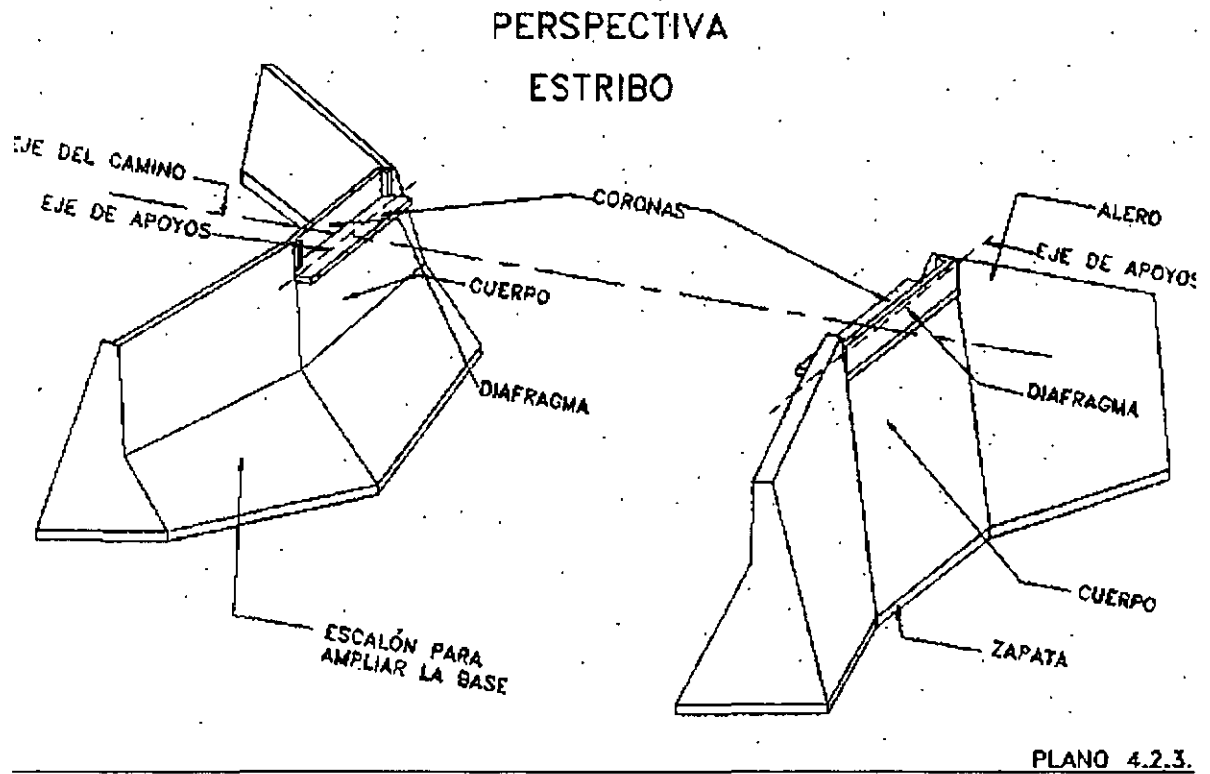
FIGURA 14 Estribos de semigravedad.

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.

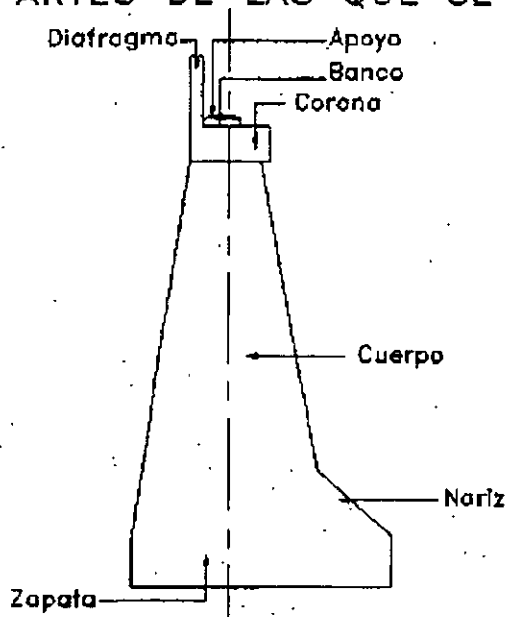
### ***d) Estribos con aleros.***

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.

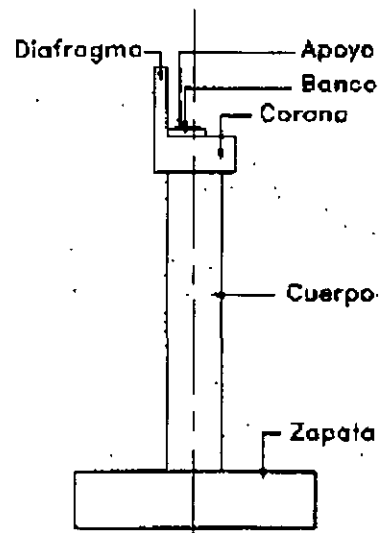
Cuando los aleros son paralelos al eje del camino los estribos reciben el nombre de estribos en U. El desarrollo posterior de los estribos en U dio lugar a los estribos en cajón. (Fig. 17).



**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.

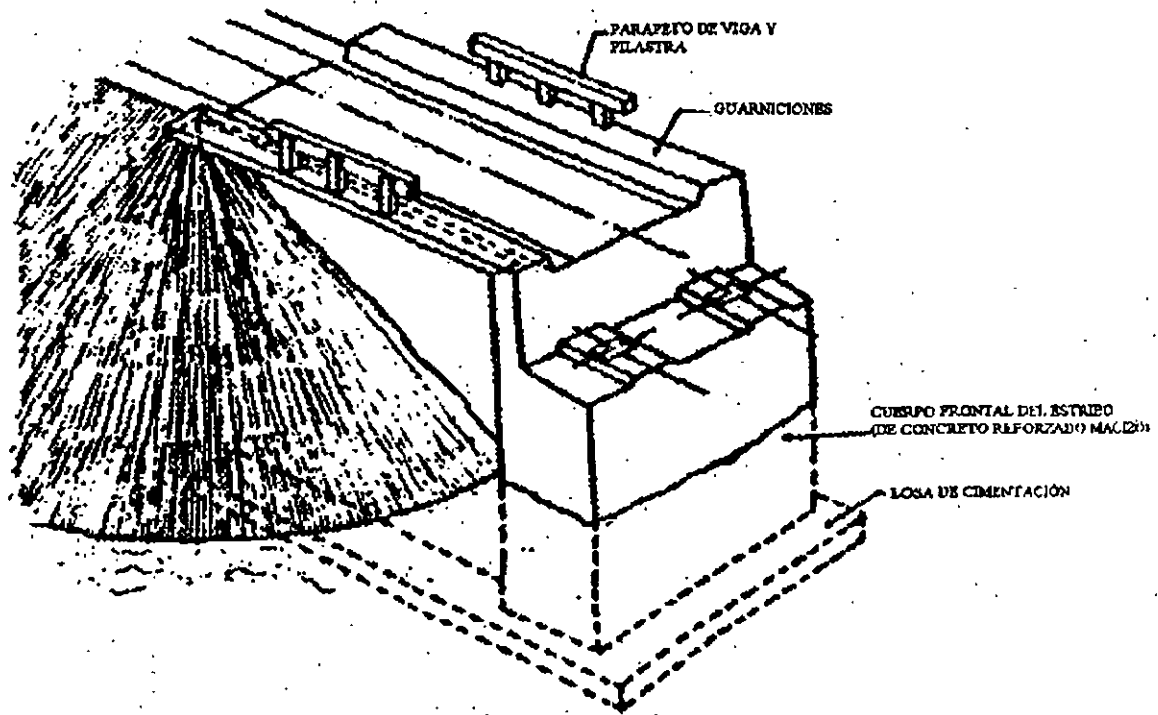


FIGURA 16 Estribo en U

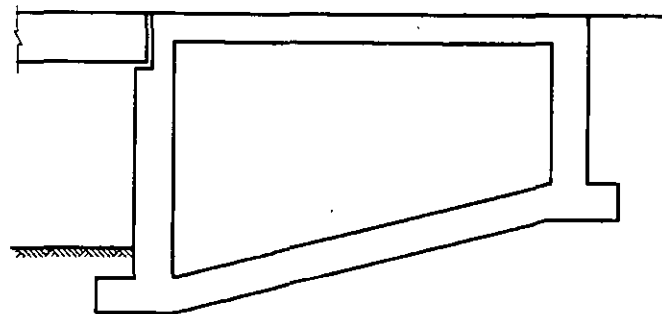


FIGURA 17 Estribos en cajón.

*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.



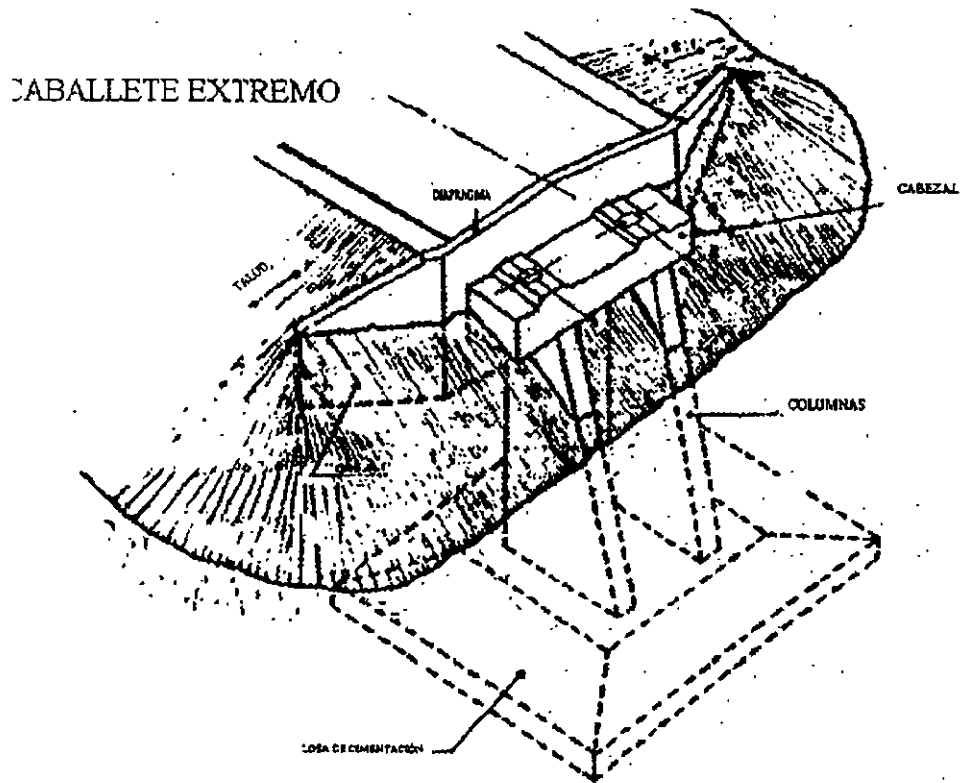


FIGURA 18 Caballetes.

**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

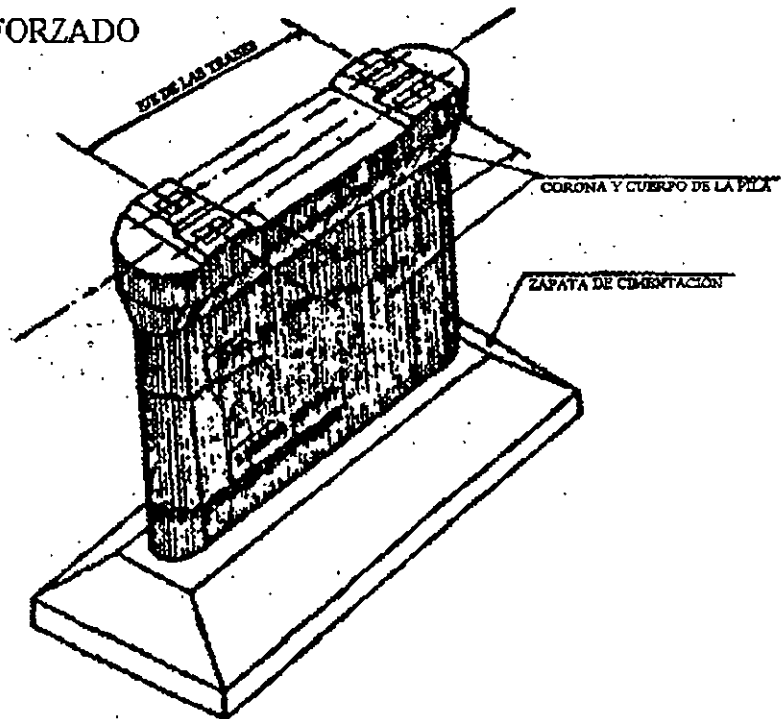


FIGURA 19 Pila de gravedad.

### *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 trabes longitudinales de la superestructura (fig. 20). Este elemento horizontal de soporte se refuerza con varillas horizontales que resisten el momento de cantiliver, y con estribos que resisten el cortante.

El cuerpo vertical de la pila debe diseñarse para soportar los momentos que le transmita la ampliación superior y su área de acero está limitada a por lo menos el 1 % del área de concreto de la sección transversal, lo cual es suficiente para alturas moderadas.

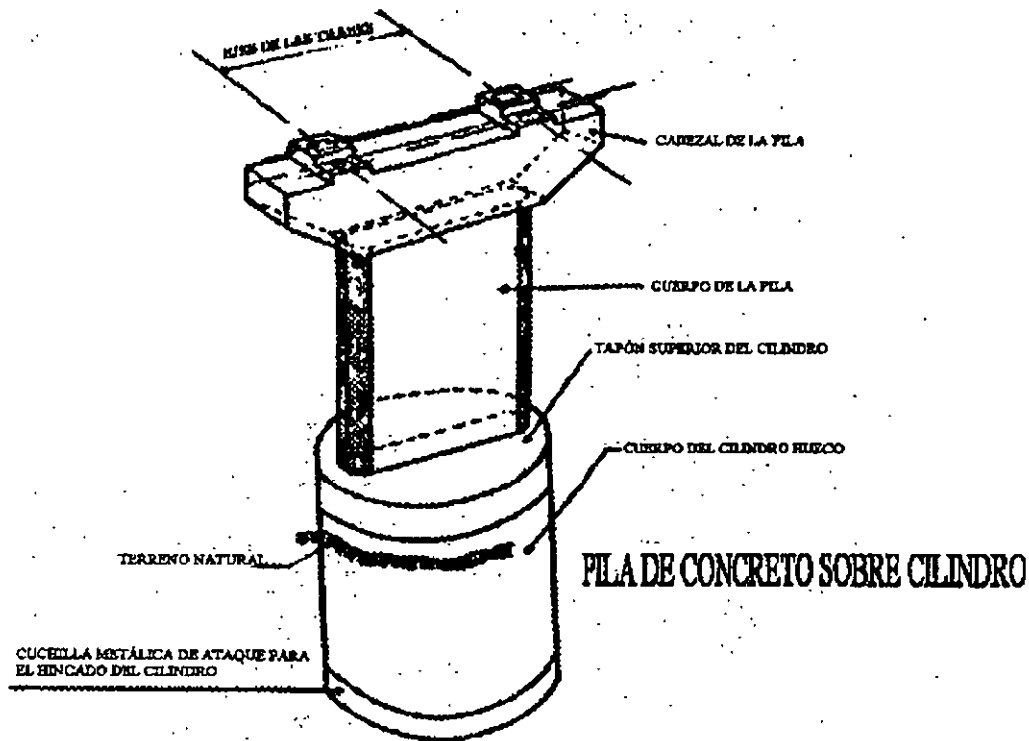


FIGURA 20 Pila en forma de T.

**h) Pilas en marco**

Este tipo de pilas se ilustra en la figura 21 se utiliza cuando la altura del puente y las fuerzas horizontales actuantes ocasionen fuertes momentos que en el caso de pilas en T requieren en grandes secciones y refuerzos

Las columnas pueden ser verticales o ligeramente inclinadas para aumentar la estabilidad, y su sección puede ser uniforme o aumentar de arriba hacia abajo. Para rigidizar la estructura y reducir los efectos de esbeltez de las columnas de las columnas se pueden usar traveses horizontales.

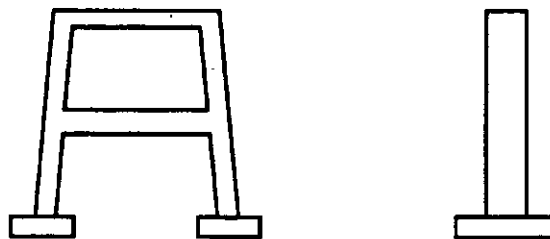


FIGURA 21 Pila en marco.

### *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

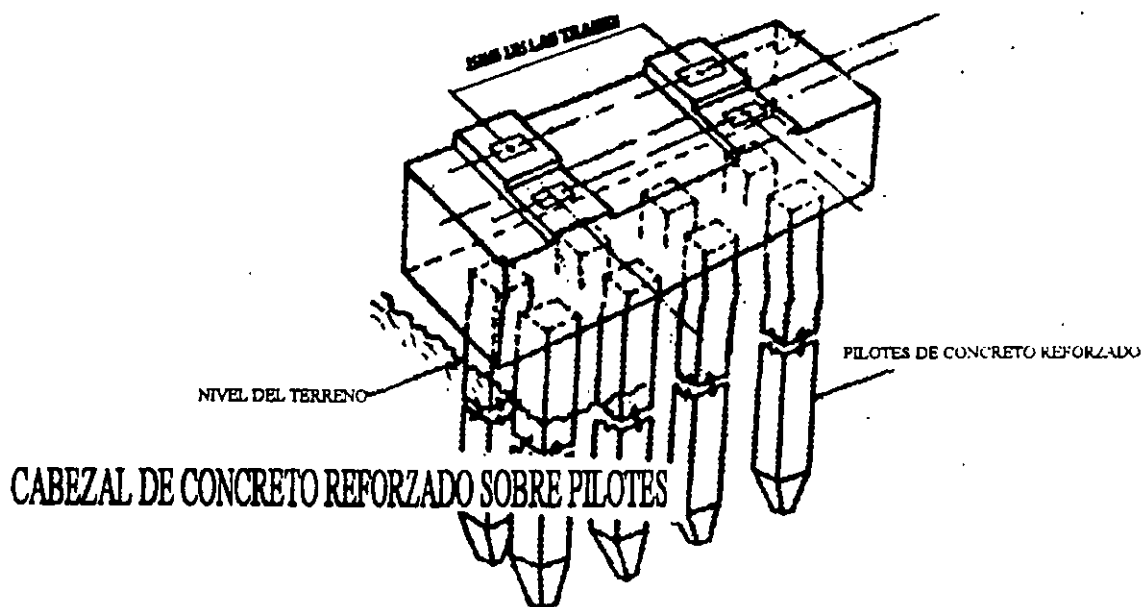


FIGURA 22

### **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.

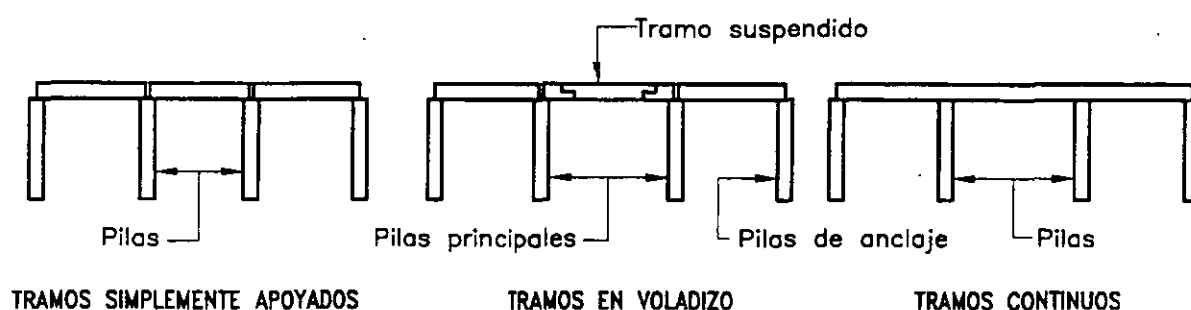


FIGURA 23 Disposición estructural de los miembros principales de carga de un puente.

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 trasportarlas parcialmente a las pilas.
5. Los tramos continuos resisten cargas de ruptura mayores.
6. Las estructuras continuas son ideales para el montaje tipo voladizo.

7. Se requieren menos dispositivos de expansión.
8. Se puede lograr una apariencia más agradable, debido a la posibilidad de variar la longitud del tramo y del peralte de las trabes.

Respecto a los tramos en voladizo, su construcción consiste esencialmente en dos tramos simplemente apoyados, cada uno con extremos sobresalientes o volados (como se muestra en la figura 23) y con otro simplemente apoyado entre los dos extremos en voladizo.

En los puentes en voladizo es posible 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 traveses 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.

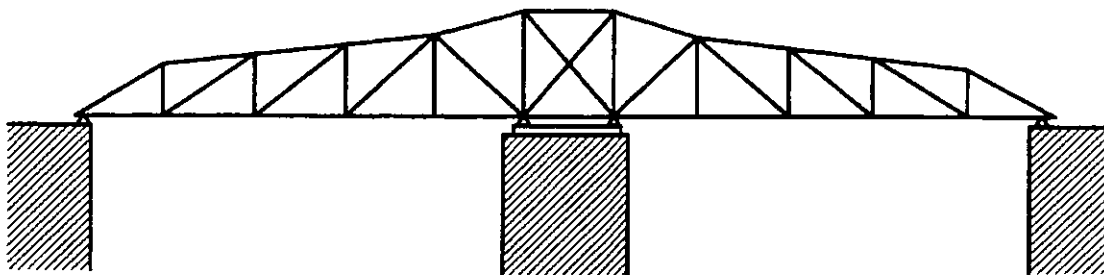


FIGURA 24 Puente giratorio

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.

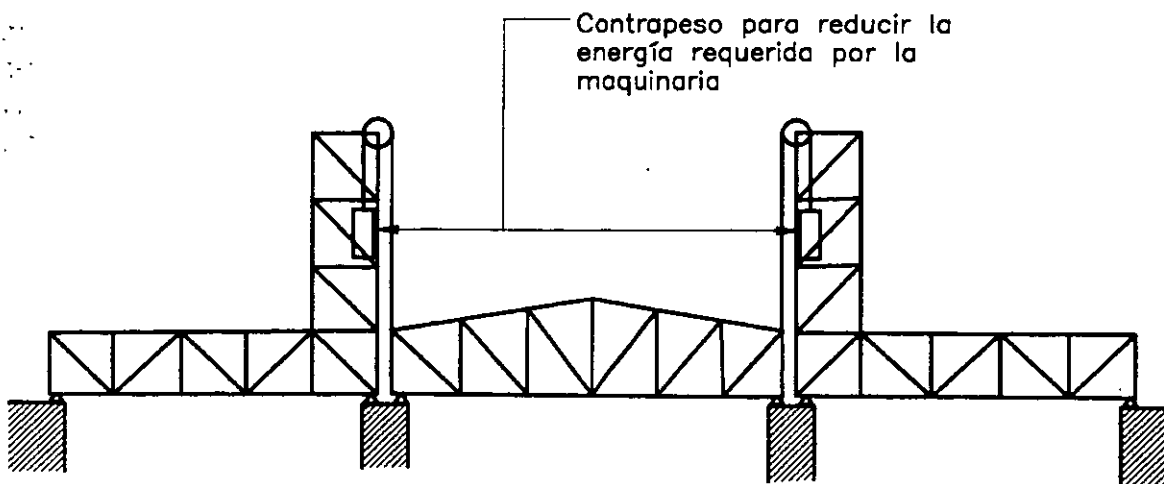


FIGURA 25 Puente levadizo vertical

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.

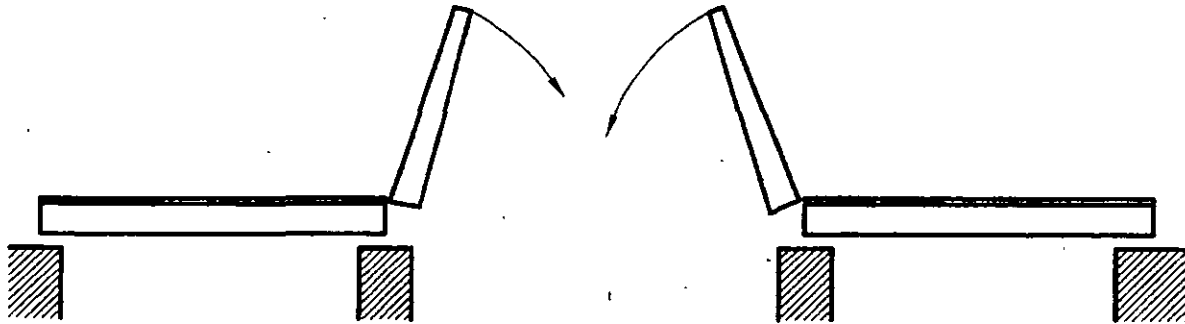


FIGURA 26 Puente basculante

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 paralelas 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.

<b>TIPO DE SUPERESTRUCTURA</b>	<b>CLAROS</b>
<b>PUENTES DE CONCRETO RESFORZADO</b>	
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
<b>PUENTES DE CONCRETO PREENFORZADO</b>	
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
<b>PUENTES DE ACERO</b>	
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
<b>OTROS TIPOS</b>	
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

FABLA 2 Claros usuales en distintos tipos de superestructuras.

CLAROS OPTIMOS PARA DIFERENTES TIPOS DE PUENTES

TIPO DE ESTRUCTURAS

CLAROS

0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 130 140 150 160 170 180 190 200 210 220 230 240 250 260 270 280 290 300 40 50 60

1.- Alcantarillas de arcos en mampostería

2.- Alcantarillas en concreto

3.- Puentes marcos cerrados

4.- Puentes losa de concreto reforzado

5.- Puentes marcos abiertos

6.- Puentes losa de concreto reforzado

7.- Puentes trabes prefabricadas

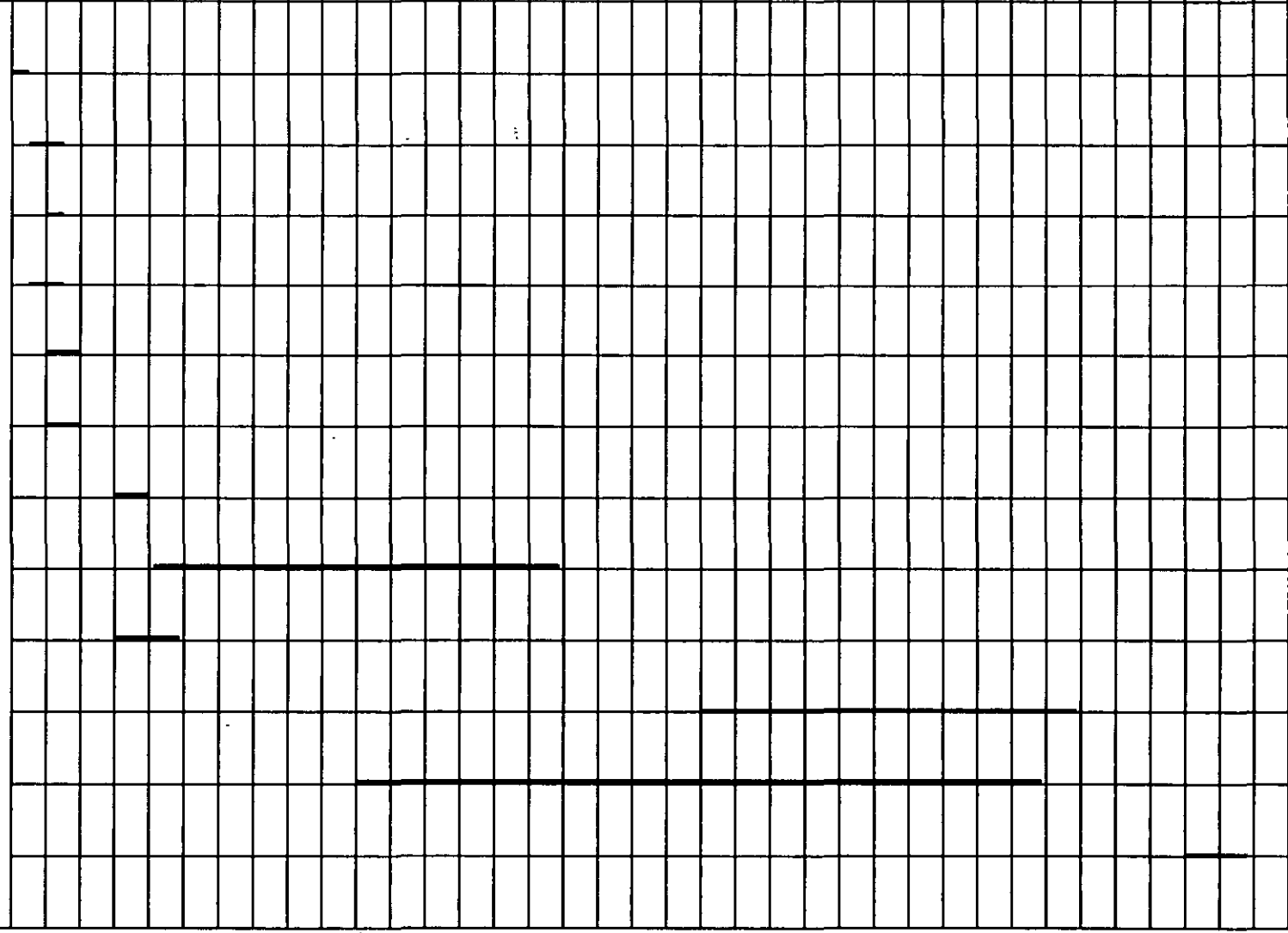
8.- Puentes doble voladizo

9.- Puente empujado

10. Puente atirantado

11.-Puente arco en concreto

12. Puente colgante



## 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.

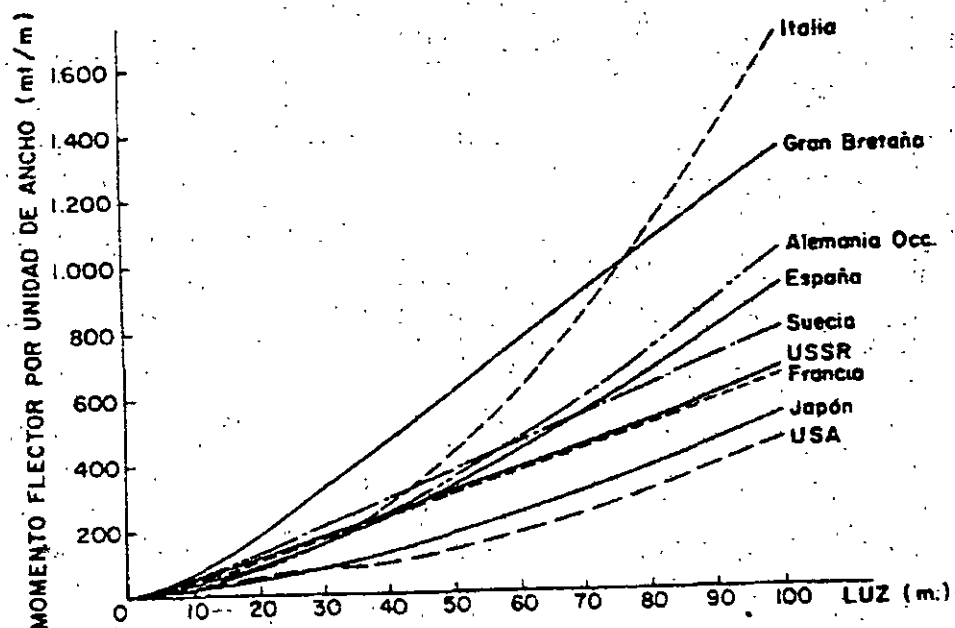


FIGURA 27 Momentos flexionantes máximos por unidad de ancho para una vía de circulación cargada, según las normas de los distintos países.

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 paea el proyecto de Puentes Carreteros”, México, D.F., 1984.
- b) American Association of State Highway and Transportation Officials ( AASHTO ), “Standard Specifications for Highway Bridges”, Washington, 1996.
- c) American Railroad Engineering Asociation ( AREA ), “Especificaciones de Puentes para Ferrocarriles”.

Para el caso de puentes de caminos, las especificaciones americanas AASHTO, señalan que los elementos estructurales de un puente deben ser diseñados para soportar ciertas cargas o acciones, que se incluyen a continuación:

## CARGA MUERTA

La carga muerta consiste en el peso de la estructura, incluyendo las superficies de rodamiento, banquetas, parapetos, vías, tuberías, conductos, cables y otras instalaciones para servicios públicos.

La determinación de la carga muerta del puente implica un proceso iterativo, ya que el verdadero peso del puente sólo puede determinarse hasta que el puente ha sido diseñado. Por lo tanto, es necesario hacer una estimación preliminar de la carga muerta para el diseño y compararla con la que resulte de éste, repitiendo el proceso de refinamiento hasta que ambos pesos concuerden razonablemente. Un estudio de puentes semejantes puede ayudar para obtener la estimación preliminar de la carga muerta.

Para la determinación de la carga muerta se incluyen en la tabla 3 los pesos volumétricos de algunos materiales que son usados comúnmente en puentes.

Acero o acero fundido	7850 Kg/m <sup>3</sup>
Hierro fundido	7800 Kg/m <sup>3</sup>
Aluminio, aleaciones	2800 Kg/m <sup>3</sup>
Madera (tratada o sin tratar)	800 Kg/m <sup>3</sup>
Concreto simple	2300 Kg/m <sup>3</sup>
Concreto reforzado	2400 Kg/m <sup>3</sup>
Mampostería de piedra	2750 Kg/m <sup>3</sup>
Arena, tierra, grava o balasto, compactados	1920 Kg/m <sup>3</sup>
Arena, tierra y grava sueltas	1600 Kg/m <sup>3</sup>
Macadam o grava, compactados con aplanadora	2240 Kg/m <sup>3</sup>
Relleno de escorias	960 Kg/m <sup>3</sup>
Pavimento que no sea bloque de madera	2400 Kg/m <sup>3</sup>
Tablón asfáltico	1730 Kg/m <sup>3</sup>
Vía de F.C. (riel, guardariel y accesorios de vía) por metro lineal de vía	298 Kg/m <sup>3</sup>

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, decimosesta, 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 tipo T3-S3 consta de un tractor con tres ejes y


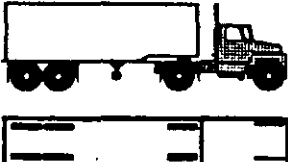
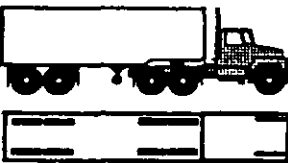
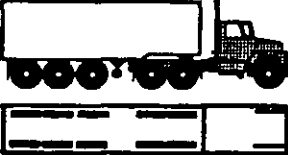


un semirremolque con tres ejes, cuyo peso bruto vehicular máximo autorizado es de 48.5 toneladas métricas para circular en caminos tipo A y B pudiendo aumentarse este peso a 54.5 ton Si el camión cuenta con suspensión neumática en todos sus ejes, excepto el direccional. El camión tipo T3-S2-R4 consta de un tractor con tres ejes, un semirremolque con dos ejes y un remolque con cuatro ejes, con peso bruto vehicular máximo autorizado de 66.5 ton para caminos tipo A y B que puede aumentarse a 72.5 ton durante el período de 8 de enero de 1997 al 8 de enero de 2002 su cuenta con un sistema auxiliar de frenos independiente al de balatas (posteriormente al período referido, el peso se ajustará a 66.5 ton); además de lo anterior, el peso bruto vehicular de este camión podrá aumentarse a 81.5 ton si cuenta con suspensión neumática en todos sus ejes, excepto el direccional.

La Dirección General de Conservación de Carreteras, previa consulta con la Dirección General de Servicios Técnicos, ha adoptado como carga móvil de diseño la que produzca el efecto más desfavorable entre los camiones tipo T3-S3 y T3-S2-R4 (con peso total máximo de 48.5 ton y 66.5 ton, respectivamente, y que se pueden observar las siguientes páginas) en todos los carriles que pueda albergar el ancho de calzada del puente en caminos tipo A y B. Para caminos tipo C y D la carga móvil de diseño será la que produzca el efecto más desfavorable entre cualquiera de los camiones ya mencionados en una banda y en la otra banda un camión tipo HS20.

Como dato histórico, puede mencionarse que en el pasado las cargas móviles utilizadas para el proyecto de puentes carreteros en México fueron las HS. Hasta 1972 se empleaba la carga HS15 en puentes de carreteras comunes y la carga HS20 en puentes de carreteras troncales. A partir de 1972 y hasta 1980, se generalizó el uso de la carga HS20, después de los cual ya se utilizaron las cargas T3-S3 y T3-S2-R4, pero con pesos y criterios diferentes a los que aquí se mencionan.


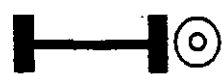

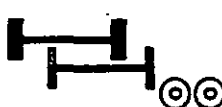



**PESO BRUTO VEHICULAR MAXIMO AUTORIZADO POR TIPO  
DE VEHICULO Y CAMINO (TONELADAS)**

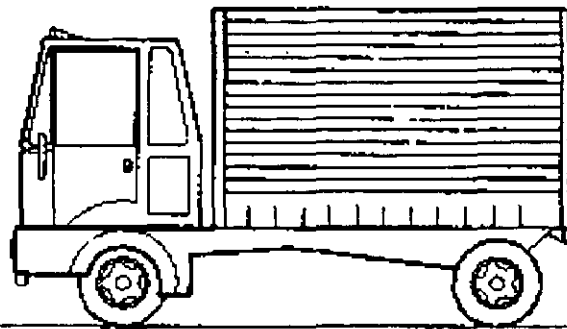
<b>TRACTOCAMION ARTICULADO</b>					
<b>CONFIGURACION DEL VEHICULO</b>	<b>NUMERO DE LLANTAS</b>	<b>TIPO DE CAMINO</b>			
		<b>A4 Y A2</b>	<b>B4 Y B2</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
<b>T2-S1</b> 	10	27.50	27.50	24.50	NA
<b>T2-S2</b> 	14	35.50	35.50	31.50	NA
<b>T3-S2</b> 	18	44.00	44.00	39.00	NA
<b>T3-S3</b> 	22	48.50	48.50	43.00	NA

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

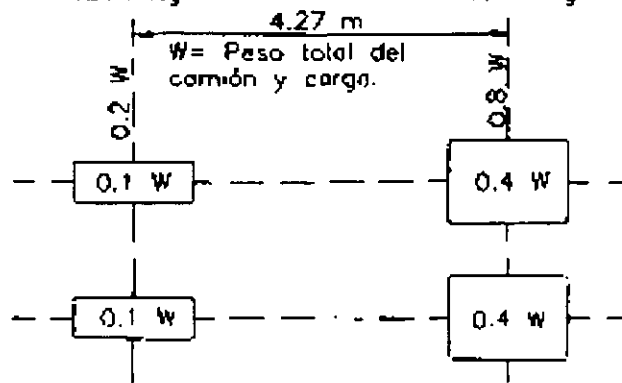
<b>TRACTOCAMION DOBLEMENTE ARTICULADO</b>					
<b>CONFIGURACION DEL VEHICULO</b>	<b>NUMERO DE LLANTAS</b>	<b>TIPO DE CAMINO</b>			
		<b>A4 Y A2</b>	<b>B4 Y B2</b>	<b>C</b>	<b>D</b>
<b>T2-SI-R2</b> 	18	47.50	47.50	42.50	NA
<b>T3-SI-R2</b> 	22	56.00	56.00	50.00	NA
<b>T3-S2-R2</b> 	26	60.50	60.50	52.50	NA
<b>T3-S2-R4</b> 	34	66.50*	66.50*	58.00	NA
<b>T3-S2-R3</b> 	30	63.00	63.00	55.00	NA
<b>T3-S3-S2</b> 	30	60.00	60.00	51.50	NA

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

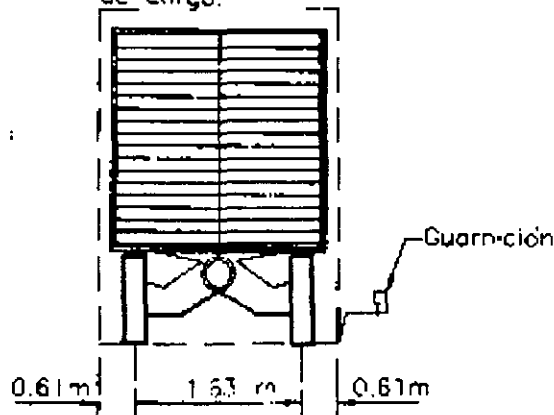
CONFIGURACION DE EJES	TIPO DE CAMINO			
	A4 Y A2	B4 Y B2	C	D
 SENCILLO DOS LLANTAS	6.50	6.50	5.50	5.00
 SENCILLO CUATRO LLANTAS	10.00	10.00	9.00	8.00
 MOTRIZ SENCILLO CUATRO LLANTAS	11.00	11.00	10.00	9.00
 MOTRIZ DOBLE O TANDEM SEIS LLANTAS	15.50	15.50	14.00	12.50
 DOBLE O TANDEM OCHO LLANTAS	18.00	18.00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



H20	3629 Kg	14515 Kg
H15	2722 Kg	10886 Kg
H10	1814 Kg	7257 Kg



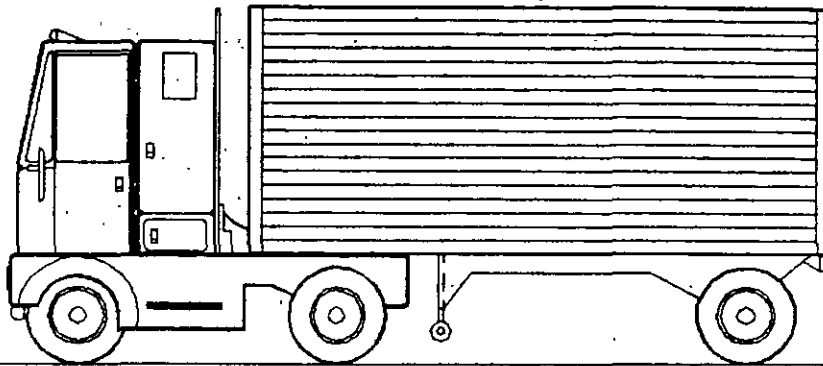
3.05 m ancho del gálibo y del carril de carga.



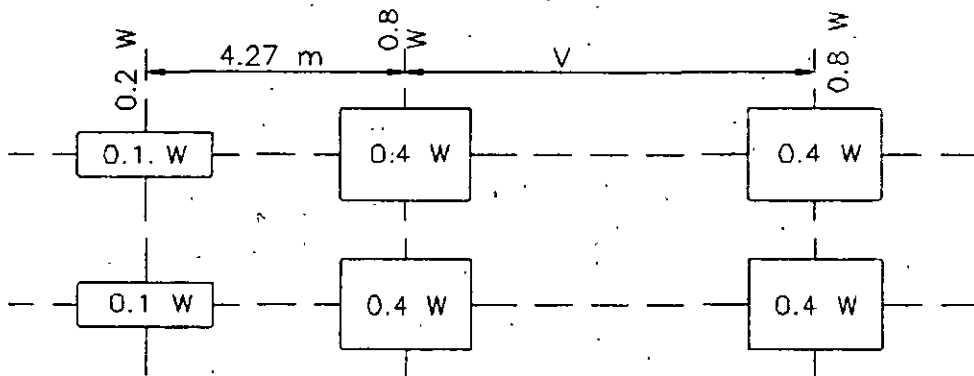
- Para el proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 30.5 cm de la cara de la guarnición

Camión tipo H

# CAMION TIPO HS

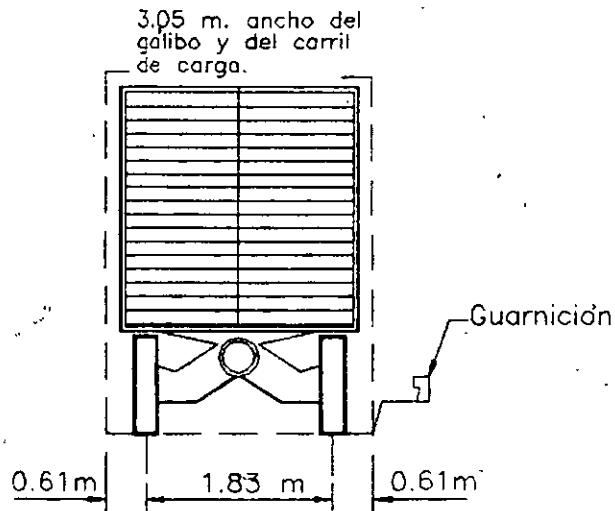


520	3629 Kg	14515 Kg	14515 Kg
315	2722 Kg	10886 Kg	10386 Kg



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 será el que produzca los esfuerzos máximos.



\* Para el proyecto de losas se supondrá que el eje vertical central de la rueda queda a 30.5 cm de la cara de la guarnición

## CARGAS EQUIVALENTES

Carga concentrada 8165 kg para momento\*  
11793 kg para esfuerzo cortante

Carga uniforme 952 kg por metro lineal de carril de carga



CARGA H20-44

CARGA HS20-44

Carga concentrada 6123 kg para momento\*  
8845 kg para esfuerzo cortante

Carga uniforme 714 kg por metro lineal de carril de carga



CARGA H15-44

CARGA HS15-44

Carga concentrada 4082 kg para momento\*  
5897 kg para esfuerzo cortante

Carga uniforme 476 kg por metro lineal de carril de carga



CARGA H10-44

## CARGAS PARA CARRIL H Y HS

## CARRILES DE TRANSITO Y APLICACION DE LAS CARGAS

Se considerará que la carga equivalente por carril o la del camión tipo, ocupa un ancho de 3.05 m, sin embargo, debido a que el ancho de calzada se establece por condiciones geométricas de vialidad, se puede considerar que el ancho de cada carril de tránsito, para fines de análisis estructural, es el que se obtiene de la siguiente ecuación:

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

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.



<b>Carga tipo:</b>	<b>H 15</b>	<b>H 20</b>	<b>HS 15</b>	<b>HS 20</b>
Para cortante, hasta	10.36 m	10.06 m	36.58 m	36.58 m
Para cortante, hasta	17.68 m	17.07 m	42.67 m	42.67 m

TABLA 5 Longitudes de tramos simplemente apoyados hasta las que el camión tipo produce esfuerzos mayores que la carga equivalente por carril.

De la tabla 5 notamos que un camión tipo produce los esfuerzos por cortante máximos, en relación con la carga equivalente por carril, hasta una longitud distinta a la que produce los esfuerzos máximos por flexión; así, por ejemplo, si se está analizando un tramo simplemente apoyado de 15 m de longitud sujeto a una carga H 15, el análisis por cortante se realizará utilizando la carga equivalente por carril, y el análisis por flexión se realizará utilizando el camión tipo.

Para tramos simplemente apoyados el espaciamiento del eje posterior, en camiones tipo HS, que produce los esfuerzos máximos, es el valor mínimo de 427 cm.

Para tramos continuos se deberá analizar qué tipo de carga es la que produce los máximos esfuerzos. En lo que respecta a las cargas de camión tipo HS se deberá considerar el espaciamiento del eje posterior más desfavorable tanto para momento positivo como negativo, considerando para éste último que el eje trasero puede situarse en el claro contiguo.

Las cargas equivalentes por carril consistirán en una carga uniforme por metro lineal de carril de tránsito, combinada con una carga concentrada (página 53) que puede deslizarse a lo largo del tramo de tal manera que produzca el máximo esfuerzo para cada punto del puente que se desee analizar. La carga concentrada y la carga uniforme se considerarán como uniformemente distribuidas en un ancho de 3.05 m sobre una línea normal al eje central del carril.

Las cargas equivalentes en el caso de tramos continuos consistirán en las cargas mostradas en la página 53, agregando a estas cargas otra concentrada de igual peso, que se colocará en otro tramo de la serie en posición tal que se produzca el máximo momento negativo. Para determinar el momento positivo máximo se usará solamente una carga concentrada por carril combinada con tantos tramos cargados uniformemente como se necesite para producir el momento máximo. La carga uniforme podrá ser continua o discontinua, según sea necesario para producir los esfuerzos máximos. Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos cortantes se usarán diferentes cargas concentradas en las cargas equivalentes por carril, como está indicado en la figura 21. Las cargas concentradas más ligeras se usan para el análisis por flexión, y las cargas concentradas más pesadas se usarán para el análisis de esfuerzos cortantes.

#### *CARGA MINIMA*

Para caminos principales o para aquellos que se espera tengan tránsito de camiones pesados, la carga mínima aplicable será la de tipo HS 15-44.

## REDUCCION DE INTENSIDAD DE LA CARGA VIVA.

Se podrán reducir los efectos de la carga viva de caminos actuando en cada línea, debido a que la posibilidad de que se produzcan simultáneamente las condiciones 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 espaciamiento de los vehículos y sus ejes, sino también la distribución de estas cargas sobre las losas y los largueros de soporte, la cual obviamente afectará al diseño. Se han deducido 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  $415 \text{ kg/m}^2$  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  $415 \text{ kg/m}^2$
- + Para claros de 7.63 a 30.48 m de longitud  $293 \text{ kg/m}^2$
- + 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  $293 \text{ kg/m}^2$ ).

L = Longitud de banqueta cargada, en metros.

A = Ancho de banqueta, en metros.

### *CARGA VIVA SOBRE GUARNICION*

Las guarniciones se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor de 745 Kg/m de guarnición, aplicada en la parte superior de la guarnición, o a 25 cm arriba del piso si la guarnición es de altura mayor que 25 cm.

Las guarniciones se amplían para servir eventualmente como banquetas de tránsito para peatones; se llaman "banquetas de emergencia" y tendrán un ancho mínimo de 45 cm. Solamente si la banqueta de emergencia mide más de 60 cm de ancho se proyectarán para las cargas especificadas para banquetas.

### *CARGA VIVA SOBRE PARAPETOS*

*Parapetos de calzada.* Los miembros superiores de los parapetos de calzada se proyectarán para resistir una fuerza lateral horizontal de 223 Kg/m simultáneamente con una fuerza vertical de 150 Kg/m aplicadas en la parte superior del parapeto. Cuando las guarniciones tengan más de 23 cm de altura, los barrotes inferiores del parapeto se proyectarán para resistir una fuerza Lateral horizontal de 450 Kg/m. Cuando las guarniciones tengan menos de 23 cm de altura, esa fuerza se aumentará en 60 Kg/m por cada 2.5 cm que la guarnición tenga abajo de los 23 cm de altura; el incremento agregado a la fuerza horizontal por aplicarse al barrote no 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 por ciento, cuyo valor máximo a considerar será de 30%.

L = Longitud del claro cargado, en metros. \*

\* En las especificaciones AASHTO se expresa que el valor de 'L' en vigas continuas es la longitud del tramo en cuestión para momento positivo y el promedio de los dos tramos adyacentes para momento negativo; no se hace ninguna definición de "L" para cortante, por lo que se utilizará, de igual forma que para momento positivo, la longitud del tramo considerado.

#### *FUERZAS LONGITUDINALES*

Cuando un vehículo acelera o frena sobre un puente, sus llantas transmiten al piso fuerzas longitudinales, cuyas magnitudes dependen del valor de la aceleración o frenaje. La máxima fuerza longitudinal resulta de frenar repentinamente; la magnitud de esta fuerza depende del peso del vehículo, de su velocidad en el instante de frenar, y del intervalo de tiempo en que el vehículo se detiene completamente. Como sería incierta la valuación de los factores anteriores

para la determinación de las fuerzas longitudinales, en las especificaciones se estipula que se tendrá en cuenta una fuerza longitudinal del 5% de la carga viva sobre todos los carriles que lleven tránsito de vehículos en la misma dirección. Para los puentes en que se considere que lleguen a ser en el futuro de una sola dirección, se considerarán cargados en todos sus carriles.

La carga usada será la carga equivalente por carril de diseño, con la carga concentrada para momento, sin considerar impacto, y la reducción especificada para cuando hay, varios carriles cargados.

El centro de gravedad de la fuerza longitudinal se supondrá que se encuentra a 1.22 m arriba de la losa del piso y que se transmite a la subestructura a través de la superestructura. La fuerza longitudinal añade esfuerzos muy pequeños a los miembros de la superestructura, pero es importante en el diseño de conexiones y de la subestructura.

Una fuerza longitudinal adicional, debida a la fricción en los apoyos para dilatación, deberá ser considerada en el diseño de la subestructura. Esta fuerza longitudinal es igual a la descarga en el apoyo por el coeficiente de fricción entre los materiales deslizantes que constituyen el apoyo. El uso de apoyos deslizantes de teflón, que tiene un coeficiente de fricción muy pequeño, minimiza las fuerzas longitudinales debidas al deslizamiento de los apoyos. En la tabla 6 se consignan los valores del coeficiente de fricción entre algunos materiales.

Material (1)	Coef.	Material (2)	Coef.
Entre piedra y piedra	0.40-0.70	Entre concreto y mat. Asf.	1.0-2.0
Entre madera y madera	0.25-0.50	Entre acero y acero	0.2-.05
Entre metal y piedra	0.30-0.70	Con rodillo de acero	0.03
Entre metal y madera	0.20-0.60	Teflón	0.04
Entre concreto y caucho	0.60-0.90		

(1) Ref. 38.

(2) Ref. 32.

TABLA 6. Valores del coeficiente de fricción para algunos materiales.

## FUERZAS DEBIDAS A VARIACIONES DE TEMPERATURA

Se deberán tomar en cuenta los esfuerzos o movimientos que resulten de las variaciones de temperatura. Se fijará el aumento o disminución de la temperatura para la localidad en que vaya a ser construida la estructura; dichas variaciones se calcularán a partir de una temperatura supuesta al tiempo de efectuarse la erección. Se tendrá muy en cuenta el retraso entre la temperatura del aire y la temperatura interior de miembros pesados de concreto o estructuras.

La variación de temperatura será generalmente como sigue:

\* *En estructuras de acero*

Para clima moderado de -18 a 49 °C

Para clima 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  $0.000006/^{\circ}\text{C}$  y  $0.000011/^{\circ}\text{C}$ . Para efectos de diseño es común tomar un valor promedio de  $0.000011/^{\circ}\text{C}$ , tanto para concreto simple, como para concreto reforzado.

Para el acero se considerará un coeficiente de dilatación térmica de  $0.000012/^{\circ}\text{C}$  (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.

## ANÁLISIS ESTRUCTURAL

En el Proceso de estudio estructural de una obra de Ingeniería se pueden distinguir tres fases fundamentales que son:

- a) Idealización
- b) Análisis
- c) Interpretación

La idealización consiste en la representación de la obra de ingeniería mediante un modelo matemático que considere las propiedades más relevantes en relación con su estabilidad.

La fase de análisis estudia, mediante la utilización de recursos varios (Matemáticas, Mecánica, Resistencia de Materiales, etc.), el modelo-matemático definido en la fase de idealización, con el objeto de obtener una serie de resultados, cuyo significado y aplicación a la realidad de la obra constituye la última fase del proceso, que se denomina interpretación.

Se comprende que la idealización estructural y la interpretación de resultados contienen una elevada componente de experiencia e intuición, y es evidente, por otra parte, que ambas fases se encuentran profundamente relacionadas. En efecto, los resultados obtenidos y su interpretación dependen de la idealización o modelo considerado, y a su vez, los resultados obtenidos influirán en la determinación de modelos estructurales más convenientes, constituyéndose así un proceso cíclico, en el que el análisis se limita a determinar respuestas, conocida la estructura y las acciones.

En el análisis de una estructura se manejan dos conjuntos de magnitudes bien definidas:

1. Magnitudes de tipo estático (Fuerzas).
2. Magnitudes de tipo cinemática (Deformaciones).

Algunas de estas magnitudes, tanto estáticas como cinemáticas son conocidas y se denominan acciones. La determinación de las restantes magnitudes se lleva a cabo al imponer una serie de condiciones o ecuaciones estructurales. Tres clases bien definidas de ecuaciones relacionan estas magnitudes en el análisis estructural: las ecuaciones estáticas o ecuaciones de equilibrio, las ecuaciones cinemáticas o condiciones de compatibilidad, y las ecuaciones constitutivas del material, que relacionan las ecuaciones estáticas con las cinemáticas.

El análisis estructural consiste, entonces, en determinar las magnitudes incógnitas (estáticas y cinemáticas) que satisfacen, en conjunción con las magnitudes conocidas, a los tres tipos de ecuaciones anteriores. Así, el análisis consiste en obtener un conjunto de magnitudes estructurales que suponga a la estructura un equilibrio y una compatibilidad.

El análisis estructural puede dividirse según diferentes criterios. Probablemente una de las divisiones más esenciales del análisis se obtiene al introducir el concepto de linealidad. Se dice que una estructura es lineal, o se comporta linealmente, si bajo la acción de dos conjuntos de acciones (cargas y movimientos impuestos),  $E_1$  y  $E_2$ , que producen respectivamente, respuestas (resultados de desplazamientos y esfuerzos)  $R_1$  y  $R_2$ , se comprueban que la respuesta  $R$  obtenida bajo una acción  $E = K_1E_1 + K_2E_2$ , combinación lineal de las acciones

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





a) LOSA ESPESOR UNIFORME



b) LOSA ESPESOR VARIABLE



c) LOSA ALIGERADA CIRCULAR



d) LOSA ALIGERADA RECTANGULAR



e) SERIE DE VIGAS PREFABRICADAS NORMALIZADAS EN T INVERTIDA



f) SERIE DE VIGAS PREFABRICADAS NORMALIZADAS EN CAJON



g) PUENTES DE VIGAS PREFABRICADAS + FORJADO "IN SITU"



h) PUENTES DE VIGAS "IN SITU"



i) SECCION CAJON BICELULAR



j) SECCION CAJONES MULTIPLES

FIGURA 28

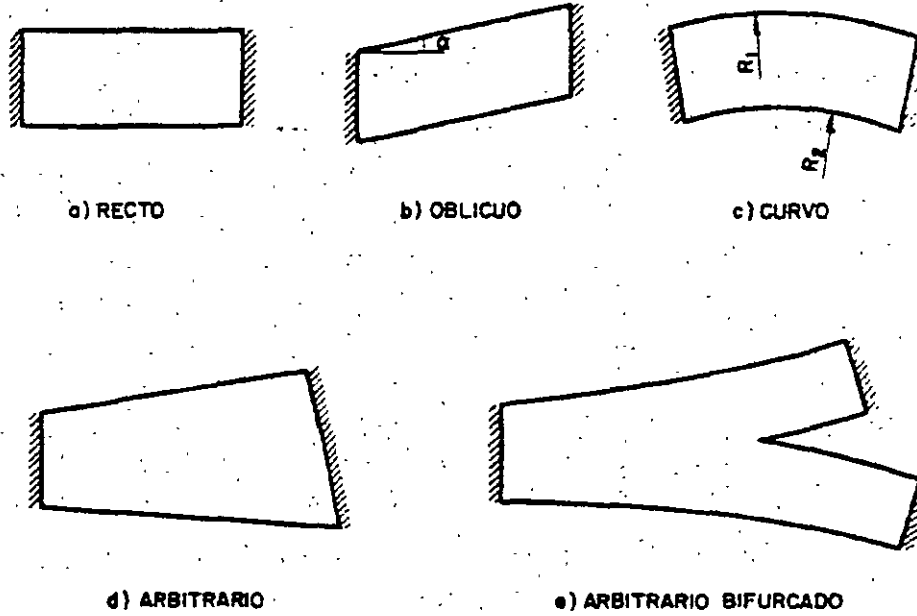


FIGURA 29

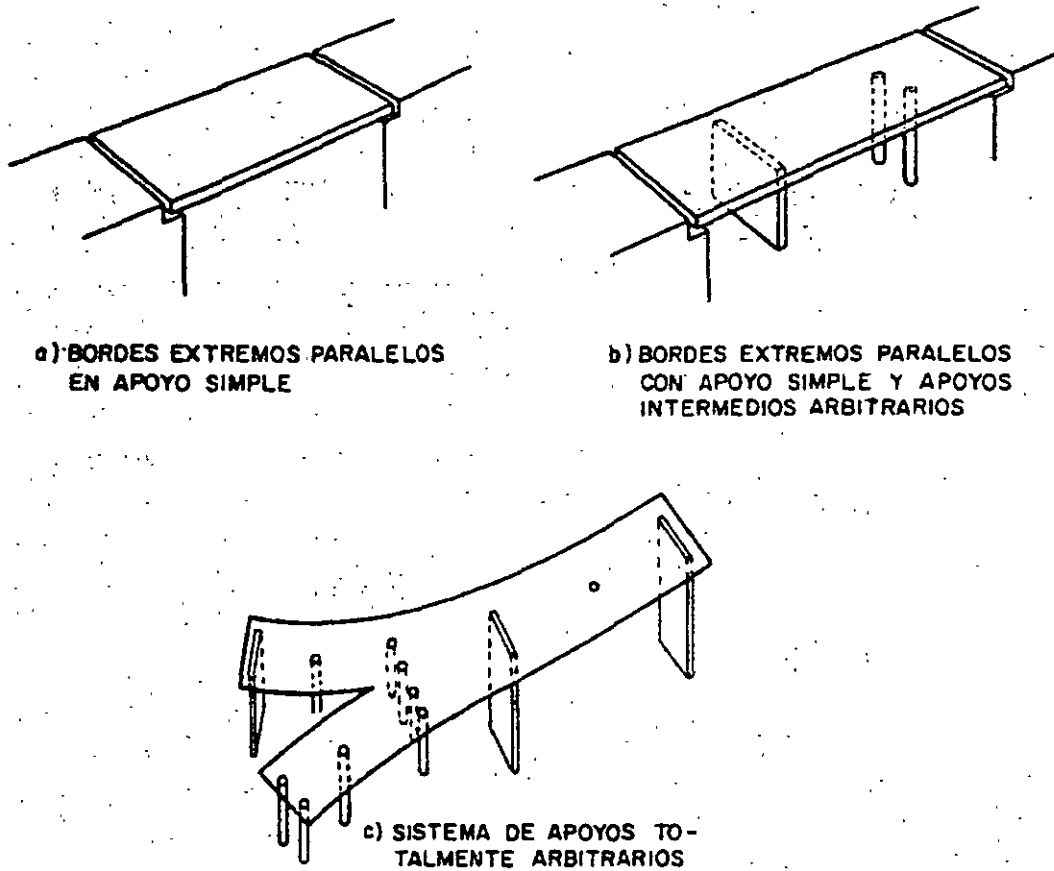


FIGURA 30

<b>Modelo estructural</b>	<b>Procedimiento de análisis</b>	<b>Método</b>
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 diferencia de los apoyos, sin considerar excentricidad de las cargas sobre los elementos longitudinales.

El análisis transversal del tablero consiste en la determinación de los esfuerzos en la sección transversal del mismo, y su repercusión en el sentido longitudinal como resultado de la excentricidad de las cargas: como la carga móvil puede desplazarse transversalmente a lo ancho de los carriles, esto ocasiona que algunas vigas longitudinales se carguen más que otras.

El enlace entre el análisis longitudinal y transversal se realiza a través de los coeficientes de distribución obtenidos en el último análisis.

## **2. Análisis local.**

El análisis local consiste en la determinación de los esfuerzos en la losa de piso inducidos por el contacto de las cargas puntuales con la superficie de rodamiento. Estos esfuerzos son de tipo concentrado y se restringen a una zona de la losa comprendida, en general, entre las vigas longitudinales y las vigas transversales.

En lo que sigue se desarrollan los aspectos correspondientes al análisis Longitudinal y, en forma breve, los correspondientes a los análisis transversal y local; para un estudio más completo de estos últimos consultar la referencia 36.

En el desarrollo siguiente se considera al puente un comportamiento elástico lineal, ya que corresponde, normalmente, al comportamiento de éstos bajo cargas de servicio.

## **BREVE SEMBLANZA DE LA HISTORIA DE LOS PUENTES.**

Por miles de años el hombre ha podido salvar espacios infranqueables - ríos, desfiladeros y barrancos - gracias a los diferentes tipos de puentes. Algunas ciudades no pueden concebirse sin sus puentes : El Cairo, Londres, Moscú, Nueva York, Sydney, México, y muchas otras. Los puentes tienen efectivamente una larga historia.

Hace más de dos mil quinientos años, la reina Nitócris de Babilonia mandó construir un puente sobre el río Eufrates. Con maderos, ladrillos cocidos y bloques de piedra como materiales de construcción, hierro y plomo como argamasa, Nitócris levantó un puente sobre uno de los ríos más famosos de la antigüedad.

Los puentes han influido en el curso de la historia. Cuando el rey Darío el Grande de Persis emprendió su campaña militar contra los 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 comprensión 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 está época permitió construir puentes de armadura o

## ANALISIS LONGITUDINAL

El análisis longitudinal consiste en la determinación de los esfuerzos a lo largo del puente considerando que las cargas no son excéntricas y que la sección transversal permanece horizontal a lo largo del puente.

La primera parte del análisis longitudinal del puente consiste en la determinación de los esfuerzos que produce su peso propio y las cargas o combinaciones de cargas, aplicables al caso, que puedan considerarse estáticas; este análisis se realiza con los métodos comunes de Análisis Estructural.

La segunda parte de este análisis consiste en la determinación de 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.



tipo viaducto, en los que los elementos estructurales trabajan a esfuerzos directos de compresión o tensión y ocasionalmente sollicitaciones por flexión. Para el siglo XIX el puente ferroviario más famoso es el de la Barranca de Metlac (plasmado en un lienzo por José María Velasco) ; a fines de ese siglo, uno de los primeros puentes “carreteros” es el puente colgante sobre el río Grijalva cerca de Tuxtla Gutiérrez Chiapas. Otro es el puente Tasquillo en el estado de Hidalgo.

Ya en pleno siglo XX con la recién creada Comisión Nacional de Caminos en 1925, y en especial las carreteras México - Toluca, México - Puebla Y México - Cuernavaca. Dieron sitio al esfuerzo estoico para adaptarse, asimilarse y comprender el proceso de diseño de un proyecto carretero realizado por los ingenieros mexicanos. Hacia 1930 es el puente Tasquillo en la carretera México - Laredo uno de los más notables.

Con la “independencia” tecnológica del país los puentes de concreto reforzado se vuelven factibles al tener laboratorios de prueba para concretos de mayor resistencia, y del desarrollo de las siderúrgicas para proporcionar los aceros. En 1954 el Puente Belisario Domínguez viene a sustituir al puente sobre el río Grijalva. De 1953 el puente Zaragoza sobre el río Catarina en la ciudad de Monterrey, obra exclusiva de mexicanos; el puente sobre el río Tuxpan, Veracruz empleando el método de dovelas. El puente del río Coatzacoalcos de vigas prefabricadas presforzadas comprende vía carretera y de ferrocarril y con casi mil metros de longitud. El puente Chinipas de armadura de tres tramos y uniones remachadas y soldadas del ferrocarril Chihuahua - Pacífico. El puente Tuxtepec con presfuerzo exterior. Con losas de concreto sobre trabes de acero soldadas y presforzadas. Los puentes Fernando Espinosa y Mariano García Sela con sistema de piso de placa ortrónica.

La realización de estudios geotécnicos para puentes inició a mediados de los 40's con la construcción de puentes de Ferrocarril del Sureste. El uso de cilindros hincados por el método del pozo indio donde circundaba el agua se empleó en el puente Martínez de la Torre, Veracruz. De los puentes atirantados Antonio Dovalí Jaime y el Tampico, destacan sus cimentaciones; en el primero se utilizaron pilas de cimentación de gran diámetro y en el segundo se hincó un cilindro elíptico de 13m de diámetro mayor a 60m de profundidad dimensiones récords para cimientos en México.

En los 80's y 90's destacan : el puente ferroviario Metlac con sistema de dovelas en doble voladizo con longitud de 430m y altura de pilas de 130m. En la carretera entre Guadalajara y Colima están los puentes Barranca y el viaducto Pialla del sistema Javier Barrio Sierra. De la vía 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 ortrónico de 293.5m longitud construidos con el sistema de doble voladizo. Uno de los más recientes corresponde a la autopista del Sol y es el puente Solidaridad.



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

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

**TEMA:  
ESTUDIOS DETALLADOS:  
TOPOHIDRÁULICOS, HIDROLÓGI-  
COS E HIDRÁULICOS**

**EXPOSITOR:  
ING. FERNANDO ROMERO MAGAÑA**

**MÓDULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2000**



**SECRETARIA  
DE COMUNICACIONES  
Y TRANSPORTES**

**SUBSECRETARIA  
DE INFRAESTRUCTURA**

**Dirección General de Servicios Técnicos**

# **METODOS HIDROLOGICOS PARA PREVISION DE ESCURRIMIENTOS**

**MEXICO, 1984**



## I N D I C E

### I.- INTRODUCCION

### II.- ASPECTOS GENERALES DE HIDROLOGIA

#### 2.1 Ciclo hidrológico

- A) Descripción somera del fenómeno desde el punto de vista -- físico; delimitación de las componentes por estudiar.
- B) Enfoque como sistema

#### 2.2 Precipitación

- A) Descripción del fenómeno
- B) Tipos de precipitación
- C) Formas de medición. Aparatos

#### 2.3 Escurrimiento

- A) Fuentes del escurrimiento
- B) Descripción del proceso del escurrimiento
- C) Medición.

#### 2.4 Análisis de tormentas

- A) Análisis de los registros de lluvia en un punto
- B) Precipitación media sobre una zona
- C) Curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno
- D) Relación de un punto al área de lluvia
- E) Precipitación máxima probable
- F) Distribución geográfica de la precipitación

#### 2.5 Análisis de escurrimientos

- A) Características de los hidrogramas
- B) Análisis de hidrogramas

#### 2.6 Relaciones lluvia-escurrimiento

- A) Descripción cualitativa de las relaciones lluvia-escurrimiento.

### III.- RELACION DE LA INFORMACION DISPONIBLE EN LA REPUBLICA MEXICANA

#### 3.1 Introducción

- A) Cartas topográficas
- B) Cartas de climas
- C) Cartas geológicas
- D) Cartas de uso del suelo
- E) Cartas edafológicas
- F) Cartas de uso potencial

#### 3.2 Información de la Comisión de Estudios del Territorio Nacional

- A) La Carta Topográfica
- B) La Carta de Climas
- C) La Carta Geológica
- D) La Carta de Uso Actual del Suelo
  - a) Uso Agrícola
  - b) Tipos de Cultivo
  - c) Uso Pecuario
  - d) Uso Forestal
  - e) Otros Tipos de Vegetación
- E) La Carta Edafológica
- F) La Carta de Uso Potencial.
  - a) Clasificación de la capacidad de uso del suelo
  - b) Propositiones para controlar la erosión de los suelos.
  - c) Propositiones de obras de infraestructura
  - d) Servicios

- G) El Mapa Urbano
- H) Fotografías Aéreas
  - a) Reseña histórica
  - b) Fotointerpretación
  - c) Algunas aplicaciones
  - d) Imágenes de satélites artificiales
- 3.3 Estaciones hidrométricas. Período de registros.
- 3.4 Estaciones climatológicas. Período de registros.
- 3.5 Información disponible en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

#### V.- METODOS PARA EL CALCULO DE AVENIDAS MAXIMAS.

- 4.1 Clasificación
- 4.2 Métodos de uso actual en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.
  - 4.2.1 Método de Creager
  - 4.2.2 Método de Lowry
  - 4.2.3 Método del Departamento de Puentes
  - 4.2.4 Método de Talbot
  - 4.2.5 Método Racional
  - 4.2.6 Método FAA
  - 4.2.7 Método ARMCO
  - 4.2.8 Método de Dickens
  - 4.2.9 Método de Birkli-Ziegler
  - 4.2.10 Método de Horton



- 4.2.11 Método de Sánchez Bribiesca
- 4.2.12 Método de Chow
- 4.2.13 Método de Seschapa-Rao, Assenzo y Harp
- 4.2.14 Métodos estadísticos
  - A) Análisis de frecuencia
  - B) Período de retorno
  - C) Distribuciones de probabilidades
  - D) Representación gráfica
  - E) Análisis de curvas
- 4.2.15 Distribución de probabilidad de Gumbel
- 4.2.16 Método de Nash
- 4.2.17 Método de Lebediev
- 4.2.18 Métodos Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III
- 4.2.19 Selección del método estadístico más adecuado
- 4.2.20 Selección del gasto de diseño

## I.- INTRODUCCION

### 1.1 Objeto de la ponencia.

Dentro de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas - existen varias Dependencias encargadas, entre otras cosas, de proyectar y construir diversas obras hidráulicas relacionadas con el drenaje transversal de las carreteras, vías férreas y aeropuertos, tales como puentes, vados, obras menores, etc. (Convencionalmente se ha llamado en la S.A.H.O.P. obra menor a la que mide 6 m o menos de claro).

Uno de los datos fundamentales con que se debe contar para proyectar cualquiera de las obras mencionadas, es el gasto de la corriente en avenidas máximas extraordinarias asociadas a un cierto período de retorno, mismo que se determina en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que falle la obra, el cual a su vez es función de la importancia de ésta, de los daños que ocasionaría en caso de falla y del costo de la reparación ó reconstrucción.

La determinación del gasto de la corriente es importante porque, si el valor que se adopte para el proyecto es excesivo aumenta el costo inicial, y si es escaso aumenta el costo de las reparaciones o reconstrucciones.

Por lo anterior se ve la necesidad de determinar el gasto de proyecto lo más adecuadamente posible, y para esto el ingeniero se vale de la Hidrología, que se puede definir como la ciencia que trata de las propiedades, la distribución y la circulación del agua en la Naturaleza en sus tres estados: gaseoso, líquido y sólido, estando una de sus ramas principales consagrada al análisis del gasto de las corrientes de agua.

El desarrollo de la hidrología como materia fundamental y el de — materias afines, ha traído como consecuencia la aparición de muy di- versos métodos para el cálculo de avenidas de diseño. El objeto — primordial de este trabajo es describir aquellos métodos más usua- les o que se consideren más útiles dentro de la Secretaría de Obras Públicas, su aplicabilidad y sus limitaciones.

En este subtema no están incluidos los métodos de cuantificac: de gastos basados en mediciones directas o indirectas de la velo. ad de la corriente, ya que éstos se tratan en el subtema 3 "Hidromé- tría" de este mismo tema, ni se repetirá, aunque mucho tiene que — ver en la relación precipitación—escurrimiento, lo relativo a cla- sificación de las corrientes y patrones de drenaje de las cuencas, ya que esto se trata ampliamente en el subtema 2 "Hidrografía" tam- bién de este tema.

Con objeto de que resulte más clara y comprensible la exposición — de los métodos mencionados, se presentan en el capítulo II algunos aspectos generales de hidrología, tales como el ciclo hidrológico, el cual se enfoca desde diferentes puntos de vista, la precipita- ción y el escurrimiento, que son componentes de dicho ciclo, des- cribiendo cómo son medidos y los métodos más usuales de análisis, y por último la relación lluvia—escurrimiento que comprende una des- cripción de cómo la cuenca transforma la lluvia en escurrimiento. En el capítulo III se presenta un compendio de la información dis- ponible en la República Mexicana relacionada con los métodos hidro- lógicos de que se trata, como son las cartas topográficas, climatoló- gicas geológicas y de uso del suelo a diferentes escalas, y esta- cion: hidrométricas y climatológicas.

Finalmente en el capítulo IV y con base en los dos capítulos ante- riores se clasifican y describen los métodos hidrológicos de cálculo de avenidas máximas, indicando las ventajas y desventajas de cada —

uno de ellos, así como una aplicación práctica de los mismos, lo cual puede servir como guía para escoger el método más adecuado en función de la información con que se cuente en cada problema específico, y a la vez para dar una idea del grado de confianza que se puede tener en los resultados.

## II.- ASPECTOS GENERALES DE HIDROLOGIA

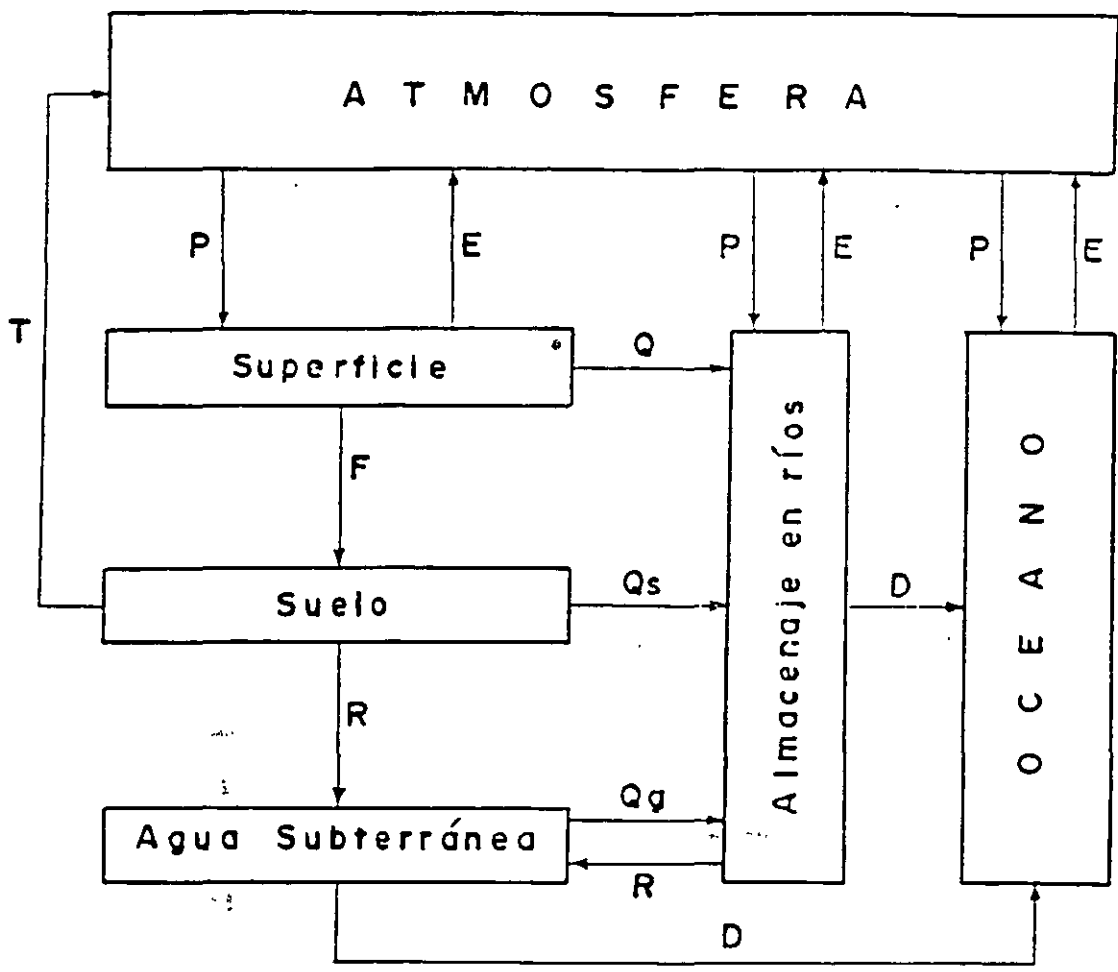
### 2.1 Ciclo hidrológico.

A) Descripción somera del fenómeno desde el punto de vista físico.  
Delimitación de las componentes por estudiar.

El ciclo hidrológico es un término descriptivo aplicado a la circulación general del agua (fig 2.1). Este ciclo puede empezar con la evaporación del agua de los océanos. El vapor resultante es transportado por las masas de aire en movimiento. En determinadas condiciones, el vapor se condensa formando nubes que, a su vez, pueden ocasionar precipitaciones. De la precipitación sobre el terreno, una parte es retenida por la superficie, otra escurre sobre ella y la restante penetra en el suelo.

El agua retenida es devuelta a la atmósfera por evaporación y por la transpiración de las plantas. La parte que escurre sobre la superficie es drenada por arroyos y ríos hasta el océano, aunque parte se pierde por evaporación. El agua que se infiltra satisface la humedad del suelo y abastece los depósitos subterráneos, de donde puede fluir hacia las corrientes de los ríos, o bien descargar en los océanos; la que queda detenida en la capa vegetal del suelo es regresada a la atmósfera por transpiración.

Esta descripción simplificada del ciclo hidrológico es de tipo - - cualitativo y en ella no se ha incluido el tiempo. Por ejemplo, - después de ocurrida una tormenta, el efecto inmediato en un río se deja sentir por el escurrimiento superficial, además de existir - - recarga del agua subterránea. Puede decirse también que no hay - evaporación durante la tormenta, y que toda el agua de lluvia se - intercepta, infiltra y escurre superficialmente.



E - Evaporación	P - Precipitación	T - Transpiración
Q - Escurrimiento superficial	Qs - Escurrimiento subsuperficial	Qg - Escurrimiento subterráneo
F - Infiltración	D - Descarga a los océanos	R - Recargas

Fig. 2.1. Ciclo hidrológico. Representación cualitativa

El ciclo hidrológico es de importancia básica para delimitar el campo de la Hidrología, la cual comprende la fase entre la precipitación sobre el terreno y su retorno a la atmósfera o al océano (fig. 2.2); corresponde el análisis de la atmósfera a la Meteorología y el estudio del océano a la Oceanografía.

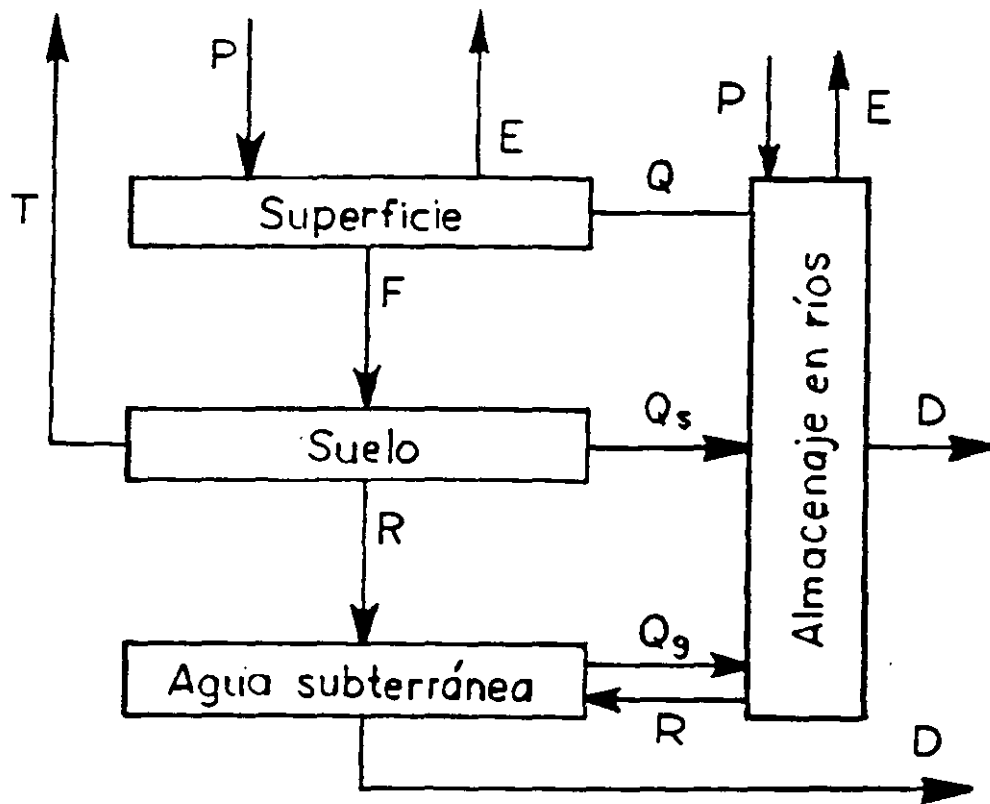


Fig. 2.2 Fases que estudia la hidrología.

B) El ciclo hidrológico como sistema.

Otra manera de visualizar el ciclo hidrológico es considerándolo un sistema, y así está enfocado en algunos de los métodos hidrológicos que se verán en el capítulo IV, por lo cual se incluye - aquí una breve ilustración de este enfoque.

Una definición útil de sistema es la que propone Dooge:

Cualquier estructura, dispositivo, esquema o procedimiento, real o abstracto, que interrelacione en el tiempo una entrada, causa o estímulo de materia, energía o información, y una salida, efecto o respuesta de información, energía o materia.

Esta definición de sistema puede esquematizarse de la siguiente forma:

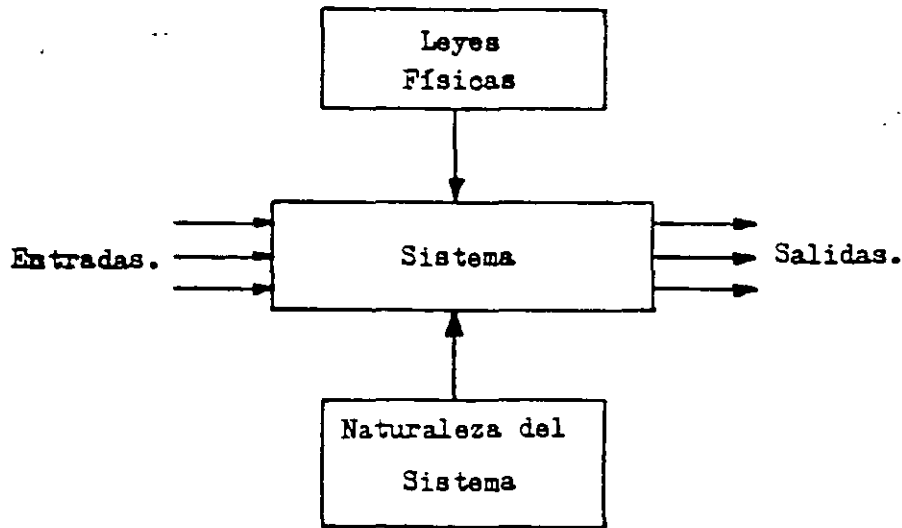


Fig. 2.3. Ilustración de la definición de Sistema.



De acuerdo con esta definición, podemos asimilar el ciclo hidrológico a un sistema, en el cual las entradas son las lluvias (P), que son afectadas por la cuenca, de acuerdo con la naturaleza de la misma y con las leyes de la física, para producir salidas en la forma de escurrimiento ó pérdidas.

La caracterización del ciclo hidrológico como sistema es una abstracción que nos permite encaminar nuestros estudios hacia las relaciones funcionales que lo rigen, simplificar dichas relaciones de acuerdo con las técnicas matemáticas disponibles y tener una idea cuantitativa de los errores que cometemos en la simplificación. Permite también decir si la cuenca es "grande" ó "pequeña" de acuerdo con la velocidad de respuesta al estímulo lluvia.

En términos muy generales, se puede decir que la hidrología en su desarrollo se inició con la interpretación de los fenómenos físicos involucrados en el ciclo hidrológico; posteriormente se tendió hacia enfoques que lo consideraban como un sistema y que permitieron una utilización muy amplia de las herramientas matemáticas existentes. Finalmente en la actualidad y gracias al desarrollo de las computadoras la tendencia es de tratar de simular con mucho detalle las componentes del ciclo hidrológico desde el punto de vista físico.

## 2.2 Precipitación.

### A) Descripción del fenómeno.

Precipitación es el agua que recibe la superficie terrestre en cualquier estado físico, proveniente de la atmósfera. Para que se orice la precipitación debe previamente producirse la condensación del vapor atmosférico y esto generalmente sucede por enfriamiento de una parte de la atmósfera.

## B) Tipos de Precipitación.

De acuerdo con los fenómenos meteorológicos que les dan nacimiento o que las acompañan, se pueden dividir las precipitaciones en tres clases:

B.1. Precipitación por convección;

B.2. Precipitación orográfica;

B.3. Precipitación ciclónica o de frente.

### B.1.- Precipitación por convección.

Cuando en tiempo tranquilo el aire, saturado o no, en la vecindad del suelo es calentado por la radiación solar (directamente pero, sobre todo, indirectamente por intermedio del suelo), se dilatan y elevan en el centro numerosas "células de convección" que se forman poco a poco. En el curso de su ascenso, se enfrían según el gradiente "adiabático seco" ( $1^{\circ}\text{C}$  por  $100\text{m}$ ), o saturado (del orden de  $0.5^{\circ}\text{C}$  por  $100\text{ m}$ ) según el caso considerado y alcanza su punto de condensación a una altura llamada nivel de condensación. Hay entonces, a partir de ese nivel, formación de nubes llamadas "cúmulos", y si la corriente de convección vertical inicial es intensa y puede continuar suficiente tiempo, se concibe que el sistema nuboso así formado puede alcanzar una zona donde reina una temperatura bastante baja o un grado de turbulencia bastante fuerte y puede desatar la lluvia. Esas precipitaciones, llamadas por "convección", resultan, pues, de un tiempo cálido; pueden estar acompañadas de relámpagos, de truenos y vientos locales; consisten enteramente en lluvia y ocasionalmente granizo.

Estas precipitaciones son características de las regiones ecuatoriales donde, a consecuencia de la debilidad habitual de los vientos, los movimientos del aire son esencialmente verticales; en esas regiones las nubes se forman en el curso de la mañana bajo la acción de la insolación intensa, y dan por la tarde o al anochecer violentos aguaceros acompañados de relámpagos y truenos; más tarde, en la noche, las nubes se disuelven en la atmósfera y, al salir el sol, el cielo está generalmente claro; ese proceso produce la mayor parte de los 2 500 mm de lluvia que caen - - anualmente, en promedio, en la vecindad del ecuador.

Precipitaciones de convección tienen lugar igualmente en la zona templada en los períodos calientes, casi únicamente bajo la forma de tempestades de verano locales y violentas.

#### B.2. Precipitación orográfica.

Cuando los vientos cargados de humedad -soplando ordinariamente del océano a tierra- encuentran una barrera montañosa o pasan de la zona de influencia de un mar relativamente caliente a la de vastas extensiones de suelo más frío, las masas de aire húmedo tienen tendencia a elevarse y el estado de calma relativa que de ello resulta, produce un enfriamiento que puede alimentar la formación de una cobertura nubosa y desatar precipitaciones.

Esas precipitaciones, llamadas "orográficas", se presentan bajo la forma de lluvia o de nieve en las vertientes de la barrera montañosa que están del lado de donde sopla el viento; son muy irregulares en importancia y localización y en ocasiones dependen de las grandes perturbaciones ciclónicas.

Así como la intercepción de un flujo luminoso por un cuerpo opaco da una sombra, la obstrucción producida en el trayecto de las masas de aire húmedo por un macizo montañoso, engendra sobre la vertiente que está del lado opuesto a donde sopla el viento una zona de pluviosidad relativamente débil. El aire que desciende sobre esa vertiente se calienta por - compresión, su humedad relativa disminuye (efecto de "foehn") y puede aun resultar de ello un régimen de vientos secos y calientes que dan nacimiento a zonas semiáridas.

### B.3. Precipitación ciclónica.

La precipitación ciclónica está asociada al paso de ciclones y está ligada con los planos de contacto (superficies frontales) entre masas de aire de diferentes temperaturas y contenidos de humedad. Esta precipitación puede ser no frontal y puede ocurrir donde exista una depresión barométrica. El levantamiento del aire se origina por convergencia horizontal del mismo hacia una zona de baja presión.

La precipitación frontal es originada por el levantamiento del aire caliente sobre el frío. Este levantamiento puede - ocurrir cuando el aire caliente se mueve sobre el frío, o - cuando el aire frío se mueve bajo el caliente; si ocurre lo primero se dice que se tiene un frente caliente y si ocurre lo segundo, un frente frío. La precipitación producida por un frente caliente se distribuye sobre una zona bastante - grande y es ligera y continua. La precipitación originada - por un frente frío es intensa y de corta duración; generalmente se distribuye cerca de la superficie frontal. En la fig. (2.4) se muestra una idealización de un ciclón extratropical en sección vertical; en el corte BB' se indican del - lado izquierdo la forma como el aire frío desplaza - -

al caliente, originándose un frente frío, y en el lado derecho se muestra cómo el aire caliente, al avanzar sobre el — frío, es levantado, formándose un frente caliente.

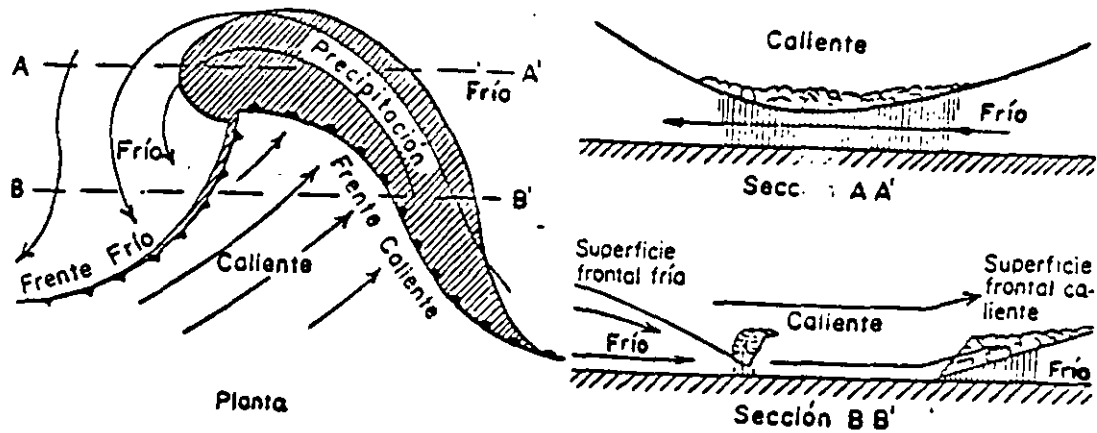


Fig. 2.4. Idealización de un ciclón extratropical

C) Formas de medición. Aparatos.

La precipitación se mide en términos de la altura de lámina de — agua y se expresa comúnmente en milímetros. Los aparatos de medición se basan en la exposición a la intemperie de un recipiente — cilíndrico abierto en su parte superior, en el cual se recoge el — agua producto de la lluvia u otro tipo de precipitación, registran — do su altura. Los aparatos de medición se clasifican de acuerdo — con el registro de las precipitaciones en pluviómetros y pluviógra — fos.

En la República Mexicana se dispone de aproximadamente 2,600 plu — viómetros y 350 pluviógrafos. Estos aparatos están operados, prin — cipalmente, por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, la Comisión Federal de Electricidad, Servicio Meteorológico — Nacional y la Comisión Internacional de Límites y Aguas.

En la ponencia "Obras complementarias.- Diseño hidráulico, construcción y conservación" se describen detalladamente estos aparatos y su funcionamiento.

Utilizando el pluviógrafo se conoce la intensidad de precipitación  $i$ , que se define como la altura de precipitación entre el tiempo en que se produjo.

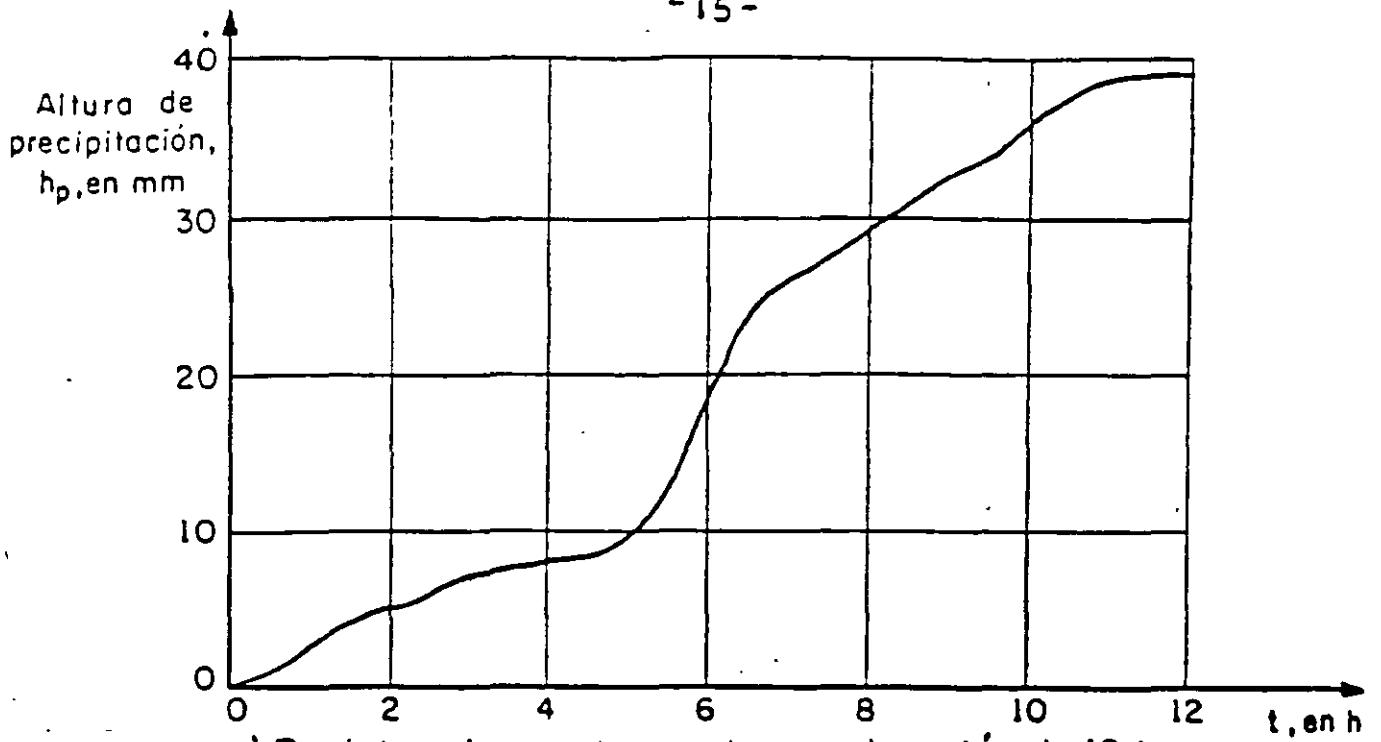
Los registros de pluviógrafos se pueden transformar y obtener el histograma de las diversas tormentas medidas. El histograma es una gráfica de barras que indica el incremento de la altura de lluvia o de su intensidad con respecto a un intervalo de tiempo, el cual se escoge siguiendo ciertas convenciones que en seguida se indican.

Ejemplo 2.1. Obtener el histograma de una tormenta cuyo registro aparece en la fig. 2.5. En la tabla 2.1, columnas 1 y 2, se tiene el mismo registro tabulado cada dos horas.

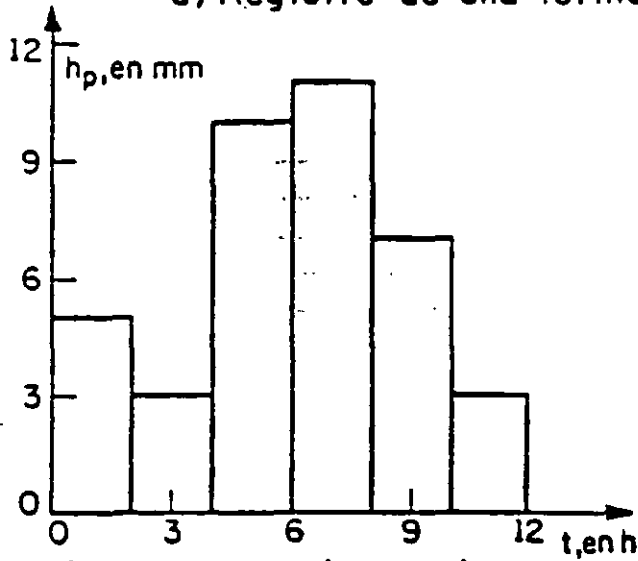
Para mostrar la variación del histograma respecto a diferentes intervalos de tiempo, en la tabla 2.1 se hace el análisis para intervalos de 2, 4, 6 y 12 h, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso. Como se observa, para calcular el histograma para un intervalo de 12 h o sea la duración total de la tormenta, se tiene la misma información que si sólo se dispusiera de un pluviómetro. Conforme disminuye el intervalo de tiempo, el histograma se aproxima más a la variación real de la lluvia (figs. 2.5b, c y d), o sea, que debe procurarse escoger intervalos pequeños, pero no exageradamente para que no resulten demasiados intervalos que hagan excesiva la labor de cálculo.

Hora	Altura de lluvia, h (mm)	Variación $h_p$ para $\Delta t=2h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=4h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=6h$	Variación $h_p$ para $\Delta t=12h$
0	0				
		5			
2	5		8		
		3		18	
4	8				
		10			
6	18		21		39
		11			
8	29				
		7		21	
10	36		10		
		3			
12	39				

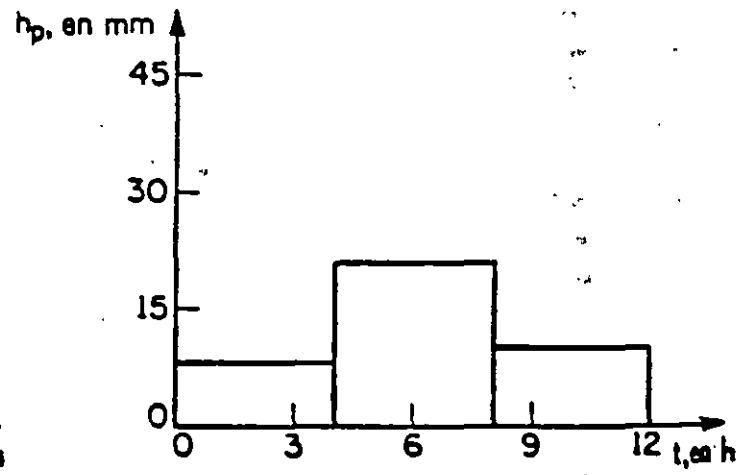
Tabla 2.1 Cálculo del hietograma de una tormenta.



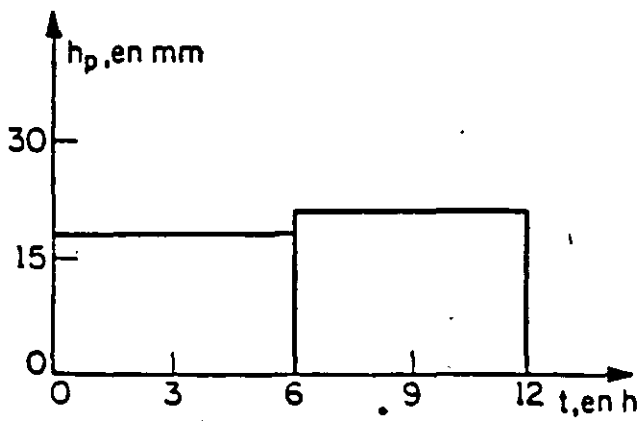
a) Registro de una tormenta con duración de 12 horas



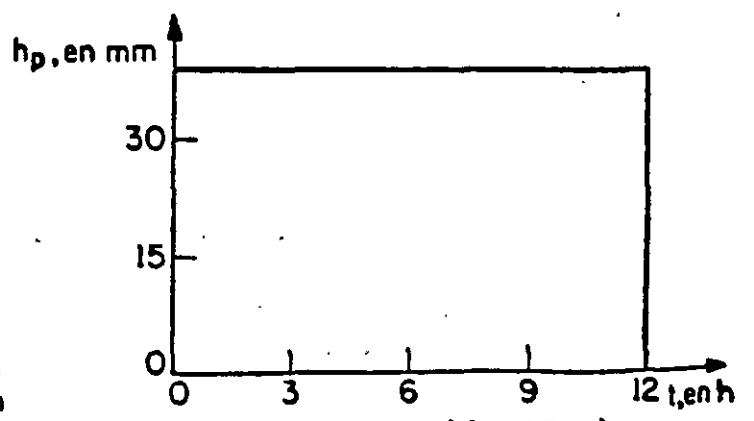
b) Hietograma ( $\Delta t = 2$  h).



c) Hietograma ( $\Delta t = 4$  h)



d) Hietograma ( $\Delta t = 6$  h)



e) Hietograma ( $\Delta t = 12$  h)

Fig. 2.5. Determinación del hietograma de una tormenta



## 2.3 Escurrimiento.

### A) Fuentes del escurrimiento.

El escurrimiento es la parte de la precipitación, así como de cualquier otro flujo contribuyente, drenada por las corrientes superficiales de las cuencas hasta su salida. El agua que fluye por las corrientes proviene de diversas fuentes, y, con base en ellas, se considera el escurrimiento como superficial, subsuperficial o subterráneo.

El superficial es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo y la red de drenaje hasta salir de la cuenca. Se puede decir que su efecto sobre el escurrimiento total es directo y solo existirá durante una tormenta e inmediatamente después de que ésta cese. La parte de la precipitación que contribuye al escurrimiento superficial se denomina precipitación en exceso.

El escurrimiento subsuperficial se debe a la precipitación infiltrada en la superficie del suelo, pero que se mueve sobre el horizonte superior del mismo. Esto puede ocurrir cuando exista un estrato impermeable paralelo a la superficie del suelo; su efecto puede ser inmediato o retardado, dependiendo de las características del suelo. En general, si es inmediato se le da el mismo tratamiento que al escurrimiento superficial; en caso contrario, se le considera como escurrimiento subterráneo. Este último es el que proviene del agua subterránea, la cual es recargada por la parte de la precipitación que se infiltra a través del suelo, una vez que éste se ha saturado. La contribución del escurrimiento subterráneo al total varía muy lentamente con respecto al superficial.

Para analizar el escurrimiento total, puede considerársele compuesto por los escurrimientos directo y base. Este último proviene del agua subterránea, y el directo es el originado por el escurrimiento superficial. En la fig. 2.6 se muestra el ciclo del escurrimiento, indicando las diferentes fases entre la precipitación y el escurrimiento totales.

La consideración anterior tiene como finalidad distinguir la participación de cada escurrimiento. A la salida de una cuenca, en el caso de tener una corriente perenne, mientras no ocurra tormenta alguna, por dicha corriente sólo se tendrá escurrimiento base debido al agua subterránea; al originarse una tormenta, si la cuenca es pequeña, casi inmediatamente se tendrá también escurrimiento directo. Ahora bien, el efecto de la tormenta se manifiesta directamente sobre el escurrimiento total y puede suceder que se requiera bastante tiempo para que el agua que se infiltra, y que pasa a formar parte del agua subterránea, sea drenada.

#### B) Descripción del proceso del escurrimiento.

El proceso presentado anteriormente depende de las condiciones existentes y de la cantidad de agua producida por la tormenta. De esta forma, cuando llueve sobre una determinada zona, parte del agua es interceptada por la vegetación existente en la zona, como son arbustos, pastos ó árboles y otra parte se infiltra en el suelo o llena las diferentes depresiones de la superficie. La primera de estas cantidades se denomina lluvia interceptada y, aunque no es muy importante, puede disponer de la mayor parte de una lluvia ligera. La segunda cantidad se llama infiltración; se denomina capacidad de infiltración al máximo volumen de agua que absorbe un suelo en determinadas condiciones. La última cantidad se designa alma—

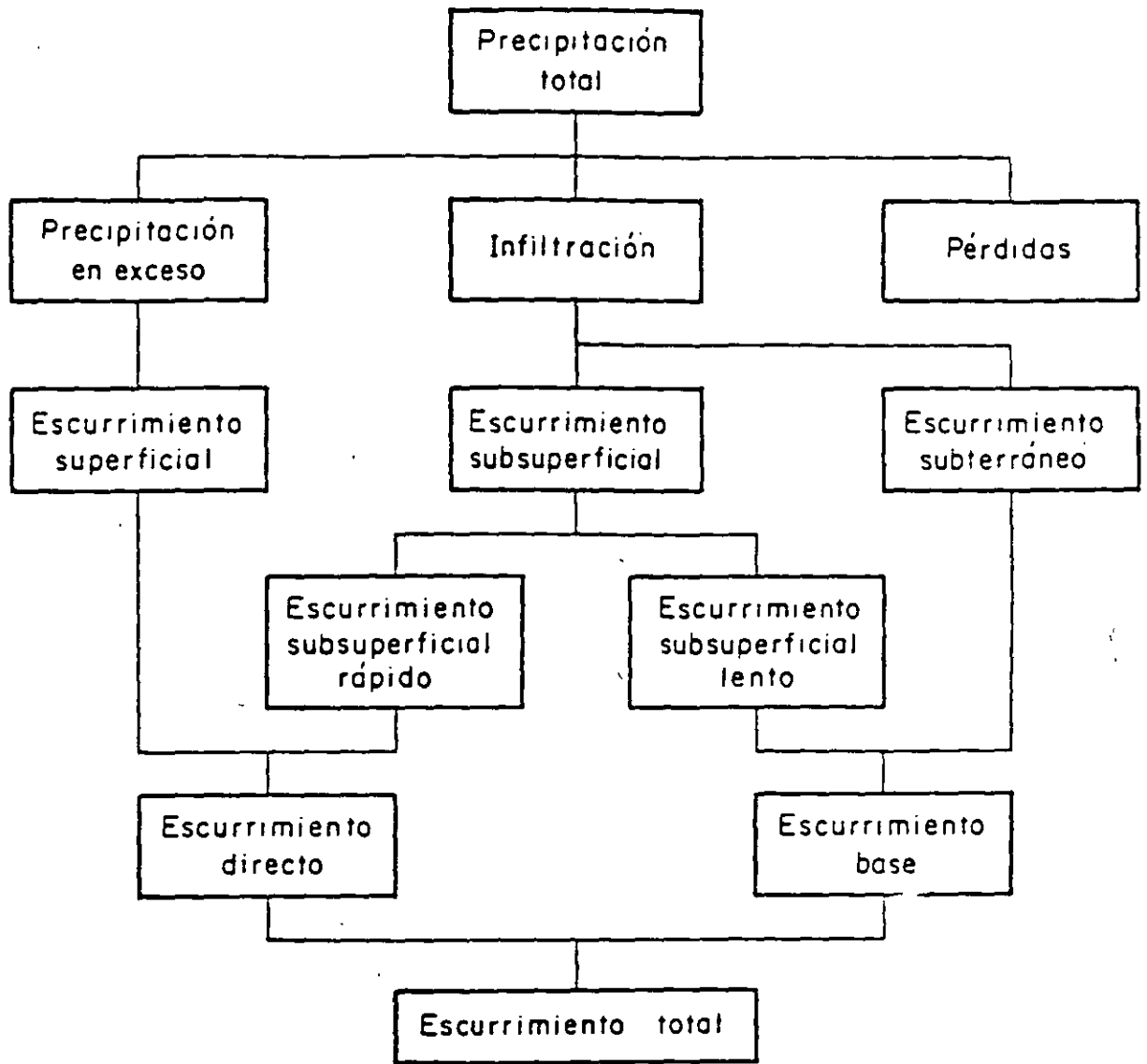


Fig 2.6 Relación entre la precipitación y el escurrimiento totales

cenaje por depresión; posteriormente este almacenaje se evapora, es empleado por la vegetación, o se infiltra en el suelo, pero no origina escurrimiento superficial.

Después de que las depresiones del suelo han sido llenadas, si la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, la diferencia es la llamada lluvia en exceso. Esta lluvia en exceso primero se acumula sobre el terreno como detención superficial, y a continuación fluye hacia los cauces. A este movimiento se le denomina flujo por tierra, y el agua que en esta forma llega a los cauces es el escurrimiento superficial.

En general, debajo de la superficie del suelo hay un manto de agua, a cuyo límite superior se le denomina nivel freático; a la que se encuentra por debajo de este nivel se le llama agua subterránea, y a la que se encuentra sobre él, humedad del suelo. A la cantidad de agua que cualquier suelo puede retener indefinidamente contra la acción de la gravedad se le llama capacidad de campo. La diferencia entre la capacidad de campo de un suelo y la humedad que contenga en un cierto instante, se conoce como -- deficiencia de humedad del suelo. De acuerdo con esto, cuando ocurre una tormenta, el agua que se infiltra primero satisface la deficiencia de humedad del suelo y posteriormente recarga al agua subterránea. Por lo tanto, puede ocurrir que muchas veces no exista recarga aunque haya infiltración.

El nivel freático del agua subterránea normalmente tiene una pendiente muy suave hacia su salida, que puede ser una corriente, un lago o el mar. El movimiento del agua subterránea usualmente es muy lento y depende principalmente del gradiente del nivel freático y de la textura del suelo.

### C) Medición.

Aforar una corriente en una sección consiste en determinar el --

gasto que pasa por ella. Existen diversas formas de aforar una corriente, dependiendo de las características del río por medir, así como del equipo disponible.

En la ponencia titulada "Hidrometría" se describen ampliamente los diferentes procedimientos y equipos que se usan actualmente, tanto dentro como fuera de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, para propósitos de aforo, por lo cual no se repetirá este tema dentro de esta ponencia.

#### 2.4 Análisis de tormentas.

##### A) Análisis de los registros de lluvia en un punto.

Debido a la gran escasez de pluviógrafos, generalmente se desconocen las características de las lluvias en una zona determinada, aunque se disponga de pluviómetros. En realidad, el problema que se tiene es que como las lecturas del pluviómetro se hacen cada 24 h, no se puede conocer, al anotar una altura de lluvia registrada en ese período, si corresponde a una sola tormenta o a una sucesión de ellas y cuál es la duración real de cada una de las mismas.

En el caso de disponer de un pluviógrafo dentro de la zona por analizar, los registros de los pluviómetros se pueden ajustar e inferir la curva masa de la tormenta correspondiente a cada pluviómetro con base en una relación lineal con el registro de pluviógrafo. (Se llama curva-masa de lluvia a la representación gráfica de la variación de la altura de lluvia respecto al tiempo). La precisión de esta relación depende de la exactitud de la correlación entre cada estación pluviométrica con la estación pluviográfica. Además, es necesario considerar la distancia entre las estaciones y si éstas se encuentran en una zona meteorológicamente homogénea.

Una zona es meteorológicamente homogénea, si la posibilidad de ocurrencia de una tormenta de cualquier intensidad es la misma en todos los puntos de la zona.

Lo anterior implica que si la zona es meteorológicamente homogénea, la curva-masa de la lluvia registrada por un pluviógrafo es representativa de la distribución de la tormenta en dicha zona.

#### B) Precipitación media sobre una zona.

En muchos problemas hidrológicos se requiere conocer la altura de precipitación media en una zona, ya sea durante una tormenta, una época del año o un período determinado de tiempo. Para hacerlo se tienen tres criterios.

a).- Promedio aritmético. Para calcular la altura de precipitación media en una zona empleando el promedio aritmético, se suma la altura de lluvia registrada en un cierto tiempo en cada una de las estaciones localizadas dentro de la zona y se divide entre el número total de estaciones. La precisión de este criterio depende de la cantidad de estaciones disponibles, de la forma como están localizadas y de la distribución de la lluvia estudiada. Es el criterio más impreciso, pero es el único que no requiere del conocimiento de la localización de las estaciones en la zona en estudio.

Ejemplo 2.2 Determinar la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., usando el promedio aritmético, para una tormenta que duró 24 h.

La cuenca, así como las alturas de lluvia registradas durante 24 h en las estaciones, se muestran en la fig. 2.7.

En este caso

$$h_{pm} = \frac{54+53+43+64+102+144}{6} = 76.7 \text{ mm}$$

b).- Método de Thiessen. En este criterio, es necesario conocer la localización de las estaciones en la zona bajo estudio, ya que — para su aplicación se requiere delimitar la zona de influencia de cada estación dentro del conjunto. Para determinarla, primero se trazan triángulos que ligan las estaciones más próximas entre sí (fig. 2.7). A continuación se trazan mediatrices a los lados de los triángulos, las cuales forman, junto con los límites de la zona, una serie de polígonos; cada uno de ellos contiene una estación.

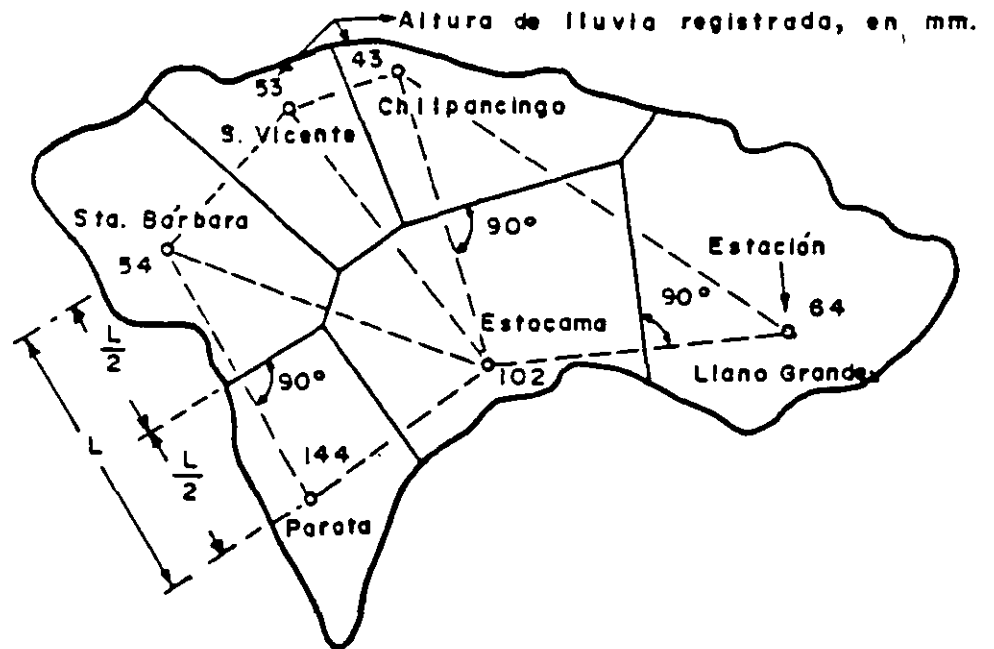


Fig. 2.7 Cuencas de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro.  
Polígonos de Thiessen.

Cada polígono es el área tributaria de cada estación. Entonces, la altura de precipitación media es

$$hp_m = \frac{\sum_{i=1}^n hp_i A_i}{A} \quad (2.1)$$

donde

A = área de la zona, en km<sup>2</sup>

A<sub>i</sub> = área tributaria de la estación i, en km<sup>2</sup>

hp<sub>i</sub> = altura de precipitación registrada en la estación i, en mm

hp<sub>m</sub> = altura de precipitación media en la zona en estudio, en mm

n = número de estaciones localizadas dentro de la zona.

Ejemplo 2.3 Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., aplicando el método de Thiessen, para una tormenta que duró 24 h.

En la fig. 2.7 se muestra el trazo de los polígonos de Thiessen para la cuenca en estudio, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones durante la tormenta. Para aplicar el método se elaboró la tabla 2.2.

A partir de los valores de la tabla 2.2, y utilizando la ec. 2.1, se obtiene

$$hp_m = \frac{555270}{7345} = 75.6 \text{ mm}$$



Tabla 2.2 Ordenamiento del cálculo para usar el método de Thiessen.

Estación	Altura precipitación (mm) ( $h_{p_i}$ )	Area polígono Thiessen (km <sup>2</sup> ) ( $A_i$ )	$h_{p_i} A_i$ (mm Km <sup>2</sup> )
Santa Bárbara	54	1244	67176
San Vicente	53	837	44361
Chilpancingo	43	995	42785
Llano Grande	64	1888	120832
Estocama	102	1494	152388
Parota	144	887	127728
Suma		7345	555,270

c).- Método de isoyetas. Para emplear este criterio se necesita un plano de isoyetas de la precipitación registrada en las diversas estaciones de la zona en estudio. Las isoyetas son curvas que unen puntos de igual precipitación (fig. 2.8). Este método es el más exacto pero requiere de un cierto criterio para trazar el plano de isoyetas. Se puede decir que si la precipitación es de tipo orográfico, las isoyetas tenderán a seguir una configuración parecida a las curvas de nivel. Por supuesto, entre mayor sea el número de estaciones dentro de la zona en estudio, mayor será la aproximación con la cual se trace el plano de isoyetas.

Para calcular la altura de precipitación media en una determinada zona, se usa la ec 2.1, pero en este caso  $A_i$  corresponde al área entre isoyetas,  $h_{p_i}$  es la altura de precipitación media entre dos isoyetas y  $n$  el número de tramos entre isoyetas.

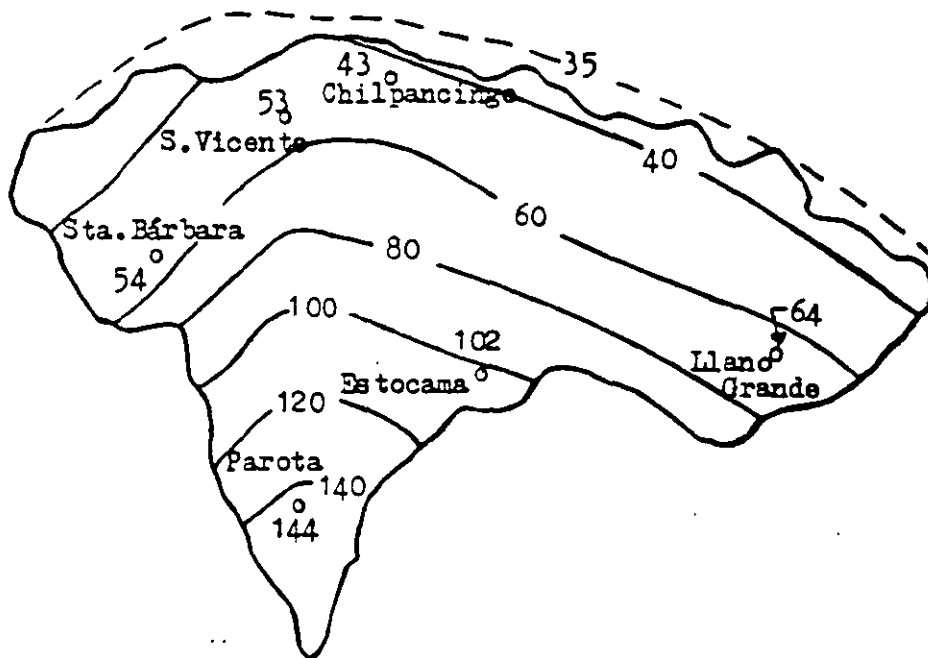


Fig 2.8 Cuencas de los ríos Papagayo y Omítlán, Gro.  
Plano de isoyetas, en mm.

Ejemplo 2.4. Obtener la altura de precipitación media en la cuenca de los ríos Papagayo y Omítlán, Gro., usando el método de las isoyetas para una tormenta que duró 24 h.

En la fig 2.8 se tiene el plano de isoyetas de la cuenca, así como la altura de precipitación registrada en las diversas estaciones para esa tormenta. Para aplicar este método se construye la siguiente — tabla:

Tabla 2.3 Ordenamiento del cálculo para usar el método de las isoyetas

Isoyetas	Altura de precipitación (mm) $h_{p_i}$	Area entre isoyetas (km <sup>2</sup> ) $A_i$	$h_{p_i} A_i$ (mm km <sup>2</sup> )
160 - 140	150	335	50250
140 - 120	130	397	51610
120 - 100	110	602	66220
100 - 80	90	1142	102780
80 - 60	70	1667	116690
60 - 40	50	2403	120150
40 - 35	37.5	799	29963
Suma		7345	537,663

Sustituyendo los valores obtenidos en la tabla 2.3 en la ec. 2.1, se obtiene

$$h_{p_m} = \frac{537663}{7345} = 73.2 \text{ mm}$$

### C) Curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno

Las características de precipitación en una cuenca pequeña están dadas por las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno, que relacionan la intensidad de la precipitación con el intervalo de tiempo que dura, y con el período promedio que transcurre entre dos precipitaciones de intensidad igual o mayor que la considerada.

Para definir las curvas es necesario contar con el registro de un pluviógrafo instalado de preferencia dentro de la cuenca en estudio, y — que tenga un período suficientemente grande de registro, de acuerdo con la vida útil de la obra y el período de retorno de diseño que se considere. Generalmente se acepta que se pueden obtener resultados confiables usando métodos probabilísticos para períodos de retorno de hasta el doble del intervalo de tiempo cubierto por los registros, aunque en

la práctica se amplía mucho más la aplicación de estos métodos. Del análisis de los registros mencionados se obtienen las intensidades máximas anuales correspondientes a cada duración, las cuales se ordenan de mayor a menor y se calculan sus correspondientes periodos de retorno empíricos mediante la fórmula de Weibull:

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (2.2)$$

en la cual:

- T = Período de retorno, en años
- n = Número de años de registro
- m = Número de orden de la precipitación.

Existen diferentes métodos estadísticos aplicables al análisis de frecuencias de lluvias, pero el más ampliamente usado en la actualidad es el de Gumbel, al cual nos referiremos a continuación.

Para realizar el análisis de frecuencia, para cada una de las duraciones, se supone que los valores máximos anuales representan a una población con una distribución de probabilidad de Gumbel  $F(i)$  dada por la siguiente expresión:

$$\text{Probabilidad de que } \{I \leq i\} = F(i) = e^{-e^{-(i+a)/c}} \quad (2.3)$$

en la cual:

- I = variable aleatoria que representa la intensidad de la lluvia.
- i = valores de la intensidad de lluvia.
- e = base de los logaritmos naturales
- a y c = parámetros.

Por otra parte, si un evento hidrológico I igual o mayor que i ocurre en T años, la probabilidad  $P \{I \geq i\}$  es igual a  $\frac{1}{T}$  en T casos, o sea:

$$P \{I \geq i\} = \frac{1}{T} \quad (2.4)$$

La probabilidad de que I sea menor o igual que i es el complemento de la anterior, o sea:

$$1 - P \{I \leq i\} = \frac{1}{T} \quad (2.5)$$

De donde

$$P \{I \leq i\} = 1 - \frac{1}{T} \quad (2.6)$$

Substituyendo esta expresión en la (2.3) se obtiene:

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-(i+a)/c}} \quad (2.7)$$

Para ajustar la función (2.7) a los datos de la muestra, se iguala la media ( $\mu$ ) de la función de Gumbel a la media ( $\bar{i}$ ) de los valores registrados y la desviación estándar ( $\sigma$ ) de la función a la correspondiente ( $s$ ) de los datos.

Las fórmulas utilizadas son las siguientes, en las cuales N es el número de observaciones.

$$\bar{i} = \frac{\sum_{j=1}^N i_j}{N} \quad (2.8)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^N (i_j - \bar{i})^2}{N - 1}} \quad (2.9)$$

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s \approx 0.780 s \quad (2.10)$$

$$a = 0.577 c - \bar{i} \quad (2.11)$$

Para cada serie de valores de "i" asociados a una misma duración se obtiene una pareja de valores correspondientes a los parámetros "a" y "c", los cuales definen la función que mejor se ajusta a cada serie de datos. Estos valores se substituyen en la ecuación (2.7), así como el valor del período de retorno de proyecto, con lo cual se pueden determinar los valores de la intensidad de precipitación asociada a cada duración y al período de retorno considerado.

Al final se tendrá un conjunto de parejas de valores que relacionan la intensidad con la duración correspondientes a dicho período de retorno, las cuales en general, muestran una distribución sensiblemente hiperbólica - que se puede representar matemáticamente por una expresión de la siguiente forma:

$$i = \frac{A}{d + B} \quad (2.12)$$

En la cual

i = intensidad de precipitación (mm/hr)

d = duración de la tormenta (min.)

A y B = parámetros.

Para determinar los valores de los parámetros A y B de la fórmula (2.12) se utiliza el siguiente par de ecuaciones derivadas del método de ajuste por mínimos cuadrados:

$$A = \frac{N \sum_{j=1}^N d_j^2 - \left( \sum_{j=1}^N d_j \right)^2}{N \sum_{j=1}^N \frac{d_j}{t_j} - \sum_{j=1}^N d_j \sum_{j=1}^N \frac{1}{t_j}} \quad (2.13)$$

$$B = \frac{A \sum_{j=1}^N \frac{1}{t_j} - \sum_{j=1}^N d_j}{N} \quad (2.14)$$

Ejemplo 2.5

Obtener las curvas Intensidad-Duración-Período de retorno correspondientes a la estación pluviográfica de León, Gto., para períodos de retorno de 5 y 10 años.

En la tabla 2.4 se anotan los valores de las precipitaciones máximas anuales registradas en la estación.

TABLA 2.4.- Registro histórico de las precipitaciones máximas anuales (mm.)

AÑO	D U R A C I O N (Mín.)					
	5	10	20	30	60	120
1945	4.5	7.2	12.1	14.5	19.1	26.7
1946	4.0	7.0	12.0	16.5	27.6	31.5
1947	10.0	20.0	30.5	33.0	36.0	38.9
1948	14.0	21.0	27.0	32.0	35.3	40.4
1950	3.5	6.0	9.9	13.7	23.1	24.0
1951	5.0	7.0	8.0	9.0	12.0	15.0
1952	7.0	11.5	20.0	22.8	30.5	32.7
1954	15.0	24.0	33.0	40.0	43.2	45.7
1955	5.5	10.0	17.0	21.5	32.5	35.1
1956	5.5	10.5	20.0	24.5	27.0	29.5
1957	10.0	14.0	21.0	23.3	29.0	33.4
1958	5.5	7.5	11.1	14.7	21.5	27.6
1959	15.0	22.3	31.8	37.1	37.7	38.9
1960	10.0	18.0	30.0	32.0	35.0	38.6
1969	10.0	20.0	21.0	22.0	23.5	25.0
1970	10.0	17.0	27.0	28.5	33.0	37.2
1971	10.0	20.0	24.0	27.0	31.5	35.6
1972	5.5	11.0	21.0	25.0	32.2	34.1
1973	10.0	17.0	19.0	20.3	24.0	31.5

Dividiendo los valores de la precipitación entre su duración correspondiente se obtienen los de las intensidades máximas, los cuales — aparecen en orden decreciente en la tabla 2.5.

TABLA 2.5 Intensidades máximas anuales,  $i$ , (mm/hr).

RANGO (m)	D U R A C I O N, d, (min.)						Período — de retorno años(T)
	5	10	20	30	60	120	
1	180.0	144.0	99.0	80.0	43.2	22.9	20.0
2	180.0	133.8	95.4	74.2	37.7	20.2	10.0
3	168.0	126.0	91.5	66.0	36.0	19.5	6.7
4	120.0	120.0	90.0	64.0	35.3	19.5	5.0
5	120.0	120.0	81.0	64.0	35.0	19.3	4.0
6	120.0	120.0	81.0	57.0	33.0	18.6	3.3
7	120.0	108.0	72.0	54.0	32.5	17.3	2.9
8	120.0	102.0	63.0	50.0	32.3	17.6	2.5
9	120.0	102.0	63.0	49.0	31.5	17.1	2.2
10	120.0	84.0	63.0	46.6	30.5	16.7	2.0
11	84.0	69.0	60.0	45.8	29.0	16.4	1.3
12	66.0	66.0	60.0	44.0	27.6	15.6	1.7
13	66.0	63.0	57.0	43.0	27.0	15.6	1.5
14	66.0	60.0	51.0	40.6	24.0	14.8	1.4
15	66.0	45.0	36.3	33.0	23.5	13.8	1.3
16	60.0	43.2	36.0	29.4	23.1	13.4	1.2
17	54.00	42.0	33.3	29.0	21.5	12.5	1.2
18	48.0	42.0	29.7	27.4	19.1	12.0	1.1
19	42.0	36.0	24.0	18.0	12.0	7.5	1.1
$\Sigma i$	1,920.0	1,626.0	1,186.2	915.0	553.8	310.3	



Aplicando las fórmulas (2.3) a (2.11) a estos datos, se obtienen los valores de " $\bar{i}$ ", "s", "c" y "a" para cada duración, los cuales se indican en la tabla 2.6.

TABLA 2.6 - Ordenamiento del cálculo para obtener las intensidades correspondientes a 5 y 10 años de periodo de retorno.

PARA-METRO	DURACION (Mín.)					
	5	10	20	30	60	120
$\bar{i}$	101.05	85.58	62.43	48.16	29.15	16.36
s	44.01	36.13	23.29	16.71	7.41	3.55
c	34.33	28.18	18.17	13.03	5.78	2.77
a	-81.24	-69.32	-51.95	-40.64	-25.81	-14.76
$i_5$	132.7	111.6	79.2	60.2	34.5	18.9
$i_{10}$	158.5	132.7	92.8	70.0	38.8	21.0

Por ejemplo, para la duración de 5 minutos se tiene:

$$\bar{i} = \frac{1,920}{19} = 101.05$$

Para el cálculo de la desviación estándar conviene ordenar los cálculos como se muestra en la tabla 2.7. Para esto se utiliza los valores de "i" de la tabla 2.5 y el valor de " $\bar{i}$ " de la 2.6, correspondientes a la duración indicada de 5 minutos.

TABLA 2.7 - Cálculo de "s" para la duración de 5 minutos.

$i$	$i - \bar{i}$	$(i - \bar{i})^2$
180.0	78.95	6,233.10
180.0	78.95	6,233.10
168.0	66.95	4,482.30
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
120.0	18.95	359.10
84.0	-17.05	290.70
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
66.0	-35.05	1,228.50
60.0	-41.05	1,685.10
54.0	-47.05	2,213.70
48.0	-53.05	2,814.30
42.0	-59.05	3,486.90
$\Sigma$		34,366.90

$$s = \sqrt{\frac{10,866.9}{19-1}} = 44.01$$

En la misma forma se determina la desviación estándar para las demás duraciones.

Prosiguiendo con la duración de 5 minutos, se calcularán los parámetros "c" y "a" de las ecuaciones (2.10) y (2.11):

$$c = 0.78 \times 44.01 = 34.33$$

$$a = 0.577 \times 34.33 - 101.05 = -81.24$$

A continuación se calculan, mediante la ecuación (2.7), las intensidades correspondientes a los periodos de retorno que se desean estudiar, lo cual se ejemplificará también con la duración de 5 minutos:

Para el periodo de retorno de 5 años se tiene:

$$1 - \frac{1}{5} = e^{-e^{-\frac{i+a}{c}}}$$

tomando logaritmos de ambos miembros:

$$\begin{aligned} \ln 0.8 &= \ln e^{-e^{-\frac{i+a}{c}}} \\ -0.223144 &= -e^{-\frac{i+a}{c}} \end{aligned}$$

Multiplicando por (-1) ambos miembros y tomando nuevamente logaritmos:

$$-1.499940 = -\frac{i+a}{c}$$

$$\therefore i = 1.49994 c - a$$

Substituyendo los valores de "c" y de "a" determinados previamente y añadiendo el subíndice "5" a la "i" para indicar el periodo de -  
retorno, se obtiene el valor de la intensidad que corresponde a la  
duración de 5 minutos y periodo de retorno de 5 años.

$$i_5 = 1.49994 \times 34.33 + 81.24$$

$$i_5 = 132.7 \text{ mm/hr.}$$

Procediendo de igual manera para el periodo de retorno de 10 años  
se obtiene:

$$i_{10} = 158.5 \text{ mm/hr.}$$

Los anteriores valores de  $i_5$  e  $i_{10}$  se muestran en la parte final  
de la tabla 2.6, en la columna correspondiente a la duración de 5  
minutos.

De igual modo se calculan los valores de  $i_5$  e  $i_{10}$  para las demás  
duraciones, los cuales aparecen también en la parte inferior de la  
mencionada tabla. Con estos valores se dibujan las curvas inten-  
sidad-duración-periodo de retorno, como se muestra en la figura —  
2.9. La ecuación que representa matemáticamente a cada una de -  
estas curvas se obtiene haciendo uso de las ecuaciones (2.13) y -  
(2.14).

Para poder aplicar estas fórmulas conviene elaborar previamente -  
una tabla como la que se inserta a continuación (tabla 2.8), corres-  
pondiente al periodo de retorno de 5 años. De la misma manera se  
procede para el periodo de retorno de 10 años aunque, por brevedad,  
se omiten aquí los cálculos.

TABLA 2.8 - Elementos para aplicar las ecuaciones (2.13) y (2.14). Período de retorno de 5 años.				
d	i	1/i	d/i	d <sup>2</sup>
5	132.7	0.0075	0.038	25
10	111.6	0.0090	0.090	100
20	79.2	0.0126	0.253	400
30	60.2	0.0166	0.498	900
60	34.5	0.0290	1.739	3,600
120	18.9	0.0529	6.349	14,400
$\Sigma$ 245		0.1276	8.967	19,425

De las ecuaciones (2.13) y (2.14) se obtiene:

$$A = \frac{6 \times 19,425 - (245)^2}{6 \times 8.967 - 245 \times 0.1276} = 2,507.76$$

$$B = \frac{2,507.76 \times 0.1276 - 245}{6} = 12.50$$

y substituyendo los valores de A y B en la ecuación (2.12) se llega a:

$$i_5 = \frac{2,507.76}{d + 12.5}$$

Para el período de retorno de 10 años la ecuación que resulta es la siguiente:

$$i_{10} = \frac{2,750.34}{d + 10.64}$$

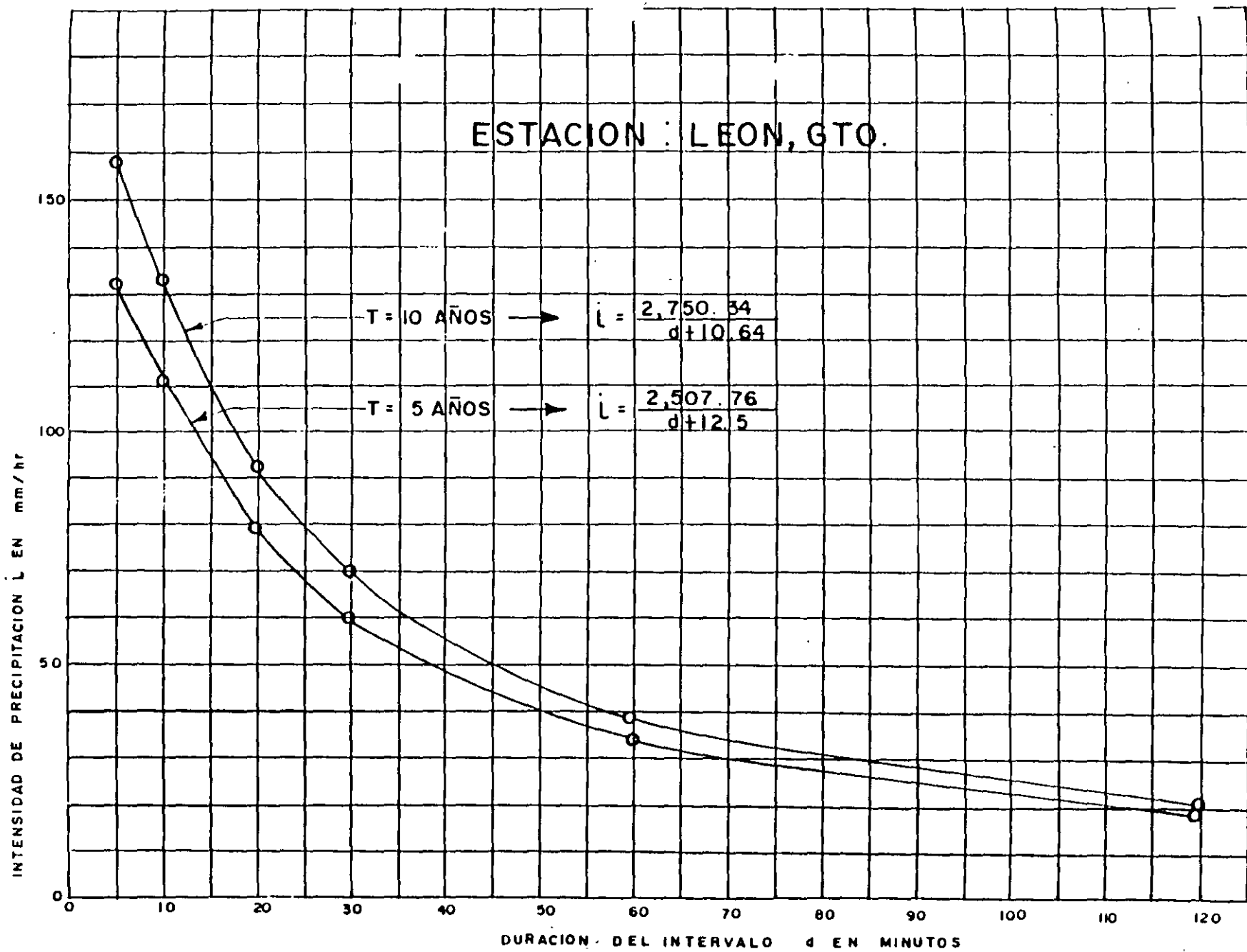


FIG. 2.9. - CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERODO DE RETORNO DE LA ESTACION LEON, GTO.

D) Relación entre la precipitación máxima puntual y su valor medio en un área circundante.

Al ocurrir una tormenta se presenta un punto en el que la precipitación es máxima y, alrededor de él, dicha precipitación va disminuyendo. La rapidez con la que la disminución se produce es una característica del tipo de la tormenta y de la zona en la que ocurre; por ejemplo, para las lluvias de origen ciclónico la disminución es más lenta que en las de tipo convectivo. Por otra parte, para tomar en cuenta la duración de la tormenta, — podemos suponer un área fija; resulta fácil comprender que mientras más — corta sea la duración y por consiguiente, más intensa la precipitación, se rá menos probable que ésta cubra toda el área con la misma intensidad máxi ma observada en un punto dentro de ella.

Estos conceptos se suelen representar gráficamente mediante las curvas de "Altura de Precipitación-Área-Duración". A continuación se presenta un ejemplo de estas curvas (Fig. 2.10) obtenidas por el U.S. Weather Bureau para los Estados Unidos de América y publicadas en el Rainfall Frequency Atlas for the United States, Tech. Paper 40 (mayo 1961).

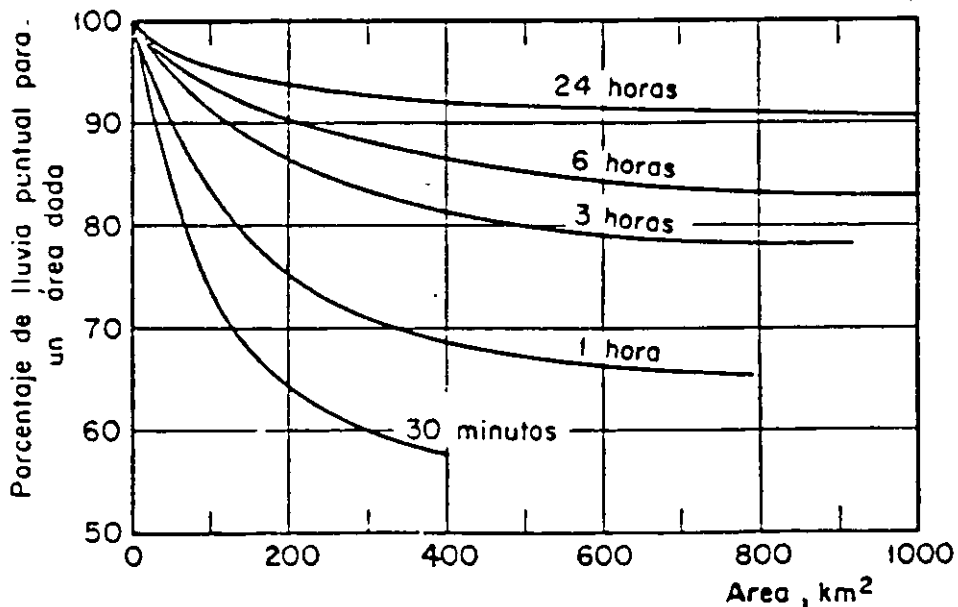


Fig. 2.10 - Relación altura de precipitación-área-duración

### E) Precipitación máxima probable (PMP).

Se designa con este término a la máxima altura de lluvia que puede presentarse en una región determinada. Debido a las posibilidades de error en el cálculo de este máximo, ya sea por deficiencias en las mediciones o en los modelos físicos, fué incluida la palabra probable.

El cálculo de la PMP es útil en el diseño de las obras de excedencias de grandes presas casi exclusivamente, las cuales deben de — construirse con un grado de seguridad muy alto, ya que la falla de una obra de esta naturaleza generalmente pone en peligro muchas — vidas humanas y propiedades, además de que el costo de la obra misma es muy grande.

Por lo que respecta a las obras de drenaje que construye la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, en ningún caso se justifica diseñarlas con los gastos que resultan de considerar la PMP, pues esto encarecería demasiado e innecesariamente las obras, ya que las fallas de éstas nunca son catastróficas y únicamente — provocan pérdidas económicas que, en muchos casos, pueden ser menores que el incremento en el costo de la obra originado por tratar de evitarlas. Por tal motivo, en esta ponencia no se incluyen los métodos de previsión de escurrimientos basados en la PMP.

### F) Distribución geográfica de la precipitación.

En la República Mexicana las tormentas más desfavorables que han — ocurrido son de origen ciclónico, a excepción del noroeste, donde generalmente ocurren en invierno debido al choque de masas de aire frío continental con masas de aire húmedo.



Además, debido a la variación tan fuerte que existe en la orografía no se puede hablar de una distribución uniforme de la lluvia. En general, se puede decir que las máximas precipitaciones se tienen en la parte sur del país, así como en las vertientes del Golfo y del Pacífico, estando limitadas éstas por las cordilleras montañosas.

Se han hecho estudios sobre la precipitación en la República Mexicana y se han elaborado diversas cartas.

En la fig 2.11 se muestra un plano de isoyetas medias anuales levantado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. Como puede observarse, las precipitaciones medias anuales mayores de 1000 mm se encuentran al sur del paralelo 22° N y comprende las zonas montañosas de las porciones central y sur del país. Las cuatro zonas con precipitaciones mayores de 3000 mm son: una sobre el paralelo 20° N en la zona de Teziutlán y Zacapoaxtla, otra en la cabecera de la cuenca del río Atoyac, en el estado de Oaxaca, y las dos restantes en el estado de Chiapas.

La parte norte de la altiplanicie es una zona de escasa precipitación; dentro de ésta, la zona más árida, con menos de 50 mm de lluvia anual, se extiende en la parte norte central y abarca desde el río Bravo hasta las inmediaciones del paralelo 24° N. Las partes más secas del país son la porción noroeste de la llanura costera del Pacífico y la península de Baja California.



Isoyeta	Precipitación, en mm
0.1	100
0.2	200
0.3	300
0.5	500
1.0	1000
1.5	1500
2.0	2000
2.5	2500
3.0	3000
4.0	4000
5.0	5000

Fig 2.11. Precipitación media anual en la República Mexicana  
(Datos tomados del plano obtenido por - la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos).

## 2.5 Análisis de escurrimientos.

### A) Características de los hidrogramas.

El hidrograma de una corriente es la representación gráfica de sus variaciones de flujo, arregladas en orden cronológico. En general, para expresar el flujo se usa el gasto, que indica el volumen escurrido en la unidad de tiempo. En la figura 2.12 se muestra un hidrograma simple típico; las ordenadas son gastos en  $m^3/s$  y las abscisas tiempo en horas.

El hidrograma puede considerarse como una expresión integral de las características fisiográficas y olimáticas que gobiernan las relaciones entre la precipitación y el escurrimiento en una cuenca particular, definiendo las complejidades de dichas características por una sola curva empírica.

Un hidrograma simple típico producido por una tormenta concentrada es una curva con una sola cresta o pico, pero el caso más general es el del hidrograma compuesto por varios picos, lo que indica variaciones bruscas en la intensidad de precipitación, — una sucesión de lluvias u otras causas. El primero de los mencionados (Fig. 2.12) consta de las siguientes partes o segmentos: el A B correspondiente al flujo precedente, el B D llamado curva de concentración y el D G denominado curva de vaciado. El segmento C E se conoce como segmento de pico o cresta. La parte inferior de la curva de vaciado se denomina curva de agotamiento y — representa el decrecimiento del gasto después de un tiempo suficientemente largo para que todo escurrimiento de superficie haya cesado; luego, la corriente es sólo alimentada por las capas subterráneas.

En las curvas mencionadas se muestran los siguientes puntos característicos: el B o punto de levantamiento que marca el inicio del escurrimiento directo producido por la tormenta, los puntos C y E que son dos puntos de inflexión que limitan el segmento de pico, el punto D llamado punto de pico que representa el gasto máximo del hidrograma, y el punto F que señala el fin del escurrimiento directo a partir del cual continúa exclusivamente el escurrimiento base.

El tiempo que transcurre entre los puntos B y D se llama tiempo de pico, y el lapso entre los puntos B y F, tiempo base del hidrograma de la tormenta. El tiempo de retraso es aquel que transcurre desde el centro de masa del histograma de la lluvia al punto de pico del hidrograma.

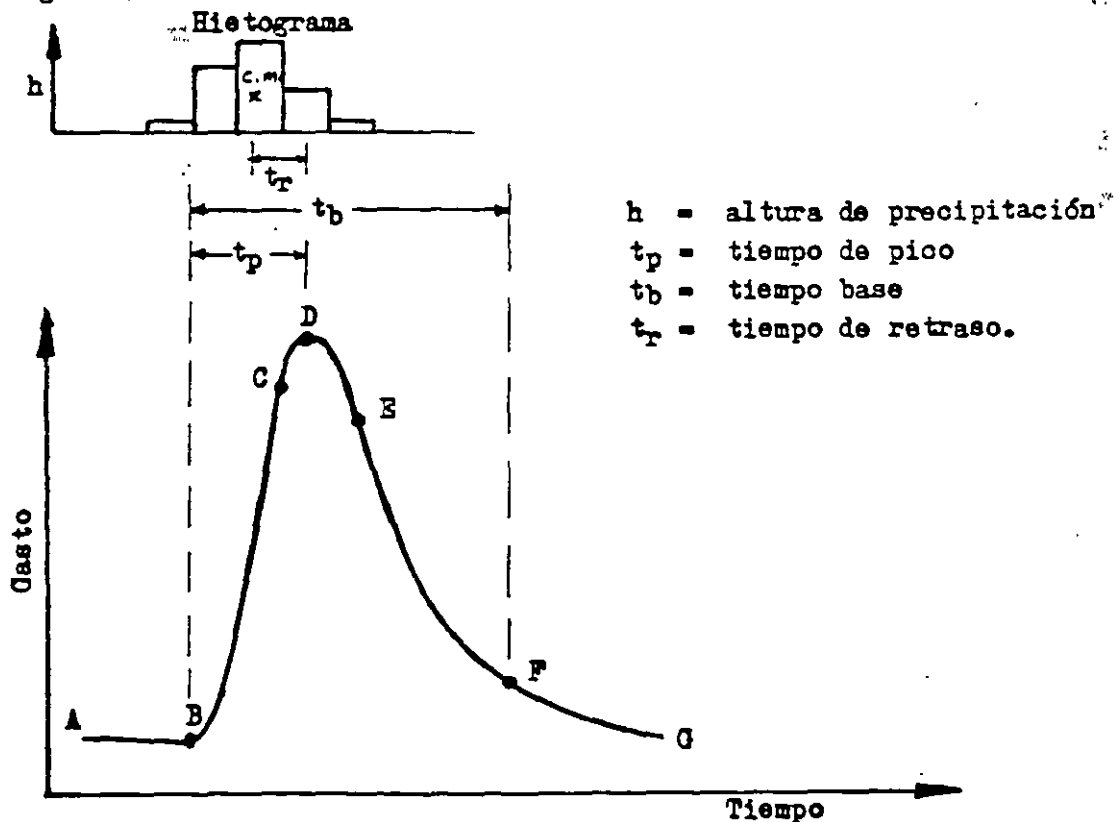


FIG. 2.12.- Hidrograma típico de una tormenta aislada.

### 2.5.B) Análisis de hidrogramas.

El análisis de un hidrograma consiste en separar de él los escurrimientos con base en las diversas fuentes que los originan. Para fines prácticos se consideran los escurrimientos base y directo como los componentes principales de un hidrograma.

#### 2.5.B.1) Análisis de hidrogramas de tormentas aisladas.

En la fig. 2.13 se muestra en forma idealizada la frontera entre los escurrimientos base y directo. En la realidad esta frontera es difícil de precisar, ya que cuando ocurre una tormenta el escurrimiento directo puede ocasionar una sobrelevación del nivel del agua en el cauce que sea superior al nivel freático. En ese instante se tendrá que parte de dicho escurrimiento drena del cauce hacia el manto freático, originando simultáneamente una anulación momentánea del escurrimiento base; esto se puede intuir pero no cuantificar.

Si se observa la fig. 2.13, la determinación del punto B, inicio del escurrimiento directo, no presenta dificultad, ya que en ese momento se tiene un cambio brusco en el hidrograma; el problema consiste en obtener el punto F, que es la transición entre la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base. Existen diversos criterios para determinar la frontera entre los dos escurrimientos, aunque se diferencian en la forma de obtener dicho punto F.

En la fig. 2.13 se muestran las diferentes fronteras que se pueden obtener de los distintos criterios al analizar el hidrograma de una tormenta que se presentó en la cuenca de los ríos Omitlán y Papagayo, Gro.

El criterio más sencillo para separar escurrimientos consiste en aceptar como frontera una línea recta horizontal a partir del punto B; -

tiene la desventaja de incurrir en graves errores al estimar el tiempo base del hidrograma del escurrimiento directo (Fig. 2.13, línea a).

El criterio más usual es trazar una línea recta entre los puntos B y F (Fig. 2.13, línea b), pero presenta el inconveniente de tener que fijar el punto F; para determinarlo, se requiere conocer la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo.

Dicha curva se obtiene analizando una serie de hidrogramas y seleccionando los intervalos en que no aparezca escurrimiento directo. De esta forma se tienen una serie de tramos con escurrimiento base exclusivamente. Desplazándolos horizontalmente se logra una variación — completa de la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo. De igual manera se obtiene la curva de vaciado del escurrimiento directo.

Conocida la curva de vaciado del escurrimiento subterráneo, se superpone ésta sobre el hidrograma de la tormenta por analizar; cuando coincida con la parte de la extrema derecha de éste, en el punto donde la curva se separe del hidrograma se conocerá el punto donde cesa el escurrimiento directo (Fig. 2.13).

Barnet\* ofrece otro procedimiento de análisis para la curva de vaciado de los escurrimientos directo y base. La curva de vaciado se puede expresar mediante la ecuación

$$Q_t = Q_0 K_T \quad (2.15)$$

donde

$K_T$  constante de vaciado

$Q_0$  Gasto inicial sobre la curva de vaciado, en  $m^3/seg$

$Q_t$  Gasto un tiempo  $t$  después del gasto  $Q_0$ , en  $m^3/seg$

\* B.S. Barnet, "Discussion of Analysis of Runoff Characteristics by O.H. Meyer", ASCE Transactions, Vol. 105 (1940), p. 106

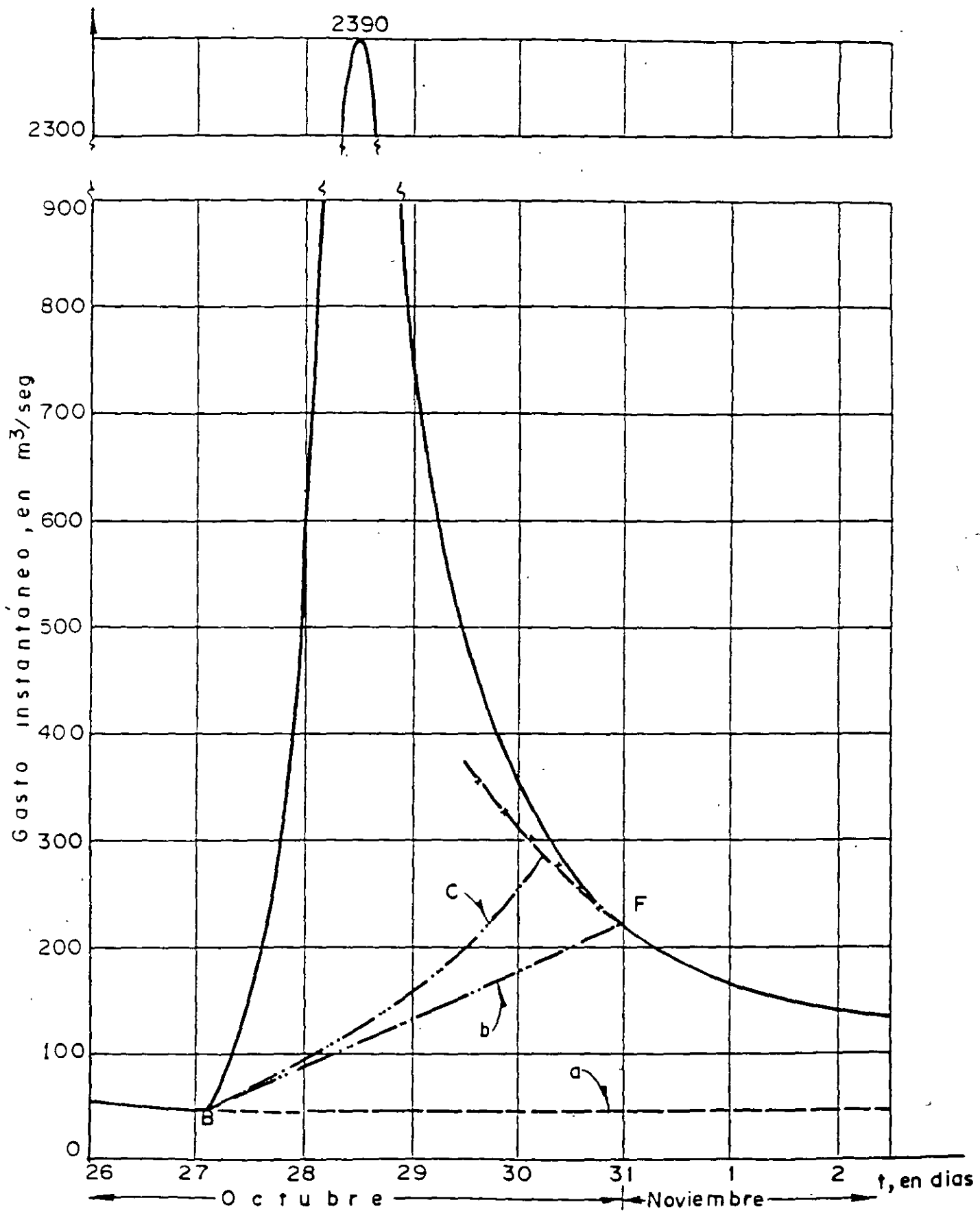


Fig 2.13 Análisis de un hidrograma de una tormenta aislada

La ecuación anterior se expresa también como

$$Q_{t+1} = K_r Q_t \quad (2.16)$$

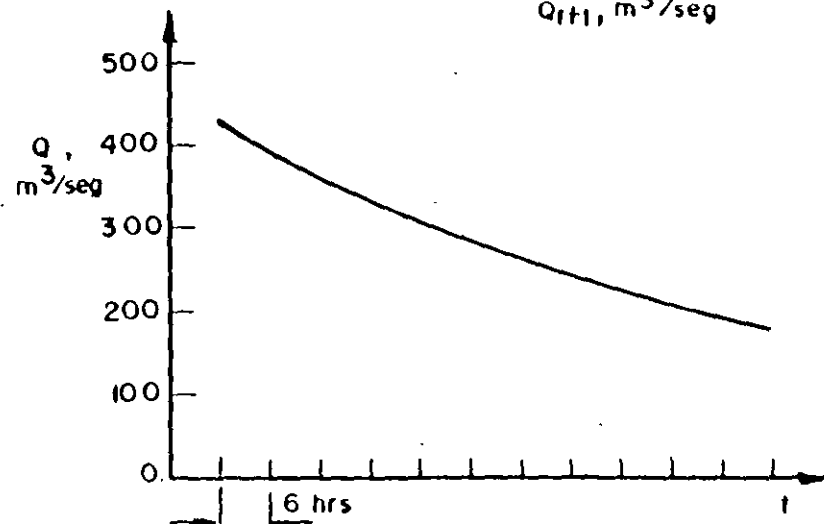
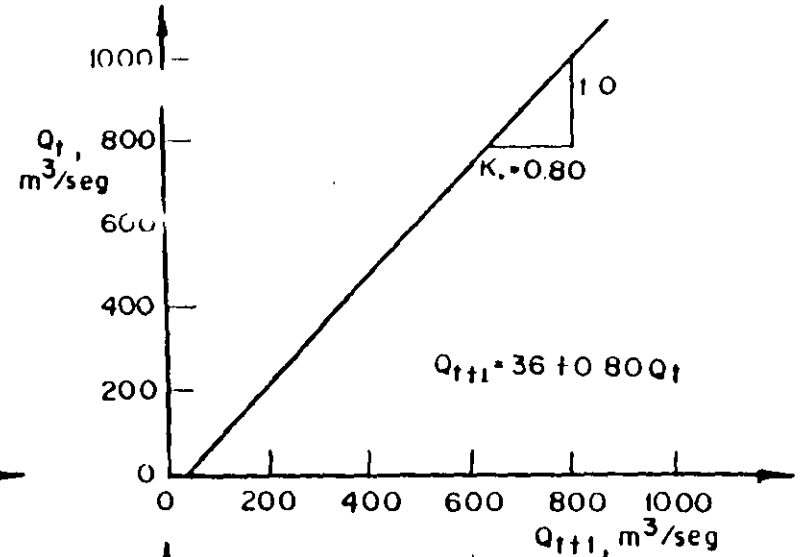
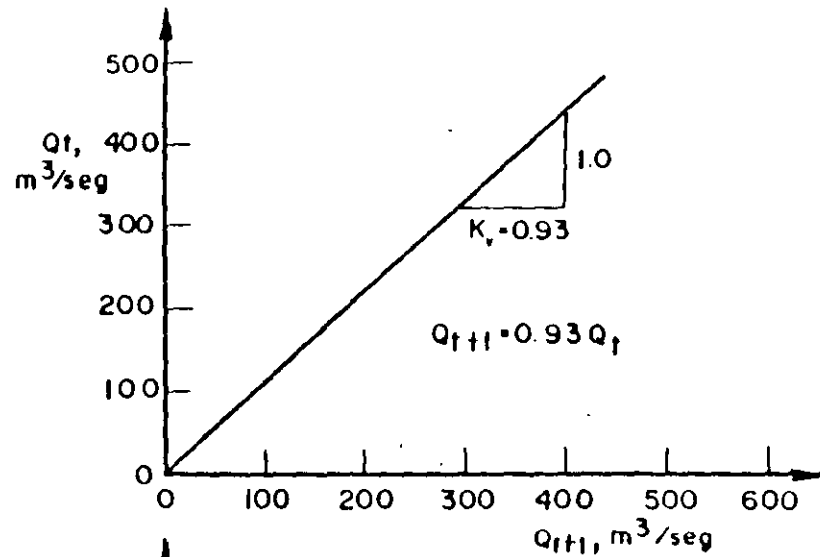
Al trazar la gráfica  $Q_t + 1$  contra  $Q_t$ , la ec. 2.16 será una recta de pendiente  $K_r$ . En las figs. 2.14 a y b se muestran las rectas obtenidas para las curvas de vaciado de los escurrimientos directo y base de la cuenca de los ríos Papagayo y Omitlán, Gro., deducidas del hidrograma de la fig 2.13.

Lo anterior permite conocer las curvas de vaciado a partir del hidrograma de una tormenta. Conocida la curva de vaciado del escurrimiento base se podrá determinar, como ya se dijo anteriormente, el punto de frontera sobre el hidrograma donde se separan los escurrimientos.

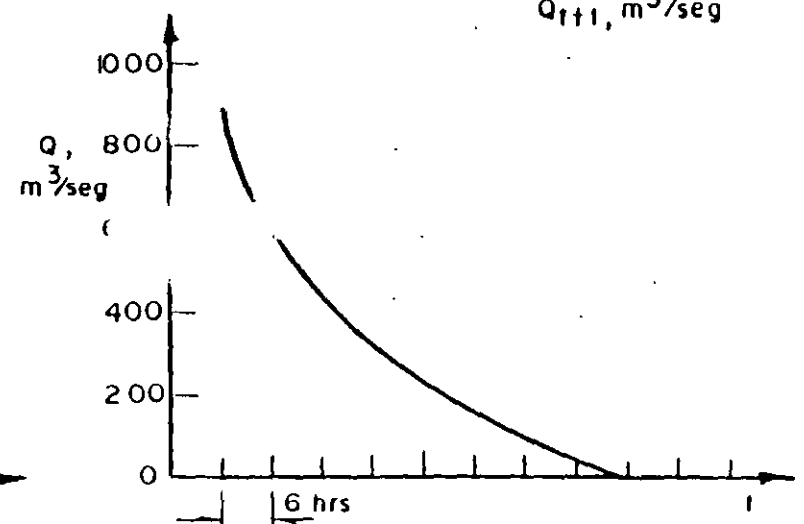
Otro procedimiento para separar los escurrimientos de un hidrograma consiste en prolongar la curva de vaciado del agua subterránea hacia atrás del punto de intersección con la curva de vaciado del escurrimiento directo, y ligando un punto arbitrario de la primera con el punto del inicio del escurrimiento directo. Ese punto arbitrario de la curva de vaciado del escurrimiento base se localiza bajo la curva de vaciado del hidrograma (fig 2.13, línea c).

Para aplicar este criterio se requiere de un conocimiento previo del fenómeno en la zona donde se produce el escurrimiento, por lo cual no se emplea muy frecuentemente; es más usual el criterio de la línea recta entre los puntos B y P (fig 2.13, línea b). Como se puede observar, en el cálculo del volumen de escurrimiento directo existe una diferencia mínima entre ambos criterios.





a) Esgurrimento base



b) Esgurrimento directo

Fig 214 Cálculo de la ecuación que define la curva de vaciado del esgurrimento de la cuenca de los ríos Omítlán y Papagayo, Gro

### 2.5.3.2) Análisis de hidrogramas múltiples.

En algunos casos se puede presentar el problema de separar el escurrimiento base del directo cuando se presentan dos o más hidrogramas consecutivos. El análisis en estos casos es, por supuesto, más complicado y se utilizan técnicas de separación más sofisticadas. Considerando que en la práctica se busca trabajar con hidrogramas simples, evitando en lo posible los casos anteriores, no se presentarán dichas técnicas en esta ponencia.

## 2.6.- Relaciones entre la lluvia y el escurrimiento.

### 2.6.A) Descripción cualitativa de las relaciones entre la lluvia y el escurrimiento.

En términos generales se puede decir que los métodos hidrológicos para predicción de escurrimientos basados en mediciones directas de éstos, es decir, en registros de aforos, son preferibles a aquellos basados en relaciones entre la lluvia y el escurrimiento, ya que en éstos intervienen casi siempre parámetros cuya valuación es imprecisa y, en algunas ocasiones, subjetiva. Sin embargo, existen muchos casos en los que la información relativa a gastos máximos aforados es deficiente o nula, por lo cual no se pueden usar los métodos primeramente mencionados y es necesario empezar estableciendo las precipitaciones de diseño para después, mediante una función de liga, inferir con base en éstas los gastos de diseño. De acuerdo con la función de liga entre las tormentas y las avenidas producidas por éstas se han desarrollado diversos métodos basados en relaciones entre la lluvia y el escurrimiento, algunos de los cuales se presentan en el capítulo IV de esta ponencia.

La mayoría de las relaciones utilizadas incluyen como parámetros solamente algunos de los factores que afectan el escurrimiento, los cuales son numerosos y, con frecuencia interdependientes. Estos factores se pueden clasificar en dos grupos: factores climáticos y factores fisiográficos. Los primeros incluyen principalmente los efectos de la precipitación, la evaporación y la transpiración, todos los cuales presentan variaciones estacionales. Los factores fisiográficos se pueden a su vez clasificar en dos: los característicos de la cuenca y los característicos del cauce. Dentro de los primeros se pueden incluir factores tales como tamaño, forma y pendiente de la cuenca, permeabilidad y uso del suelo, presencia de lagos, — etc. Los característicos del cauce están relacionados principalmente con las propiedades hidráulicas del mismo, las cuales gobiernan el movimiento de las corrientes y determinan su capacidad de almacenamiento. A continuación se presenta una lista de los principales factores que afectan el escurrimiento.

a) Factores climáticos.

Precipitación: forma (lluvia, nieve, granizo, etc.), intensidad, duración, distribución en el tiempo, distribución en la superficie, — frecuencia de ocurrencia, dirección del movimiento de la tormenta, precipitación antecedente, humedad del suelo.

Intercepción: especies vegetales, composición, edad y densidad de los bosques; estación del año; magnitud de la tormenta.

Evaporación: Temperatura, viento, presión atmosférica, naturaleza y forma de la superficie sujeta a evaporación.

Transpiración: Temperatura, radiación solar, viento, humedad del aire, humedad del suelo, clase de vegetación.

- 1 -

b) Factores fisiográficos.

b.1) Características de la cuenca.

b.1.1) Factores geométricos: Tamaño, forma, pendiente, orientación, elevación, densidad de drenaje.

b.1.2) Factores físicos: Uso del suelo, infiltración superficial, - tipo de suelo, permeabilidad y capacidad de almacenamiento de las - capas del subsuelo, presencia de lagos, drenaje artificial.

b.2) Características del cauce.

Tamaño y forma de la sección hidráulica, pendiente, rugosidad, longitud, efecto de remanso.

### III.- RELACION DE LA INFORMACION DISPONIBLE EN LA REPUBLICA MEXICANA

#### 3.1.- Introducción.

En la República Mexicana, a la fecha no se tiene una evaluación de recursos completa, por eso la Secretaría de la Presidencia creó la Dirección de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL) para lograr el conocimiento de los recursos del país, expresándolo en cartas. Anteriormente otros organismos gubernamentales, ya habían realizado las cartas que a continuación se describen.

#### A) Cartas Topográficas.

Las hay a escala 1:500,000 cubriendo todo el país; a 1:250,000 del paralelo 24° hasta la frontera norte del país; a 1:100,000 de la zona del paralelo 22° hacia el Sur; a 1:25,000 del Valle de México, que han sido editadas por la Secretaría de la Defensa Nacional.

Hay además cartas de ciertas regiones del país que han levantado algunos organismos gubernamentales, para su uso interno, como la propia Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, Petróleos Mexicanos, etc.

#### B) Cartas de Climas.

Dentro de este tipo de cartas, las que tienen aplicación en los métodos hidrológicos que se verán más adelante son las cartas de isoyetas.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene editadas 20 cartas, a escala 1:1'000,000, de las 37 regiones hidrológicas en que ha dividido a la República Mexicana, donde aparecen la hidrografía con sus ríos, presas, lagunas y pantanos; las isoyetas medias anuales con registros en el período de 1931 a 1970; la localización de las estaciones climatológicas, así como las capitales y ciudades importantes de los es

los; los límites estatales e internacionales, las carreteras y los ferrocarriles. Además tiene representada por medio de gráficas la distribución media mensual de la lluvia, de estaciones representativas de cada región.

Las isoyetas están representadas por líneas rojas y hay zonas coloreadas que tienen como contorno isoyetas diferentes, así la amarilla comprende las isoyetas de valor igual o menor que 250 mm/año; la de café claro las comprendidas entre 250 y 500 mm/año; las de color ocre entre 500 y 1000 mm/año; las verdes del metro a los dos metros anuales; las verde claro de los dos a los tres metros por año y por último las azules que corresponden a las isoyetas de 3 ó más metros de altura de precipitación anual, siendo las isoyetas máximas en la república de 5.5 m/año, correspondientes a la Finca Covadonga a 30 Km al N de Tapachula, Chis. y a Tenango, Oax., a 20 Km al SW de la Presa Miguel Alemán, que tiene registrados 5,720 mm/año.

Las zonas con la isoyeta de 50 mm por año se localizan al SE de Mexicali, en la región comprendida entre esta ciudad y el Río Colorado y en Baja California Sur, en el desierto del Vizcaíno, teniendo como valor registrado el de 32 mm por año, registrado en San José del Pacífico.

### C) Cartas Geológicas.

El Instituto de Geología de la Universidad Nacional Autónoma de México acaba de reeditar la carta geológica a escala 1:2,000,000 que cubre toda la república y tiene también de algunos estados a escalas 1:500,000 y 1:250,000, así como a 1:100,000 de ciertas regiones del país.

La Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, la de Agricultura y Recursos Hidráulicos y Petróleos Mexicanos, tienen cartas de diversas zonas del país a escala 1:50,000.

El Consejo de Recursos Minerales tiene editadas cartas de varios estados a escala 1:500,000 y de zonas diversas a escalas 1:50,000 y 1:25,000.

D) Cartas de Uso del Suelo.

El Plan Nacional Hidráulico de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (S.A.R.H.) cubre toda la república a escala 1:1,000,000. Hay — también las cartas de uso de suelo del Instituto de Geografía de la Universidad Nacional Autónoma de México y la llamada Carta de Vegetación de la S.A.R.H., ambas a escala 1:2,000,000.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos tiene también cartas a escala 1:100,000; hay estudios de ciertas regiones del país de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas a escalas grandes, del orden de 1:5,000 y 1:10,000.

E) Cartas Edafológicas.

Existe la Carta de Suelos de México, a escala 1:2,000,000 de la Dirección de Agrología de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, que también ha hecho estudios agrológicos de los distritos de riego a diferentes escalas.

Hay una carta de suelos del proyecto Puebla-Tlaxcala elaborada cuidadosamente por la Fundación Alemana para la Investigación Científica en México.

F) Cartas de Uso Potencial.

Existe la Carta de Uso Potencial a escala 1:1,000,000 de aproximadamente la mitad del país hecha por el Plan Nacional Hidráulico de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, que también ha hecho, por medio de la Dirección de Agrología, cartas a diferentes escalas para la mayoría de los distritos de riego.

### 3.2.- Información de la Dirección de Estudios del Territorio Nacional.

A continuación se describen las cartas de la Dirección de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL), por ser un conjunto bien fundamentado y tener una secuencia ordenada, es decir, la carta topográfica se apoya en fotografías aéreas y técnicas fotogramétricas, la carta de uso de suelo se apoya a su vez en la carta topográfica y técnicas fotointerpretativas. Después se elaboran las cartas geológica, edafológica y de uso potencial, que se apoyan en todas y cada una de las anteriores.

Otras ventajas de estas cartas, es que cubrirán, en un futuro próximo, la totalidad del Territorio Nacional y que el precio y la disponibilidad son accesibles a toda clase de público.

#### A) La carta topográfica.

Es la carta básica para todas las demás; se hace a escala 1:50,000 con curvas de nivel a 10 ó a 20 m de equidistancia, según las características del terreno y a cada 50 m las curvas maestras.

Se forma a partir de las fotografías aéreas a escala 1:50,000 por medio de métodos fotogramétricos, o sea haciendo mediciones en modelos estereoscópicos, montados en instrumentos de precisión, para conocer posiciones y elevaciones, es decir las coordenadas, de puntos consignados en cada modelo. Se dispone de coordenadas tridimensionales terrestres conocidas y con la triangulación aérea se propaga el apoyo terrestre.

La triangulación aérea analítica se efectúa con estereocomparador STK-1 con registradores electrónicos de coordenadas y con el auxilio de modernos sistemas de cómputo, a efecto de obtener la propagación del apoyo terrestre a puntos fotogramétricos de control suplementario.

Las poligonales de primero y segundo orden se ligan a los vértices trigonométricos de la red geodésica nacional. Las primeras para proporcionar



apoyo geodésico en las zonas carentes de él y las segundas para el apoyo terrestre necesario. Así también se propagan líneas a lo largo de las carreteras pavimentadas a partir de los bancos de precisión existentes, formando circuitos de nivelación de menor precisión a través de caminos de orden secundario.

Las mediciones del apoyo horizontal se efectúan con aparatos electrónicos y teodolitos de 1" de aproximación.

El apoyo vertical se efectúa por medio de nivelaciones hechas con niveles NA2, NAK2 ó NI2 y estatales de madera con niveleta, utilizando el método de doble altura de aparato.

Se usan la metodología y las especificaciones de precisión y tolerancias establecidas por la Unión Geodésica y Geofísica Internacional.

Las precisiones absolutas obtenidas en el producto cartográfico es del orden de  $\pm 25$  m planimétricamente y de  $\pm 3$  m en elevación.

Se fijan monumentos en los bancos de nivel, describiendo clases y orden en una placa de aluminio.

La restitución o transferencia de los detalles de importancia cartográfica de los modelos estereoscópicos al mapa se efectúa con la ayuda de los Stereosimplex II C.

La anterior descripción se refiere a la forma de la obtención de datos y transcripción de los mismos a la carta y que en última instancia, sirve para conocer la posición en la superficie de la tierra de los elementos que forman el paisaje, tanto los naturales como los artificiales. La posición está dada por coordenadas geográficas: latitud y longitud, que se indican en grados, minutos y segundos y la altitud, por medio de curvas de nivel, en m.

Los elementos culturales que se pueden localizar son las poblaciones, las rancherías y las chozas; las vías terrestres y los aeropuertos con su clasificación respectiva.

Se localizan también las líneas de conducción de energía eléctrica, telégrafo, teléfono, ductos, poliductos, torres de microondas, etc.; almacenamientos de agua, orografía, elementos hidrográficos como ríos, arroyos, canales, esteros, etc.; vegetación cuya clasificación general es, en el uso agrícola, cultivos y huertos; en el uso forestal, bosques o selvas; - en las asociaciones, palmar, manglar, chaparral, etc.

Se indican los límites tanto internacionales como estatales y la ubicación de los puntos de verificación de vértices geodésicos, apoyo horizontal, - bancos de nivel de precisión, bancos de nivel topográfico y cotas fotogramétricas.

En resumen, la carta topográfica describe la ubicación de los rasgos superficiales de la corteza terrestre y sirve para estudiar las cuencas - hidrográficamente.

#### B) La carta de climas.

El clima es un recurso natural importante; influye en la disponibilidad de agua, en cantidad, frecuencia, etc.; en el tipo de suelo, en la fauna, en la vegetación y en el hombre mismo, determinando sus costumbres, vestidos, alimentos, habitación, transportes, estado de ánimo, etc.

El conocimiento adecuado del clima permite prevenir las épocas de calor o frío, inundaciones y sequías para implementar actividades productivas.

La carta de climas de la República Mexicana la formó la Dra. Enriqueta - García Amaro en 1964 con base en la clasificación de W. Köppen, que definió cinco grupos de climas.

En 1969 se imprimieron las cartas de climas sobre la lámina negra de la carta topográfica de la Secretaría de la Defensa Nacional a escala 1:500,000.

El grupo de climas A es el de los tropicales lluviosos, con temperatura media del mes más frío mayor que 18° C. En nuestro país se encuentran a lo largo de las vertientes de ambos océanos. Los del Pacífico tienen como límite norteño el paralelo 24° N, hacia el Oeste el mar y hacia el Este unas curvas de nivel con altitud entre 800 y 1000 m. Las del Atlántico se extienden desde el paralelo 23° N hacia el Sur y hacia el Oeste hasta una altitud de 1300 m.

El grupo de climas B es el de los secos; se encuentran éstos en amplias regiones de la mitad septentrional del país.

El grupo de climas C comprende los templados lluviosos, con temperatura media del mes más frío en un intervalo de -3 a 18° C y la del mes más caliente mayor que 10° C. Se localizan en las zonas montañosas o llanuras con altitudes mayores que 200 m y menores que 1000 m.

El grupo de climas D o boreal, que se subdivide en continental boreal transbaicálico y ruso canadiense u oceánico boreal. No existe en el país.

El grupo de climas E es el de los fríos con temperatura media del mes más caliente menor que 10° C. Se encuentran en superficies reducidas, como son las partes más altas de las grandes montañas del centro del país.

El sistema de Köppen es un sistema general de clasificación que define grandes zonas climáticas del mundo, el cual al ser aplicado a México en su concepción original, clasifica extensas regiones dentro de un mismo grupo cuando en realidad hay diferencias climáticas notables.

Las designaciones de Köppen se establecieron con base en formaciones vegetales que constituyen zonas latitudinales y en México no existen algunas de esas formaciones vegetales o no coinciden con los tipos climáticos que deben de definir.

Se les cambió el nombre también a varios tipos de climas, con lo que quedan mejor definidos; como ejemplo está el siguiente: el clima Af, "clima de selva" se cambió por "clima caliente y húmedo con lluvias todo el año".

A los tipos de climas se les agregaron más características para que quedaran mejor definidos y adaptados a las condiciones climáticas de México. Hubo necesidad de introducir nuevas fórmulas empíricas para delimitar ciertos tipos fundamentales de clima con regímenes de lluvia que no se habían tomado en cuenta. Las modificaciones y adaptaciones se hicieron sin apartarse de los lineamientos generales de la clasificación original, pues se siguen usando todos los símbolos y fórmulas ideados por Köppen.

La temperatura del aire es el elemento que expresa la intensidad de la energía solar, que es función del ángulo de incidencia y tiempo de exposición a los rayos solares; también influyen la altitud y la latitud. Se registra por medio de termómetros manuales o automáticos.

La precipitación es el agua que proviene de la atmósfera en cualquier estado físico, está influida directamente por la latitud, los vientos y el relieve. Se mide su altura en mm por medio de pluviómetros o pluviógrafos cuando se dispone de ellos. En el capítulo anterior se habló más extensamente de estos aparatos.

El sistema de clasificación de climas se basa fundamentalmente en los promedios mensuales y anuales de precipitación y temperatura. Se tomaron en cuenta unas 2000 estaciones meteorológicas con un mínimo de 10 años de

registro, dentro del lapso de 1921-1960; datos tomados del Servicio Meteorológico Nacional, de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y de la Comisión Federal de Electricidad.

La clasificación de la Dra. García está definida en cada una de las 45 cartas climáticas de la Dirección de Estudios del Territorio Nacional. En dichas cartas se iluminan con un mismo color todas las zonas que tienen la misma denominación climática. Aparecen las isoyetas medias anuales con diferencia de 100 mm entre ellas y las isothermas medias anuales con diferencia de 2° C. En las cartas se localizan las estaciones meteorológicas, en cuyo reverso además de explicar el sistema de clasificación climática están graficados los climogramas, que relacionan la temperatura y la precipitación medias mensuales con el tiempo, en las diferentes estaciones. También se han anotado la división estatal, las vías de ferrocarril, estaciones climatológicas, localidades y altitudes de los puntos más elevados.

#### C) La carta geológica.

Esta carta se elabora mediante la interpretación fotogeológica, tanto en fotografías aéreas en color, como en blanco y negro, a escala 1:25,000, completándola siempre con la verificación en el campo de las unidades litológicas. En el mapa se ilustran los diferentes tipos de rocas o suelos superficiales con diversos colores.

Las rocas se clasifican en tres grupos, que comprenden a la gran mayoría de ellas: las ígneas, las sedimentarias y las metamórficas. Las ígneas, provenientes del magma, se subdividen en extrusivas o lavas y cenizas, e intrusivas que se presentan en forma de batolitos, lacolitos, diques, etc. Las rocas sedimentarias resultan del depósito y diagénesis de materiales de varias dimensiones arrastrados por el agua o el viento. Las rocas metamórficas son aquellas ígneas o sedimentarias que han sufrido grandes cambios por esfuerzos muy intensos, por temperaturas muy elevadas y procesos químicos.

El suelo es el producto de la destrucción de las rocas, con dimensiones de grava o más pequeñas. Se clasifican en residuales y transportados. Este tema está ampliamente tratado en el seminario de terracerías y pavimentos con el título de Clasificación de Materiales Pétreos y Suelos.

También aparecen en las cartas las estructuras, que son los plegamientos o deformaciones en forma de ondulaciones, como son los anticlinales, los sinclinales y las características de ellas tales como los echados, -rumbos y ejes. Trae representadas las fracturas, fallas, diques, vetas, volcanes, dolinas, manantiales, minas, catas y bancos de material. — Aparecen también los caminos y ferrocarriles, almacenamientos, límites estatales e internacionales, aeropuertos, líneas de conducción y en general rasgos culturales.

Al ubicar la cuenca en estudio en la carta geológica, se conocen los materiales de que está formada, así como sus características, pues hay información adicional de los puntos de verificación, que son representativos de la unidad geológica de que forman parte. Una de las propiedades importantes que nos describen éstos es la permeabilidad la cual, como ya se vió en el capítulo anterior, es determinante del escurrimiento superficial que se puede esperar en el sitio en estudio.

#### D) La Carta de Uso Actual del Suelo.

Esta carta se elabora utilizando las técnicas de fotointerpretación en gabinete, apoyada con trabajos de campo y realizada por biólogos, agrónomos y geógrafos.

El trabajo de gabinete consiste en hacer la interpretación de uso del suelo y tipos vegetativos, utilizando las fotografías pancromáticas y a colores a escala media 1:25,000 de la zona en estudio, indicando a lo que esté dedicado el terreno en el momento en que fué fotografiado.

La información que contiene se refiere a las actividades agrícolas, pecuarias y forestales, señalando los diferentes tipos de vegetación, clasificándolos de acuerdo con los sistemas del Dr. Faustino Miranda y del Ing. Efraín Hernández Xalocotzi y el Dr. J. Kzedowski modificados en parte por la Dirección de Estudios del Territorio Nacional.

) Uso Agrícola.

El uso agrícola se representa en la carta mediante el color naranja, el cual se sustituirá en ediciones próximas por color blanco para las zonas de agricultura de temporal y por azul claro para las de riego.

El uso agrícola comprende aquellas zonas dedicadas a la agricultura. La de temporal es la que depende básicamente del agua de lluvia en el período vegetativo y puede ser de tipo permanente o nómada. La permanente es la sujeta a una actividad continua, regular, que se efectúa año con año y la nómada, la que el hombre efectúa por un lapso entre 1 y 5 años y la suspende por el agotamiento del suelo y la erosión.

Los indicadores de las zonas de agricultura nómada son la fuerte pendiente, el suelo delgado y la huella de la perturbación de la vegetación.

La agricultura de riego es la que asegura el ciclo vegetativo y reproductivo de los cultivos mediante el agua de riego. Este puede ser por gravedad, bombeo, goteo o cualquier otra técnica.

Hay agricultura de temporal que recibe algún riego de punteó o auxilio, es decir un riego eventual.

Donde hay zonas con agricultura de temporal mezclada con agricultura de riego se pondrán las dos claves, dándole preferencia a la dominante.

b) Tipos de cultivo.

Los tipos de cultivo clasificados son los anuales, semipermanentes y permanentes.

Los anuales son aquellos cuyo período vegetativo transcurre en un período menor que 1 año, como sucede con el maíz, el frijol, la cebada, el -- trigo, el garbanzo, etc.

Los semipermanentes tienen una duración variable en el terreno dependiendo de la costeabilidad. Esta duración varía de un año a 10 años. Algunos de ellos son la alfalfa, la caña de azúcar, la piña, el plátano, etc.

Los cultivos permanentes son aquellos que permanecen en el terreno más de 10 años, como son los frutales leñosos, es decir, el durazno, el naranjo, el manzano, etc., y otros como el cocotero, los nopales, los magueyes cultivados, etc.

c) Uso Pecuario.

Clasifica a los pastizales que se dedican a la ganadería en tres grupos.

Pastizales Naturales: se consideran en este grupo aquellos de vegetación climal, es decir, que son producto del suelo y clima, sin que hayan influido otros factores.

Pastizales Inducidos: son los que resultan cuando se perturba la vegetación primaria. Se inducen estas gramíneas, principalmente cuando el hombre elimina la vegetación arbustiva o arbórea y entonces se establece una cubierta herbácea.

Pastizales Cultivados: se consideran como tales aquellos pastos que se han introducido en una región intencionalmente, donde no existían, haciendo un verdadero cultivo.



Proceden de otros países como los zacates pangola, jaragua, guinea, bermu da, etc.

d) Uso Forestal.

El uso forestal comprende las zonas que están cubiertas por bosques y sel vas.

Se entiende por bosque, la vegetación arbórea de clima templado y frío, - con poca variación de especies, las cuales no tienen espinas y generalmen te tienen pocos o ningún bejuco.

El árbol es una planta leñosa generalmente con más de cuatro metros de - altura y fuste bien desarrollado.

Los bosques se clasifican de acuerdo con su naturaleza, en bosque natura' cultivado, de galería y mesófilo de montaña.

El bosque natural es producto del suelo y clima, sin intervención de la - mano del hombre. La mayoría de los bosques del país son naturales.

El bosque artificial es el que el hombre ha establecido mediante planta- ciones. Están formados por una o varias asociaciones de árboles.

El bosque de galería es el que se localiza a la orilla de los ríos o arro yos con agua permanente o estacional. Hay bosques de ahuehuate o sabino, de álamo, de eucalipto, de sauce, etc.

Además, los bosques se clasifican en bosques de coníferas y de latifolia- das. Los bosques de coníferas, de hojas aciculares, pueden ser de pino, oyamel, enebro, cedro blanco, junípero, ahuehuate, ciprés, tuxa, etc. — Los bosques de latifoliadas de hojas anchas, pueden ser de roble, encino, aile, álamo, etc.

Se entiende por selva la vegetación densa arbórea de clima cálido con numerosas especies mezcladas, con bejucos y lianas o con árboles espinosos dominantes. Hay selva baja, media y alta. La selva baja es la que tiene de 4 a 15 m de altura; la media de 15 a 30 m y la alta, mayor que 30 m.

Por la persistencia o caducidad de la hoja se clasifica como perennifolia si no tira la hoja; caducifolia si la tira en alguna época del año, por lo general en época de sequía; subperennifolia si entre el 25 y 50% de las especies tiran las hojas y subcaducifolia si entre el 25 y 50% de las especies se quedan con la hoja.

e) Otros tipos de vegetación.

Existe además vegetación herbácea, subarborescente, arbustiva o arbórea no considerada en el uso pecuario, aunque en un sentido estricto caiga en alguno de los usos mencionados anteriormente, pero que tiene características especiales. Dentro de este grupo quedan comprendidos los siguientes tipos:

**Palmar:** grupo de plantas conocidas con el nombre de palmas en las zonas tropicales; se encuentran en grupos dentro de la zona de selvas o sobre suelos con características de sabana. Algunas de las más comunes tienen los siguientes nombres: corozo, palma de coquito de aceite, manacá, que tienen hojas pinatífidas; botan, guano, tasiste, con hojas en forma de abanico.

**Manglar:** vegetación con característica de selva muy espesa, que llega a alcanzar hasta 25 m de altura; tiene sistema radicular parcialmente aéreo en forma de zancos; crece en los climas tropicales, en las orillas bajas

y fangosas de las costas en ambos litorales tanto del Golfo como del Pacífico, en los esteros, en las penilagunas costeras y estuarios de ríos bajo influencia de agua salobre.

Los manglares más comunes son el mangle rojo, el mangle blanco, el mangle prieto y el botoncillo.

Perla: vegetación herbácea que se desarrolla en lugares pantanosos con agua permanente de aproximadamente un metro de profundidad. Las plantas están enraizadas en el fondo; tienen grandes hojas largas y anchas que sobresalen del agua. Los popales crecen densamente; los más conocidos son el popay, el quentó, el platanillo y algunos zacates acuáticos.

Tular: vegetación herbácea que vive en el agua y cuyos tallos sobresalen de la superficie. Las plantas tienen hojas largas y angostas; se encuentran en los climas cálidos, templados húmedos o secos, a la orilla de lagos y lagunas. El tule, el tule rollizo, etc. y los carrizales se incluyen dentro de este grupo.

Cardonal: agrupación de plantas crasas altas de 5 a 10 m; se encuentran en zonas de climas áridos o semiáridos con temperaturas altas y casi siempre sobre suelo somero y de difícil aprovechamiento; se conocen comúnmente con el nombre de: cardones, órganos, sahuaros, candelabros, garambullos, viejitos, tateches, gigantes, etc.

Izotal: se presenta en climas áridos, subcálidos o templados, sobre suelos profundos o someros. Predominan en esta asociación los izotes, como se conocen en el sur del país y palmas, es decir la palma china, la palma loca, la palma samandoca, etc.

Nopalera: Asociación de nopales: se presenta en climas subtemplados áridos de las mesas centrales, sobre suelos someros. Se incluyen los de —

tallo cilíndrico que crecen en las zonas de extrema aridez del norte y noreste, como las chollas, cardenche, tasajillos, etc.

Sabana: pradera constituida por gramíneas principalmente, áspera, amacollada, con vegetación arbórea dispersa o nula, sobre suelos con drenaje deficiente, inundable en época de lluvias y muy seco en época de sequías; los árboles que con más frecuencia se encuentran son el nanche y el techicón. Estos árboles se encuentran dentro de la selva en climas tropicales.

Chaparral: agrupación densa de encinos arbustos, asociada generalmente con otras especies arbustivas de otro género como el madroño, manzanita, etc.

Se encuentran en el contacto del clima árido con el templado y a veces mezclado con los pinares y encinares.

Matorral: vegetación arbustiva con varios tallos que nacen cerca de la superficie del suelo. Se encuentran en zonas de clima cálido, semiseco y árido, a veces como resultado de perturbaciones en los diferentes tipos de selva, sobre todo en la Baja California.

Algunos ejemplos de matorral son el huizache, con espinas terminales, el mezquite, con espinas laterales, la gobernadora que es parvifolia. Otros tienen importancia industrial como el guayule y la candelilla.

El matorral se clasifica de acuerdo a la presencia o ausencia de espina como matorral espinoso, inerme y subinerme.

El matorral espinoso es aquel que tiene como composición florística un mínimo de 70% de elementos espinosos ya sea de espinas laterales, terminales o de las dos. Se pueden citar el huizache, mezquite, grangeno, -

uña de gato, chaparro prieto, barreta, etc.

El matorral inerme tiene una composición de por lo menos 70% de elementos no espinosos, tales como la gobernadora, el hojasén, mariola, etc.

El matorral subinerme tiene una composición intermedia de los anteriores, es decir, menor que 30% de elementos espinosos o mayor que 70% de elementos inermes. Como ejemplos, el conjunto de acacia, mimosa o mezquite con gobernadora u hojasén.

Vegetación secundaria: Vegetación en vías de recuperación tendiendo a veces al estado original y otros presentando un aspecto de composición diferente. Se establece como consecuencia de la perturbación humana o de cualquier otro factor que ha hecho que desaparezca la vegetación primaria y original.

Vegetación halófila: Crece sobre suelos con fuerte concentración de sales, o sea en las cuencas cerradas de las zonas áridas y semiáridas, como las asociaciones de chamizo, la jauja, que son plantas herbáceas o subarborescentes bajas, de hojas pequeñas y carnosas; los zacates salado y toboso, etc.

En los climas cálidos, en los lugares cercanos a la costa que se inundan temporalmente con agua salada y en las orillas de las lagunas de agua salobre crecen los saladillos, zacates salados, etc.

Vegetación de dunas costeras: Vegetación que invade a las dunas costeras; la composición florística es variable desde cactáceas, gramíneas, leguminosas, hasta algunas especies arbustivas y arbóreas que proceden de la selva contigua y en último caso alguna especie que se establece en forma artificial, como la casuarina que sirve para estabilizar las dunas.

Vegetación de desiertos arenosos: Pequeños manchones de vegetación sobre dunas más o menos fijas en las zonas desérticas del norte del país. Vegetación que procede de las partes áridas contiguas, por ejemplo el mezquite, la gobernadora, nopales, zacates, rodadilla, etc.

Vegetación de páramos de altura: Son plantas bajas de pocos centímetros de altura, por lo general de aspecto cespitoso o arrosado como la arenaria bryoides, draba popocatepetlensis, algunas gramíneas, etc.

Se encuentran arriba del límite altitudinal de la vegetación arbórea, cerca de las nieves perpetuas, es decir, arriba de los 4000 m de altitud.

Crasirasulifolios espinosos: Agrupaciones de plantas de hojas en roseta, carnosas, espinosas y de tallo reducido como el maguey, la lechuguilla, guapillas, espadines, así como el sotol, yuca de tallo reducido, etc.

Mezquital: Vegetación arbórea cuya altura es mayor que 4 m formada — por mezquites y por huizaches; crecen en los aluviones profundos o a la orilla de los arroyos.

Encinar tropical. Conjuntos de encinos que se desarrollan en las zonas de clima cálido en las planicies de la vertiente del Golfo de México; la especie más abundante es el Quercus Oleoides.

Vegetación de galería: Vegetación arbustiva o arbórea, generalmente — compuesta por una mezcla de varias especies que se desarrolla a lo largo de las riberas de los ríos y arroyos, presentando una fisonomía diferente a la de la vegetación que la rodea; por sus mismas condiciones de humedad, se presenta en zonas tanto de clima árido como cálido.

Zonas desprovistas de vegetación: La superficie terrestre está cubierta

parcialmente por la vegetación, pues la otra parte carece de ella, o — mejor dicho hay otra porción que está en proceso de desmonte.

Esta última comprende las zonas cuya vegetación se está eliminando con determinado fin, como son los terrenos que se destinarán a la agricultura, al uso pecuario, a la industria, a la construcción de vías terrestres, etc.

En las zonas desprovistas de vegetación, la acción del agua o del viento, en general deja huellas preceptibles. Esta erosión se clasifica según el agente y se nombra hídrica, causada por el agua, y eólica, causada por el viento; se mencionan los grados de erosión, siendo éstos los siguientes:

**Leve:** Si solamente presentan pequeños deslaves o canalillos.

**Moderada:** Erosión laminar o combinada con surcos y cárcavas menores de medio metro de profundidad.

**Fuerte:** Si se aprecian cárcavas profundas mayores que medio metro de profundidad, torrentes, canalillos, erosión laminar considerable, cuando se ha perdido prácticamente el horizonte "A", que es más o menos rico en materia orgánica humificada y generalmente más oscuro que los demás horizontes del perfil.

Hay lugares característicos desprovistos de vegetación, como el erial — que es un roquerío, el arenal, la laguna en zonas áridas y en general — aquellas zonas que han carecido de sucesión vegetal por falta de suelo; la escoria que es el desecho de las plantas de beneficio de minerales o zonas de jales; las dunas costeras, es decir, montículos de arena sin vegetación, acumulada por acción del viento a lo largo de los litorales; los desiertos arenosos — son aquellas zonas de dunas sin vegetación

en las zonas desérticas del norte del país; la playa que es la franja de arena a las orillas del río, mar, lago o laguna; las salinas, es — decir, depósitos artificiales de agua usados con el fin de extraer sal. Se localizan además los cuerpos de agua tanto permanentes como estacionales, las zonas industriales tanto de extracción como de procesamiento y de fabricación, los aserraderos, etc.

La carta de uso del suelo se considera básica, pues aparte de señalar los usos de cada porción de suelo, informa de los servicios existentes en cada población, así como la localización, en forma semejante a la — que se hace en la carta topográfica, de los caminos, desde autopistas hasta brechas; de los almacenamientos, sean presas, bordos o en general depósitos de agua; de los límites internacionales y estatales; de los aeropuertos en sus diferentes clasificaciones; de las líneas de conducción de energía eléctrica, de telégrafo, de teléfono, de los conductos superficiales y subterráneos; de los elementos culturales, tales como — ruinas, edificios mayores que 25 m de longitud, cementerios, iglesias, hospitales, escuelas, cercas, bardas, divisiones, faros, minas, casas aisladas, etc.

Como se dijo anteriormente esta carta informa de los servicios existentes en las poblaciones. Informa del abastecimiento de agua y de la fuente de procedencia, del medio de almacenamiento y de la forma de distribución en algún sistema de eliminación de aguas negras. Informa también de la existencia de los centros médicos asistenciales, de rastro, de — cementerios, de los centros escolares tanto de los de pre-primaria como de enseñanza superior, pasando por toda la gama de niveles intermedios. Informa también cuando se proporciona al público fluido eléctrico y la clase de comunicaciones que disfrutan, como pueden ser el correo, telé-



grafo, teléfono, radio comunicación, radio difusora y televisión.

En resumen la carta de uso del suelo informa de las actividades agrícolas, pecuarias y forestales del suelo, señalando los diferentes tipos de vegetación; figuran en la carta las poblaciones con sus nombres, el número de habitantes, servicios con los que se cuentan, zonas industriales y arqueológicas, nombres de los principales accidentes topográficos, cuerpos de agua, vías de comunicación, líneas de conducción y transmisión, zonas erosionadas, así como las desprovistas de vegetación y las que están en proceso de desmonte.

En general, la carta de uso del suelo sirve para dar a conocer en qué está ocupado o cómo se aprovecha cada porción de territorio y con qué servicios municipales, asistenciales y educacionales dispone cada una de las poblaciones, por pequeñas que éstas sean.

Los puntos de verificación, información disponible y adicional a esta carta, aportan dimensiones como la altura promedio, la altura dominante y diámetros de los árboles, rendimiento, precio, etc. de los cultivos y propiedades y observaciones generales, útiles para fines hidrológicos.

#### E) La carta edafológica.

Esta carta proporciona la información del suelo, considerándolo tridimensional, limitándolo por la superficie terrestre, por el lecho rocoso, y a los lados por otras clases de suelo. La información se refiere a la clasificación empleada por la FAO/UNESCO que sirve como marco de referencia nacional e internacional para comparar la productividad agropecuaria bajo diferentes tratamientos en suelos de la misma clase ubicados en muy diferentes lugares y así aprovechar la experiencia lograda en las regiones que cuentan con tecnología más avanzada.

La clasificación taxonómica de los suelos de la FAO/UNESCO es ecléctica y se basa en las propiedades fisicoquímicas y biológicas de los mismos que determinan su vocación agrícola, prafícola o forestal.

El recurso suelo es de suma importancia en el desarrollo económico, -- pues hasta la fecha es la fuente principal de productos alimenticios y también fuente de materia prima para la elaboración de habitación, vestido, así como obras de infraestructura.

Esta carta se elabora por medio de técnicas fotointerpretativas sobre -- fotografías aéreas a colores y pancromáticas a escala 1:25,000 y analizando los mapas topográfico, geológico y de uso del suelo de la propia Comisión. Se hace la respectiva verificación de campo por medio de pozos a cielo abierto de 2.5 m de profundidad, hechos exprofeso y representativos. Se usan vehículos de doble tracción y a veces helicópteros en regiones inaccesibles.

Se verifican los límites de unidades de suelo mediante barrenación. Se obtienen muestras superficiales para obtener datos relativos a la fertilidad y a la vez para hacerles análisis fisicoquímicos.

Posteriormente se reinterpreta y se vacían los datos a la carta planimétrica a escala 1:50,000.

Los datos de campo de las verificaciones de todas las cartas se archivan en microfilm; también se archivan los cuestionarios de campo que comprenden la descripción morfológica de los perfiles de suelo y la descripción de las condiciones ambientales del lugar del perfil. Se archivan también los registros de los análisis físicoquímicos de las muestras de -- suelo.

La descripción de las diferentes clases de suelo no se incluyen aquí, --

pues aparecen en el apéndice, en el "Manual para la Aplicación de las -  
Cartas Edafológicas de DETENAL para Fines de Ingeniería Civil", desde -  
la página 3a. a la 14a.

Cada unidad de suelo es fácil de localizar en la carta, pues cada una -  
se representa por un color diferente y por su símbolo de la unidad re-  
presentado por una letra mayúscula y el de la subunidad por una minúscula  
la a continuación, abajo de las cuales se indican con un número y una -  
letra minúscula, la clase textural y la pendiente del terreno, respecti  
vamente. Por medio de pantallas diferentes de líneas y figuras se men-  
cionan las fases.

No es indispensable que el ingeniero civil comprenda a fondo la clasifi-  
cación usada en esta carta, pues existe la traducción en el manual ya -  
mencionado, el cual es conveniente consultar al usar esta carta.

La carta edafológica también proporciona la información de caminos, fe-  
rrocarriles y aeropuertos, almacenamientos, líneas de conducción, lími-  
tes y obras culturales.

La permeabilidad de los suelos es una de las principales característi-  
cas que se obtiene de las cartas, de los puntos de verificación y del -  
manual.

#### F) La Carta de Uso Potencial.-

La carta de Uso Potencial se elabora, a semejanza de las demás cartas, -  
usando técnicas fotointerpretativas sobre las fotografías aéreas tanto a  
color, como en blanco y negro a escala 1:25,000, por ingenieros agrónomos  
y civiles y biólogos; se verifica la fotointerpretación en el campo y pos-  
teriormente se reinterpreta.

Esta carta clasifica la capacidad de uso del suelo, según la clasificación  
adoptada por el Departamento de Conservación de Suelos de los Estados -  
Unidos de América.

La segunda parte indica proposiciones del control de erosión de los suelos. Se hacen también proposiciones de obras de infraestructura, como son caminos, aeropistas, presas, etc.

Por último se proponen servicios a las poblaciones.

a).- Clasificación de la capacidad de uso del suelo.

La clasificación de la capacidad agrológica del terreno se señala con números ordinales del I al VIII.

La I clase no tiene limitantes, es la óptima; la VIII es inservible agrológicamente.

Las clases de la II a la VII están determinadas por uno o más de los factores limitantes, suelo, clima, topografía, erosión, inundación y salinidad y/o sodicidad.

Actualmente está en estudio el aumento de los factores limitantes para una más completa descripción y clasificación de la potencialidad de los diferentes suelos con que cuenta el país y además, mediante el conocimiento de un mayor número de propiedades y características de los suelos y de la región, se podrá aconsejar la clase de los cultivos más apropiados y la manera de mejorar las condiciones del suelo.

Las clases de suelo de la I a la IV son propias para la agricultura.

La I clase no tiene limitaciones, es un suelo muy bueno, con más de 1 m de profundidad, con agua suficiente todo el año, con pendiente igual o menor que 2%, careciendo de erosión, pedregosidad, inundación y teniendo sales y sodio en cantidades mínimas. No presentan problemas la textura, el drenaje interno y el drenaje externo o superficial, ya sea natural o artificial.

La II clase tiene limitaciones leves. El suelo es bueno y se trabaja con

prácticas de labranza especiales, pero sencillas; hay buena disponibilidad de agua; el suelo tiene una mediana profundidad de medio metro a un metro; la pendiente del terreno es "suave" de 2 a 6%. Presenta salinidad y/o sodicidad baja, e inundaciones ocasionales o periódicas; la pedregosidad no estorba las labores agrícolas; la erosión es incipiente.

Las prácticas de conservación de suelo más usuales son los cultivos en contorno, los cultivos en fajas, las fajas amortiguadoras, las barreras vivas y los desvíos de agua.

La clase III tiene limitaciones moderadas en cuanto al uso agrícola; es un suelo medianamente bueno, susceptible a la erosión por lo que necesita métodos de labranza especiales para controlarla. Hay regular disponibilidad de agua; la pendiente se considera entre 4 y 12%; el espesor de suelo es de 35 a 50 cm, puede tener piedras grandes en el estrato, poca retención de humedad y una salinidad y/o sodicidad ligera. Cuando la pendiente es "suave", el factor limitante puede ser el de inundación, por ser frecuente o por dañar en forma moderada las cosechas. La causa de la inundación puede ser el mal drenaje interno y/o superficial.

Las prácticas de cultivos en esta clase de suelo son las fajas en contorno y las barreras vivas situadas a menor distancia que en la clase II. Hay otras prácticas más complejas como las terrazas, los bancales y la construcción de desagües.

La clase IV es la apropiada para cultivos ocasionales o limitados, es decir, tiene limitaciones severas para cultivos anuales; más bien es adecuada para la praticanura o cultivos permanentes.

El suelo es somero de 25 a 35 cm de espesor; la pendiente es de 12 a 20%; tiene alta susceptibilidad a la erosión del viento y del agua; hay frecuentes inundaciones que permiten el crecimiento de pasto; son difíciles de drenar o regar; presenta salinidad y/o sodicidad en grado moderado; la pe-

dregeosidad es tal que no impide las labores agrícolas mecanizadas; no tiene suficiente disponibilidad de agua.

Los suelos de las clases V a VII son apropiados para la praticanura.

Las clases V y VI se diferencian solo en la pendiente. La clase V tiene una pendiente igual o menor que 2%, por lo que es propicia a fuertes inundaciones; por ejemplo las ciénagas difíciles de drenar, pero que producen buenos pastizales. La clase VI tiene una pendiente entre 20 y 35%, ofreciendo escasa resistencia a la erosión del agua.

Estas clases son adecuadas para los cultivos perennes y vegetación natural, es decir, para la praticanura y la silvicultura con pequeñas o moderadas limitaciones. El espesor del suelo fluctúa entre 15 y 25 cm; la pedregosidad es tal, que permite el crecimiento del pasto, pero impide las labores agrícolas; la salinidad y/o sodicidad es fuerte; son suelos donde la precipitación anual es de 300 a 400 mm.

La clase VII es propicia para la silvicultura con limitaciones severas. El suelo es somero, con un espesor entre 8 y 15 cm y fuerte pendiente, mayor que 35%; las piedras son muy abundantes y la salinidad y/o sodicidad interviene en muy grandes concentraciones.

Son terrenos por lo general escarpados, quebrados, erosionados o muy susceptibles a la erosión del viento, aunque también los hay planos, como las planicies de las zonas áridas.

La clase VIII comprende a los suelos inútiles agrológicamente y a las zonas sin suelo, donde aflora la roca madre, como son: las zonas muy escarpadas, rocosas; los pantanos, los playones de arena, las zonas atravesadas por numerosas cárcavas profundas o casi completamente erosionadas, las tierras áridas que a lo sumo producen plantas esparcidas, durante pocas semanas del año; los flancos escarpados de los barrancos rocosos con pocos y dis-

persos arbustos ó árboles. Estos terrenos propician la vida silvestre.

La profundidad del suelo es menor que 8 cm, la pendiente, mayor que 100%, la precipitación anual, menor que 100 mm, la erosión, casi total, la pedregosidad y la salinidad y/o sodicidad impiden el crecimiento de plantas útiles y la inundación dura casi todo el año.

A los factores antes citados se les denominas "limitantes" porque el más desfavorable de un suelo es el que lo clasifica; por ejemplo, si se tiene un suelo que es I por suelo, II por topografía, III por clima, III por erosión, I por inundación y II por salinidad, su clasificación será III - por clima y erosión.

La limitante suelo considera la pedregosidad, la retención de humedad y básicamente la profundidad efectiva del suelo debida a capas duras, como mantos rocosos, horizontes petrocálcicos, duripanes y en general horizontes concrecionados, endurecidos o cementados. La profundidad también está limitada por el manto freático.

En resumen la capacidad agrológica se señala con diferentes y variados colores en el plano, es decir, se separan zonas indicando la actividad a la cual se deben de dedicar esos terrenos para obtener el máximo beneficio, considerando el aspecto de la relación del recurso suelo con la vegetación.

b).- Propositiones para controlar la erosión de los suelos.-

El control de la erosión se propone atendiendo a la calidad de los suelos, a su empleo y a la posibilidad de uso.

Se señala considerando tres grupos de suelos; los aptos agrícolamente, aunque pueden tener otros usos combinados, los suelos restringidos a praderas o a pastizales y por último los suelos restringidos a bosques o a frutales.

Se señalan dos tipos de control de erosión, el inmediato y el futuro.

A todos los suelos erosionados comprendidos desde la clase II a la IV por erosión, se les propone control inmediato; a los de la clase V a la VII — por erosión, control al futuro.

A los suelos erosionados comprendidos en las clases V y VI por clima se — les propone control de erosión al futuro.

Al VII por clima, de regiones áridas, no se le propone control de erosión.

Los suelos clasificados por el factor topografía, desde la clase III a la VII podrán llevar uno u otro control, aunque no aparezca la limitante erosión en la clasificación. La manera de efectuar el control de erosión no se propone, pues queda a juicio de quien se encargue de hacerlo.

c).- Proposiciones de obras de infraestructura. Almacenamientos.

Los almacenamientos, los hay para diferentes usos, sirven para la irrigación, el abastecimiento de agua, el control de avenidas, la piscicultura o la recreación.

Los usos que se les dan a los almacenamientos pueden ser únicos o combinados.

Se emplean todas las cartas, es decir, la topográfica, la de climas, la geológica, la de uso del suelo y la edafológica, lo mismo que los mapas — disponibles de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos de la zona en cuestión, para formular las proposiciones de los almacenamientos, los cuales, una vez construídos, deben de cumplir las siguientes condiciones: tener una capacidad mínima anual de medio millón de m<sup>3</sup>; que la corriente tenga un estrechamiento natural y que las condiciones geoló-



gicas del lugar sean apropiadas; que se garantice una carga hidráulica de por lo menos 20 m, para generar energía; que las tierras de riego - estén cuando mucho a 5 km de la presa y que las afectaciones y en general la inversión, sean congruentes con el beneficio esperado.

#### Camino.

Se hace la proposición de camino a todas las poblaciones con más de -- 500 habitantes que carecen de él y a las zonas potencialmente económicas.

El estudio considera la topografía de la franja del camino, las condiciones geológicas, el aprovechamiento de las brechas existentes, que - la alternativa propuesta sea la de mínima longitud y que la afectación de los terrenos mejores sea mínima.

Se proponen libramientos en las poblaciones que tienen problemas de -- tránsito en sus calles. Los acortamientos se proponen cuando se observan posibilidades de abatir costos y tiempos de transportación.

Las aeropistas se proponen a las poblaciones con más de medio millar - de habitantes y que no se les puede proporcionar camino. La distancia máxima al aeropuerto más próximo será de 100 km.

El lugar debe ser plano, despejado, bien drenado, sin obstáculos y a - no más de 5 km de distancia del poblado a comunicar.

#### d).- Servicios.

Todas las poblaciones requieren de obras de variados tipos para satis-  
facer las necesidades físicas, intelectuales, sociales y políticas -  
de sus moradores.

Las proposiciones se hacen tomando en cuenta básicamente datos estadísta

ticos de las poblaciones, que carecen de los servicios necesarios.

Los servicios que se proponen son:

Abastecimiento de agua a poblaciones que tienen más de 300 habitantes; la fuente de abastecimiento puede ser superficial, como las presas, los bordos, los aljibes, etc; o pueda ser subterránea. Para la desición - entre una y otra alternativa se ayuda con el plano geológico y los informes complementarios del mismo.

La escuela se propone a poblaciones con más de 500 habitantes.

La telecomunicación se propone a poblaciones de más de 500 habitantes y puede efectuarse por medio de radio, telégrafo o teléfono.

El drenaje, ya sea por fosa séptica o por emisor, a todas las poblaciones con más de 500 habitantes.

El centro asistencial se propone a las poblaciones de más de un millar de habitantes.

La energía eléctrica a las poblaciones de también mil habitantes o más.

Esta carta nos proporciona la localización de caminos, ferrocarriles, aeropuertos y almacenamientos existentes, así como límites y obras culturales.

Hay disponible información adicional en cada punto de verificación de cada zona clasificada con datos más específicos y desglosados de cada factor.

#### G) EL MAPA URBANO.

Se elabora para poblaciones mayores que 40,000 habitantes, por procedimientos fotogramétricos, a colores y a escala 1:5,000.

Se marcan las carreteras rurales y urbanas, las vías de ferrocarril, las calles, las brechas y veredas, las líneas de energía eléctrica, los canales de aguas negras, los acueductos, etc; también se ilustra la conformación de las manzanas, las zonas construídas y baldías, las bardas, cercas o divisiones.

Señala los servicios municipales, médicos y públicos en general, centros de enseñanza, culturales, recreativos y turísticos; muestra, a colores, las zonas arboladas, los matorrales y los cultivos; la hidrografía consta de ríos, corrientes intermitentes y lagunas perennes e intermitentes.

El mapa urbano es útil, pues proporciona información para el diseño del drenaje urbano y de obras de arte de las carreteras urbanas.

#### H) Fotografías aéreas.

Las fotografías aéreas están ubicadas dentro del grupo de sensores utilizados para la obtención de información del terreno.

De acuerdo con la longitud de onda utilizada por el instrumento que recibe la información del terreno, se tiene:

- 1) Detectores de partículas de gran energía y alta frecuencia.
- 2) Cámara fotográfica convencional con emulsiones sensibles en la banda comprendida entre el ultravioleta y el infrarrojo.
- 3) Instrumentos especialmente sensibles al infrarrojo.
- 4) Instrumentos pasivos de microonda.
- 5) Radar.
- 6) Radio.
- 7) Instrumentos acústicos.
- 8) Magnetómetros.
- 9) Gravímetros.

En las figuras 3.1 y 3.2 se muestra esquemáticamente el espectro electro magnético, con objeto de ubicar dentro de él la zona utilizada en fotografías aéreas convencionales.

Las cámaras aéreas son los instrumentos para obtener las fotografías y se clasifican según: a) el tipo o formato, b) el uso, c) la inclinación del eje y d) el material empleado para las fotografías. De acuerdo con la primera clasificación se consideran cámaras con formato y sin formato; las con formato a su vez se subdividen en normal cuyo campo angular es menor que  $75^\circ$ , la gran angular, entre  $75^\circ$  y  $100^\circ$  y la supergranangular, con campo angular mayor que  $100^\circ$ . Las sin formato, llamadas también panorámicas, las hay con lente giratorio o con espejo giratorio. Las clasificadas según su uso se conocen como de reconocimiento, que sirven para identificación, las métricas, para realizar mediciones, y las especiales, como las que sirven para tomar fotografías nocturnas o infrarrojas.

Las del tercer grupo se subdividen en verticales, que como máximo tienen  $3^\circ$  de inclinación, las inclinadas, entre  $3^\circ$  y  $90^\circ$ , y las que sirven para fotogrametría terrestre, a las cuales se les adapta un teodolito. Las del último grupo se dividen en de placas y de película.

La distancia focal o principal es por lo general de 152 mm aproximadamente.

Se captan desde aviones o avionetas que vuelan en líneas paralelas con una separación y altitud que dependen de la escala propuesta.

La sobreposición lateral debe ser de 20 a 30% y la longitudinal de 60 a 80%, para que un mismo punto aparezca por lo menos en dos fotografías y así lograr el efecto de visión estereoscópico.

Las restricciones al tomar las fotografías son que las nubes no cubran más del 5% del área fotografiada y que el ángulo de altura del sol esté



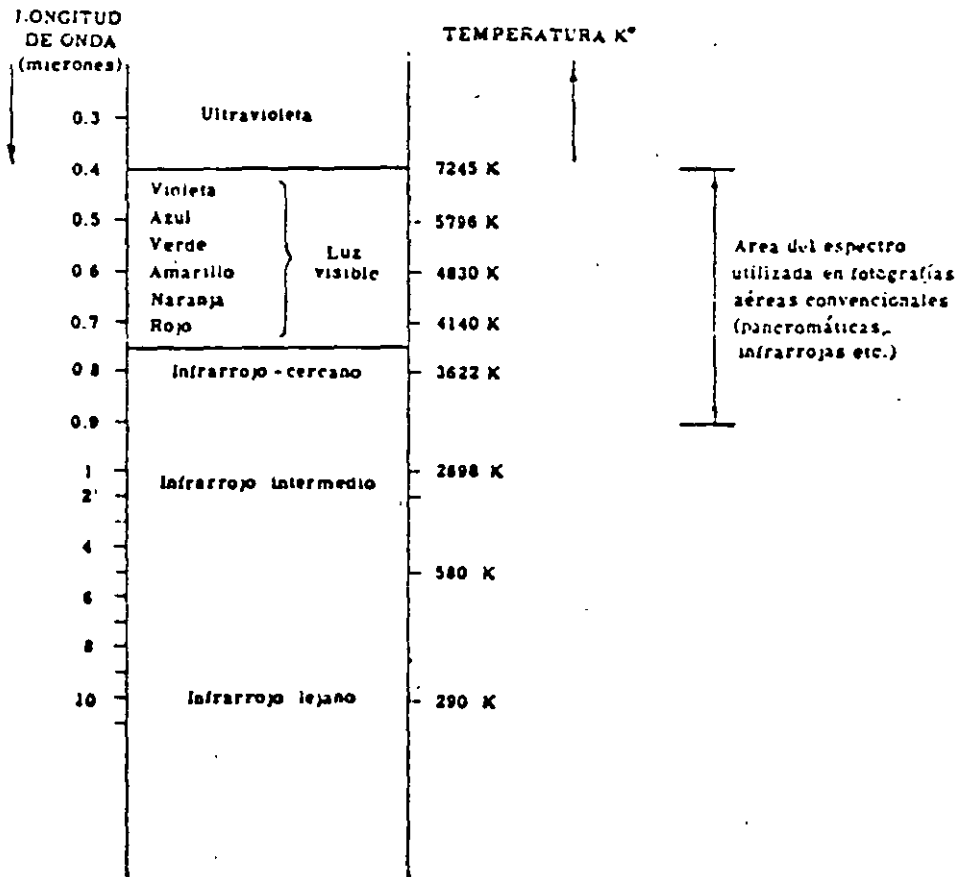


Fig. 3.2.- Fracción del espectro electromagnético.

entre 45° y 75° con respecto al horizonte, dependiendo de la topografía del terreno; como ejemplo está el siguiente: al fotografiarse un terreno demasiado plano donde haya que resaltar los pequeños rasgos, ya sean los topográficos, como promontorios u oquedades, así como los de la vegetación o los artificiales se procurará que el ángulo mencionado sea del orden de 15°, ya que así dichos rasgos proyectarán mayor sombra y se distinguirán mejor.

La deriva o ángulo horizontal formado por la línea del vuelo y el eje longitudinal de la cámara, no debe exceder de 4°; el giro alrededor del eje de vuelo o balanceo y el giro alrededor del eje normal al de vuelo o cabeceo, no deben exceder de 3°.

La escala media de las fotografías o escala del vuelo se determina por la relación de la distancia focal de la cámara  $f$  entre la altura de vuelo  $H$ , es decir:

$$E_m = \frac{f}{H} \quad (3.1)$$

Además tenemos que  $l$  es el formato o longitud de cada lado del negativo de toma y  $L$  es la longitud del terreno cubierta por la fotografía, por lo que

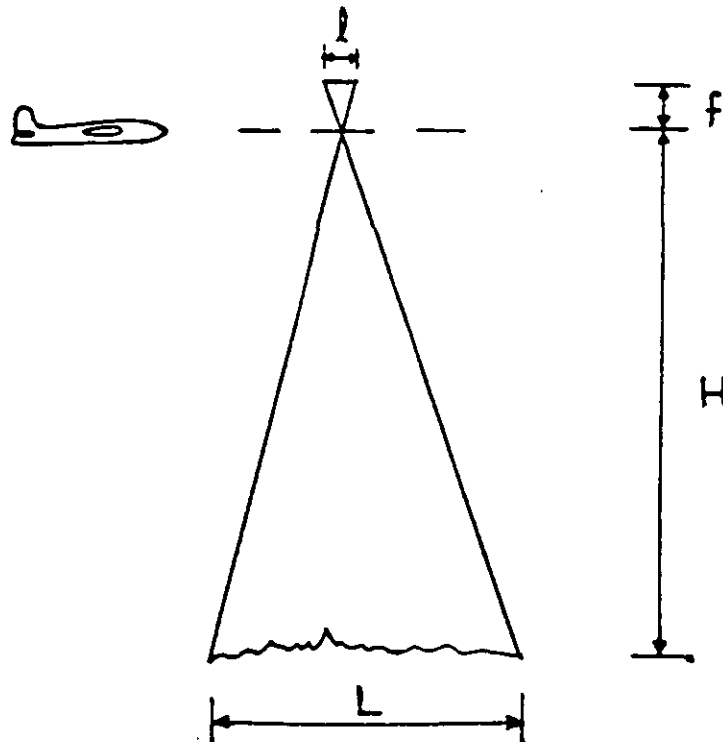


Figura 3.3

también la escala la podemos representar por:

$$E_m = \frac{1}{L} \quad (3.2)$$

Por lo tanto, como para una cámara la distancia focal y el formato son — constantes, la escala y el área cubierta por cada fotografía dependen únicamente de la altura de vuelo.

La manera de conocer la escala sin conocer la distancia focal, ni la altura de vuelo es proceder a comparar una distancia conocida en el terreno — con la distancia que refleja en la fotografía.

Cuando se tienen reveladas las fotografías de las diferentes líneas, se — forma el fotoíndice de vuelo o mosaico uniendo las fotografías adyacentes y procurando utilizar de preferencia la parte central de la fotografía, — que es la menos distorsionada.

Las escalas apropiadas para estudios hidrológicos son entre 1:70,000 y — 1:30,000 para exploración y reconocimiento, de 1:35,000 a 1:15,000 para — el semidetalle y de 1:20,000 a 1:5,000 para el detalle.

Las fotografías son herramientas que el fotointérprete, mediante el arte — técnico de fotointerpretación, que es la determinación de la naturaleza y descripción de los objetos cuyas imágenes aparecen en una fotografía, utiliza para obtener la información requerida.

#### a) Breve reseña histórica.

La primera insinuación para lograr fotografías aéreas aparece en una lito — grafía francesa de 1840. En 1858 el fotógrafo Gaspard Félix Tournachón — ascendió en globo cautivo para tomar fotografías aéreas de los alrededores — de París con objeto de obtener planos topográficos de algunas villas.

En los Estados Unidos Samuel A. King. y J.W. Black tomaron las primeras — fotografías desde globos cautivos a 400 m de altura sobre la ciudad de — Boston en 1860. Posteriormente, durante la guerra civil, el general — —



Mc Clellan ordenó a los especialistas en globos La Montaine y Allon tomar fotografías de las posiciones confederadas.

En 1879 Triboulet tomó fotografías aéreas de París a 500 m de altura y usó por primera vez placas fotográficas a base de gelatina seca. En 1880 Desmarests usó placas de gelatina con bromuro de plata obteniendo excelentes negativos. En Viena en 1885 Silberer efectuó más experimentos de fotografías aéreas.

Para que se desarrollara la fotointerpretación fué necesario que los aviones desplazaran a los globos, así las primeras fotografías tomadas desde un avión las realizó Wilbur Wright el 24 de abril de 1909 tomando vistas de Centocelli, Italia, mediante película en movimiento. Poco tiempo después los estudiantes de la aviación alemana empezaron a usar cámaras en los vuelos de entrenamiento.

Durante la primera guerra mundial un grupo de aviadores ingleses logró tomar fotografías aéreas a baja altura que resultaron de gran valor para el servicio de inteligencia; esto dió gran impulso a la toma de fotografías por ingleses y franceses, al proceso de desarrollo, a la fotointerpretación y a la investigación sobre las cámaras aéreas, siendo el coronel Moore Brabazon en colaboración con Thornton Pickard quienes fabricaron la primera cámara aérea práctica.

En la segunda guerra mundial, los países involucrados contribuyeron grandemente al desarrollo de aviones, cámaras, películas, filtros, etc. y a la fotointerpretación misma.

#### b) Fotointerpretación.

Puede considerarse que de 1950 data el desarrollo intenso de la fotointerpretación en actividades civiles.

En México alrededor del año de 1958 arrancan fuertes programas de fotointerpretación, en la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, aunque con anterioridad en pequeña escala ya se trabajaba, sobre todo en el sector privado o en planes de investigación.

El paso de más trascendencia en este campo data de 1968 cuando fué fundada la Dirección de Estudios del Territorio Nacional, en la que la fotointerpretación se emplea como técnica fundamental para elaborar la cartografía temática de la República Mexicana.

El fotointérprete trabaja fundamentalmente con su mente, analizando fotografías estereoscópicas verticales, aunque algunos estudios también pueden hacerse con fotografías oblicuas, cuya escala está en función de la naturaleza del estudio.

La formación del modelo estereoscópico puede hacerse a simple vista pero normalmente se usan estereoscopios de bolsillo, de espejos y aún dobles, que proporcionan más comodidad, permiten hacer el trabajo más sistemático y observar las imágenes magnificadas.

Este equipo, lápiz y goma suelen ser suficientes para el fotointérprete.

Los elementos de la fotointerpretación son cinco:

**Topografía:** Observando las formas de relieve como montes, lomas, valles, gargantas, etc., el emplazamiento de los accidentes del terreno, las pendientes y rupturas de las mismas, los alineamientos, las anomalías y discordancias, se obtiene información sobre la naturaleza de los materiales, suelos y rocas que lo forman.

**Drenaje:** Según su forma, densidad e integración, se obtiene una idea del tipo de suelo o de la roca, de los espesores, su formación, permeabilidad, etc.

**Erosión:** Según el comportamiento de rocas y suelos ante la erosión se obtiene información sobre su naturaleza, resistencia, textura, etc.

**Tono o color:** Permite el color del suelo o de la vegetación distinguir la forma de los objetos y sus variaciones, humedad, etc.

**Uso de la tierra:** Muestra el destino que da el hombre o la naturaleza al terreno. Es muy importante dar especial atención al clima.

Estudiando detenidamente las imágenes y dando especial atención a estos elementos, el fotointérprete puede ir avanzando en el conocimiento del área estudiada, hasta niveles de gran profundidad.

#### c) Algunas aplicaciones.

La fotointerpretación es un estupendo método de reconocimiento cuando se va a explorar una zona en la que se ha planeado alguna obra.

Las aplicaciones principales que de ella pueden hacerse abarcan casi todos los campos de la actividad humana; a continuación mencionamos algunos de ellos.

**Geografías:** A través de la fotointerpretación puede obtenerse información de: poblaciones, vías de comunicación, obras de infraestructura, uso del suelo, vegetación, rocas, hidrografía, etc.

**Demografías:** Se obtiene información sobre: localización y distribución de centros de población, áreas urbanas, comunicaciones, electrificación, educación, agricultura, zonas industriales, muestreos estadísticos de vivienda y habitantes.

**Geología:** Se obtienen los siguientes aspectos: morfología, fisiografía, cuencas de captación, escurrimientos superficiales, datos geo hidrológicos, manantiales, rocas y su clasificación, estructuras, estratigrafía, suelos, vulcanismo, etc.

**Suelos:** Se obtiene información geológica, agrológica y de mecánica de suelos sobre los siguientes aspectos: clasificación de suelos, aprovechamiento, uso y mejoramiento, protección a la erosión, problemas de cimentación, materiales de construcción y localización de zonas de prueba.

**Agriculturas:** Se puede obtener información sobre: aspectos generales del clima, delimitación de zonas cultivadas, cultivos actuales y potenciales, áreas de riego o de temporal, práticamente, floricultura, presas y canales, obras de drenaje, tenencia y delimitación de propiedad, etc.

**Vegetación:** Se obtiene información sobre: bosques, selvas, pastos, asociaciones especiales de vegetación, densidad y volumen, reforestación, viveros, etc.

**Explotación del subsuelo:** Se obtienen datos para el estudio de: agua subterránea, minería, petróleo, zonas de posibilidad y profundidad de acuíferos, potencialidad estimada, métodos de extracción, control de explotación, recarga de acuíferos, áreas mineralizadas, accesos, sistemas de fallas y fracturamiento, etc.

Son también muy importantes las aportaciones que la fotointerpretación — puede hacer a los usos militares, a la estadística, a la planeación económica y a otras disciplinas.

#### d) Imágenes de satélites artificiales.

Las imágenes de satélites artificiales son de escalas muy chicas. Los satélites Erts tienen una órbita circular de 794 Km, el campo cubierto de 160 por 160 Km y cada día efectúan un cubrimiento del 10%.

Varias Dependencias del Gobierno ya están trabajando con ampliaciones de estas imágenes.

Para los estudios de gran visión se está generalizando el empleo de estos materiales.

### 3.3.- Estaciones hidrométricas. Período de registros.

La Dirección General de Servicios Técnicos de esta Secretaría realizó en 1973 un estudio titulado "Modelos de Análisis de las Características de la Precipitación y de las Condiciones de la Cuenca para Obtener Criterios de Diseño de Estructuras de Cruce y Drenaje de Carreteras", uno de cuyos capítulos consistió en recopilar la información de uso general en Hidrología disponible hasta Diciembre de 1972. Del informe general de dicho estudio se tomaron los datos de la tabla N° 3.1 y la figura N° 3.4 que se insertan a continuación.

En la tabla mencionada se han separado las estaciones que sólo tienen escala de las que tienen escala y limnógrafo. En ella se indica el número de estaciones instaladas en cada Estado, la superficie promedio cubierta por cada estación y el período promedio de registro de cada una de éstas.

En la fig. 3.4 se muestra la República Mexicana con la misma división rectangular efectuada por la DETENAL en la que el tamaño de los rectángulos es de 20' en el sentido de la longitud y 15' en el de la latitud. Cada uno de los rectángulos está dividido en dos partes: en la superior se indica el número de estaciones instaladas dentro del mismo que solo tienen escala y en la inferior el de estaciones con escala y limnógrafo.

En el informe general ya mencionado se presenta una información más detallada relativa a las estaciones hidrométricas, la cual no se incluye aquí por ser demasiado voluminosa, que comprende el nombre, las coordenadas geográficas y la fecha de iniciación y terminación del o de los períodos de registro de cada estación, agrupadas éstas por Estado.

### 3.4.- Estaciones climatológicas. Período de registros.

De la misma fuente mencionada en el inciso anterior se tomaron los datos de la tabla N° 3.2 y la figura N° 3.5 que se insertan más adelante, referentes a la información climatológica disponible en nuestro país hasta Diciembre de 1972.

En la tabla mencionada se han separado las estaciones que tienen pluviógrafo de las que no lo tienen, es decir de las que sólo disponen de pluviómetro y se proporciona la misma información que en el caso de las estaciones hidrométricas.

También en forma similar a la figura 3.4 se ha formado la 3.5 cambiando únicamente los números que aparecen en cada rectángulo de la cuadrícula; ahora el número superior representa las estaciones con pluviómetro y el inferior las que cuentan con pluviógrafo.

### 3.5.- Información disponible en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

A lo largo de este capítulo se han mencionado cuales son las Dependencias Federales que miden, calculan, recopilan y en ocasiones editan la información hidrológica en nuestro país. Dentro de la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, y como una de sus funciones, la Dirección General de Servicios Técnicos a través de la Oficina de Hidrología y Drenaje del Departamento de Geotecnia, ha procurado hacer el mayor acopio posible de información del tipo citado, misma que se encuentra disponible para el personal técnico de la Secretaría, en la Oficina mencionada.

La información disponible en la Oficina de Hidrología y Drenaje, hasta la fecha de esta publicación, es la siguiente:

Tabla 3.1.- Estaciones Hidrométricas.

ESTADO	Estaciones con Escala			Estac. con Escala y Limnógrafo.		
	Número	Area/Est. Km <sup>2</sup>	Período Prom. de observ. años	Número	Area/Est. Km <sup>2</sup>	Período Prom. de observ. años
AGUASCALIENTES	16	349.	18.4	3	1863.	12.0
BAJA CALIFORNIA NORTE	10	7011.	17.9	4	17528.	12.8
BAJA CALIFORNIA SUR	4	18419.	12.0	1	73677.	12.0
CAMPECHE	2	25917.	18.0	1	51833.	3.0
COAHUILA	22	6890.	29.9	9	16841.	23.3
COLIMA	6	909.	11.3	4	1364.	9.8
CHIAPAS	116	637.	9.0	66	1120.	8.3
CHIRUAHUA	46	5371.	15.0	23	10743.	12.4
DISTRITO FEDERAL	5	300.	15.8	1	1499.	10.0
DURANGO	38	3149.	18.0	16	7478.	13.3
GUANAJUATO	37	827.	22.2	4	7647.	10.5
GUERRERO	59	1081.	12.2	23	2774.	11.5
HIDALGO	29	724.	23.4	14	1499.	19.9
JALISCO	80	1002.	18.9	47	1705.	15.6
MEXICO	92	233.	18.9	29	740.	15.2
MICHOACAN	98	611.	17.9	36	1663.	13.8
MORELOS	22	225.	13.9	8	618.	11.8
NAYARIT	25	1105.	14.0	20	1381.	11.0
NUEVO LEON	37	1745.	15.5	9	7173.	24.9
OAXACA	67	1423.	13.2	34	2805.	12.0
PUEBLA	104	326.	14.3	51	665.	13.5
QUERETARO	14	841.	20.5	6	1962.	17.0
QUINTANA ROO	2	25175.	17.0	1	50350.	26.0
SAN LUIS POTOSI	24	2619.	13.8	9	6983.	11.0
SINALOA	48	1210.	18.1	15	3873.	14.1
SONORA	46	4020.	15.0	24	7706.	13.1
TABASCO	24	1028.	13.0	8	3083.	9.3
TAMAULIPAS	49	1629.	16.2	15	5322.	22.7
TLAXCALA	6	652.	9.0	1	3914.	11.0
VERACRUZ	78	934.	14.5	46	1583.	13.8
YUCATAN		0.	0.0	0	0.	0.0
ZACATECAS	21	573.	17.5	9	8338.	13.3

94

Tabla 3.2.- Estaciones Pluviométricas y Pluviográficas.

ESTADO	Estaciones con Pluviómetro			Estaciones con Pluviógrafo		
	Número	Area/Est. KM2.	Período Prom. de observ. años	Número	Area/Est. Km2	Período Prom. de observ. años
AGUASCALIENTES	29	193.	22.0	2	2795.	26.5
BAJA CALIFORNIA NORTE	69	1016.	16.8	8	8764.	14.1
BAJA CALIFORNIA SUR	70	1053.	19.4	37	1991.	9.6
CAMPECHE	33	1571.	22.6	3	17278.	26.3
COAHUILA	59	2569.	22.6	7	21653.	35.0
COLIMA	27	202.	20.4	6	909.	23.3
CHIAPAS	197	375.	16.9	39	1895.	13.9
CHIHUAHUA	173	1428.	15.5	8	30886.	21.8
DISTRITO FEDERAL	59	25.	19.2	19	79.	11.8
DURANGO	97	1233.	20.5	14	8546.	19.1
GUANAJUATO	95	322.	23.5	10	3059.	18.9
GUERRERO	130	491.	17.2	27	2363.	15.8
HIDALGO	81	259.	24.0	14	1499.	14.0
JALISCO	183	438.	23.7	21	3816.	17.5
MEXICO	196	109.	18.4	25	858.	15.0
MICHOACAN	159	377.	21.2	16	3742.	15.5
MORELOS	41	121.	20.2	2	2671.	11.5
NAYARIT	48	575.	19.4	5	5524.	27.4
NUEVO LEON	81	797.	22.2	24	2690.	18.5
OAXACA	216	442.	17.7	35	2725.	14.0
PUEBLA	148	229.	20.3	15	2261.	14.9
QUERETARO	28	420.	26.2	2	5885.	27.5
QUINTANA ROO	30	1678.	17.8	3	16783.	23.7
SAN LUIS POTOSI	112	561.	17.4	12	5237.	13.8
SINALOA	109	533.	18.9	11	5281.	18.5
SONORA	126	1468.	20.2	11	16812.	19.6
TABASCO	46	536.	16.9	14	1762.	11.0
TAMAULIPAS	108	739.	18.5	23	3471.	17.5
TLAXCALA	33	119.	14.9	5	783	14.0
VERACRUZ	215	339.	18.2	26	2801.	21.4
YUCATAN	41	960.	20.7	7	5620.	25.3
ZACATECAS	65	1154.	21.9	3	25013.	22.3

35



- - - Límite Interno  
 - - - Límite Estatal  
 - - - Control de Estado  
 - - - Pisos  
 - - - Lago o Laguna  
 - - - Río

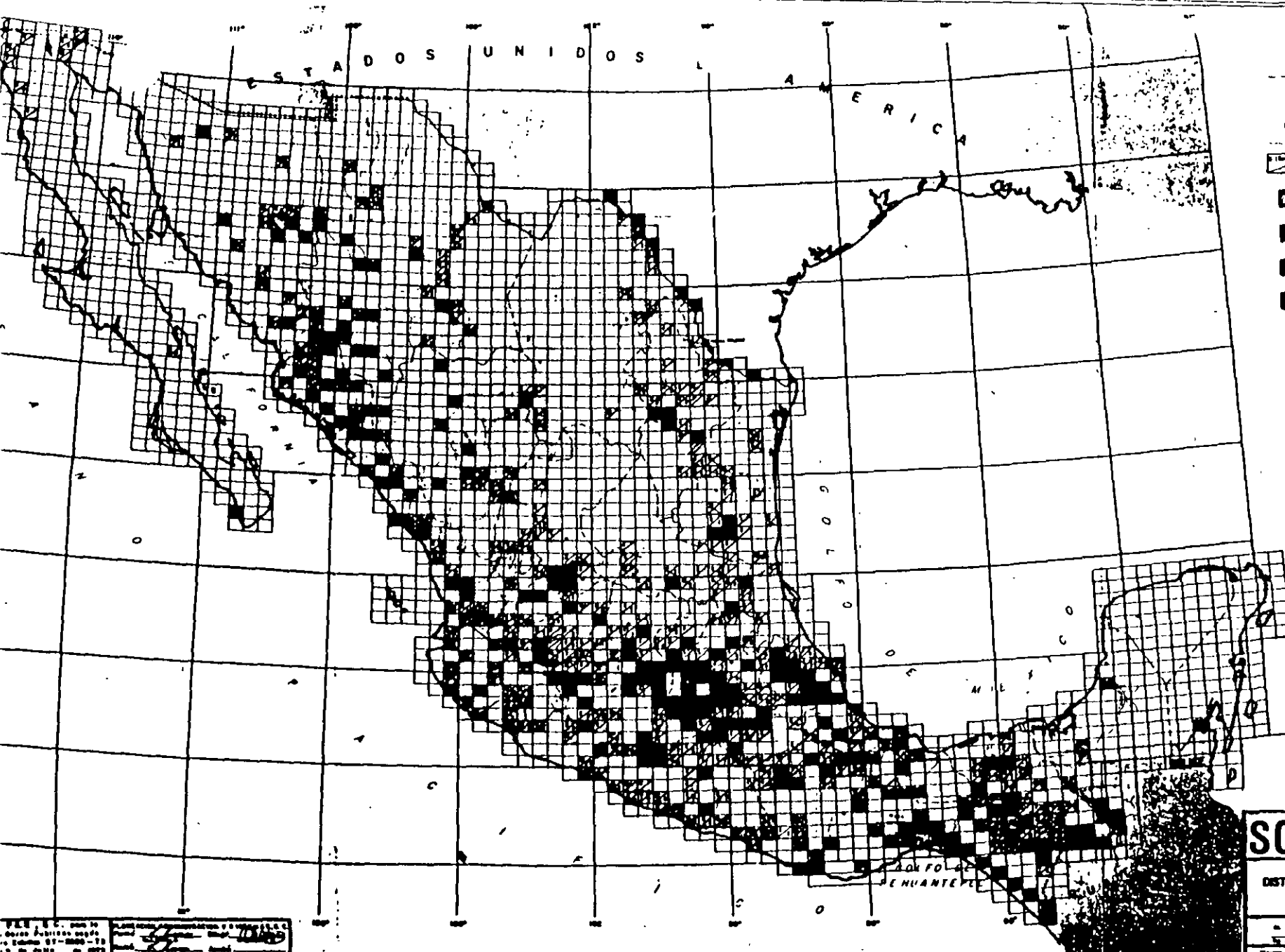
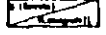


FIG. 3

**SCT** PRESIDENCIAL GENERAL DE  
 DEPARTAMENTO  
 OFICINA DE MARRA

DISTRIBUCION DE ESTACIONES  
 ESCALAS/LIMNORA

ESCALA  
 AL 1:50,000  
 ELABORADO POR  
 EL INSTITUTO NACIONAL DE ESTADISTICA Y GEOGRAFIA  
 DISTRIBUCION DE ESTACIONES DE MARRA

P.E.N. S.C. para la  
 Obras Publicas de  
 el Estado 01-1000-10  
 10 de Junio de 1973



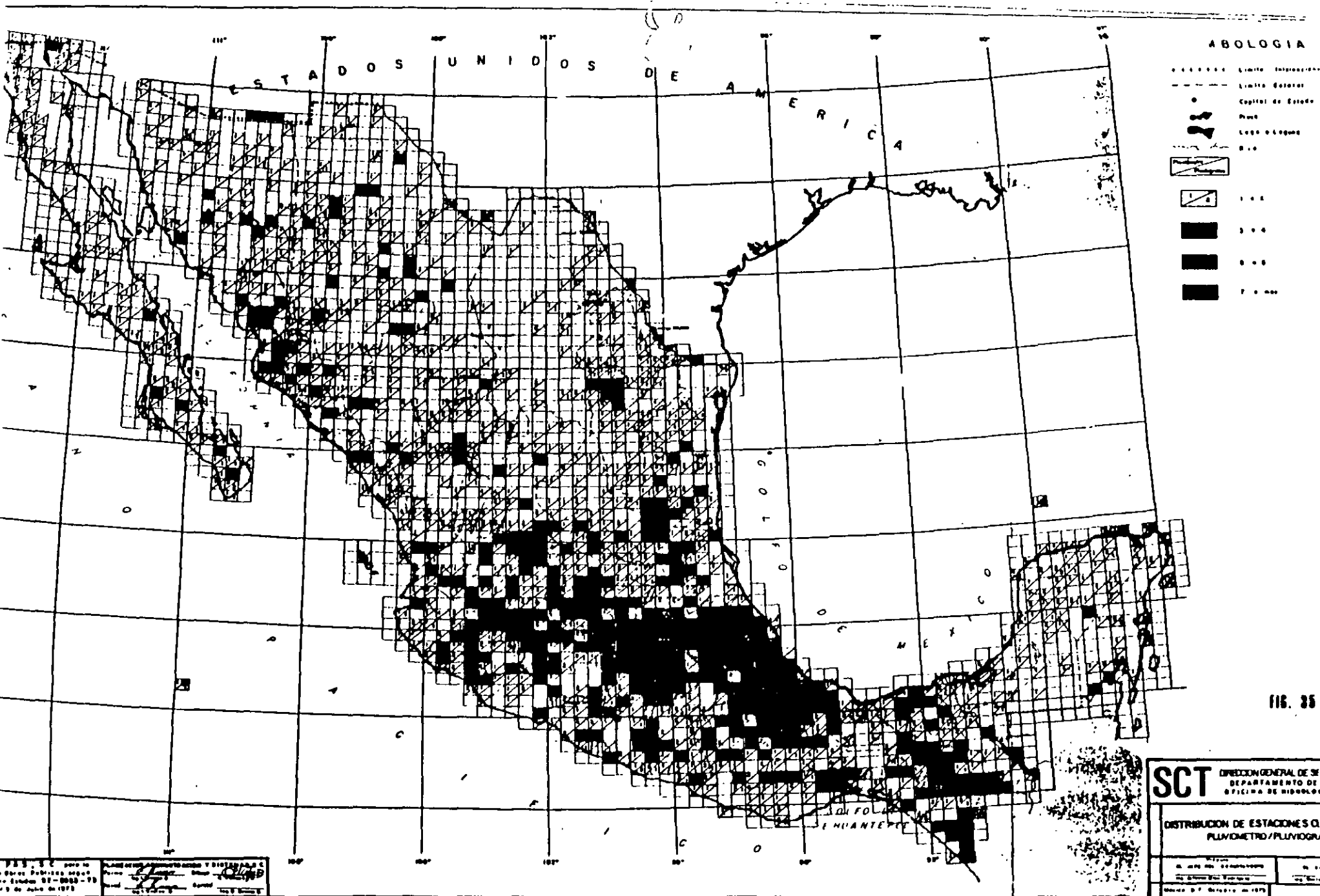


FIG. 35

**SCT** DIRECCION GENERAL DE SERVICIOS METEOROLOGICOS Y CLIMATICOS  
 DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA  
 OFICINA DE HIDROLOGIA

DISTRIBUCION DE ESTACIONES CLIMATICAS  
 PLUVIOMETRO/PLUVIOGRAMA

ELABORADO POR: [ ]  
 REVISADO POR: [ ]  
 APROBADO POR: [ ]

MADEIRA S. P. BRASIL - 1973

ESTADOS UNIDOS DE AMERICA  
 MEXICO

97  
 352

a) Dirección de Estudios del Territorio Nacional (DETENAL):

Se cuenta con la totalidad de cartas editadas hasta la fecha (topográficas, geológicas, de uso del suelo, de uso potencial, edafológicas y de climas), a escala 1:50,000 excepto la última que es a 1:500,000. También se dispone de fotografías aéreas, a la primera escala, de algunas zonas particulares del país.

b) Secretaría de la Defensa Nacional (SDN):

Se cuenta con un juego completo de cartas topográficas, escala 1:500,000, que cubre la totalidad del territorio nacional. Se dispone también de todas las cartas topográficas escala 1:100,000 que ha editado la SDN. Se cuenta con cartas topográficas escala 1:25,000 del Valle de México.

c) Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH):

De esta dependencia se tiene la totalidad de Boletines Hidrológicos que para cada una de las regiones hidrológicas del país ha editado. También se cuenta con los Boletines Hidrológicos que algunas Comisiones de la misma Secretaría han editado, como son: Comisión de Aguas del Valle de México y Comisión del Papaloapan.

Los Boletines en cuestión contienen prácticamente la totalidad de la información hidrométrica existente en el país y, en algunos casos, información de tipo pluviométrico y pluviográfico, aunque esto es en general de carácter muy limitado.

Adicionalmente a lo anterior, la Oficina de Hidrología y Drenaje dispone de los registros históricos de un buen número de las estaciones pluviográficas que son controladas por la SARH.

- d) Comisión Internacional de Límites y Aguas (CILA) (Dependiente de la -  
Secretaría de Relaciones Exteriores).

De este Organismo se cuenta con la casi totalidad de los Boletines Hidrológicos que en forma anual publica, conteniendo los datos hidrométricos y pluviométricos de las estaciones que controlan tanto la Sección Mexicana como la Americana de dicha Comisión, y que se localizan en la cuenca del río Bravo y la del río Colorado.

- e) Comisión Federal de Electricidad (CFE):

Existen en la Oficina de Hidrología y Drenaje la totalidad de los Boletines Hidrológicos que la CFE ha editado, conteniendo información de carácter hidrométrico y pluviométrico.

La información enlistada de que dispone la Dirección General de Servicios Técnicos está en constante actualización; sin embargo, en forma adicional, dicha Dirección dispone de los canales oficiales que le permiten ofrecer un servicio de recopilación de información hidrológica en todas las Dependencias mencionadas, cuando así se solicite por parte de alguna Dirección de la SAHOP.

Además de lo anterior, se dispone de alguna información ya procesada por el personal técnico de la propia Dirección General de Servicios Técnicos, como es:

- a) Curvas Intensidad-Duración-Período de retorno para aproximadamente —  
250 estaciones climatológicas, ubicadas en distintas regiones del país.
- b) Planos de isoyetas para distintas Duraciones y Períodos de retorno, —  
que cubren la cuenca alta del río Lerma (incluye parte de los estados de México, Michoacán, Querétaro, Guanajuato y Jalisco).

- c) Cuantificación de la información hidrológica en la República. Esto incluye el número de estaciones hidrométricas, pluviométricas y pluviográficas que existen en el país hasta 1975, y para cada una de ellas - su nombre, tipo de estación, Dependencia que la controla, ubicación - geográfica y años efectivos de operación.

#### IV.- METODOS PARA EL CALCULO DE AVENIDAS MAXIMAS.

##### 4.1 Clasificación.

Para los fines de esta ponencia se pueden clasificar los métodos para determinar las avenidas máximas como sigue:

Empíricos

Semiempíricos

Estadísticos

Hidro-meteorológicos

Los métodos empíricos se emplean para obtener una idea preliminar sobre el gasto de diseño, o bien cuando no se conocen las características de la precipitación en la zona correspondiente a la cuenca en estudio, ya que en ellos intervienen como variables únicamente las características físicas de la cuenca. En nuestro medio se utilizan con frecuencia los métodos de Creager y

Lowry que proporcionan el gasto de diseño en función del área de la cuenca y de un coeficiente que depende de la región hidrológica correspondiente.

Los métodos semiempíricos son similares a los empíricos, pero hacen intervenir además la intensidad de la lluvia en la relación funcional que define el gasto de diseño. Estos métodos se basan en el conocimiento del ciclo hidrológico y difieren unos de otros en el mayor o menor detalle con que toman los factores que intervienen en dicho ciclo.

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

Los métodos hidro-meteorológicos se basan en la determinación de la precipitación máxima probable (PMP), a partir de métodos meteorológicos, para determinar la tormenta de diseño, y en convertir dicha tormenta en el hidrograma de diseño mediante una relación precipitación-escorrentía.

En el capítulo anterior ya se habló de la precipitación máxima probable y se mencionó que se utiliza casi exclusivamente en el diseño de las obras de excedencias de grandes presas, por lo que no se tratarán los métodos hidro-meteorológicos en esta ponencia enfocada principalmente a las obras de drenaje de las vías terrestres y aeropuertos.

#### 4.2 Métodos de uso actual en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas.

##### 4.2.1 Método de Creager.

Para la obtención de su fórmula, Creager graficó los gastos máximos por unidad de área observados en cuencas de todo el mundo, contra el área misma de la cuenca.

Después trazó una curva que fuera envolvente de todos los puntos graficados y obtuvo la ecuación correspondiente, la cual se indica a continuación:

$$q = 0.503 C (0.386 A) \left[ \frac{0.894}{(0.386 A)^{0.048}} \right] - 1 \quad (4.1)$$

siendo

$q$  = gasto unitario en m<sup>3</sup>/s/Km<sup>2</sup>

$A$  = área de la cuenca en Km<sup>2</sup>

$C$  = parámetro que depende de la región considerada.

Quando se consideran las cuencas de todo el mundo el parámetro  $C$  vale 100.

Conviene hacer notar que el problema planteado admite múltiples soluciones, dependiendo de los puntos que se escojan para definir la curva envolvente, lo que ha dado lugar a otro método similar al de Creager que es el método : curva de Lowry, el cual se verá más adelante.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, a través de su Departamento de Estudios Hidrológicos, de la Dirección de Hidrología, realizó un estudio para determinar el valor del coeficiente C de la ecuación (4.1) — considerando por separado 24 regiones hidrológicas en la república mexicana; los resultados están publicados en forma de gráficas, una por cada región hidrológica con su envolvente y su valor de C correspondientes y otra que engloba la información obtenida en toda la república. Más recientemente la secretaria mencionada modificó la división hidrológica de la república, considerando actualmente 37 regiones hidrológicas, para la mayoría de las cuales cuenta ya con el valor de C correspondiente. La misma secretaria está ya elaborando las nuevas gráficas de las 37 regiones mencionadas, con información actualizada hasta 1976, las cuales tiene planeado publicar durante el año de 1977.

Ejemplo 4.1.- Obtener el gasto máximo por el método de Creager para el arroyo "El Hueso" en el cruce con la carretera Irapuato-León, tramo Libramiento de León, Gto., localizado en el Km 65+487.00 con origen en Irapuato, Gto.

La cuenca se muestra en la figura 4.1 que es copia de una tracción de la carta topográfica F-14-C-42 "Nuevo Valle de Moreno" publicada por la DETENAL (Dirección de Estudios del Territorio Nacional).

La figura 4.2 es una copia de la lámina V-3, tomada del boletín hidrológico N° 51, tomo V, publicado por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en la cual se muestran las envolventes de Creager y Lowry para la región hidrológica N° 12 (Parcial) a la cual corresponde la cuenca en estudio.

El área de la cuenca se puede obtener de la carta de la DETENAL ya indicada a escala 1:50,000, de la cual resulta

$$A = 2.75 \text{ Km}^2$$



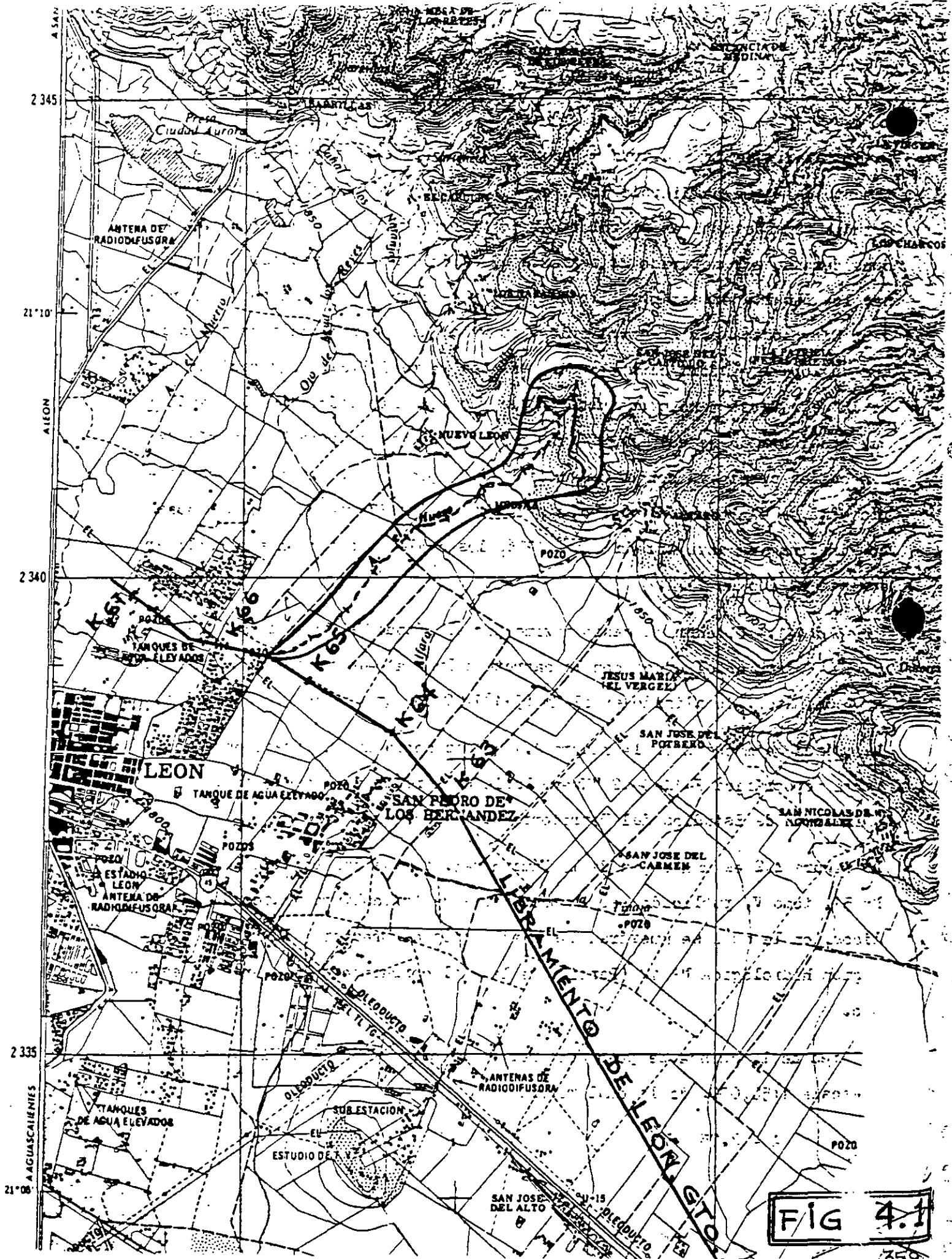
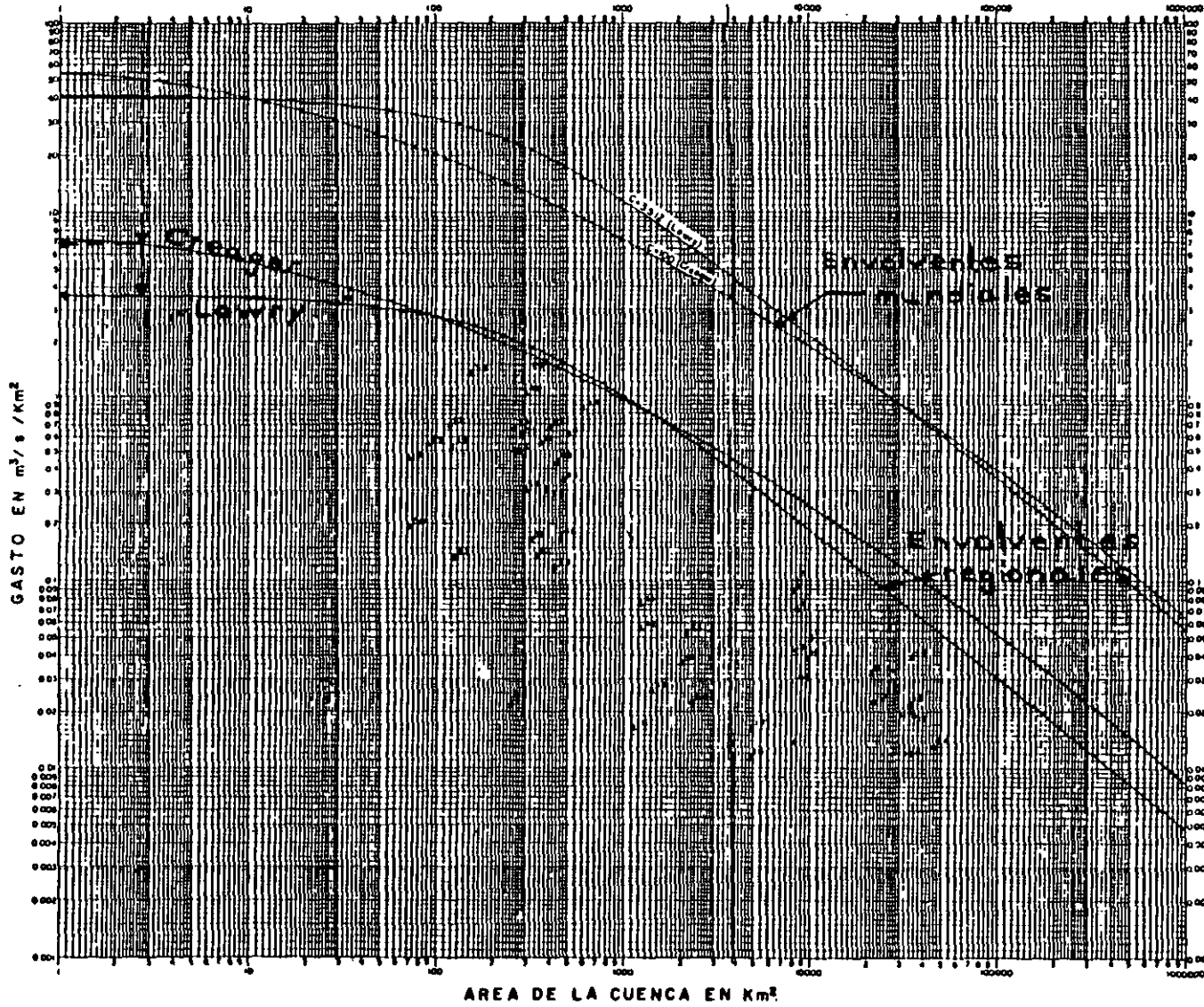


FIG 4.1



VALORES DEL COEFICIENTE C*			
ZONA	C	CREAGER	LOWRY
Mundo (Creager) Tomo E y A. Lowry)	100	C = 0.25(1.386 A)^(0.1667)	C = (1.250) A**
REGION HIDROLOGICA N° 12 (PARCIAL)			
COMUNTE	ESTACION	CREAGER	LOWRY
Río de Le Etro	Pañolitos 20	C = 10	
Río Andaméscuro	Los Frescos 30		C = 302

COMUNTES PRINCIPALES	ESTADOS COMPRENDIDOS	
Río Lerma	Río Duero	Guerrero
Río de Le Laja	Arroyo de Los Liebres	Buena Vista
Arroyo Tomacollo	Río Santiago	Michoacán
Río Guatajuato	Río Tula	Jalisco
Río Toluca	Río Atayos	
Río Angulo		
Arroyo de Los Dentos		
Río Andaméscuro		
Río Nahuato		

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRALICOS  
 BRIGADA DE CONTROL DE ROS  
 DIRECCION DE SERVICIOS

ENVOLVENTES DE GASTOS MAXIMOS  
 INSTANTANEOS EN LA REGION HIDROLOGICA  
 N° 12 (PARCIAL) CUENCA DEL RIO LERMA

Comparte: AM de MAFI, del de otros dos, Probable litote

Elaborado por: [ ]

HOJA 1 DE 1 LAMINA V-1

Fig. 4.2

Con este valor como abscisa se entra a la gráfica de Creager (Fig.4.2), y se obtiene el gasto unitario  $q$  correspondiente:

$$q = 6.3 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2$$

$$\therefore Q = 6.8 \times 2.75 = 18.7$$

$$Q \doteq 19 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como se ve, este método es muy sencillo y rápido de aplicar, pero tiene el inconveniente de que no toma en cuenta las características fisiográficas y de precipitación de la cuenca particular en estudio. Además se desconoce el período de retorno asociado al gasto obtenido por este procedimiento lo cual impide adoptar un criterio económico de diseño en función de la probabilidad de falla de la estructura.

Como las envolventes de Creager se trazan por regiones hidrológicas y cada región comprende un gran número de estaciones hidrométricas, se tiene una probabilidad alta de que en alguna o algunas de éstas se presenten avenidas excepcionales correspondientes a períodos de retorno muy grandes, aun cuando individualmente muchas de estas estaciones posean un período de registro corto.

Esto origina que en casi todas las regiones hidrológicas las envolventes de Creager den valores de los gastos muy exagerados para el proyecto de alcantarillas o de puentes, para los cuales se usan generalmente períodos de retorno que varían de 25 a 50 y de 50 a 200 años, respectivamente.

Por lo que respecta a cuencas pequeñas, menores de  $30 \text{ Km}^2$ , se puede decir que existe muy poca información en nuestro país, por lo que el método no está bien fundamentado en el intervalo de 0 a  $30 \text{ Km}^2$ .

#### 4.2.2.- Método de Lowry.

Este método se basa en el mismo procedimiento que el de Creager, diferencian

dose de éste en la ecuación que define a la envolvente de los gastos máximos, la cual es más sencilla en el método de Lowry (ecuación 4.2).

$$q = \frac{C}{(A + 259)^{0.3}} \quad (4.2)$$

En esta ecuación las literales tienen el mismo significado que en la (4.1).

Ejemplo 4.2.- Obtener el gasto máximo por el método de Lowry para el mismo cruce del ejemplo 4.1, página 105.

Con el valor del área ya determinado ( $A = 2.75 \text{ Km}^2$ ) se entra a la gráfica de Lowry (Fig. 4.2) y se obtiene el gasto unitario  $q$  correspondiente:

$$\begin{aligned} q &= 3.6 \text{ m}^3/\text{s}/\text{Km}^2 \\ \therefore Q &= 3.6 \times 2.75 = 9.9 \\ Q &\approx 10 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

Por lo general este método da resultados más bajos que el de Creager para cuencas menores de 10 o mayores de 10,000  $\text{Km}^2$ , pero más altos para cuencas comprendidas entre 100 y 1,000  $\text{Km}^2$ . Entre 10 y 100 y entre 1,000 y 10,000  $\text{Km}^2$  puede dar más altos o más bajos.

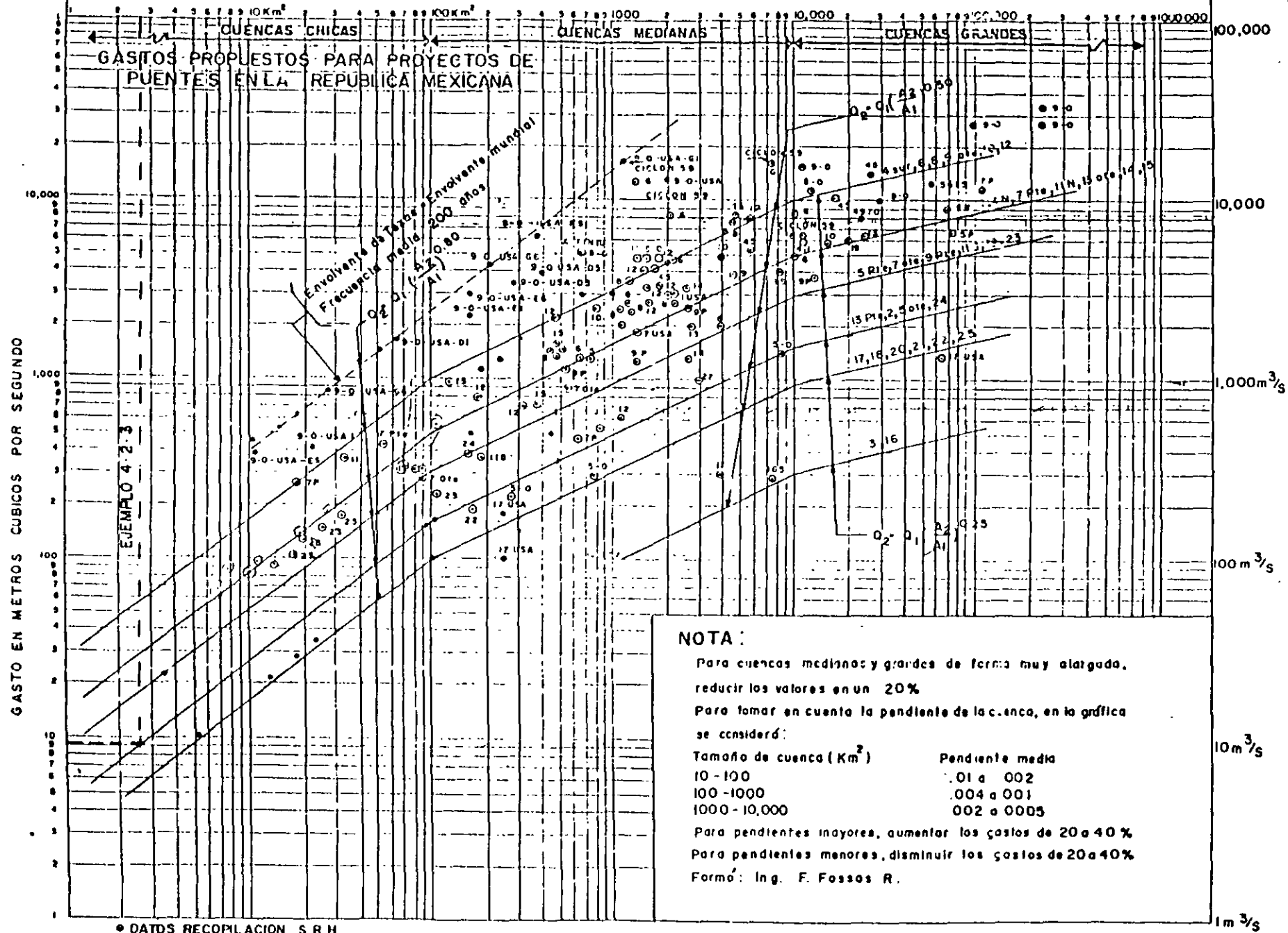
Con respecto a este método se pueden hacer las mismas observaciones anotadas al comentar el de Creager.

#### 4.2.3.- Método del Departamento de Puentes

El Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales - de esta Secretaría, ha elaborado una gráfica que proporciona el gasto de proyecto para puentes en función del área y la forma de la cuenca y la pendiente del cauce principal. (Fig. 4.3).

La gráfica consta de 6 líneas quebradas, en papel logarítmico, formadas por 2 ó 3 tramos rectos. Cada línea es aplicable a varias regiones hidrológicas,

# AREA DE LA CUENCA EN KILOMETROS CUADRADOS



**NOTA:**

Para cuencas medianas y grandes de forma muy alargada, reducir los valores en un 20%  
 Para tomar en cuenta la pendiente de la cuenca, en la gráfica se considerará:

Tamaño de cuenca (Km <sup>2</sup> )	Pendiente media
10 - 100	.01 a .002
100 - 1000	.004 a .001
1000 - 10,000	.002 a .0005

Para pendientes mayores, aumentar los gastos de 20 a 40 %  
 Para pendientes menores, disminuir los gastos de 20 a 40 %  
 Formó: Ing. F. Fossas R.

• DATOS RECOPLACION S R H  
 • DATOS USA

FIG. 4.3

anotadas en su extremo superior, para designar a las cuales se adoptó la primera clasificación de la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos. -

El gasto en esta gráfica está dado en m<sup>3</sup>/s, a diferencia de las de Creager o Lowry que lo dan en m<sup>3</sup>/s/Km<sup>2</sup>.

Esta gráfica se elaboró con base en la información proporcionada por las estaciones hidrométricas con registros más amplios dentro de cada región hidrológica, complementada con datos históricos y registros de estaciones del vecino país del norte cercanas a nuestra frontera. En esta forma la información disponible se amplió, en algunos casos, hasta mediados del siglo pasado.

Después se graficaron en papel logarítmico los gastos máximos observados y se trazaron líneas quebradas asociadas a las diferentes regiones hidrológicas, o sea que es un método similar al de Creager o Lowry pero, a diferencia de

éstos en los que se trazan curvas envolventes, en el del Departamento de Puentes se procuró trazar las líneas por en medio de los puntos graficados.

Si se tratara de asignar un período de retorno a la gráfica que estamos comentando, éste sería del orden de 100 años, de acuerdo con la experiencia que se tiene en el Departamento mencionado al comparar los resultados de este método con los de otros que sí permiten relacionar la magnitud de los gastos con su frecuencia.



Ejemplo 4.3.- Obtener el gasto de proyecto por el método del Departamento de Puentes para el mismo cruce del ejemplo 4.1, página 107.

La región hidrológica a la que pertenece la cuenca en estudio es la N° 5 ote., a la cual corresponde la tercera línea en orden ascendente de la gráfica mencionada (Fig. 4.3). El área de la cuenca es de 2.75 Km<sup>2</sup> y la pendiente media del cauce de 0.034 por lo que de acuerdo con la nota incluida en la gráfica, el valor del gasto que resulte en el eje de las ordenadas se deberá incrementar 20% para obtener el gasto de proyecto.

$$Q = 1.2 \times 9.2 = 11.04$$

$$Q = 11 \text{ m}^3/\text{s}$$

Este método da valores más aproximados a los obtenidos por otros procedimientos más precisos, que los de Creager o Lowry, para el período de retorno de 100 años frecuentemente usado en el proyecto de puentes. Aún así debe considerarse de carácter preliminar y aplicarse sólo cuando se desea tener rápidamente una idea del orden de magnitud del gasto de proyecto.

#### 4.2.4.- Método de Talbot.

Actualmente en la Secretaría de Obras Públicas se usa casi exclusivamente este método en el proyecto de las obras "menores" de drenaje o alcantarillas, es decir aquellas cuya longitud es igual o menor que 6 m.

Consiste en aplicar una fórmula empírica, publicada en 1887 por el Profesor A.N. Talbot de la Universidad de Illinois, E.U.A., la cual dedujo basado en los datos de escurrimiento de un gran número de observaciones efectuadas en el Oeste Medio de aquel país, sobre corrientes tributarias del río Mississippi.

La fórmula de Talbot es:

$$a = 0.183 C \sqrt[4]{A^3} \quad (4.3)$$

en la cual

a = área hidráulica que deberá tener la alcantarilla (m<sup>2</sup>)

A = área de la cuenca por drenar (Ha)

C = coeficiente de escurrimiento que depende de la topografía de la cuenca. (Tabla 4.1)

Tabla 4.1.- Valores del coeficiente C de la fórmula de Talbot.

Características topográficas de la cuenca	Valor de C
Montañosa y escarpada	1.00
Con mucho lomerío	0.80
Con lomerío	0.60
Muy ondulada	0.50
Poco ondulada	0.40
Casi plana	0.30
Plana	0.20

Esta fórmula, por estar basada en las características de precipitación particulares de una región, no permite tomar en cuenta la variación en la intensidad de precipitación, factor de frecuencia y velocidad del flujo cuando se aplica a otras localidades.

El valor de la intensidad de precipitación asociada con las observaciones - que sirvieron de base para la deducción de la fórmula fué del orden de 100 mm/hr, y la velocidad del agua dentro de la obra de drenaje fué de alrededor de 3 m/s.

Desde el moderno punto de vista hidrológico e hidráulico, la fórmula de - - Talbot da sólo una idea muy tosca de la respuesta al problema, ya que supone que el área hidráulica de la alcantarilla es directamente proporcional al gasto y que éste varía con la potencia  $3/4$  del área de la cuenca. En realidad, la relación entre el área hidráulica de la alcantarilla y el área de la cuenca es bastante más compleja que la ley de la potencia  $3/4$ , pues - depende de muchas características físicas de la cuenca, así como de otros - factores hidrológicos e hidráulicos involucrados en un problema dado.

La razón del uso tan extendido de esta fórmula radica en su simplicidad, pero



no hay que olvidar el formidable aliado que tenemos actualmente en la computadora electrónica y aún en la minicomputadora programable de bolsillo, que nos reduce muy importantemente la labor de cálculo, permitiéndonos aplicar con igual facilidad métodos más elaborados pero también más precisos.

La fórmula de Talbot, según su autor, es aplicable a cuencas de hasta 200 Km<sup>2</sup> pero en la Secretaría de Asentamientos Humanos y Obras Públicas, al restringir su uso a las obras menores únicamente, se ha reducido el valor a 10 Km<sup>2</sup> aproximadamente que es, en términos generales, el valor de la área de la cuenca más grande que se puede drenar con una alcantarilla. Es de desear que en el futuro continúe la tendencia a eliminar este método y a substituirlo por otros mejor fundamentados.

**Ejemplo 4.4.-** Obtener el área hidráulica que deberá tener la obra de cruce de la cuenca según los datos que se dan en el ejemplo 4.1, página 105.

Para determinar el valor del coeficiente C que se debe aplicar a este caso se consideró la cuenca dividida en dos partes: una plana y una montañosa, separadas por la curva de nivel 1,350 m. De la figura 4.1 se obtuvieron los siguientes valores de las áreas parciales:

Tipo de superficie	Área Km <sup>2</sup>	Área Parcial / Área Total	Coficiente	Coficiente Pesado
Plana	1.25	0.45	0.2	0.09
Montañosa	1.50	0.55	1.0	0.55
Sumas	2.75	1.00		0.64

El coeficiente pesado de escurrimiento es 0.64. Substituyendo este valor y el del área en la ecuación 4.3 se obtiene:

$$a = 0.183 \times 0.64 \times \sqrt[4]{2753}$$

$$a = 7.91 \text{ m}^2$$

Con objeto de comparar este resultado con los obtenidos por los otros métodos empleados, podemos deducir el gasto correspondiente a esta área hidráulica multiplicándola por la velocidad media obtenida en el estudio topohidráulico, que es de 2.7 m/s.

$$Q = 7.91 \times 2.7 = 21.37$$

$$Q \approx 21 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.2.5.- Método Racional.

A pesar de estar basado este método en ciertas hipótesis que generalmente no se cumplen y que se apartan más de la realidad mientras mayor es el área de la cuenca considerada, su uso se ha extendido ampliamente en muchos países debido a su gran sencillez. En el sistema métrico se puede escribir de la siguiente manera:

$$Q_p = 0.278 C I A \quad (4.4)$$

donde

$Q_p$  = gasto de pico en  $m^3/s$

$C$  = coeficiente de escurrimiento, adimensional

$I$  = intensidad de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración, en  $mm/hr.$

$A$  = área drenada en  $Km^2$

0.278 = factor de homogeneidad de unidades.

El coeficiente  $C$  representa la relación entre el volumen escurrido y el llovido y depende de las características de la cuenca. En la tabla 4.2 se muestran los valores de este coeficiente comúnmente empleados.

En caso de que la cuenca por drenar esté compuesta por diferentes tipos de suelo, el coeficiente de escurrimiento global  $C$  se calcula con la fórmula:

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n C_i A_i}{A} \quad (4.5)$$

donde

$C$  = coeficiente de escurrimiento global

$C_i$  = coeficiente de cada área parcial

$A_i$  = área parcial

$n$  = número de áreas parciales

$A$  = área total de la cuenca

Tabla 4.2 .- Valores del coeficiente "C" de la fórmula racional.

Tipo del área por drenar	Pendiente, en porcentaje	Coeficiente de escurrimiento, C
Con césped		
Suelo arenoso	2	0.05 - 0.10
Suelo arenoso	2 a 7	0.10 - 0.15
Suelo arenoso	7	0.15 - 0.20
Suelo grueso	2	0.13 - 0.17
Suelo grueso	2 a 7	0.18 - 0.22
Suelo grueso	7	0.25 - 0.35
Zonas comerciales		
Áreas céntricas		0.70 - 0.95
Áreas vecinales		0.50 - 0.70
Zonas residenciales		
Áreas familiares		0.30 - 0.50
Áreas multifamiliares separadas		0.40 - 0.60
Áreas multifamiliares juntas		0.60 - 0.75
Áreas suburbanas		0.25 - 0.40
Áreas de apartamentos habitacionales		0.50 - 0.70
Zonas industriales		
Claros		0.50 - 0.80
Zonas densamente construidas		0.60 - 0.90
Parques y cementerios		0.10 - 0.25
Áreas de recreo		0.20 - 0.35
Pacios de FF CC		0.20 - 0.40
Áreas provisionales		0.10 - 0.30

## Calles

Asfaltadas	0.70 - 0.95
De concreto	0.80 - 0.95
Enladrillado	0.70 - 0.85
Calzadas y banquetas	0.75 - 0.85
Azoteas y techados	0.75 - 0.95

## Zonas rurales

Campos cultivados	0.20 - 0.40
Zonas forestadas	0.10 - 0.30

Una de las hipótesis en que se basa la fórmula racional expresa que el gasto producido por una lluvia de intensidad constante sobre una cuenca es máximo cuando dicha intensidad se mantiene por un lapso igual o mayor que el tiempo de concentración, el cual se define como el tiempo de recorrido del agua desde el punto hidráulicamente más alejado hasta el punto de salida de la cuenca, ya que al cumplir con esta condición toda el área de la cuenca contribuye al escurrimiento.

Por consiguiente, es necesario calcular previamente el tiempo de concentración para lo cual se emplea alguna de las muchas fórmulas empíricas que existen, como por ejemplo la determinada por Kirpich que se incluye a continuación:

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.6)$$

donde

$T_c$  = tiempo de concentración, en horas

$L$  = longitud del cauce principal, mas la distancia entre el inicio de éste y el parteaguas medida perpendicularmente a las curvas de nivel, en Km.

$S$  = pendiente del cauce, adimensional, en decimales.

Una vez que se ha calculado el tiempo de concentración se puede determinar la intensidad de diseño, a partir de las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno de la estación pluviográfica más próxima a la cuenca en estudio, para lo cual se considera la duración de la tormenta igual al tiempo de concentración calculado y se fija el período de retorno en función de la vida útil de proyecto y del riesgo que se puede aceptar de que la obra falle.

Las hipótesis más importantes en que se basa el método racional son las siguientes:

a) La duración de la precipitación coincide con el tiempo de pico del escurrimiento.

b) Todas las porciones de la cuenca contribuyen a la magnitud del pico del escurrimiento.

c) La capacidad de infiltración es constante en todo tiempo

d) La intensidad de precipitación es uniforme sobre toda la cuenca

e) Los antecedentes de humedad y almacenaje de la cuenca son despreciables.

Estas suposiciones básicas indican las limitaciones del método y son, por consiguiente, el punto crítico hacia el que se enfocan los ataques de que éste es objeto.

Además de las objeciones relativas a las hipótesis el método tiene los siguientes inconvenientes:

a) Proporciona solamente una estimación del gasto máximo sin tomar en cuenta la forma del hidrograma.

b) El cálculo del tiempo de concentración se efectúa mediante fórmulas aproximadas, ensayadas en regiones que en general no son semejantes a las cuencas en estudio.

Ejemplo 4.5.- Obtener el gasto de proyecto por el método racional para el mismo cruce del ejemplo 4.1, página 105.

a) Cálculo del tiempo de concentración (fórmula 4.6):

Para aplicar esta fórmula necesitamos conocer los valores de L y S, los cuales obtenemos de la figura 4.1:

$$L = 5.0 \quad \text{Km}$$
$$S = \frac{1,985 - 1,814}{5,000} = 0.034$$

substituyendo estos valores en la ecuación 4.6 se tiene:

$$T_c = 0.0662 \frac{(5)^{0.77}}{(0.034)^{0.385}} = 0.84 \text{ hr.} = 50.4 \text{ min.}$$

$$T_c \approx 50 \text{ minutos}$$

b) Determinación del período de retorno.

En términos generales se puede decir que el período de retorno de proyecto depende principalmente de las dimensiones y del tipo de la obra de drenaje así como de la importancia de la vía terrestre. En el caso de las alcantarillas, un valor comúnmente empleado del período de retorno es el de 25 años, y en el caso de puentes de 50 ó 100 años. Por la magnitud del gasto obtenido con los otros métodos aplicados y por la topografía del cauce en la sección del cruce es de esperar que dicho gasto se pueda drenar con una estructura del orden de 6 m de claro, por lo que se considerará el período de retorno de proyecto de 25 años.

c) Cálculo de la intensidad de precipitación.

La estación pluviográfica que se usará será la misma que se usó en el ejemplo 2.5 para ilustrar el procedimiento de obtención de las curvas intensidad-duración-período de retorno. Repitiendo dicho procedimiento para el período de retorno de 25 años se obtiene la curva que se muestra en la siguiente figura 4.4.

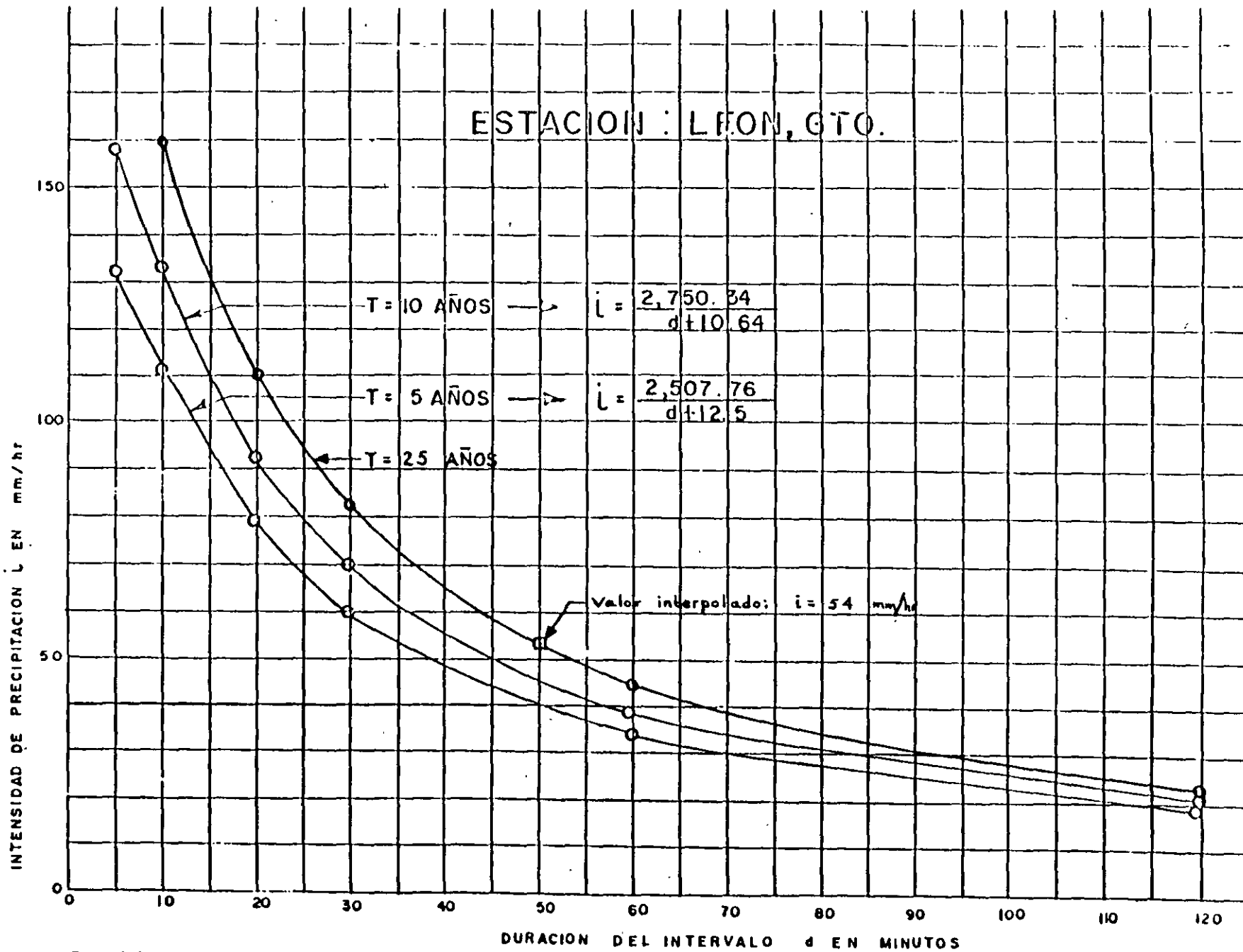


FIG. 4.4. - CURVAS INTENSIDAD-DURACION-PERODO DE RETORNO DE LA ESTACION LEON, GTO.



Entrando en dicha figura con la duración de 50 minutos (igual al tiempo de concentración determinado previamente) y el período de retorno de 25 años, se obtiene el valor de la intensidad de precipitación, que en este caso es de 54 mm/hr.

d) Cálculo del coeficiente de escurrimiento.

Por tratarse de una zona rural los valores aplicables son los correspondientes a los dos últimos renglones de la Tabla 4.2.

Se considerará la cuenca dividida en dos partes, en la misma proporción : en el ejemplo 4.4: la parte baja, que representa el 45% se usa para cultivo, por lo que el coeficiente aplicable es de 0.3, y la parte alta que representa el 55% está forestada, por lo que el coeficiente es de 0.2. Se han tomado los valores medios del intervalo indicado en la Tabla porque la fuente de donde se extrajo ésta no proporciona mayor información que permita afinar los valores del coeficiente.

Tipo de Superficie	Area Km2	Porcentaje del área total	Coeficiente	Coeficiente Pesado.
Cultivo	1.25	0.45	0.3	0.14
Forestada	1.50	0.55	0.2	0.11
Sumas	2.75	1.00		0.25

El coeficiente pesado de escurrimiento es 0.25.

Substituyendo los valores de los parámetros ya determinados en la expresión 4.4 se obtiene:

$$Q_p = 0.278 \times 0.25 \times 54 \times 2.75$$

$$Q_p = 10.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p \approx 10 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.2.6.- Método FAA.

Este método, al igual que el ARMCO que se verá enseguida, se usa exclusivamente en el proyecto del drenaje interior de los aeropuertos, es decir del sistema de drenaje destinado a evacuar las aguas pluviales que caen directamente sobre la superficie portuaria. Por consiguiente, dichos métodos no son aplicables a corrientes que se originan fuera de los límites del aeropuerto, para las cuales se usan otros métodos como, por ejemplo, el de Chow que se verá más adelante.

El método FAA es fundamentalmente igual al racional expuesto en el inciso anterior; la diferencia entre ambos radica exclusivamente en los valores del coeficiente de escurrimiento y en la fórmula usada para obtener el tiempo de concentración.

Este método lo desarrolló la Agencia Federal de Aviación (FAA) de los Estados Unidos de América, aplicando el método racional al caso específico de los aeropuertos y calibrando los dos parámetros básicos del método, es decir el coeficiente de escurrimiento y el tiempo de concentración, para las condiciones particulares que prevalecen en la mayoría de los aeropuertos.

Los valores del coeficiente de escurrimiento propuestos por la FAA se muestran en la Tabla 4.3 que se inserta a continuación, la cual sirve también para el método ARMCO que se verá más adelante.

Tabla 4.3.- Valores del coeficiente de escurrimiento de los métodos FAA Y ARMCO.

Tipo de Terreno o Superficie	Coeficiente de - escurrimiento, C ó I (**)		
Techos impermeables	0.75	a	0.95
Pavimentos flexibles	0.80	a	0.95
Pavimentos rígidos	0.70	a	0.90
Empedrados o enladrillados con juntas bien hechas	0.35	a	0.70
Suelos impermeables (*)	0.40	a	0.65
Suelos impermeables con césped (*)	0.30	a	0.55
Suelos ligeramente permeables (*)	0.15	a	0.40
Suelos ligeramente permeables con césped (*)	0.10	a	0.30
Suelos moderadamente permeables (*)	0.05	a	0.20
Suelos moderadamente permeables con césped (*)	0	a	0.10

(\*) Con pendiente de 1 a 2%

(\*\*) El coeficiente de escurrimiento se designa con la leta C en el método FAA y con la I en el ARMCO.

Para determinar el tiempo de concentración la FAA propone la siguiente fórmula:

$$T_c = \frac{1.3 (1.1-C) \sqrt{D}}{\sqrt[3]{S}} \quad (4.7)$$

en la cual

T<sub>c</sub> = Tiempo de concentración, en minutos.

C = Coeficiente de escurrimiento, adimensional.

D = Distancia, en pies.

S = Pendiente, en %

Esta ecuación se puede resolver gráficamente como se indica en la figura - 4.5, la cual es aplicable a distancias de hasta 800 pies; para distancias mayores se debe usar la fórmula (4.7).

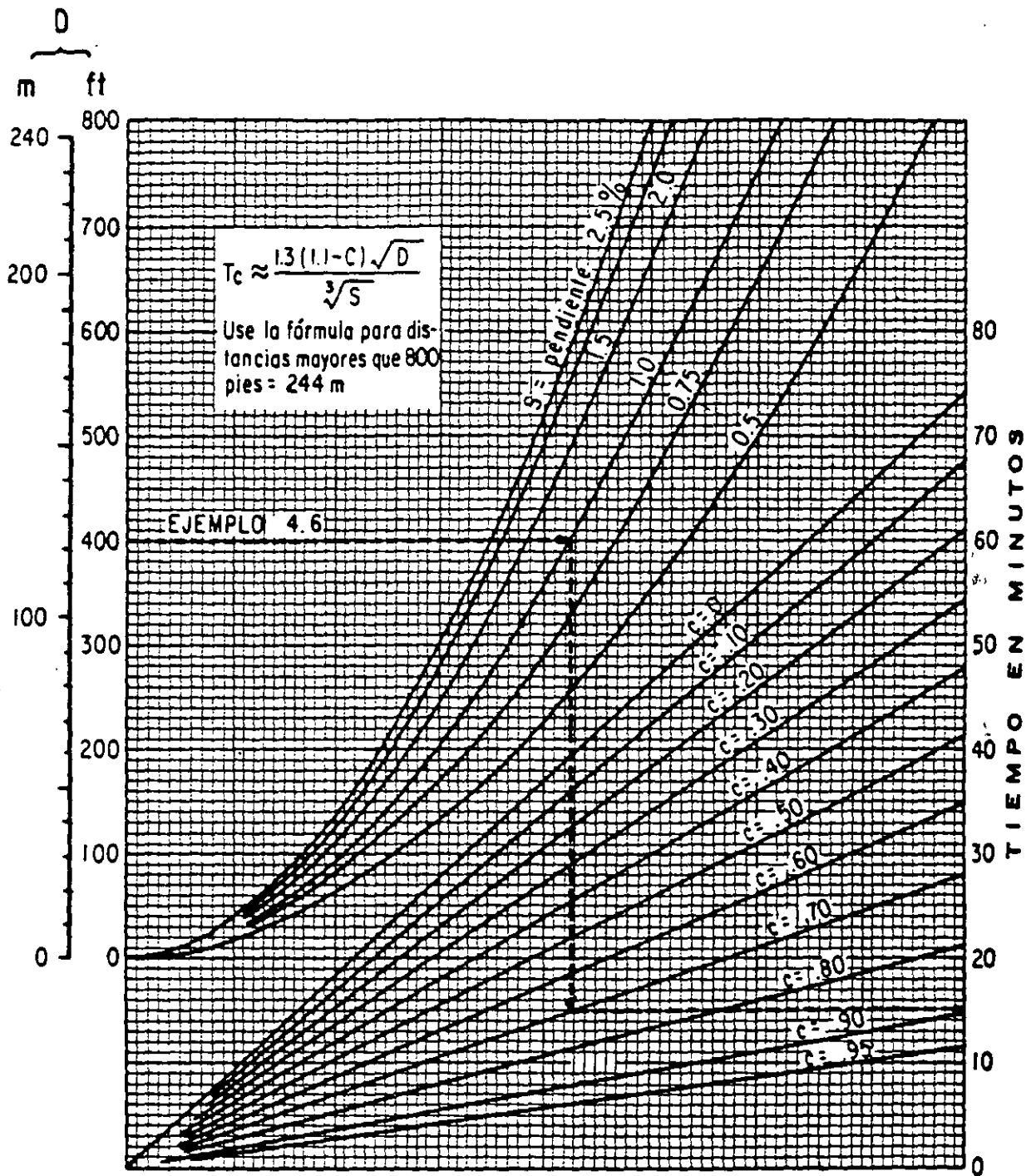


Figura 4.5.- Curvas para obtener el tiempo de concentración, en el flujo laminar.

A continuación se recurre a las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno para obtener la intensidad correspondiente a una duración igual al tiempo de concentración, para el período de retorno considerado. En el drenaje de aeropuertos se acepta comúnmente la elección de un período de retorno de 5 años. Es cierto que tormentas de mayor período de retorno o asociadas a una perturbación atmosférica extraordinaria pueden ocasionar mayores volúmenes de escurrimiento; sin embargo, en esos casos, la perturbación por sí misma ocasiona el cierre de la navegación aérea al modificar notablemente las condiciones atmosféricas favorables al vuelo. Con este valor del período de retorno se tiene una probabilidad alta de que las obras de drenaje resulten excedidas durante la vida útil del aeropuerto, la cual generalmente se considera de 5 a 10 años. Sin embargo, se acepta exponer las obras de drenaje a esa eventualidad una o dos veces durante su vida útil, en virtud de que no representa un peligro serio para la propia estructura ni para otras instalaciones del aeropuerto, debido a que los volúmenes de escurrimiento no son muy grandes, por ser los correspondientes a la superficie portuaria exclusivamente, y a que las velocidades del flujo son relativamente bajas, por ser pequeñas las pendientes de los terrenos portuarios.

Ejemplo 4.6.- Obtener el gasto de proyecto de una alcantarilla que debe drenar la zona comprendida entre la pista, las calles de rodaje y la plataforma de operaciones de un aeropuerto, con las siguientes características:

$$A = 0.02 \text{ Km}^2$$

$$S = 1.0\%$$

$$D = 400 \text{ piés}$$

El suelo se puede considerar impermeable (C=0.6) en el 50% de la superficie y pavimento flexible (C=0.8) en el otro 50%.

El aeropuerto se ubicará cerca de la ciudad de León, Gto., por lo que se usarán las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno de la figura 4.4 usadas en los ejemplos anteriores.

Cálculo del coeficiente pesado de escurrimiento.

Tipo de Superficie	Area Km2.	Porcentaje del área total.	Coeficiente	Coeficiente Pesado
Pavimento flexible	0.01	0.5	0.8	0.4
Suelo Impermeable	0.01	0.5	0.6	0.3
Sumas	0.02	1.0		0.7

El coeficiente pesado de escurrimiento es de 0.7.

Con los datos anteriores se entra a la gráfica de la figura 4.5 y se obtiene el tiempo de concentración

$$T_c = 15 \text{ minutos}$$

De las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno (Fig. 4.4) se obtiene la intensidad de precipitación correspondiente a la duración de 15 minutos (igual al tiempo de concentración), para un período de retorno de 5 años.

$$I = 95 \text{ mm/hr.}$$

Con los valores ya determinados de los parámetros que intervienen en la fórmula racional, ecuación 4.4, se resuelve ésta a continuación:

$$Q = 0.278 \times 0.7 \times 95 \times 0.02 = 0.37$$

$$Q = 0.37 \text{ m}^3/\text{s.}$$

#### 4.2.7.- Método ARMCO.

Este método es también una variante del método racional expuesto en el in-

ciso 4.2.5 y se usa, al igual que el FAA, exclusivamente en el proyecto del drenaje interior de los aeropuertos.

La fórmula que da el gasto de proyecto es:

$$Q = \frac{A I R}{36f} \quad (4.8)$$

en la cual

Q = Gasto de proyecto, en m<sup>3</sup>/s

A = Área drenada, en ha.

I = Factor de escurrimiento superficial o de impermeabilidad, adimensional.

R = Intensidad de lluvia para la duración de una hora, correspondiente al período de retorno considerado, en cm/hr.

f = Factor que depende de la pendiente de la superficie por drenar, adimensional.

36 = Factor de homogeneidad de unidades.

Los valores del coeficiente I son los mismos que los del coeficiente de escurrimiento C considerados en el método FAA (Tabla 4.3).

Los valores del factor f se indican a continuación (Tabla 4.4).

Tabla 4.4 Valores del factor f del método ARMCO.

Pendiente S (%)	Factor de pendiente, f, (adimensional)
S ≤ 0.5	3
0.5 < S ≤ 1	2.5
S > 1	2

Ejemplo 4.7.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.6, página 124.

Se aplica la ecuación 4.8, de la cual ya se conocen  $A = 0.02 \text{ Km}^2 = 2 \text{ ha.}$  e  $I = 0.7$  que equivale al coeficiente  $C$  del ejemplo anterior.

El valor de  $R$  se obtiene de la figura 4.4 para  $d = 60$  minutos y  $T = 5$  años, resultando  $R = 35 \text{ mm/hr.} = 3.5 \text{ cm/hr.}$

El valor de  $f$  se obtiene de la tabla 4.4, para  $S = 1\%$ , de donde  $f = 2.5 -$

Por último se aplica la ecuación 4.8:

$$Q = \frac{2 \times 0.7 \times 3.5}{36 \times 2.5} = 0.05 \text{ m}^3/\text{s}$$

Como se puede observar, el gasto obtenido por este método es bastante menor que el del FAA. En general, se puede decir que los resultados de ambos métodos coinciden o son muy semejantes para casos en los que el tiempo de concentración es del orden de 2 a 3 horas; para tiempos de concentración menores el método ARMCO dará gastos de proyecto más pequeños que los del FAA y viceversa.

#### 4.2.3.- Método de Dickens.

En 1865 C. H. Dickens publicó un artículo titulado "Gasto de Avenidas de Ríos" en "Documentos Profesionales sobre Ingeniería Hindú". La fórmula que él propuso, en unidades del sistema inglés, es:

$$Q = CA^{0.75} \tag{4.9}$$

donde

$Q$  = Gasto de proyecto, en piés<sup>3</sup>/s

$A$  = Area de la cuenca por drenar, en ha.

$C$  = Coeficiente que depende de las características de la cuenca y de la precipitación.



que es idéntica a la que 22 años más tarde propuso el profesor Talbot. -  
La diferencia entre ambas fórmulas radica exclusivamente en los valores -  
que dan los autores para el coeficiente C.

La fórmula 4.9, traducida al sistema métrico, resulta:

$$Q = 0.0139 C A^{0.75} \quad (4.10)$$

en la cual:

Q = Gasto de proyecto, en m<sup>3</sup>/s.

A = Area de la cuenca por drenar, en Km<sup>2</sup>

C = Coeficiente que depende de las características de la  
cuenca y de la precipitación.

0.0139 = Factor de conversión y de homogeneidad de unidades.

Dickens recomendó 5 valores para el coeficiente C, asociados con otras -  
tantas regiones de la India, los cuales oscilaban desde 200 hasta 2,200.

En 1924 S.K. Gurtu propuso otros valores para C en función de las caracte-  
rísticas topográficas de la cuenca, así como de la clase y uso del suelo.  
El intervalo que cubrían estos valores de C era de 200 a 2,000 y presumi-  
blemente eran también aplicables sólo a la India.

En esta Secretaría se han usado otros valores de C, extraídos del "Manual  
para Ingenieros de Carreteras" de Harger y Bonney, los cuales se obtuvie-  
ron de experiencias en los Estados Unidos de América. Dichos valores de  
C toman en cuenta la topografía de la cuenca y la precipitación correspon-  
diente a 24 horas de duración; se encuentran en la tabla que se incluye a  
continuación:

Tabla 4.5 Valores del coeficiente C de la fórmula de Dickens.

Características Topográficas de la cuenca.	Para Precipitaciones de 10 cm en 24 horas	Para Precipitaciones de 15 cm en 24 horas
Terreno plano	200	300
Con lomerío suave	250	325
Con mucho lomerío	300	350

Todos los comentarios hechos en relación con el método de Talbot son también aplicables al de Dickens, incluyendo lo referente a su rango de aplicabilidad.

Ejemplo 4.3.- Obtener el gasto de proyecto para el mismo cruce del ejemplo 4.1, página 103.

La altura de precipitación máxima en 24 horas registrada en la ciudad de León, Gto., es de 10.01 cm, por lo que se usarán los valores de C de la segunda columna de la tabla 4.5.

Por lo que respecta a la topografía de la cuenca, se considerará dividida en dos áreas parciales, en la misma forma que en el ejemplo 4.4.

Tipo de Superficie	Area Km2	Area Parcial Area total	Coeficiente.	Coeficiente Pesado.
Plana	1.25	0.45	200	90
Con mucho lomerío	1.50	0.55	300	165
Sumas	2.75	1.00		255

El coeficiente pesado de escurrimiento es de 255. Substituyendo este valor y el del área en la ecuación 4.10 se obtiene:

$$Q = 0.0139 \times 255 \times 2.75^{0.75} = 7.6$$

$$Q \doteq 8 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.2.9.- Método de Bürkli-Ziegler.

En 1880 el ingeniero hidráulico A. Bürkli-Ziegler publicó, en Zurich, Suiza, su conocida fórmula para el cálculo de atarjeas y colectores en los sistemas de drenaje citadinos. Las observaciones que sirvieron de base en la deducción de la fórmula se efectuaron en áreas relativamente pequeñas, de menos de 20 hectáreas.

No obstante las limitaciones inherentes a su deducción, se ha usado esta fórmula y aún se sigue usando dentro de esta Secretaría, aplicada al drenaje de carreteras y vías férreas, para cuencas mucho mayores que la indicada en el párrafo anterior, lo cual debe evitarse.

La fórmula se expresa como sigue:

$$Q = 0.022 C A I \sqrt[4]{\frac{s}{A}} \quad (4.11)$$

en la cual:

Q = Gasto de proyecto, en m<sup>3</sup>/s

C = Coeficiente que depende de la clase de terreno que forma la cuenca o área tributaria de la alcantarilla.

A = Área tributaria, en ha.

I = Precipitación en cm/hr correspondiente al aguacero más intenso (de 10 minutos de duración total)

s = Pendiente del terreno, en m/Km.

0.022 = Factor de conversión y de homogeneidad de unidades.

Los valores del coeficiente C se indican en la tabla siguiente:

Tabla 4.6.- Valores del coeficiente C de la fórmula de —  
Bürkli-Ziegler.

Clase de terreno	Coeficiente C
Calles pavimentadas y distritos comerciales	0.75
Calles ordinarias de la ciudad	0.65
Poblaciones con parques y calles con macádam	0.30
Terrenos de cultivo	0.25

Ejemplo 4.9.- Obtener el gasto de proyecto para el mismo caso del ejemplo 4.1, de la página 103.

El coeficiente de escurrimiento, de acuerdo con la tabla 4.6, es de 0.25.

La intensidad de precipitación que se debe usar es la máxima registrada — para una duración de 10 minutos, o sea  $I = 14.4$  cm/hr, obtenida de la tabla 2.5, página 31.

El valor de  $s$  se puede tomar del ejemplo 4.5, o sea  $s = 0.34 = 34$  m/km: — además,  $A = 2.75$  Km<sup>2</sup> = 275 ha.

Substituyendo los valores anteriores en la fórmula 4.11 se obtiene.

$$Q = 0.022 \times 0.25 \times 275 \times 14.4 \sqrt{\frac{34}{275}} = 12.9$$

$$Q \approx 13 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.2.10.- Método de Horton.

Este método es aplicable especialmente al diseño de las obras de drenaje del interior de los aeropuertos y está apoyado en un gran número de experiencias, por lo cual sus resultados son de gran confiabilidad.

Lo desarrolló el cuerpo de Ingenieros del Ejército y la Fuerza Aérea de los Estados Unidos de América, aprovechando los amplios estudios desarrollados por R. E. Horton en materia de escurrimientos superficiales, así como la fórmula propuesta por éste para determinar el gasto de diseño, la cual es aplicable a las superficies sensiblemente planas y de poca pendiente, en las que el escurrimiento no ha labrado cauces y fluye en forma de lámina.

Como la aplicación directa de la ecuación que da el gasto de diseño es laboriosa, el Cuerpo de Ingenieros ya citado proporciona una serie de gráficas que dan la solución en el sistema inglés. Estas gráficas son muy útiles dentro de los Estados Unidos de América, pero no se pueden aplicar con igual confianza en cualquier otro país, ya que dentro de esas gráficas está la de las "Curvas Estándar de Intensidad de Precipitación-Duración" que están íntimamente asociadas con los factores climáticos característicos de aquella nación.

Por lo anterior, el coordinador de esta ponencia propone el procedimiento gráfico que se detalla más adelante, el cual posee, con respecto al del Cuerpo de Ingenieros mencionado, las siguientes ventajas:

a) Es más general, es decir que se puede aplicar a cualquier sitio, ya que permite utilizar la información pluviográfica propia del lugar en que se emplee.

b) Es más sencillo, ya que con una figura substituye a 16 del otro procedimiento. (Esto se puede lograr en virtud de que para el diseño de las obras de drenaje y para un período de retorno determinado interesa determinar sólo el gasto máximo).

- c) Es más amplio, pues cubre un intervalo de  $\sigma$  (precipitación excedente) 75% mayor.
- d) Es más riguroso, ya que elimina el error introducido por el Cuerpo de Ingenieros al considerar que las curvas de "Precipitación excedente-Duración" tienen la misma forma que las de "Intensidad de Precipitación-Duración". (Este error puede llegar a valer hasta 10% del resultado final, del lado opuesto a la seguridad).
- e) Es más práctico, pues utiliza el sistema métrico en vez del sistema inglés.

A continuación se presenta la fórmula básica de este método, en unidades del sistema métrico:

$$q = 0.0275 \sigma \tan h^2 \left[ 0.3194 t_c (\sigma/nL)^{0.50} \right] \quad (4.12)$$

en la cual

$q$  = gasto máximo por unidad de área en el extremo inferior de una franja elemental de una superficie pavimentada, con césped o descubierta, en  $m^3/s/ha$ .

(También se aplica al gasto en el punto de concentración de una cuenca de forma cualquiera).

$\sigma$  = intensidad de precipitación en exceso, en  $cm/hr$ .

$$\sigma = I_0 - \phi \quad (4.13)$$

$I_0$  = intensidad de precipitación correspondiente a la duración  $t_0$ , en  $cm/hr$ .

$\phi$  = capacidad de infiltración, en  $cm/hr$ . (Tabla 4.7)

$\tanh$  = tangente hiperbólica, ( $\tanh x = \frac{e^x - e^{-x}}{e^x + e^{-x}}$ )

$t_0$  = duración crítica de la tormenta, en minutos, es decir, la duración correspondiente a la intensidad que produce el gasto máximo. (Fig. 4.7).

$n$  = coeficiente de retardo, adimensional. (Tabla 4.8)

L = longitud efectiva de la cuenca por drenar, desde el punto más alejado del parteaguas hasta el punto de concentración, en metros. Se mide en dirección paralela a la máxima pendiente.

S = pendiente de la superficie, en decimales.

A continuación se incluye la tabla 4.7, en la cual se indican los valores medios de infiltración para los diferentes tipos de suelos considerados en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos. (S.U.C.S.).

Tabla 4.7.- Valores de infiltración,  $\phi$

Descripción del Suelo	Símbolo S.U.C.S.	Infiltración, $\phi$ cm/hr
Mezcla de arena y grava	GW, GP, SW, SP,	2.0 - 2.5
Gravas limosas y arenas limosas a limo inorgánico, y margas — descubiertas.	GM, SM, ML, MH, OL	0.3 - 1.5
Arena limoarcillosa a arcilla arenosa	SC, CL,	0.5 - 0.8
Arcillas, inorgánicas y orgánicas	CH, OH	0.25 - 0.5
Roca desnuda, no demasiado fracturada.	-	0.0 - 0.25

Estos valores medios son para suelos sin compactar. Cuando los suelos se compactan, los valores de infiltración decrecen entre 25 y 75%, dependiendo del grado de compactación y del tipo de suelo. El efecto de la vegetación generalmente es el de reducir la capacidad de infiltración de los suelos gruesos y de aumentar la de los suelos arcillosos, debido a que modifica la permeabilidad de dichos suelos.

Para superficies cubiertas de pasto se supone comúnmente una capacidad de infiltración de 1.2 cm/hr, aunque en ocasiones se pueden usar valores hasta del doble de éste. Para las superficies pavimentadas o techadas se considera una capacidad de infiltración nula.

- j) En la gráfica de la figura 4.3, se entra con el valor de  $L''$  obtenido de la figura 4.6 hasta encontrar la curva correspondiente a la  $C$  determinada antes, para salir con el gasto  $q$ .
- k) Como  $q$  es el gasto por unidad de área, simplemente se multiplica este valor por el área de la cuenca para tener el gasto total de diseño en el punto de concentración.

Ejemplo 4.10.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.6, página 120.

- a) Las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno (Ver figura 4.4, pág. 115), ya se obtuvieron con anterioridad para este caso, en el ejemplo 4.6.
- b) De la tabla 4.3 se obtienen los siguientes valores de  $n$ :

Pasto normal (1 ha),  $n_1 = 0.40$

Pavimento (1 ha)  $n_2 = 0.01$

y se aplica la ecuación 4.15 para obtener el valor promedio.

$$n = \frac{(0.40 \times 1) + (0.01 \times 1)}{1 + 1} = \frac{0.41}{2} = 0.205$$

$$n \doteq 0.20$$

- c)  $L = 400$  pies = 122 m
- d)  $S = 0.01$
- e) En la figura 4.6 se entra con la longitud efectiva, es decir la medida en las plantas topográficas, igual a 122 m, se llega a la recta correspondiente a  $n = 0.20$ , después a la recta de  $S = 0.01$ , y por último al eje de las longitudes equivalentes donde se lee:

$$L'' = 60 \text{ m}$$

- f) En la figura 4.7 se entra con este valor de  $L''$  y se obtiene  $t_c$ :

$$t_c = 19.5 \text{ minutos}$$



g) En la figura 4.4 se entra con la duración de 19.5 minutos y período de retorno de 5 años, para obtener la intensidad de precipitación correspondiente.

$$I_c = 30 \text{ mm/hr} = 3.0 \text{ cm/hr.}$$

h) Por lo que respecta a la infiltración se usarán los valores más comunes para los tipos de superficies que se tienen en este problema, es decir:

$$\text{Pasto normal} \quad (1 \text{ ha}), \quad \phi_1 = 1.2 \text{ cm/hr}$$

$$\text{Pavimento} \quad (1 \text{ ha}) \quad \phi_2 = 0$$

y se aplica la ecuación 4.14 para obtener el promedio pesado:

$$\phi = \frac{(1.2 \times 1) + (0 \times 1)}{1 + 1} = 0.6 \text{ cm/hr.}$$

i) Se obtiene el valor de la precipitación excedente:

$$\sigma = 3.0 - 0.6 = 2.4 \text{ cm/hr.}$$

j) En la gráfica 4.3 no se encuentra dibujada la curva correspondiente a  $\sigma = 2.4 \text{ cm/hr}$ , pero se puede interpolar linealmente entre las 2 curvas más próximas a este valor, para salir con el valor de q.

$$q = 0.13 \text{ m}^3/\text{s} / \text{ha.}$$

k) Por último se obtiene el gasto de diseño:

$$Q = q \times A$$

$$Q = 0.13 \times 2$$

$$Q = 0.26 \text{ m}^3/\text{s}$$

Aunque se sabe que la infiltración es variable, ya que depende, entre otros factores, de la estructura y la humedad del suelo, la cobertura, la humedad y la temperatura ambiente, se supone, para fines de cálculo, que es constante durante la tormenta considerada. Como también la intensidad de precipitación se supone constante, se acepta que la precipitación en exceso  $C$  será uniforme durante la tormenta.

Si la cuenca en estudio se compone de varios tipos de superficie, se calcula la infiltración  $\phi$  promedio en función directa del área asociada a cada  $\phi$ , es decir:

$$\phi = \frac{\sum_{i=1}^m \phi_i A_i}{A} \quad (4.14)$$

donde

$\phi$  = capacidad de infiltración promedio en toda la cuenca, en cm/hr.

$\phi_i$  = capacidad de infiltración para cada área parcial, en cm/hr.

$A_i$  = área parcial, en ha.

$m$  = número de áreas parciales

$A$  = área total de la cuenca, en ha.

De igual manera se obtiene el valor promedio del coeficiente de retardo  $n$ :

$$n = \frac{\sum_{i=1}^m n_i A_i}{A} \quad (4.15)$$

donde

$n$  = coeficiente de retardo promedio para toda la cuenca.

$n_i$  = coeficiente de retardo para cada área parcial,

y las demás literales tienen el mismo significado que en la fórmula 4.14.

A continuación se inserta la tabla 4.3 con los valores de  $n$ .

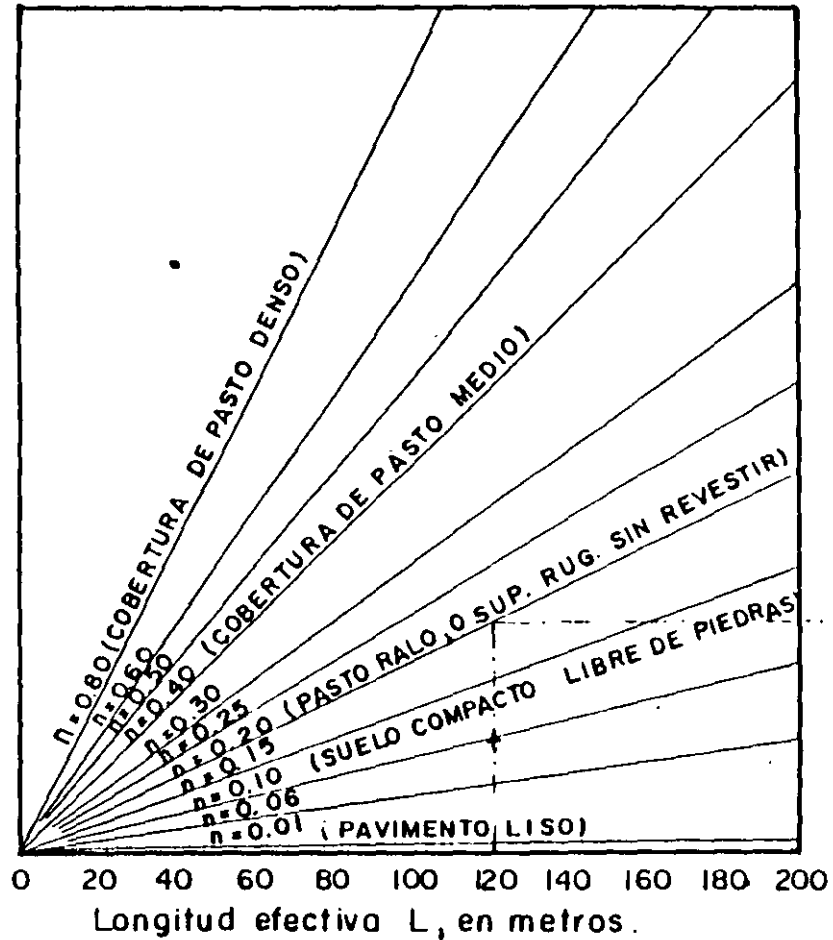
Tabla 4.3 Valores del coeficiente de retardo n.

Superficie	n
Pavimentos y acotamientos	0.01
Suelo desnudo compacto libre de piedra	0.10
Cubierta de pasto escaso o superficie descubierta moderadamente rugosa	0.30
Cubierta de pasto normal	0.40
Cubierta de pasto denso	0.30

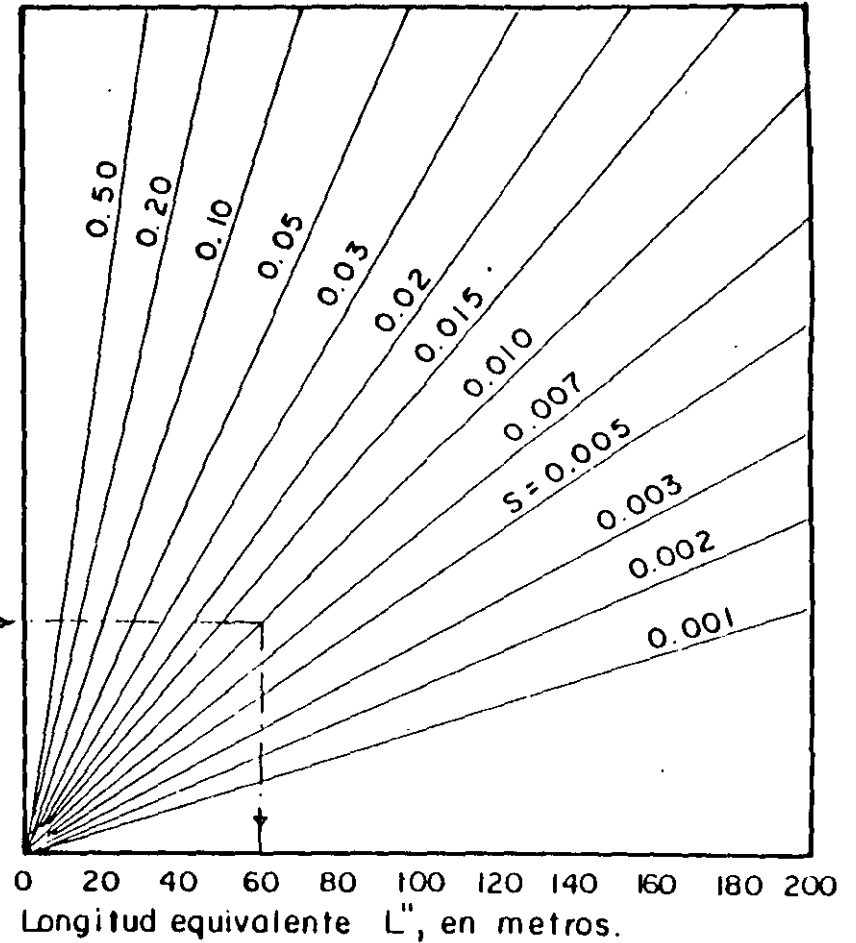
Secuencia de cálculo.

- a) Elaborar las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno.  
En el capítulo anterior, páginas 26 a 37, se describió con detalle el procedimiento para elaborar estas curvas.
- b) Determinar el valor de n de acuerdo con el tipo de superficies de la cuenca. En caso de haber varios tipos, obtener la n promedio con la ecuación 4.15.
- c) Determinar la longitud efectiva L de la cuenca por drenar, de acuerdo con la definición dada en párrafos anteriores.
- d) De la planta topográfica obtener el valor de S.
- e) Con los valores ya determinados de n, L y S, obtener el valor de L' mediante la gráfica de la figura 4.6.
- f) Con el valor de L' se encuentra el valor de la duración crítica  $t_c$ , mediante la gráfica de la figura 4.7.
- g) Con este valor de  $t_c$  recurrir a las curvas Intensidad-Duración-Período de Retorno para obtener la intensidad de precipitación  $I_c$  asociada a la duración crítica  $t_c$ .
- h) Obtener el valor de la infiltración de la tabla 4.7, en función del tipo de suelo o superficie de la cuenca. En caso de haber varios tipos, obtener la  $\phi$  promedio con la ecuación 4.14.
- i) Obtener el valor de  $\sigma$ , ecuación 4.13.

A.- Efecto de  $n$  en la duración crítica  $t_c$



B.- Efecto de  $S$  en la duración crítica  $t_c$



**NOTA :** La longitud equivalente  $L''$  es tal que si se usa  $L''$  con  $n=0.40$  y  $S = 0.01$  se obtiene el mismo resultado que con la  $L$ ,  $n$  y  $S$  originales, es decir, los propios de la cuenca.

Fig. 4.6.- Longitud equivalente  $L''$ , con base en los parámetros  $L$ ,  $n$  y  $S$ .

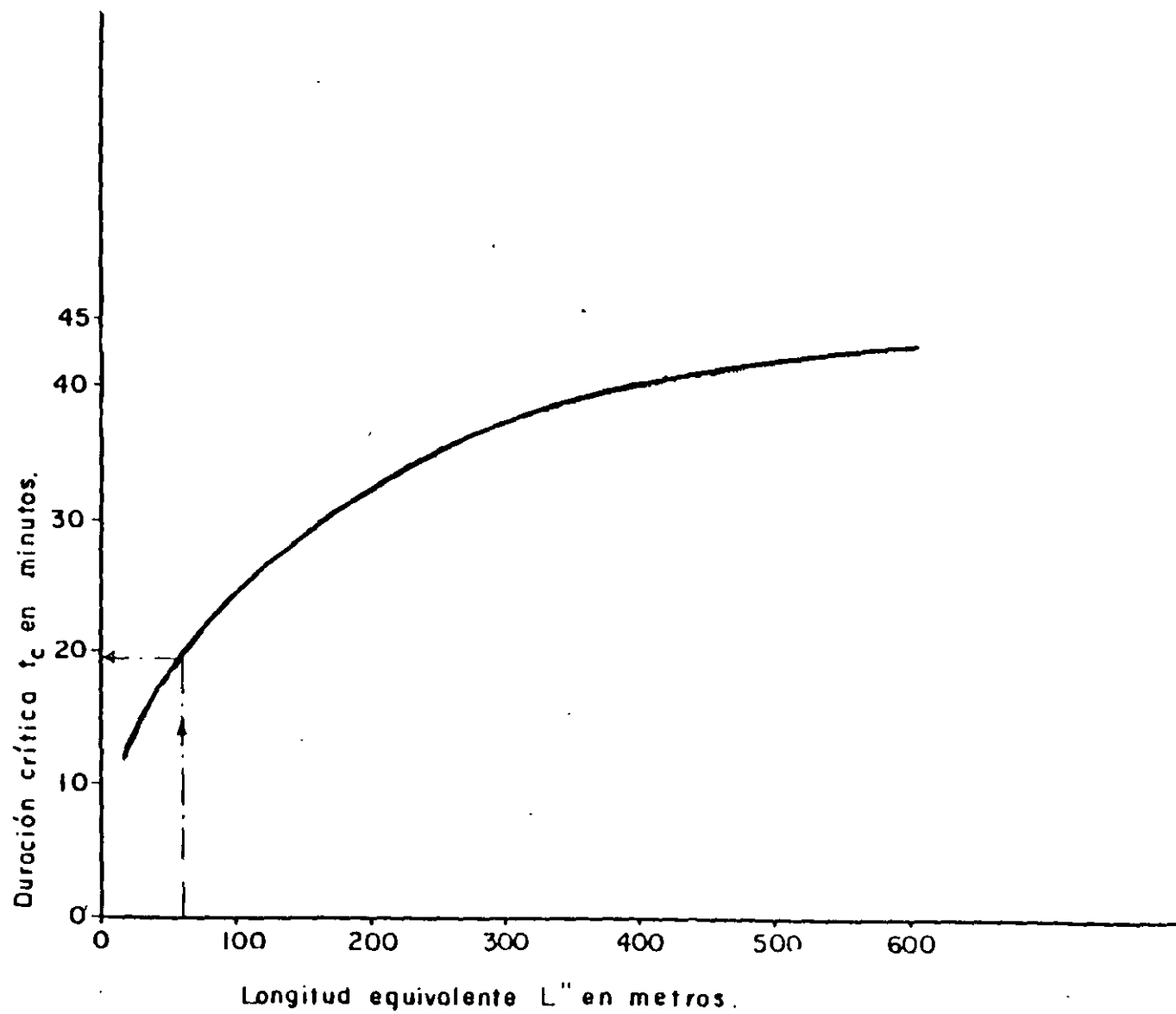


Figura 4.7 - Duración crítica  $t_c$  en función de  $L''$

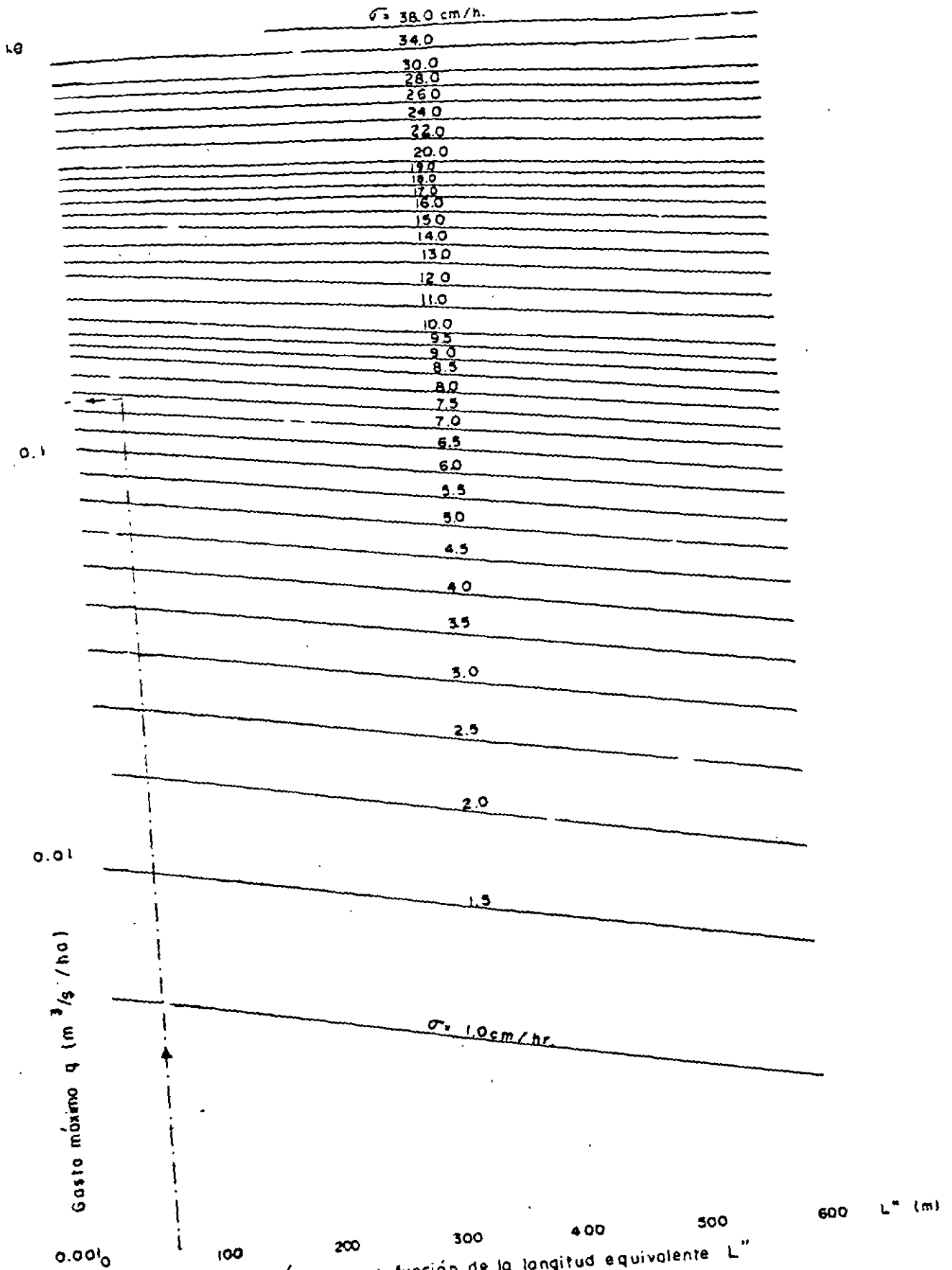


Fig. 4.8.- Gasto máximo  $q$  en función de la longitud equivalente  $L''$

4.2.11.- Método de Sánchez Bribiesca.

La fórmula propuesta por el Ing. J.L. Sánchez Bribiesca para calcular el gasto máximo de una cuenca pequeña (hasta de 100 Km<sup>2</sup>) es la siguiente:

$$Q = \frac{f_D f_W h_E A}{4500} \quad (4.16)$$

donde

$Q$  = gasto de diseño, en  $\frac{m^3}{seg}$

$f_D$  = coeficiente de duración, adimensional

$f_W$  = coeficiente de precipitación, adimensional

$h_E$  = altura de precipitación en exceso, en metros

$A$  = área de la cuenca, en  $m^2$ .

La secuencia para obtener el gasto de diseño es la siguiente:

- 1° - Investigar la duración de las tormentas de la cuenca; si son rápidas intensas se pensará en media hora o si son muy prolongadas, en 3 ó 4 - horas; esto permitirá escoger el factor  $f_D$  según la figura 4.8.
- 2° - De acuerdo con la frecuencia de las tormentas y con la humedad de la zona se selecciona  $f_W$ , según la tabla 4.9. Los dos factores mencionados definen el clima por lo cual, a la tabla original que consta de la primera y tercera columnas solamente, se le agregó la columna central con la denominación equivalente del clima en términos de la clasificación adoptada por la CETENAL.
- 3° - Reconocer la cuenca, si no se ha calibrado previamente, para escoger el número de escurrimiento  $N$  de la tabla 4.10.  
Cuando la cuenca tiene diferentes valores de  $N$ , se calcula el promedio pesado de ellos.
- 4° - Determinar el valor de  $h_E$  o sea la máxima precipitación correspondiente a una hora de duración, registrada en la cuenca o en la estación más cercana a ella.

Sólamente en el caso de no encontrar ninguna información se considerará el valor obtenido de la figura 4.9.

El valor de  $h_1$  será más confiable cuanto más cercana esté la cuenca a una de las 40 estaciones mostradas en la figura; en el caso de duda se recomienda usar el límite superior de la zona

- 5° - Obtener el valor de  $h_g$  de la figura 4.10, en función de  $h_1$  y  $N$ .
- 6° - Medir el área de la cuenca sobre la carta topográfica o las fotografías aéreas, donde previamente se ha delimitado.
- 7° - Sustituir los valores de las literales en la fórmula 4.16 para encontrar el gasto de diseño.
- 8° - Por último debe comprobarse que el gasto determinado por este procedimiento no exceda el valor del gasto dado por la curva de la figura 4.11, la cual es una envolvente de Creager de gastos máximos correspondiente a la República Mexicana.

A continuación se inserta la tabla 4.9 con los valores del coeficiente de precipitación  $f_w$ .

Tabla 4.9.- Valores del coeficiente de precipitación  $f_w$ .

CONDICION (SEGUN EL AUTOR)	FUENTE DE INFORMACION: CARTAS DE CLIMAS	VALOR DE $f_w$
Aguaceros aislados en zonas secas o de pluviosidad media.	Climas secos y Semiseccos	1
Aguaceros en época de lluvias en zonas de pluviosidad media.	Clima Subhúmedo	1.5
Aguaceros en zonas muy húmedas de fuerte pluviosidad y de tormentas frecuentes.	Clima húmedo	2



En opinión de los autores de esta ponencia es mas apropiado comparar el valor del gasto máximo dado por la ecuación 4.16 con la envolvente de Creager de gastos máximos correspondiente a la región hidrológica dentro de la cual se encuentre la cuenca en estudio y no con la de la República Mexicana, ya que en algún caso podría resultar un gasto de diseño demasiado exagerado.

TABLA 4.10.- VALORES DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N.

C O B E R T U R A .			S U E L O		
DESCRIPCION SEGUN AUTOR	DESCRIPCION S/DISTENAL.		P e r m e a b i l i d a d		
	Fuente de información: Carta de Uso del Suelo.	Fuente de información de pendiente y drenaje: Carta Topográfica; de Textura: Carta Edafológica.	Permeable (arenoso)	Medio	Poco permeable (arcilloso)
Ninguna	Desprovista de <u>vegetación</u> . Zonas <u>urbanas</u> e <u>Industriales</u> .	Cualquiera	80	87	94
Sembrado, fuerte <u>pendiente</u> y buen <u>drenaje</u> .	Uso agrícola	Pendiente mayor que 12%, con <u>textura</u> de media a fina. Drenaje <u>bien</u> integrado.	65	75	85
Sembrado, baja <u>pendiente</u> , <u>ondulado</u> . Mal drenaje.	Uso agrícola	Pendiente <u>menor</u> que 12%, con <u>textura</u> gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	60	70	80
Pastizal, fuerte <u>pendiente</u> y buen <u>drenaje</u> .	Uso pecuario	Pendiente mayor que 12%, con <u>textura</u> de media a fina. Drenaje <u>bien</u> integrado.	70	80	90
Pastizal, <u>ondulado</u> y mal drenaje.	Uso Pecuario	Pendiente <u>menor</u> que 12%, con <u>textura</u> gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	50	65	80
Matorral	Asociaciones <u>especiales</u> de <u>vegetación</u> .		40	60	80
Bosque, fuerte <u>pendiente</u> y buen <u>drenaje</u> .	Uso forestal	Pendiente mayor que 12%, con <u>textura</u> de media a fina. Drenaje <u>bien</u> integrado.	50	65	80
Bosque con baja <u>pendiente</u> , <u>ondulado</u> y mal drenado.	Uso forestal	Pendiente <u>menor</u> que 12%, con <u>textura</u> gruesa. Drenaje ausente, mal integrado.	35	55	75

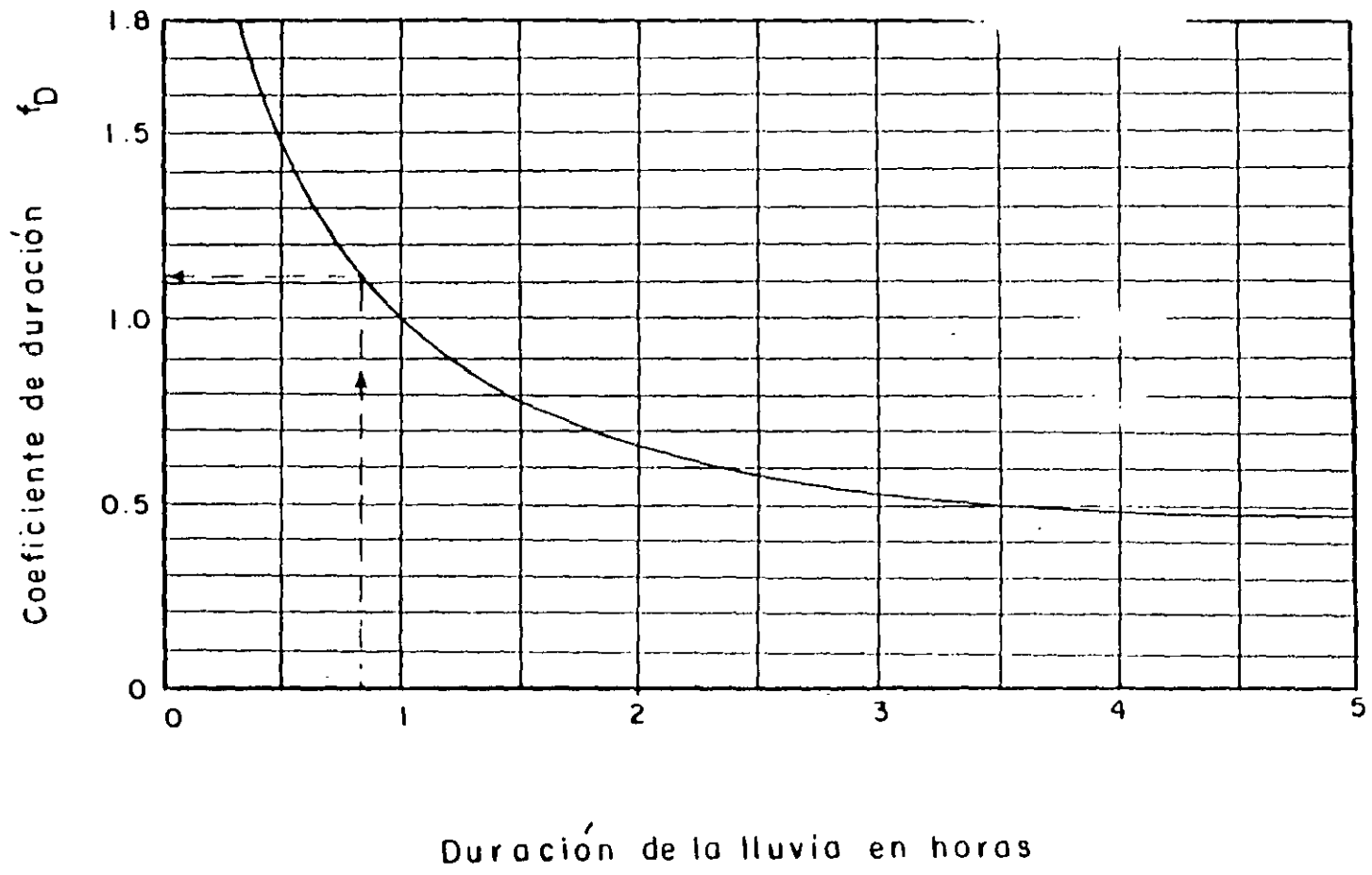


Figura 4.8. - Gráfica para obtener  $f_D$

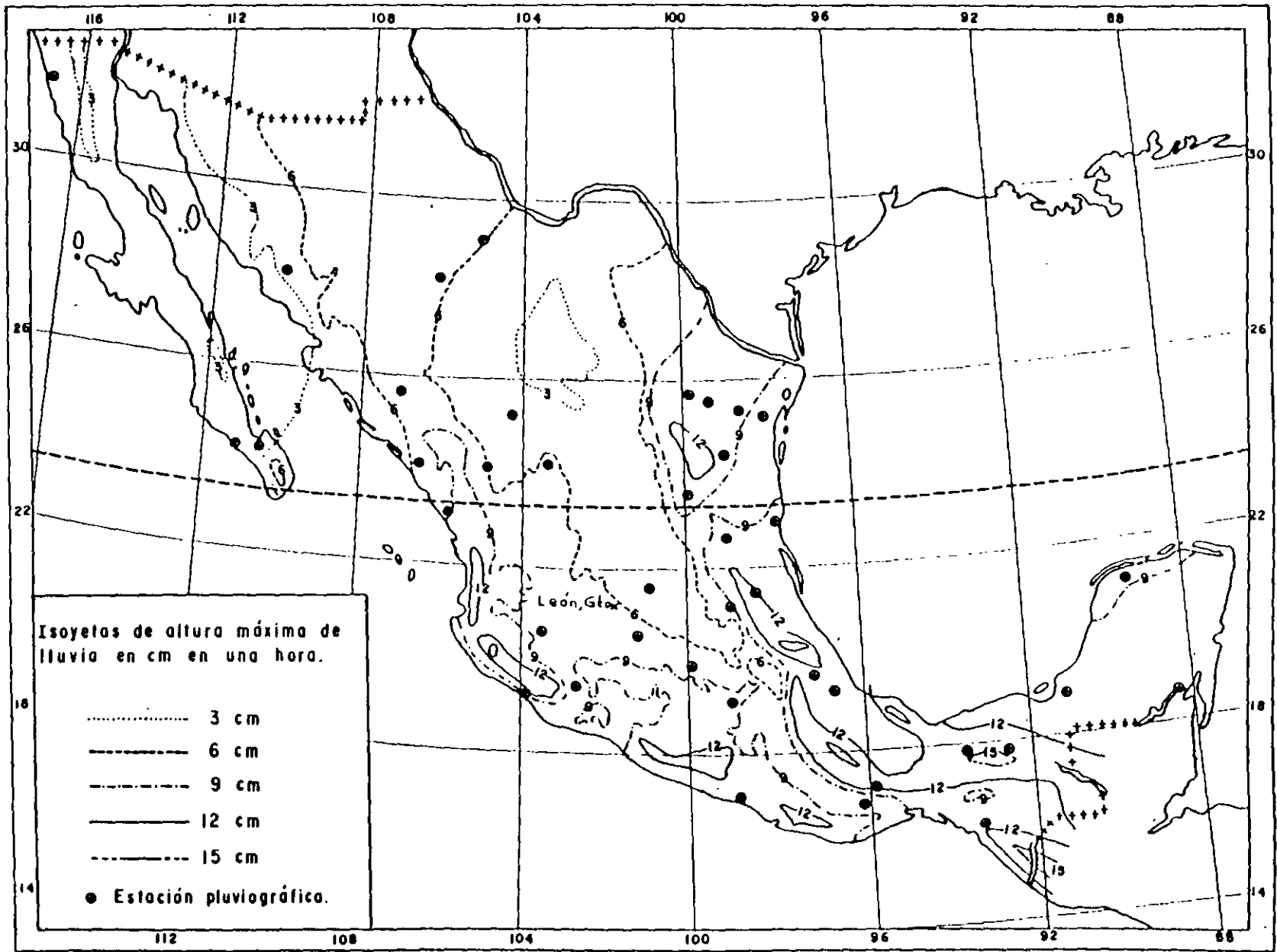


Fig. 4-9.- Valores de  $h_1$

-127-

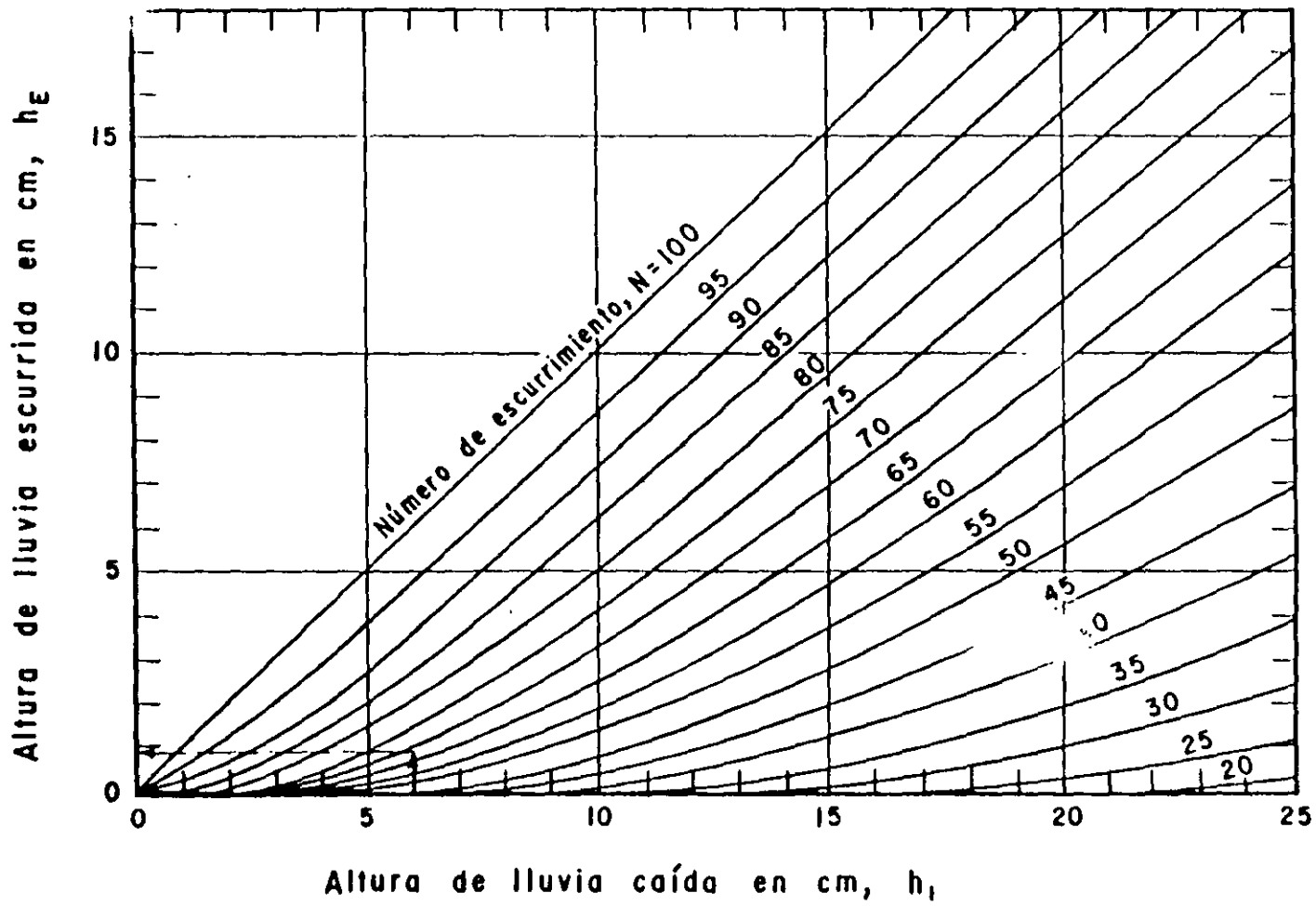


Fig. 4-10

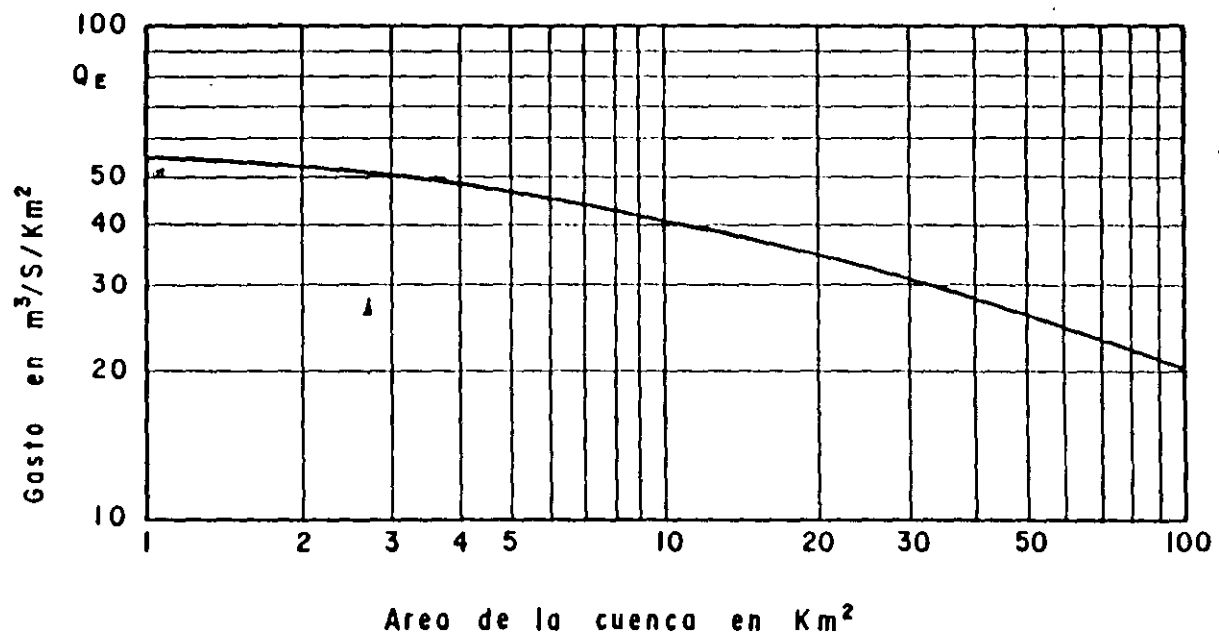


Fig. 4-II.-Envolvente de gastos máximos de la República Mexicana  
(Curva de Creager)

Ejemplo 4.11.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.1, página 103.

1° El primer paso consiste en determinar el factor  $f_D$  en función de la duración de las tormentas de la cuenca, para lo cual el autor de este método - proporciona un criterio subjetivo y muy vago. En vez de esto, el coordinador de esta ponencia propone usar la duración correspondiente al tiempo de concentración obtenido con la fórmula 4.6, página 112, es decir:

$$T_c = 0.0662 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.6)$$

en la cual:

$$L = 5.0 \text{ Km}$$

$$\text{y } S = 0.034$$

ambos parámetros obtenidos de la carta topográfica.

$$\therefore T_c = 0.0662 \frac{(5)^{0.77}}{(0.034)^{0.385}} = 0.84 \text{ hr} = 50.4 \text{ min.}$$

$$T_c \doteq 50 \text{ minutos}$$

A continuación se entra a la gráfica de la figura 4.8 con el valor de la duración igual a 50 minutos y se obtiene el de  $f_D$ .

$$f_D = 1.12$$

2° En la carta de climas 14Q-III, QUERETARO aparecen junto a la ciudad de León, Gto., los siguientes símbolos relativos al clima:

$$B_{1hw} (w) (e)_g$$

Lo cual indica que se trata de un clima semiseco y semicálido.

A continuación se obtiene el valor de  $f_W$  de la tabla 4.9, en la cual se ve que a los climas semisecos les corresponde un coeficiente de precipitación de 1:

$$f_W = 1$$

3° El valor de N se obtiene con ayuda de las cartas de uso del suelo y edafológica de la DETERVAL denominadas Nuevo Valle de Moreno F-14-C-42.

Combinando la información que aparece en las dos cartas se puede hacer una división simplificada de la cuenca en áreas parciales como se indica en el croquis de la figura 4.15, página 154.

La parte baja de la cuenca, en la carta de uso del suelo tiene los símbolos  $At_p A-ARA$  y  $Ar(A-S_p)$  que corresponden al uso agrícola, y en la carta edafológica  $\frac{Hh}{2a}$ , indicando el "2" que se trata de un suelo con textura media y la "a" que es un terreno plano a ligeramente ondulado. Con esta información se escoge la  $N = 70$  de la tabla 4.10.

La parte media de la cuenca tiene los símbolos  $At_p A$ , que también corresponde a uso agrícola y  $\frac{Hh + Hl}{2c}$  que indica textura media y pendiente mayor de 20%, con lo cual se encuentra en la tabla 4.10 que  $N = 75$ .

Por último, la parte alta de la cuenca tiene los símbolos  $Ms$   $No$  que significan "Matorral Subterme" y "Nopalera", es decir, asociaciones especiales de vegetación, y  $\frac{Hh + Hl}{2c}$ , ya explicado en el párrafo anterior, con lo cual se encuentra en la tabla 4.10 que  $N = 60$ .

Con los valores anteriores se determina el promedio pesado de N.

Localización ( 1 )	Area Parcial Km2 ( 2 )	<u>Area parcial</u> Area total ( 3 )	Valor de N ( 4 )	Producto de (3) x (4)
Parte baja	1.35	0.49	70	34.3
Parte media	0.35	0.13	75	9.7
Parte alta	1.05	0.38	60	22.8
Sumas	2.75	1.00		66.8

Se redondea el valor de N a 67.



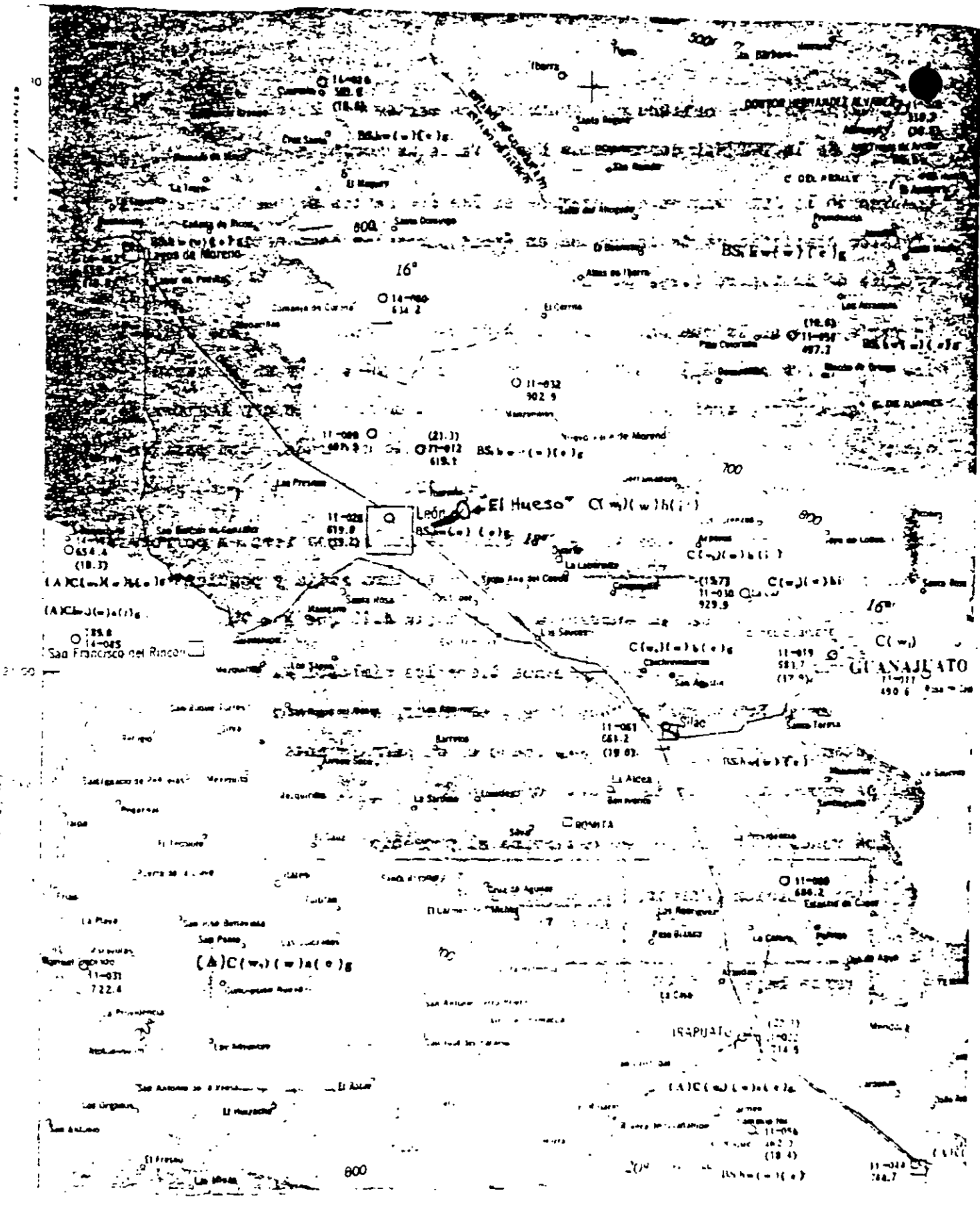


Fig. 4.12 Carta de climas.

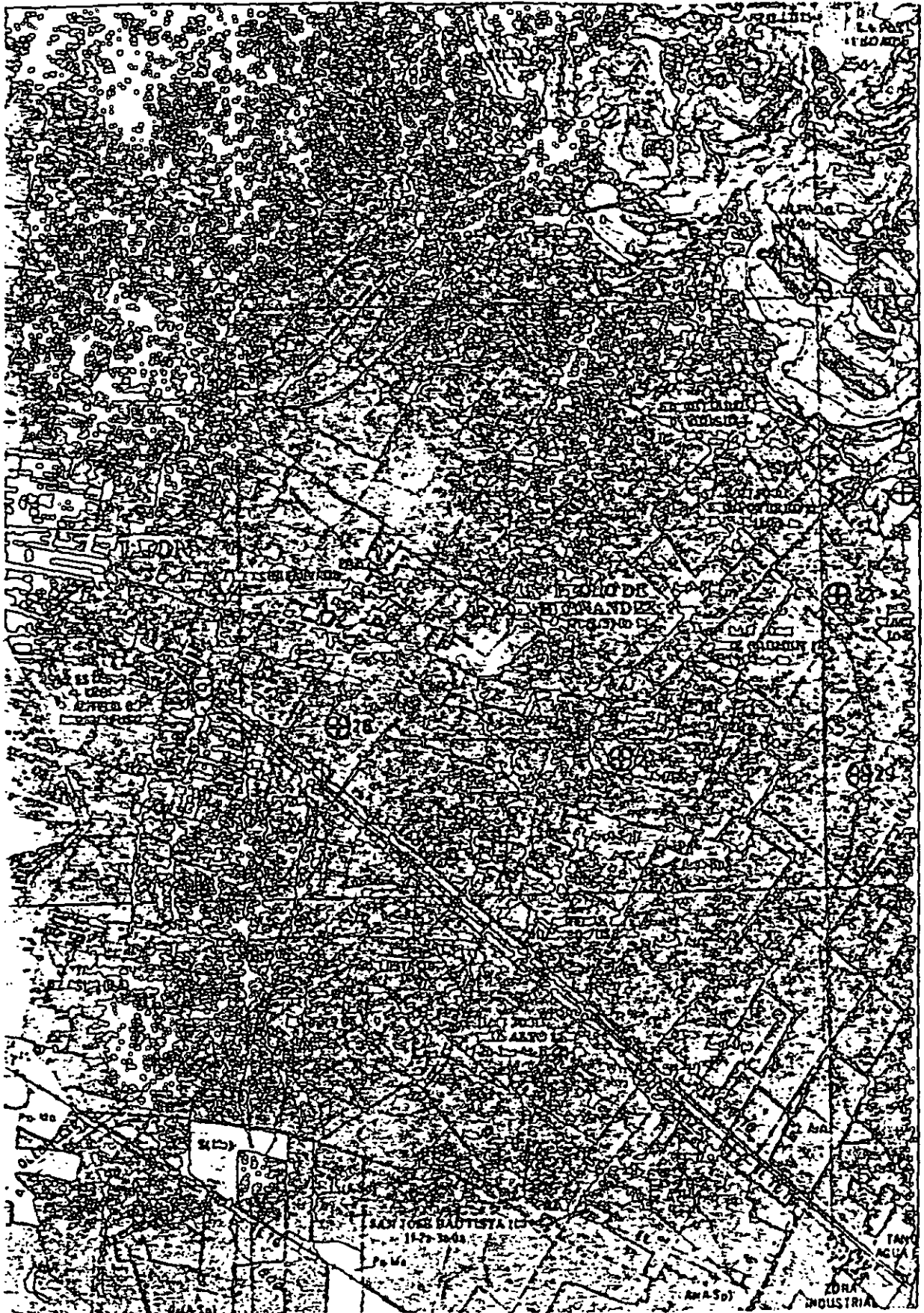


Fig. 4.13.- Carta de Uso del Suelo

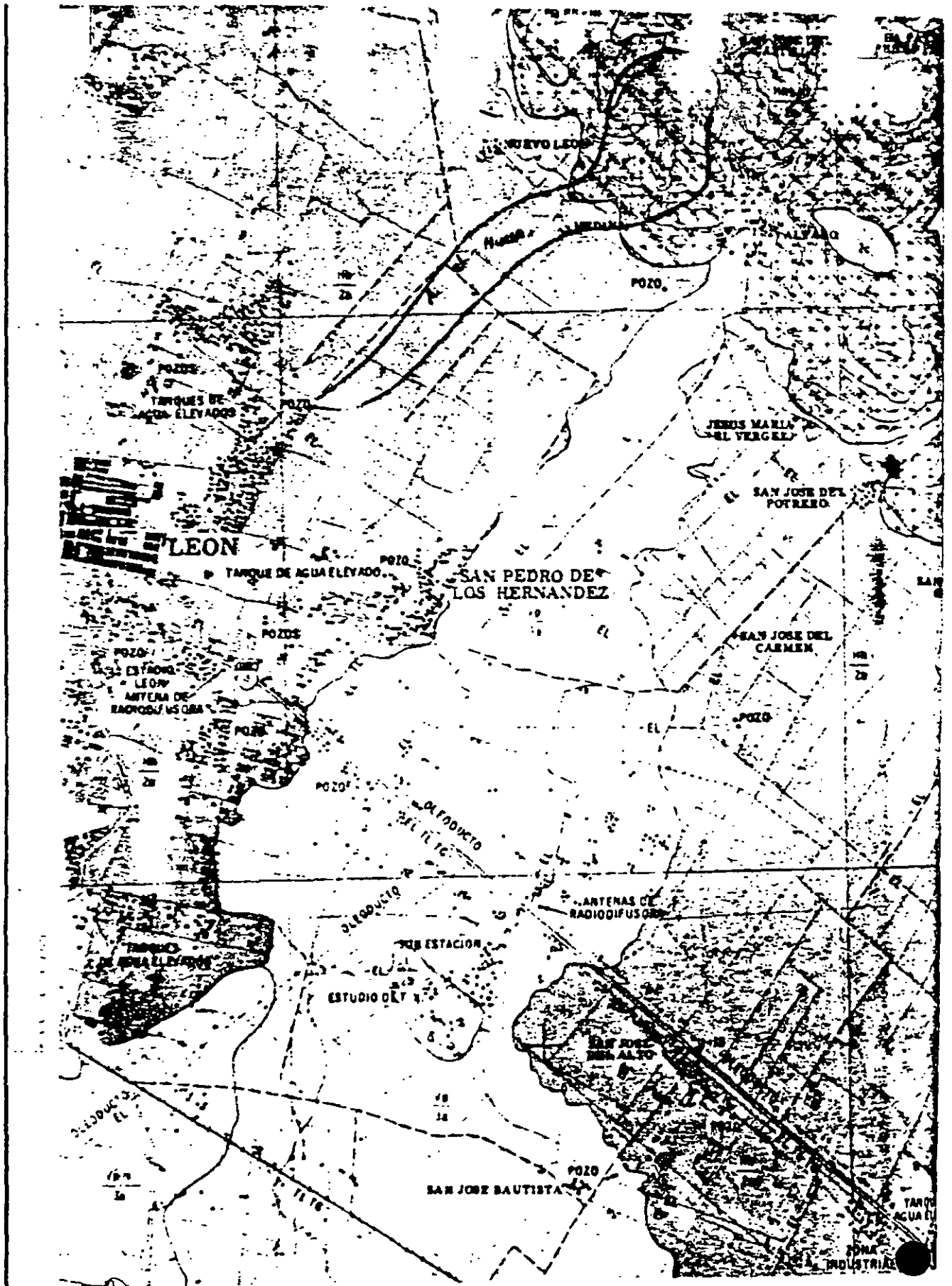


Fig. 4.14 -Carta Edafológica

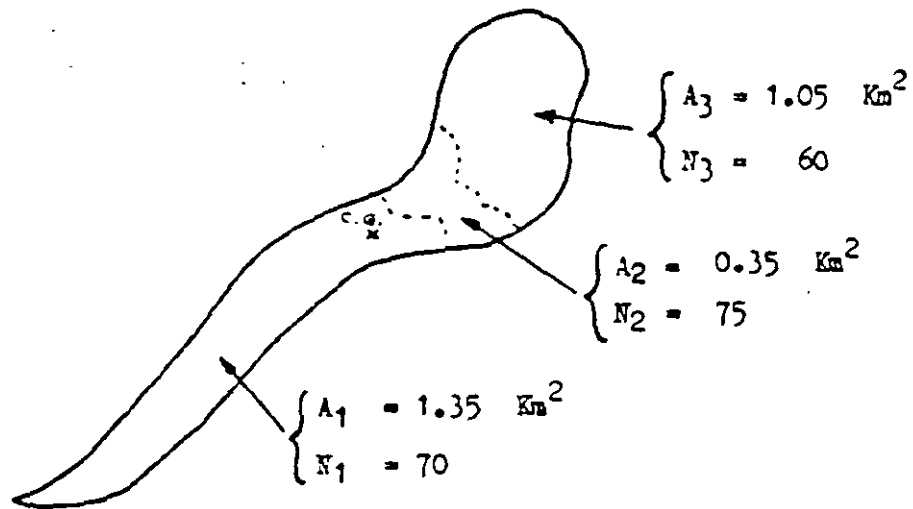


Fig. 4.15.- Croquis de la cuenca del arroyo "El Hueso".

4° De la carta topográfica se obtienen las coordenadas geográficas de la -  
cuenca:

Latitud :            21° 09'    Norte

Longitud:           101° 38'    W. G.

con las cuales se puede identificar la cuenca en la figura 4.9 y encontrar  
el valor de  $h_1$  correspondiente, el cual en este caso es de 6 cm/hr.

$$h_1 = 6 \text{ cm/hr}$$

5° Con los valores ya determinados de  $N$  y  $h_1$  se obtiene el valor de  $h_E$  de  
la figura 4.10.

$$h_E = 0.9 \text{ cm/hr.}$$

6° El área, en metros cuadrados, vale

$$A = 2.75 \times 10^6 \text{ m}^2$$

7° Se sustituyen los valores de las literales en la fórmula 4.16 para encontrar el valor de Q:

$$Q = \frac{1.12 \times 1 \times 0.009 \times 2.75 \times 10^5}{4,500} = 6.16$$

$$Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}$$

3° Por último, se comprueba que el gasto Q no exceda el valor máximo que se obtiene de la figura 4.11, el cual es:

$$Q_2 = 51 \times 2.75 = 140 \text{ m}^3/\text{s}$$

como  $Q < Q_2$  se adopta como gasto de diseño

$$Q = 6 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Este método, como se puede observar, es relativamente sencillo de aplicar y tiene la ventaja de que permite tomar en cuenta factores fisiográficos y climatológicos que influyen importantemente en el escurrimiento resultante dentro de una cuenca.

tiene la desventaja de que no se conoce el período de retorno al cual están asociadas las intensidades de precipitación dadas por las isoyetas de la figura 4.9, pero se puede subsanar el inconveniente cuando se dispone de información pluviográfica amplia de estaciones cercanas a la cuenca en estudio. como es el caso que nos ocupa para el cual ya se tienen las curvas de Intensidad-Duración-Período de Retorno de la estación León, Gto. (Fig. 4.4, página 115). Si se considera el valor de la intensidad dado por esta figura para la duración de 50 minutos y período de retorno de 25 años, es decir  $h_1 = 5.4 \text{ cm/hr}$ , el resultado final varía en este caso muy poco, pero se obtiene una información adicional que es la frecuencia de la avenida, la cual constituye un elemento más de juicio al decidir sobre el gasto de diseño de la obra.

#### 4.2.12.- Método de Chow.

##### 4.2.12.1.- Descripción del método.

En la descripción de este método se usará la siguiente notación:

- A = área de la cuenca, en km<sup>2</sup>
- d = duración total de la tormenta, en horas.
- L = longitud del cauce principal, en m
- N = número de escurrimiento, adimensional.
- P = lluvia en la zona en estudio para una duración dada, d, en cm.
- P<sub>b</sub> = lluvia en la estación base para la duración d, en cm.
- P<sub>a</sub> = precipitación media anual en la zona en estudio, en mm.
- P<sub>ab</sub> = precipitación media anual en la estación base, en mm.
- P<sub>e</sub> = lluvia en exceso en la zona de estudio para la duración d, en cm.
- Q<sub>b</sub> = gasto base, en m<sup>3</sup>/s.
- Q<sub>d</sub> = gasto de diseño, en m<sup>3</sup>/s.
- Q<sub>m</sub> = gasto de pico del hidrograma del escurrimiento directo, en m<sup>3</sup>/s.
- q<sub>m</sub> = gasto de pico del hidrograma unitario, en m<sup>3</sup>/s por cm de lluvia en exceso, para una duración de d horas.
- S = pendiente media del cauce, en porcentaje.
- t<sub>p</sub> = tiempo de retraso, en h.
- X = factor de escurrimiento, en cm/h
- Y = factor climático, adimensional
- Z = factor de reducción del pico, adimensional

El método de Chow está basado principalmente en el concepto de hidrograma unitario y del hidrograma unitario sintético.

Este método considera que el gasto de pico del escurrimiento directo de una cuenca puede calcularse como el producto de la lluvia en exceso P<sub>e</sub> por el - gasto de pico de un hidrograma unitario, q<sub>m</sub>, o sea:

$$Q_m = q_m P_e \quad (4.17)$$

Considerando una lluvia en exceso igual a 1 cm, con una duración de d horas sobre una cuenca de A km<sup>2</sup>, el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento producido por una lluvia de intensidad constante continuando indefinidamente, será igual a 2.78 A/d. La relación del gasto de pico del hidrograma unitario q<sub>m</sub> a 2.78 A/d, se define como factor de reducción del pico, Z

$$Z = \frac{q_m d}{2.78 A} \quad (4.18)$$

y entonces

$$q_m = \frac{2.78 A Z}{d} \quad (4.19)$$

Sustituyendo la ecuación (4.19) en la ecuación(4.17) se obtiene

$$Q_m = \frac{2.78 AZP_e}{d} \quad (4.20)$$

Llamando X al cociente de P<sub>e</sub> entre d, o sea

$$X = \frac{P_e}{d} \quad (4.21)$$

La ecuación del gasto queda:

$$Q_m = 2.78 AXZ \quad (4.22)$$

Si el gasto base en el tiempo del gasto de pico es Q<sub>b</sub>, entonces el de diseño es:

$$Q_d = Q_b + Q_m \quad (4.23)$$

#### 4.2.12.2.- Factores que afectan al escurrimiento.

Los factores que afectan al escurrimiento, considerados en este método, pueden dividirse en dos grupos. Uno que afecta directamente a la cantidad de lluvia en exceso o escurrimiento directo, el cual está compuesto principa-

mente por el uso de la tierra, la condición de la superficie, el tipo de suelo, y la cantidad y duración de la lluvia. El otro grupo afecta la distribución del escurrimiento directo e incluye el tamaño y la forma de la cuenca, la pendiente del terreno y el efecto de retención del flujo por medio del tiempo de retraso. Esta distribución del escurrimiento directo está expresada en términos del hidrograma unitario de la cuenca, el cual se define como el hidrograma del escurrimiento directo resultante de 1 cm de lluvia en exceso generada uniformemente sobre toda la cuenca y con intensidad también uniforme durante un período específico de tiempo.

Existe una cierta interdependencia entre los dos grupos de factores. Sin embargo, esta interdependencia es desconocida y, para propósitos prácticos, puede considerarse que no afecta a la relación entre el escurrimiento directo y la lluvia en exceso. Esta hipótesis es la base para poder establecer la ecuación 4.17.

Para tomar en cuenta el efecto del primer grupo se introduce el número de escurrimiento,  $N$ , el cual es función del uso del suelo y de las características de éste.

Los suelos se clasifican, según influyan las características del material en el escurrimiento, en cuatro grupos:

Grupo A.- Suelos con potencial de escurrimiento mínimo. Incluye gravas y arenas en estratos de gran espesor con poco limo y arcilla, así como loess muy permeables (GW, GP, SW, SP).

Grupo B.- Suelos con infiltración media inferior a la del grupo A. Dentro de este tipo se consideran estratos arenosos menos potentes que los del grupo A y loess más compactos o menos potentes que los de dicho grupo, (GM, SM, ML, MH, OL).



Grupo C.- Suelos con infiltración media inferior a la del grupo B. Se consideran en este grupo estratos poco potentes y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides, (SC, CL).

Grupo D.- Suelos con potencial de escurrimiento máximo. Se clasifican dentro de este grupo las arcillas de alta plasticidad, los suelos con arcillas y coloides en cantidades mayores que las que tienen los del grupo C, y los suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la superficie, (CH, OH).

Conocido el tipo de suelo de acuerdo con la clasificación anterior, y cuando en cuenta el uso que tenga el suelo, con la tabla N° 4.11 se podrá conocer el valor de N. Para condiciones de escurrimiento compuesto, es decir, en cuencas donde se tienen varios valores de N, se deberá determinar un número de escurrimiento pesado, considerando el área total unitaria.

Una vez conocido el número de escurrimiento, el valor de la lluvia en exceso, P<sub>e</sub>, puede calcularse para una altura de lluvia dada, P, mediante la figura N° 4.16 o bien por la ecuación

$$P_e = \frac{\left[ P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2,032}{N} - 20.32} \quad (4.24)$$

La figura 4.16 es igual a la figura 4.10 presentada en el método de Sánchez Eribiesca, excepto en las literales usadas para representar la precipitación y la precipitación excedente.

Si se contara con datos de precipitación en la cuenca, la precipitación excedente en ella, P<sub>e</sub>, asociada a una duración determinada, se obtendría simplemente aplicando la ecuación 4.24. Como generalmente no existen estaciones pluviográficas dentro de las zonas en estudio, Chow propone que se obtenga el valor de una precipitación excedente con la N de la cuenca y la precip.

ción de la estación base, que llamaremos  $P'_e$ , y se multiplique por el factor climático  $Y$ , para obtener el valor de  $P_e$ .

Este último procedimiento está basado en la hipótesis que hace Chow de que la relación entre una precipitación dada sin transportar, y su correspondiente precipitación excedente, es igual a la obtenida dividiendo la precipitación transportada entre la precipitación excedente asociada a ella.

Esta hipótesis se aleja más de la realidad mientras menor sea el valor de  $N$  y exista más diferencia entre la precipitación en la cuenca en estudio con respecto a la de la estación base.

En vez del procedimiento de Chow para obtener la precipitación excedente  $P_e$ , cuando la estación base está fuera de la cuenca en estudio, se propone efectuar primero el transporte de la precipitación y después calcular la precipitación excedente, lo cual constituye una interpretación más realista de la relación lluvia-escorrentía y elimina el error introducido por la hipótesis de Chow.

#### 4.2.12.3.- Determinación del factor de escorrentía $X$ .

Para calcular el valor de  $X$  se requiere conocer la precipitación en exceso en la cuenca, para lo cual se usa la ecuación 4.24 o bien la figura N° 4.16, basándose en la lluvia registrada en la estación base  $P_b$ , durante la tormenta de  $d$  horas, y transportada a la cuenca mediante el factor climático  $Y$ . La estación que se escoja como base debe contar con pluviógrafo, ya que se requiere conocer la distribución de la lluvia con respecto al tiempo.

Para determinar  $P_b$  se deberán elaborar previamente las curvas intensidad-duración-período de retorno, según se explicó detalladamente en el segundo capítulo de esta ponencia. (Páginas 26 a 37).

#### 4.2.12.4.- Determinación del factor climático Y.

Este factor trata de tomar en cuenta el hecho de que el sitio donde se quiere valuar el gasto generalmente está alejado de la estación base, o sea que sirve para transportar la tormenta.

La liga entre la estación base y la zona en estudio la hace Chow mediante un plano de isoyetas de precipitaciones diarias con período de retorno de 50 años. A falta de esta información se usa en esta Secretaría la carta de isoyetas de precipitación media anual elaborada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos, en cuyo caso el factor climático se expresa como sigue:

$$Y = \frac{P_a}{P_{ab}} \quad (4.25)$$

#### 4.2.12.5.- Determinación del factor de reducción del pico, Z.

El factor Z, como ya se explicó antes, (ecuación 4.18), es igual a la relación entre el gasto de pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración dada, d, y el escurrimiento de equilibrio, o sea el escurrimiento correspondiente a la misma intensidad de lluvia pero de duración infinita.

El valor de Z se puede calcular como una función de la relación entre la duración de la tormenta d y el tiempo de retraso  $t_p$ . Dicho tiempo  $t_p$  se define como el intervalo de tiempo medido del centro de masa de un bloque de intensidad de lluvia al pico resultante del hidrograma. (Fig. 2.12 página 43). Este tiempo de retraso es igual al tiempo de pico del escurrimiento en un hidrograma unitario instantáneo, el cual se define como un hidrograma hipotético cuya duración de lluvia en exceso se aproxima a cero como un límite, mientras se mantiene fija la cantidad de lluvia en exceso igual a 1 cm.

Por otra parte, el tiempo de retraso depende principalmente de la forma del hidrograma y de las características fisiográficas de la cuenca, y es independiente de la duración de la lluvia. Chow encontró, para la zona que él estudió, que el tiempo de retraso se puede representar mediante la ecuación siguiente:

$$t_p = 0.00505 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad (4.26)$$

la cual aparece representada gráficamente en la figura 4.17.

Conocido el valor de  $t_p$  de la cuenca en estudio, para cada duración de tormenta se puede calcular  $Z$ . La relación de  $d/t_p$  con  $Z$ , obtenida por Chow, - se muestra en la figura 4.18. El valor máximo de la relación  $d/t_p$  que aparece en esta figura es 2, al cual le corresponde un valor de  $Z = 1$ , ya que teóricamente no se puede exceder este valor. Si la duración es mayor que  $2 t_p$  significa que el gasto de pico ocurrirá antes de que termine la lluvia - en exceso y el hidrograma unitario alcanzará y mantendrá el valor del gasto máximo. En otras palabras,  $Z = 1$  para  $d/t_p \geq 2$ .

#### 4.2.12.6.- Procedimiento de cálculo.

Para aplicar el método de Chow, se requieren los datos siguientes:

a) Datos fisiográficos.

Area de la cuenca por estudiar.

Longitud del cauce principal.

Pendiente media del cauce principal.

Tipos de suelo en la cuenca.

Usos del suelo en la cuenca.

b) Datos climatológicos:

Curvas intensidad-duración-período de retorno para la estación base de la zona en estudio.

Plano o cartas de isoyetas para ligar la cuenca en estudio con la estación base.

El procedimiento de cálculo para obtener el gasto máximo con un determinado período de retorno empleando el método de Chow es el siguiente:

- a) Con los datos del tipo y uso del suelo se calcula el valor de  $N$ , empleando la tabla 4.11.
- b) Se escoge una cierta duración de lluvia,  $d$ .
- c) De las curvas intensidad-duración-período de retorno, con el valor de  $d$  asignado en b) y el período de retorno escogido, se obtiene la intensidad de lluvia para esa tormenta. Multiplicando la intensidad de lluvia por la duración  $d$ , se obtiene la precipitación total  $P_b$ .
- d) Usando la ecuación 4.25 se calcula  $Y$ .
- e) Se obtiene el valor de la precipitación en la cuenca correspondiente a la duración  $d$ , transportando la precipitación  $P_b$  de la estación base mediante el factor climático  $Y$ .

$$P = Y P_b$$

- f) Con el valor de  $N$  calculado en a) y el valor de  $P$  en e), se calcula la lluvia en exceso  $P_e$  empleando la ecuación 4.24 o la figura 4.16.
- g) Con el valor de  $P_e$  calculado en el paso anterior y el valor de  $d$  escogido en b) se calcula  $X$  aplicando la ecuación 4.21.

- h) Con la longitud y la pendiente del cauce, aplicando la ecuación 4.26 o la figura 4.17, se calcula el valor de  $t_p$ .
- i) Se calcula la relación  $d/t_p$  y empleando la figura 4.13 se obtiene el valor de  $Z$ .
- j) Aplicando la ecuación 4.22 se calcula el gasto.
- k) Se repite de c) a j) para otras duraciones de tormenta.
- l) Se representan, mediante una gráfica, los gastos obtenidos contra las duraciones de tormenta correspondientes. El mayor gasto es el de diseño.
- m) Si la corriente es perenne, se le agrega al gasto máximo determinado en l) el flujo base  $Q_b$ .

Tabla 4.11.- Selección del número de escurrimiento N.

Uso de la tierra o cobertura.		Condición de la superficie.			Tipo de suelo				
Descripción Según el autor.	Símbolos en carta de uso del suelo. (DJENAL)	Descripción Según el Autor	Soán información DJENAL			A	B	C	D
			Espeaura(1) %	Cobertura(2) %	Pendiente(3) %				
Bosques(sembrados y cultivados).	F2a, FBg. Ar <sup>2</sup> , Ar <sup>3</sup> p, AtpP (4)	Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	45	66	77	83
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	73	79
		Espeso o alta transpirac.	70 - 90	-	-	25	55	70	77
Bosques naturales	FB, FJ, Pal, Mz, Qt, Ma, Ch	Muy ralo o baja transpirac.	10 - 30	-	-	56	75	86	91
		Ralo, baja transpiración	30 - 50	-	-	46	68	78	84
		Normal, transpiración media	50 - 70	-	-	36	60	70	76
		Espeso, alta transpiración	70 - 90	-	-	26	52	62	69
		Muy espeso, alta transpirac.	90 - 100	-	-	15	44	54	61
Pastizal	Pn, Pi	Pobre	-	0 - 25	-	68	79	86	89
		Normal	-	25 - 75	-	49	69	79	84
		Buena	-	75 - 100	-	39	61	74	80
Pastizal	Pc	Curvas de nivel, pobre	-	0 - 25	-	47	67	81	88
		Curvas de nivel, normal	-	25 - 75	-	25	59	75	81
		Curvas de nivel, bueno	-	75 - 100	-	6	35	70	79
Potrero(permanente)	Sa, Me, Mi, Ms (5)	Normal	-	-	-	30	58	71	78
		-	-	-	-	-	-	-	-
Cultivos de surco	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	70	80	87	90
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	67	77	83	87
		Terrazas	-	-	6 ó más	64	73	79	82
Cereales	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	64	76	84	88
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	62	74	82	85
		Terrazas	-	-	6 ó más	60	71	79	82
Leguminosas o po- trero de rotación	Ar, Atp, Atn (6)	Surcos rectos	-	-	0 - 2	62	75	83	87
		Surcos en curvas de nivel	-	-	2 - 6	60	72	81	84
		Terrazas	-	-	6 ó más	57	70	78	82
Descanso(sin cultivo)	Des, Er, S,	Surcos rectos	-	-	-	77	86	91	94
Camino	-----, ---- -----	De tierra	-	-	-	72	82	87	89
		Superficie dura	-	-	-	74	84	90	92
Superfic. impermeab.	-	-	-	-	-	100	100	100	100
-	Ca, Iz, No, Dc, Da, Pa, CR, G,	-	-	-	-	70	80	87	90
-	Po, Tu,	-	-	-	-	64	76	84	88
-	Me, Mi, Ms (7)	-	-	-	-	62	75	83	87

NOTAS:

- 1.- Para determinar el grado de espesura de un bosque se debe recurrir a las fotografías aéreas de la cuenca en estudio. Con este fin se define la espesura como el cociente del área proyectada sobre un plano horizontal por las copas de los árboles entre el área correspondiente de la - - cuenca, expresada en por ciento.
- 2.- En el informe de campo de "Uso Pecuario" (DETENAL) del punto de verificación se indica el grado de cobertura del pastizal, en porcentaje, y también si se trata de un pastizal natural, inducido o cultivado.
- 3.- La pendiente se obtiene de la carta topográfica.
- 4.- En los casos de uso agrícola (Ar P, Ar Sp y A t<sub>o</sub> P) se debe consultar el informe de campo de "Uso Agrícola" del punto o puntos de verificación correspondientes a la cuenca en estudio. (Estos informes los vende la DETENAL al público). Si el cultivo es arbóreo se considera también - bosque artificial.
- 5.- En zonas húmedas y subhúmedas.
- 6.- En el informe de campo de "Uso Agrícola", del punto de verificación, se determina el tipo de cultivo, con lo cual se puede escoger el renglón de la tabla que le corresponde.
- 7.- En zonas áridas y semiáridas.
- 8.- La información incluida en las columnas 2 y en las 4, 5 y 6 de la - tabla 4.11, pretende describir lo mismo que el autor en las columnas 1 y 3 respectivamente, en términos de símbolos y valores que aparecen en las - cartas editadas por la DETENAL. Cabe mencionarse que dicha información - no fué proporcionada oficialmente por la Dependencia mencionada, sino que se debe a una gentil aportación del Ingeniero Manuel Saens de Miera, a - quien se le agradece cumplidamente su colaboración.



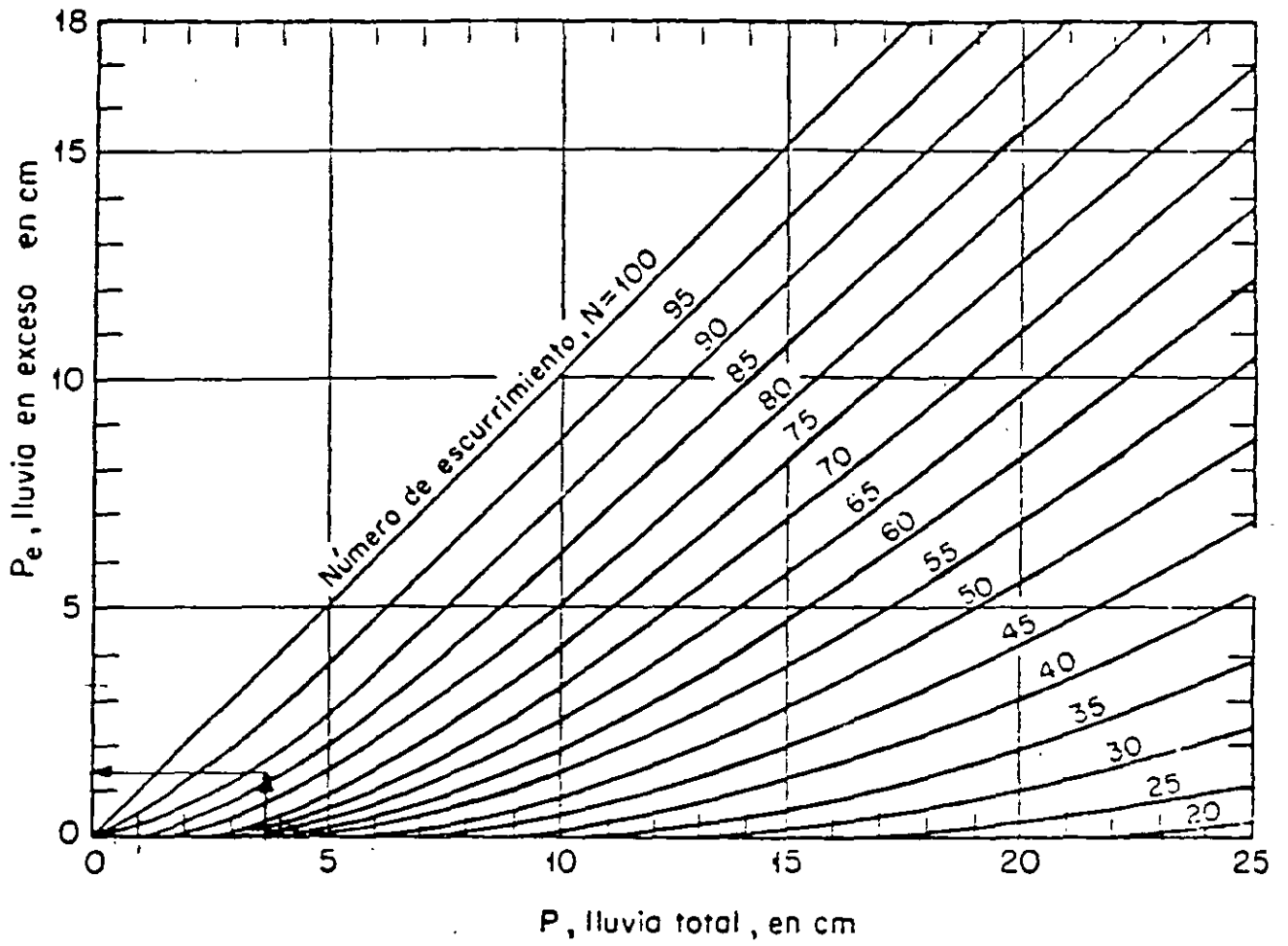


Fig 4.16.-Relación entre la lluvia total y la lluvia en exceso para diferentes números de escurrimiento

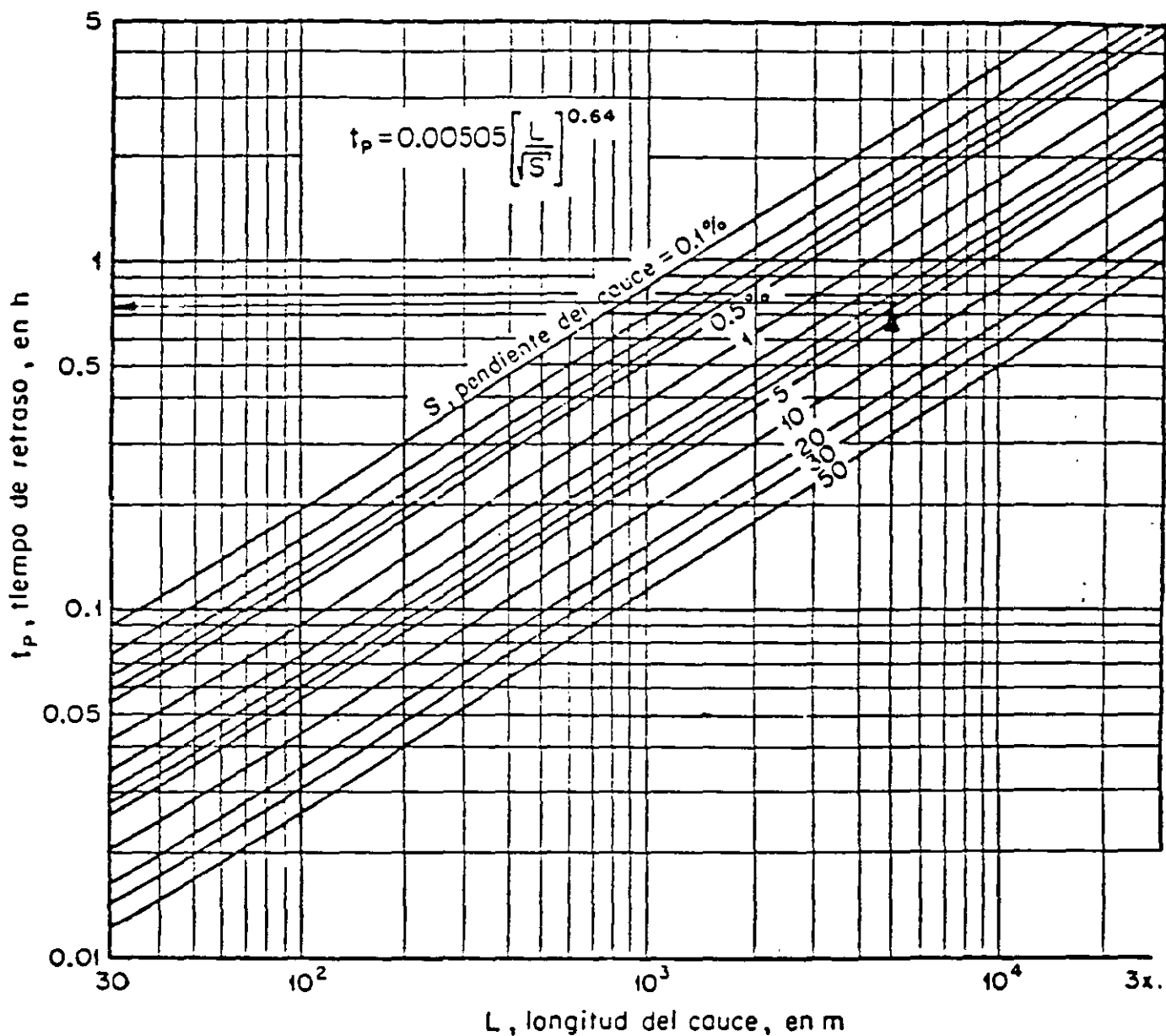


Fig 4.17.- Determinación del tiempo de retraso

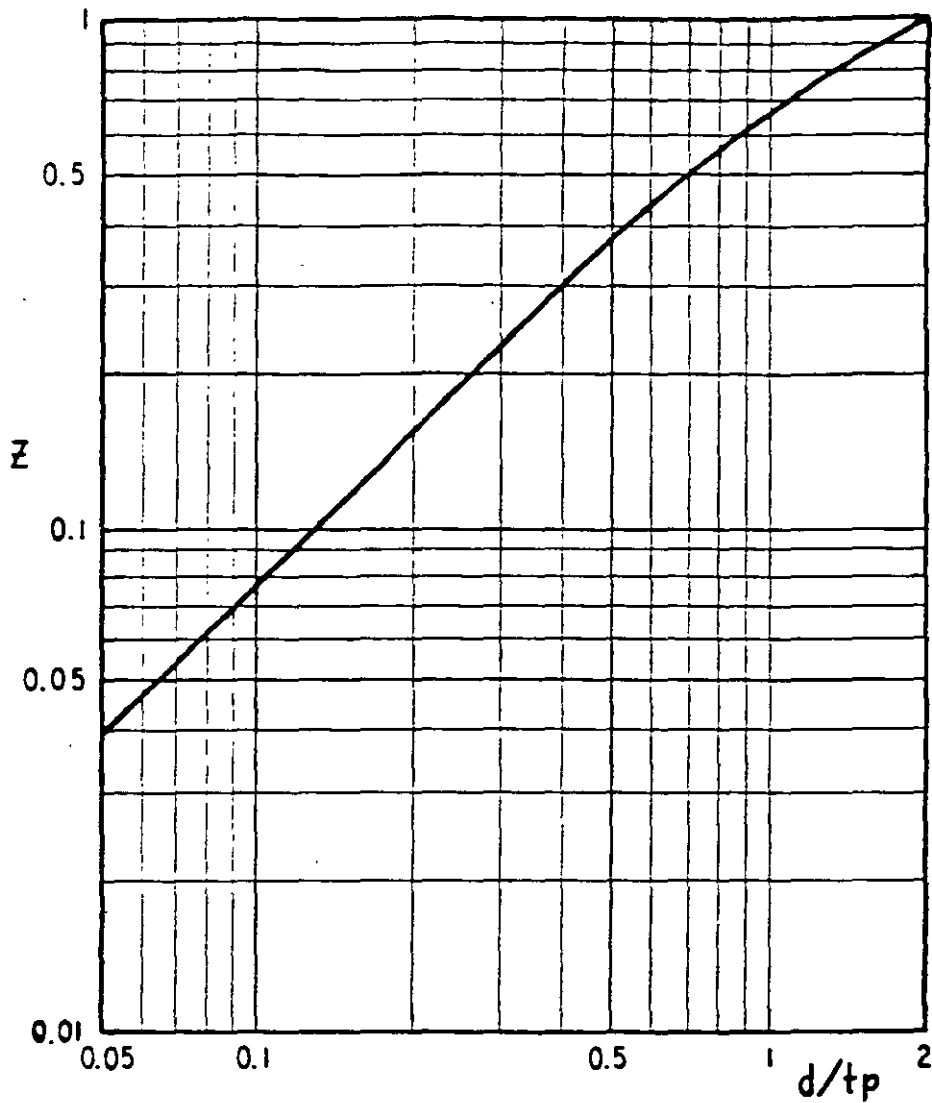


Fig. 4.18 Relación entre Z y d/tp

LA CURVA DE LA FIGURA SE PUEDE SUSTITUIR APROXIMADAMENTE POR TRES TRAMOS DE RECTAS, CUYAS ECUACIONES SON LAS SIGUIENTES.

$0 < \frac{d}{tp} \leq 0.5$	$z = 0.00245 + 0.75922 \left( \frac{d}{tp} \right)$
$0.5 \leq \frac{d}{tp} \leq 1$	$z = 0.08741 + 0.58929 \left( \frac{d}{tp} \right)$
$1 \leq \frac{d}{tp} \leq 2$	$z = 0.35340 + 0.32330 \left( \frac{d}{tp} \right)$
$2 \leq \frac{d}{tp}$	$z = 1$

Como puede observarse, este método permite considerar los factores fisiográficos y climatológicos que más influyen en el escurrimiento generado por una cuenca.

Su aplicación es relativamente sencilla, y sus resultados no dependen tanto del juicio o la experiencia personal, como sucede con los métodos netamente empíricos.

Además, proporciona la frecuencia asociada a cada gasto de avenidas, lo que permite establecer un criterio económico para adoptar el gasto de diseño más adecuado.

Por otra parte, tiene este método la desventaja de que usa una expresión para el tiempo de retraso (ecuación 4.26) y una relación entre  $Z$  y  $d/t_p$  (figura 4.18) que fueron deducidas empíricamente para una cierta región de los Estados Unidos de América.

Otro inconveniente de este método es que, en algunos casos sus resultados se vuelven muy sensibles a las variaciones de  $N$ , el número de escurrimiento, por lo que se necesita determinar su valor muy cuidadosamente.

No obstante los inconvenientes señalados, es opinión de los ponentes que el método de Chow proporciona resultados satisfactorios en mayor número de casos que cualquiera de los métodos presentados hasta aquí, con excepción de los que sólo son aplicables a los aeropuertos, es decir al flujo en forma de lámina sobre superficies planas, por no ser éstos comparables con el método de Chow que se aplica a la determinación del gasto de avenidas en arroyos.

El límite superior del área de las cuencas a las que se puede aplicar este método es, de acuerdo con su autor, de 24 Km<sup>2</sup> (6,000 acres) pero, en -

opinión del coordinador de esta ponencia, se puede subir dicho límite hasta 200 km<sup>2</sup>, introduciendo un factor de reducción de la intensidad de precipitación, que es un dato puntual, en función del área de la cuenca en estudio mediante las curvas "Altura de Precipitación-Area-Duración" comentadas en el segundo capítulo. (Figura 2.10, página 39).

Ejemplo 4.12.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla del ejemplo 4.1, página 101.

a) Cálculo del valor de  $\bar{H}$ .

Se usará la misma división de la cuenca en áreas parciales mostrada en la figura 4.15 del ejemplo anterior (página 147).

La parte baja de la cuenca, en la carta de uso del suelo tiene los símbolos  $At_p$ , A-ArA y Ar(A- $s_p$ ) que corresponden al uso agrícola, y en los informes de campo sobre "Uso Agrícola" correspondientes a los puntos de verificación 15, 20 se ve que el cultivo predominante en esta zona es el maíz. En la misma carta de uso del suelo aparecen las curvas de nivel, mediante las cuales se obtiene la pendiente del terreno que resulta de 1.2%. Por otra parte, en la carta edafológica aparece el suelo clasificado con el símbolo  $\frac{Th}{2a}$ , el cual indica que se trata de un suelo Feozem (H) háplico (h), cuya permeabilidad se encuentra en el "Manual para la Aplicación de las Cartas Edafológicas de DWT TAL para Fines de Ingeniería Civil". En el cuadro 7 de este manual, correspondiente a los suelos Feozem, se busca la columna "Háplico" y los relacionos relativos a la clasificación SUCS, donde se observa que el horizonte A, o sea la capa superficial puede estar constituido por suelo OL ó OH, el primero de los cuales cae dentro del grupo B y el segundo dentro del D, de la tabla 4.11. A falta de otra información que permita definir cual de los dos grupos es el correspondiente a la cuenca en estudio, y si se quiere estar del lado de la seguridad, se puede usar el que arroje los

COMISION DE ESTUDIOS DEL TERRITORIO NACIONAL  
 FOTOINTERPRETACION - USO DEL SUELO  
 INFORME DE CAMPO

Fecha 10-II-72 Foto 43-435 Punt. 20 Hoja F.14.C-42

USO AGRICOLA

RECO:  Misionero  Gravedad  Humedad  
 TEMPORAL:  Perennante  Nomade  
 CULTIVO:  Permanente  Semipermanente  Anual

Productos Alimenticios:

Cereales y Granos: MAIZ

Ciudadanas: .....

Hortalizas: .....

Frijoles: .....

Productos de transformación industrial

Fibras: .....

Café de azúcar  Café  Cebada

Cacao  Vainilla  Tabaco

Ferreños: .....

Otros cultivos: .....

PROCEDIMIENTO DE CULTIVO:

Manual  Tracción animal  Tractor

CONDICIONES ECONOMICAS:

Cultivo	Producción Kg/Ha	Plaga	Transporte	Se vende en	Precio/Kg
<u>MAIZ</u>	<u>1500</u>	<u>GUSANO COLONERO</u>	<u>CAMION</u>	<u>LEON, GTO.</u>	<u>\$0.50 - 0.70</u>
.....	.....	.....	.....	.....	.....
.....	.....	.....	.....	.....	.....
.....	.....	.....	.....	.....	.....
.....	.....	.....	.....	.....	.....

REGIMEN DE PROPIEDAD DE LA TIERRA:

Estatal  Comunal  Particular

OBSERVACIONES:

Factores positivos: .....

Factores negativos: .....

Localidad: (A) Alta, (N) Media, (B) Baja.

Investigador: JNG. ROBLES

11

resultados más desfavorables, es decir el grupo D.

Con los datos anteriores se entra en la tabla 4.11, en el renglón correspondiente a "Cereales-Surcos Rectos", que corresponde al cultivo de maíz en terrenos con pendiente menor de 2%, y en la columna D de "Tipo de Suelo" se encuentra el valor de  $N = 88$ .

De la misma manera se determinan los valores de  $N$  correspondientes a la parte media y a la parte alta de la cuenca, los cuales resultan de 85 y 88 respectivamente.

Con estos valores se determina el promedio pesado de  $N$ .

Localización (1)	Área Parcial Km <sup>2</sup> (2)	Área Parcial Área Total (3)	Valor de $N$ (4)	Producto de (3) x (4)
Parte baja	1.35	0.49	88	43.1
Parte media	0.35	0.13	85	11.1
Parte alta	1.05	0.38	88	33.4
Sumas	2.75	1.00		87.6

Se redondea el valor de  $N$  a 88.

b) Se escoge una duración de lluvia cualquiera, por ejemplo

$$d_1 = 15 \text{ minutos} = 0.25 \text{ horas}$$

c) De las curvas intensidad-duración-período de retorno de la estación base, (figura 4.4, página 115), se obtiene, para el período de retorno de 25 años usado en los ejemplos anteriores y la duración  $d_1$  escogida en el párrafo anterior, el valor de la intensidad  $i_1$  correspondiente.

$$i_1 = 130 \text{ mm/hr} = 13.0 \text{ cm/hr.}$$

$$P_{b1} = 13.0 \times 0.25 = 3.25 \text{ cm}$$

d) Para calcular  $Y$ , ecuación 4.25, se necesita determinar previamente - los valores de  $P_a$  y  $P_{ab}$ . De la carta de isoyetas de precipitación media anual elaborada por la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos se obtiene:

$$\begin{aligned} P_a &= 630 \text{ mm} \\ P_{ab} &= 610 \text{ mm} \\ \therefore Y &= \frac{630}{610} = 1.11 \end{aligned}$$

e) Se transporta el valor de la precipitación  $P_{b1}$  a la cuenca en estudio.

$$P_1 = 1.11 \times 3.25 = 3.61 \text{ cm}$$

f) En la figura 4.16, con el valor de  $P_1$  encontrado en el inciso anterior y el valor de  $K$  calculado en a) se determina la lluvia en exceso  $P_{e1}$ .

$$P_{e1} = 1.4 \text{ cm}$$

g) A continuación se calcula  $X$ , ecuación 4.21

$$X = \frac{1.4}{0.25} = 5.6 \text{ cm/hr.}$$

h) Con los valores de  $L$  y de  $S$  determinados en los ejemplos anteriores, se calcula el valor de  $t_D$  con ayuda de la figura 4.17

$$\begin{aligned} L &= 5,000 \text{ m} \\ S &= 3.4 \% \\ \therefore t_D &= 0.77 \text{ hr.} \end{aligned}$$

i) Se calcula la relación  $d/t_D$

$$\frac{d}{t_D} = \frac{0.25}{0.77} = 0.32$$

Con este valor se obtiene el de  $Z$ , mediante la figura 4.18.

$$Z = 0.24$$



j) Cálculo del gasto, ecuación 4.22.

$$Q_1 = 2.78 \times 2.75 \times 5.6 \times 0.24 = 10.27$$

$$Q_1 = 10.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

k) Repitiendo el mismo procedimiento para otras duraciones de lluvia, se obtienen los siguientes resultados

Duración h	Gasto $\text{m}^3/\text{s}$ .
0.250	10.3
0.333	12.7
0.417	13.8
0.500	14.6
0.667	15.7
0.833	15.1
1.000	13.7

l) La representación gráfica se puede omitir en casos como éste en que la duración se hizo variar en intervalos relativamente pequeños; por consiguiente, el gasto máximo es el asociado a la duración de 0.667 h = 40 minutos, el cual se redondea a 16  $\text{m}^3/\text{s}$ .

m) Como esta corriente es intermitente, no existe gasto base que se deba agregar al obtenido en el inciso anterior, por lo que el gasto de diseño queda en definitiva igual a 16  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$$Q_d = 16 \text{ m}^3/\text{s}.$$

4.2.13.- Método de Seschapa-Rao, Assenzo y Harp.

Este Método proporciona el gasto máximo unitario generado en una cuenca, el cual multiplicado por el área de ésta es igual al gasto de pico de la avenida máxima probable.

Se aplica a cuencas menores de 13 km<sup>2</sup> y se recomienda respetar siempre - este límite, ya que de lo contrario se pueden obtener resultados absurdos.

La expresión matemática del método es la siguiente:

$$q_p = -0.5217 + 0.7486 R_{30} - 0.00302 L_c + 0.00092 L \quad (4.27)$$

en la cual:

$q_p$  = gasto unitario de diseño, en m<sup>3</sup>/s . Km<sup>2</sup>

$R_{30}$  = intensidad de precipitación correspondiente a la duración de 30 minutos y al período de retorno que se considere, - en cm/hr.

$L_c$  = Longitud de la recta trazada desde el sitio en estudio al centro del área drenada, en m.

$L$  = Longitud del cauce principal, en m.

Nótese que en este método la intensidad de precipitación usada es siempre la correspondiente a la duración de 30 minutos, y no a la duración - igual al tiempo de concentración de la cuenca como se considera en otros métodos.

Se desconoce el lugar para el que fué elaborada esta fórmula, así como - las hipótesis y la información básica consideradas en su deducción, por lo que se recomienda tomar con reserva sus resultados.

Sin embargo, a pesar de la simplicidad de la fórmula, sus resultados se -

aproximan mucho a los obtenidos con otros métodos más elaborados. En un estudio comparativo entre este método y el de Chow realizado con 108 cuencas distribuidas en 4 regiones hidrológicas (nos. 10, 14, 16 y 17) se obtuvo que, en el 56% de los casos el gasto difería menos de 30% del valor obtenido por el método de Chow y en el 44% restante la diferencia osciló entre 30 y 60%.

Ejemplo 4.13.- Obtener el gasto de proyecto para la misma alcantarilla - del ejemplo 4.1, página 101.

El valor de  $R_{30}$  se obtiene de las curvas intensidad-duración-período de - retorno (Figura 4.4, página 115), para el mismo período de retorno usado en los ejemplos anteriores, es decir  $T = 25$  años.

$$R_{30} = 82 \text{ mm/hr.} = 8.2 \text{ cm/hr.}$$

Los valores de  $L_c$  y  $L$  ya se obtuvieron en los ejemplos anteriores y son:

$$L_c = 2,900 \text{ m}$$

$$L = 5,000 \text{ m}$$

Sustituyendo valores en la ecuación 4.27 se obtiene:

$$q_p = -0.5217 + 0.7436 \times 3.2 - 0.00302 \times 2,900 + 0.00092 \times 5,000$$

$$q_p = 1.46$$

$$Q = 1.46 \times 2.75 = 4.01$$

$$Q = 4 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Comentarios.-

Antes de pasar a los métodos estadísticos conviene hacer un resumen de - los resultados obtenidos hasta aquí por los diferentes métodos aplicados a la cuenca del ejemplo 4.1, con objeto de incluir algunos comentarios.

Tabla 4.12.- Resumen de resultados

Método	Gasto m <sup>3</sup> /s.
Creager	19
Lowry	10
Puentes	11
Talbot	21
Racional	10
Dickens	8
Bürkli-Ziegler	13
Sánchez Bribiesca	6
Chow	16
Seschapa-Rao	4

El hecho de haber aplicado todos los métodos a la cuenca mencionada no significa que todos sean igualmente aplicables ni que esto se deba hacer en todos los casos, ya que el único propósito que se tuvo al hacerlo fué el de ilustrar con un ejemplo cada uno de dichos métodos.

Lo procedente al resolver los casos concretos que se presentan en la práctica es analizar las características fisiográficas y climatológicas de la cuenca en estudio y la información disponible.

Por ejemplo, si en el caso presentado no hubiera existido una estación pluviográfica cercana con suficientes años de registro, no se hubieran podido aplicar los métodos de Chow, de Seschapa-Rao y "Racional" o, si se contara con esta información pero no con la carta topográfica, no se podrían aplicar los métodos que requieren del conocimiento de la pendiente del cauce. También se podría presentar el caso extremo de que sólo se —

conociera el área de la cuenca, como a veces sucede al estudiar cuencas pequeñas; entonces se tendría que recurrir al método de Talbot, al de Puentes o a los de las envolventes de Creager y de Lowry. Además, el tamaño de la cuenca constituye otro factor limitante de aplicabilidad, el cual se ha — señalado en varios de los métodos expuestos.

Por otra parte, debe tenerse presente que las observaciones y los estudios de campo proporcionan un elemento de juicio muy valioso, sobre todo cuando la información básica proviene de personas que conocen bien la corriente — que se estudia y cubren un intervalo amplio de tiempo. Además, cuando ya existen estructuras sobre la corriente, resulta de suma utilidad investigar cuidadosamente su funcionamiento hidráulico, ya que también esto puede servir para juzgar la bondad de los distintos métodos aplicados.

Por último no debe olvidarse que los métodos aquí presentados son sólo — algunos de los más comúnmente empleados, pero no los únicos, por lo que el ingeniero responsable de un estudio hidrológico está en libertad de — — usar otros métodos si considera que su aplicación es más adecuada al caso particular de que se trate.

#### 4.2.14.- Métodos estadísticos.

Hay ocasiones en que cerca del sitio donde se requiere construir un puente existe o existió, sobre la misma corriente, alguna estación de aforos con suficientes años de registro para aplicar alguno de los métodos estadísticos que se verán a continuación. Con ellos es posible determinar, dentro de un cierto margen de aproximación denominado intervalo de confianza, el gasto de diseño de la obra hidráulica de que se trate, en función de su vida útil y del período de retorno considerados.

Puesto que el diseño de una obra de drenaje está relacionada con eventos futuros cuyo tiempo de ocurrencia o su magnitud no se pueden prever, debemos recurrir a los mencionados conceptos de probabilidad como lo es el período promedio dentro del cual un gasto especificado puede ser igualado o excedido. La selección del nivel de probabilidad apropiado para el diseño o, en otras palabras, el riesgo que se puede aceptar de que la obra sea excedida en su capacidad hidráulica, se hace generalmente sobre la base de un criterio económico. Por ejemplo, el diseñar para un período de retorno de 10 ó de 50 años involucra un riesgo calculado, mayor en el primer caso que en el segundo. Si el análisis hidrológico es correcto, la capacidad de la obra deberá ser excedida en algunas ocasiones. La alternativa de diseñar para el gasto máximo absoluto que se pueda presentar es normalmente tan costosa que sólo se justificaría si la falla de la estructura fuera de consecuencias sumamente graves o catastróficas.

#### A).- Análisis de Frecuencia.

El análisis de frecuencia de datos hidrológicos se basa en considerar a éstos como aleatorios para, a partir de ellos, determinar la frecuencia o la probabilidad de un valor de diseño propuesto.

En los métodos que se describirán más adelante no se toma en consideración la secuencia en que ocurren los fenómenos hidrológicos, o sea que el análisis de frecuencia se trata en forma probabilística. El procedimiento consiste en suponer que el modelo matemático representativo del fenómeno hidrológico es una distribución de probabilidad, la cual se ajusta a los datos sin considerar, como ya se dijo antes, la secuencia en que éstos hayan ocurrido.

Para que el análisis probabilístico proporcione resultados confiables debe de partir de una serie de datos que estén relacionados con el problema, además de ser adecuados y seguros. En nuestro caso los datos relacionados con el problema, consistente en la determinación de gastos máximos, son los gastos máximos anuales aforados.

Al decir que los datos deben ser adecuados, se alude principalmente a la amplitud del registro, el cual constituye una muestra de la población total de gastos máximos anuales que se han presentado más los que se presentarán en la misma estación de aforos.

La tabla 4.13 que se incluye a continuación proporciona algunos resultados teóricos, basados en una serie de datos sintéticos, obtenidos por Benson en relación con la amplitud de registro requerida para que las probabilidades derivadas del mismo sean confiables.

Tabla 4.13 .- Amplitud de registro, en años, requerida para estimar avenidas de diferentes probabilidades con 95% de confianza.

Probabilidad de Diseño.	Error Aceptable	
	10%	25%
0.1	90	18
0.02	110	39
0.01	115	48

Al decir que los datos deben ser seguros se piensa principalmente en el — problema de la homogeneidad. Obviamente, si los datos reportados por una estación son de tan pobre calidad que no se les pueda tener confianza, tampoco se podrán utilizar en un análisis probabilístico. Sin embargo, pueden presentarse casos en que aún siendo los datos precisos no se puedan utilizar en el análisis si, por ejemplo, dentro del lapso abarcado por el registro se realizan obras en la cuenca que provoquen cambios en sus caracteristicas hidrológicas; en casos como éste el registro no es internamente homogéneo.

B).- Período de Retorno.

El principal objetivo del análisis de frecuencias de los datos hidrológicos es determinar el período de retorno de un evento hidrológico de magnitud dada  $x$  . Dicho período de retorno es el intervalo promedio de tiempo dentro del cual la magnitud  $x$  del evento es igualada o excedida una vez; generalmente se designa por  $T$ .

Si un evento hidrológico igual a o mayor que  $x$  ocurre una vez en  $T$  años, la probabilidad  $P ( X \geq x )$  es igual a  $1$  en  $T$  casos, o sea

$$P ( X \geq x ) = \frac{1}{T} \quad (4.23)$$

es decir que el período de retorno y la probabilidad son recíprocos.

C).- Distribuciones de Probabilidades.

Existen muchas distribuciones de probabilidades aplicables al análisis hidrológico de frecuencias. Las bases teóricas, así como discusiones detalladas de ellas, se pueden encontrar en los libros de texto de estadísticas.

Como generalmente los registros son poco amplios, no es posible determinar



cuál de las distribuciones de probabilidades es la más apropiada para ser usada en el análisis. Hasta la fecha se han realizado considerables esfuerzos por definir la mejor distribución para avenidas; sin embargo, las pruebas que se han hecho muestran que no existe una distribución notablemente superior a las demás, lo cual parece concordar con la intuición que nos indica que no hay razón para esperar que una sola distribución sea aplicable a todas las corrientes, sino que, por el contrario, a cada corriente se pueden aplicar varias distribuciones. Estas, aún cuando presenten el mismo grado de ajuste a la serie de datos del registro, pueden arrojar resultados muy diferentes, ya que las curvas de distribución de probabilidades difieren entre sí grandemente en las zonas de sus extremos y, por lo general, se requiere prolongar la curva para determinar el gasto de diseño.

D).- Representación gráfica.

Con objeto de representar gráficamente los gastos máximos observados, es necesario asociarlos a una frecuencia determinada, de manera que para cada avenida se tengan dos coordenadas: su magnitud y su frecuencia o, - - como es muy común en el análisis probabilístico de avenidas, su magnitud y su período de retorno, el cual ya se definió en párrafos anteriores.

Existen diferentes métodos para determinar el período de retorno correspondiente a cada gasto observado, pero el más comúnmente usado es el de Weibull que se resume en la fórmula siguiente:

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (4.29)$$

en la cual:

T = período de retorno, en años

n = número de años de registro

m = rango de los gastos máximos anuales, ordenados en forma decreciente, correspondiendo m = 1 al gasto más grande de los registrados.

Una vez determinados los valores de T asociados a los gastos del registro, se puede representar gráficamente la probabilidad acumulada de una distribución dada en un papel de probabilidad diseñado para esa distribución. En papeles de este tipo la ordenada generalmente representa el valor de x (gasto máximo anual) y la abscisa representa la probabilidad P ( X ≥ x ) o P ( X ≤ x ), o el período de retorno T. Tanto la escala de las ordenadas como la de las abscisas están diseñadas de tal manera que la distribución quede representada por una línea recta y los puntos correspondientes a los datos, si se ajustan a la distribución de ese papel, quedan cerca de dicha línea recta.

El objeto de usar el papel de probabilidad es el de linearizar la distribución, de manera que los datos graficados se puedan analizar fácilmente para propósitos de comparación o extrapolación. En este último caso el efecto de los errores de muestreo frecuentemente se hace muy grande, por lo que el hidrólogo debe tener en cuenta este efecto al interpretar la información extrapolada gráficamente.

E).- Ajuste de curvas.

Una vez que se han representado los datos en un papel de probabilidad, se puede ajustar una curva a los puntos graficados. La curva se convertirá en una línea recta si dichos puntos siguen aproximadamente la tendencia de la distribución de probabilidades correspondiente al papel empleado.

El ajuste de curvas se puede hacer matemática o gráficamente. Existen tres métodos para efectuar el ajuste matemático: el de momentos, el de mínimos cuadrados y el de probabilidad y, desde luego, para efectuar este -

tipo de ajuste no se requiere la representación gráfica en papel de probabilidad.

E-1).- Método de momentos.

Este método consiste en calcular los parámetros o momentos estadísticos a partir de los datos y después substituirlos en la función de probabilidad de la distribución dada.

Este método da un ajuste teóricamente exacto pero la precisión se puede ver substancialmente afectada por errores de los datos en los extremos de la distribución, donde los brazos de momento son grandes y los errores se vuelven mayores.

E-2).- Método de mínimos cuadrados.

Este método consiste en minimizar la suma de los cuadrados de las diferencias entre los valores de la probabilidad estimados con los datos de la muestra y los dados por la función de distribución que se busca ajustar. La curva obtenida con este método generalmente presenta, en promedio, un mejor ajuste que el de momentos.

E-3).- Método de máxima probabilidad.

Este método consiste en determinar el valor de un parámetro que haga tan alta como sea posible la probabilidad de obtener el resultado observado. En opinión de Chow este método proporciona la mejor estimación de los parámetros de ajuste pero es generalmente muy complicado para aplicaciones prácticas.

E-4).- Método gráfico.

Como ya se mencionó antes el ajuste de curvas también se puede realizar gráficamente, representando los puntos correspondientes a los datos en diferentes papeles de probabilidad y trazando "a ojo" la recta que a juicio

del hidrólogo represente la tendencia de dichos puntos.

Una de las razones aducidas para efectuar el ajuste por procedimientos matemáticos, es que los resultados obtenidos aún por diferentes personas son idénticos. Esto, por supuesto, es verdadero; pero la experiencia ha demostrado que el uso del criterio personal es en ocasiones de importancia capital, como por ejemplo, al analizar un registro corto que contiene datos de una avenida extraordinariamente grande a la cual le corresponde un período de retorno mucho mayor que el período de registro. Aquí la aplicación estricta de los procedimientos matemáticos de ajuste puede conducir a resultados absurdos, ya que esa sola avenida extraordinaria ocasiona que la línea ajustada se separe de todos los demás puntos graficados. Si, por otra parte, usando el criterio se descarta la avenida mencionada y se ajusta una línea gráficamente, los resultados obtenidos por varios individuos podrán ser diferentes pero aún en el peor de los casos serán mejores que los obtenidos con la línea ajustada matemáticamente.

En términos estadísticos, la avenida excepcional no es homogénea con el resto de la muestra. La homogeneidad de ésta se puede determinar mediante pruebas estadísticas, aunque dichas pruebas se basan en suponer una distribución normal y son, por consiguiente, de uso limitado.

Para estimar la probabilidad de la avenida excepcional el ingeniero, además de las consideraciones hidrológicas, puede usar su criterio si en el sitio en estudio o cerca de él existe información histórica de otras avenidas grandes. En resumen, el uso de los conocimientos hidrológicos y de un criterio sano es preferible a un sistema basado únicamente en métodos mecánicos.

4.2.15.- Distribución de probabilidad de Gumbel.

La fórmula de Gumbel se expresa de la siguiente manera:

$$F(q) = P(Q < q) = e^{-e^{-\frac{q+a}{c}}} \quad (4.30)$$

en la cual:

$F(q)$  = Función de probabilidad de  $q$ .

$P$  = Probabilidad

$Q$  = Variable aleatoria que representa el gasto.

$q$  = Valores del gasto.

$e$  = Base de los logaritmos naturales.

$a$  = Parámetro

$c$  = Parámetro

Si  $P(Q < q)$  es la probabilidad de que  $Q$  sea menor que  $q$ , la probabilidad de que  $Q$  sea igual o mayor que  $q$  es el complemento de la anterior, o sea

$$P(Q \geq q) = 1 - P(Q < q) \quad (4.31)$$

Por otra parte, la ecuación 4.23 aplicada a gastos se escribe:

$$P(Q \geq q) = \frac{1}{T} \quad (4.32)$$

Sustituyendo el valor de  $P(Q \geq q)$  en la ecuación (4.31) y despejando --

$P(Q < q)$  se obtiene:

$$P(Q < q) = 1 - \frac{1}{T} \quad (4.33)$$

por lo que la fórmula de Gumbel se puede expresar como

$$1 - \frac{1}{T} = e^{-e^{-\frac{q+a}{c}}} \quad (4.34)$$

o también

$$\frac{T-1}{T} = e^{-e^{-\frac{q+a}{c}}} \quad (4.35)$$

Tomando el recíproco en ambos miembros de esta ecuación se tiene:

$$\frac{T}{T-1} = e^{-\frac{q+a}{c}} \quad (4.36)$$

Si ahora se toman logaritmos naturales en ambos miembros, se tiene:

$$\log_e \left[ \frac{T}{T-1} \right] = e^{-\frac{q+a}{c}} \quad (4.37)$$

Se puede demostrar que, para valores de T mayores de 10, se cumple muy - aproximadamente la siguiente relación

$$\log_e \left[ \frac{T}{T-1} \right] \doteq \frac{1}{T-0.5} \doteq \frac{1}{T} \quad (4.38)$$

El error introducido con esta aproximación es del orden de 5% para T=10 y decrece conforme aumenta el valor de T; por ejemplo, para T= 100 años el error vale apenas 0.5%. Si se desprecia este error se puede sustituir la expresión 4.38 en la 4.37 quedando:

$$\frac{1}{T} = e^{-\frac{q+a}{c}} \quad (4.39)$$

Tomando nuevamente logaritmos naturales en ambos miembros de esta ecuación se obtiene:

$$\log_e \frac{1}{T} = -\frac{q+a}{c} \quad (4.40)$$

de donde

$$q = -a - c \log_e \frac{1}{T} \quad (4.41)$$

En esta ecuación a y c son los parámetros por determinar, los que una vez conocidos permiten calcular el gasto máximo asociado a un período de retorno dado.

Como ya se explicó en párrafos anteriores, los valores de a y c se pueden obtener por diferentes procedimientos. Aplicando el método de momentos, para una muestra infinita, se obtiene

$$a = 0.5772 c - \bar{q} \quad (4.42)$$

$$c = \frac{\sqrt{6}}{\pi} \cdot \sigma_q \quad (4.43)$$

donde  $\bar{q}$  y  $\sigma_q$  son la media y la desviación estándar de los valores registrados, respectivamente, pero como la muestra es siempre finita, estos parámetros se modifican, de acuerdo con Gumbel, de la siguiente manera:

$$a = Y_N c - \bar{q} \quad (4.44)$$

$$c = \frac{\sigma_q}{\sigma_N} \quad (4.45)$$

donde  $Y_N$  y  $\sigma_N$  son funciones exclusivamente del tamaño de la muestra. - es decir, del número de años de registro.

Los valores de  $Y_N$  y  $\sigma_N$  aparecen en la tabla 4.13.

Si ahora se sustituyen las ecuaciones 4.44 y 4.45 en la ecuación 4.41 y - llamamos  $Q_{\text{máx}}$  a q se obtiene:

$$Q_{\text{máx}} = - \left( Y_N \frac{\sigma_q}{\sigma_N} - \bar{q} \right) - \frac{\sigma_q}{\sigma_N} \log_e \left( \frac{1}{T} \right) \quad (4.46)$$

o bien,

$$Q_{\text{máx}} = \bar{q} - \frac{\sigma_q}{\sigma_N} \left[ Y_N + \log_e \left( \frac{1}{T} \right) \right] \quad (4.48)$$

en la que

$$\bar{q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N q_i \quad (4.49)$$

$$\sigma_q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N q_i^2 - N \bar{q}^2}{N - 1}} \quad (4.50)$$

siendo

$N$  = número de años de registro

$Q_i$  = gastos máximos anuales registrados, en  $m^3/s$ .

$\bar{Q}$  = gasto medio, en  $m^3/s$ .

$\sigma_Q$  = desviación estándar de los gastos, en  $m^3/s$ .

$\gamma_N$  = parámetro, función de  $N$ . (ver tabla 4.13)

$\sigma_N$  = parámetro, función de  $N$  (ver tabla 4.13)

$T$  = período de retorno, en años.

$Q_{máx}$  = gasto máximo para un período de retorno determinado, en  $m^3/s$ .

Para calcular el intervalo de confianza, o sea, aquel dentro del cual puede variar  $Q_{máx}$  dependiendo del registro disponible, se hace lo siguiente:

Si  $\phi = 1 - \frac{1}{T}$  varía entre 0.20 y 0.80, el intervalo de confianza se calcula con la fórmula

$$\Delta Q = \pm \sqrt{N \alpha \sigma_m} \frac{\sigma_Q}{\sigma_N \cdot \sqrt{N}} \tag{4.51}$$

donde

$N$  = número de años de registro.

$\sqrt{N \alpha \sigma_m}$  = parámetro función de  $\phi$ , tabla (4.14)

$\sigma_N$  = parámetro función de  $N$ , tabla (4.13)

$\sigma_Q$  = desviación estándar de los gastos

Si  $\phi$  es mayor de 0.90 el intervalo se calcula como

$$\Delta Q = \pm \frac{1.14 \sigma_Q}{\sigma_N} \tag{4.52}$$

La zona de  $\phi$  comprendida entre 0.8 y 0.9 se considera de transición, donde  $\Delta Q$  es proporcional al calculado con las expresiones 4.51 y 4.52, dependiendo del valor de  $\phi$ .



ТАБЛА 4.13

N	$t_N$	$\sigma_N$	N	$t_N$	$\sigma_N$
8	.4843	.9043	49	.5481	1.1590
9	.4902	.9288	50	.54854	1.16066
10	.4952	.9497	51	.5489	1.1623
11	.4996	.9676	52	.5493	1.1638
12	.5035	.9833	53	.5497	1.1653
13	.5070	.9972	54	.5501	1.1667
14	.5100	1.0095	55	.5504	1.1681
15	.5128	1.02057	56	.5508	1.1696
16	.5157	1.0316	57	.5511	1.1708
17	.5181	1.0411	58	.5515	1.1721
18	.5202	1.0493	59	.5518	1.1734
19	.5220	1.0566	60	.55208	1.17467
20	.52355	1.06283	62	.5527	1.1770
21	.5252	1.0696	64	.5533	1.1793
22	.5268	1.0754	66	.5538	1.1814
23	.5283	1.0811	68	.5543	1.1834
24	.5296	1.0864	70	.55477	1.18536
25	.53086	1.09145	72	.5552	1.1873
26	.5320	1.0961	74	.5557	1.1890
27	.5332	1.1004	76	.5561	1.1906
28	.5343	1.1047	78	.5565	1.1923
29	.5353	1.1086	80	.55688	1.19382
30	.53622	1.11238	82	.5572	1.1953
31	.5371	1.1159	84	.5576	1.1967
32	.5380	1.1193	86	.5580	1.1980
33	.5388	1.1226	88	.5583	1.1994
34	.5396	1.1255	90	.55860	1.20073
35	.54034	1.12847	92	.5589	1.2020
36	.5410	1.1313	94	.5592	1.2032
37	.5418	1.1339	96	.5595	1.2044
38	.5424	1.1363	98	.5598	1.2055
39	.5430	1.1388	100	.56002	1.20649
40	.54362	1.14132	150	.56461	1.22534
41	.5442	1.1436	200	.56715	1.23598
42	.5448	1.1458	250	.56878	1.24292
43	.5453	1.1480	300	.56993	1.24786
44	.5458	1.1499	400	.57144	1.25450
45	.54630	1.15185	500	.57240	1.25880
46	.5468	1.1538	750	.57377	1.26506
47	.5473	1.1557	1000	.57450	1.26851
48	.5477	1.1574		.57722	1.28255

ТАБЛА 4.14

$\phi$	$\sqrt{N\alpha\sigma_m}$
.01	(2.1607)
.02	(1.7894)
.05	(1.4550)
.10	(1.3028)
.15	1.2548
.20	1.2427
.25	1.2494
.30	1.2687
.35	1.2981
.40	1.3366
.45	1.3845
.50	1.4427
.55	1.5130
.60	1.5984
.65	1.7034
.70	1.8355
.75	2.0069
.80	2.2408
.85	2.5849
.90	(3.1639)
.95	(4.4721)
.98	(7.0710)
.99	(10.000)

El gasto máximo para un cierto período de retorno quedará comprendido dentro del intervalo definido por  $Q_{\text{máx}} - \Delta Q$  y  $Q_{\text{máx}} + \Delta Q$ . En el Departamento de Puentes de la Dirección General de Carreteras Federales se ha establecido como norma diseñar para  $Q_{\text{máx}} + \Delta Q$  para estar del lado de la seguridad.

Ejemplo 4.14.- Calcular por el método de Gumbel el gasto de diseño, para períodos de retorno de 50 y 100 años, que se puede presentar en la estación hidrométrica de Salvatierra, Gto., sobre el río Lerma.

Se recomienda formar una tabla de cálculo (tabla 4.15) donde las dos primeras columnas se integran con datos registrados en la estación en estudio, los que a su vez se obtienen de los boletines hidrológicos.

a) Cálculo del gasto medio anual registrado.

De la tabla 4.15, si se suma la columna 2 y se divide entre el número de años de registro, se obtiene:

$$\bar{Q} = \frac{2,248.80}{20} = 112.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Cálculo de la desviación estándar.

Tomando en cuenta el valor de  $\bar{Q}$  y la suma de la columna 3, de la tabla 4.15, sustituyendo en la ecuación 4.50 se obtiene

$$\sigma_Q = \sqrt{\frac{36.59 \times 10^4 - 20(112.4)^2}{19}} = 77.20$$

c) Cálculo de los coeficientes  $Y_N$  y  $\sigma_N$ .

De la tabla 4.13 para  $N = 20$  se obtiene  $Y_N = 0.52355$  y  $\sigma_N = 1.06283$

d) Obtención de la ecuación del gasto máximo.

Sustituyendo los valores calculados en los pasos anteriores en la ecuación 4.48 se obtiene:

$$Q_{\text{máx}} = 112.4 - \frac{77.20}{1.06283} \left( 0.52355 + \log_e \frac{1}{T} \right)$$

$$Q_{\text{máx}} = 74.4 - 72.7 \log_e \frac{1}{T}$$

TABLA 4.15

1	2	3
Año de Observación	Gasto máximo anual ( $Q_i$ )	$Q_i^2 \times 10^{-4}$
1943	300	9
44	188	3.53
45	147	2.16
46	105	1.10
47	165	2.72
48	203	4.12
49	43.3	0.24
1950	36.2	0.13
51	56.3	0.32
52	56.8	0.32
53	45.2	0.20
54	47.9	0.23
55	141	1.99
56	98.2	0.96
57	53.6	0.29
58	246	6.05
59	156	2.43
1960	47.9	0.23
61	54.9	0.30
62	52	0.27
SUMA	2248.8	36.59

e) Gasto máximo para diferentes períodos de retorno, sin considerar el intervalo de confianza.

$$\text{Para } T = 50 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 358 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Para } T = 100 \text{ años, } Q_{\text{máx}} = 408 \text{ m}^3/\text{s}$$

f) Intervalo de confianza:

Como  $\phi = 1 - \frac{1}{T}$  en los dos casos es mayor que 0.9, el intervalo de confianza se calcula aplicando la ecuación 4.52; así

$$\Delta Q = \frac{1.14 \times 77.20}{1.06283} = 83 \text{ m}^3/\text{s}$$

g) Gasto máximo para diferentes períodos de retorno, considerando el intervalo de confianza.

$$\text{Para } T = 50 \text{ años,}$$

$$Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 358 + 83 = 441 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$\text{Para } T = 100 \text{ años,}$$

$$Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 408 + 83 = 491 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4.2.16.- Método de Nash.

La curva de distribución de probabilidades utilizada por Nash es la misma del método de Gumbel que se acaba de exponer, pero ajustada por mínimos cuadrados en vez de por momentos.

Partiendo de la ecuación 4.36 y tomando 2 veces logaritmos en ambos miembros se obtiene:

$$\log_e \log_e \left[ \frac{T}{T-1} \right] = - \frac{q+a}{c} \quad (4.53)$$

de donde se despeja q:

$$q = -a - c \log_e \log_e \left[ \frac{T}{T-1} \right] \quad (4.54)$$

Si en esta ecuación se hacen las siguientes sustituciones:

$$a = - a_0 \quad (4.55)$$

$$c = - c_0 \quad (4.56)$$

$$q = Q_{\text{máx}} \quad (4.57)$$

se obtiene la expresión de Nash

$$Q_{\text{máx}} = a_0 + c_0 \log_e \log_e \left[ \frac{T}{T-1} \right] \quad (4.58)$$

donde

$Q_{\text{máx}}$  = gasto máximo para un período de retorno determinado, en  $m^3/s$ .

$a_0$  y  $c_0$  = parámetros que son función del registro de gastos máximos anuales

$T$  = período de retorno, en años.

Los parámetros  $a_0$  y  $c_0$  se valúan, con base en los registros, en la forma siguiente:

$$a_0 = \bar{Q} - c_0 \bar{x} \quad (4.59)$$

$$c_0 = \frac{\sum_{i=1}^N x_i Q_i - N \bar{x} \bar{Q}}{\sum_{i=1}^N x_i^2 - N \bar{x}^2} \quad (4.60)$$

siendo

$$x_i = \log_e \log_e \left[ \frac{T_i}{T_i - 1} \right] \quad (4.61)$$

donde

$N$  = número de años de registro

$Q_i$  = gastos máximos anuales registrados, en  $m^3/s$

$$\bar{Q} = \sum_{i=1}^N Q_i / N = \text{gasto medio, en } m^3/s$$

$x_i$  = constante para cada gasto  $Q$  registrado, función de su período de retorno correspondiente.

$$\bar{x} = \sum_{i=1}^N x_i / N = \text{valor medio de las } x.$$

El valor de cada  $T_i$  que se debe introducir en la expresión 4.61 se obtiene aplicando la fórmula de Weibull (4.29) a cada uno de los gastos  $Q_i$  del registro, o sea

$$T_i = \frac{N+1}{m_i} \quad (4.62)$$

donde  $m_i$  es el rango correspondiente al gasto máximo anual  $Q_i$ , al ordenar los gastos en forma decreciente y asignando el número 1 al más grande de los registrados.

El intervalo dentro del cual puede variar el  $Q_{\text{máx}}$  calculado con la ecuación 4.58 se obtiene con:

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{S_{qq}}{N(N-1)} + (x-\bar{x})^2 \frac{1}{N-2} \frac{1}{S_{xx}} \left( S_{qq} - \frac{S_{xq}^2}{S_{xx}} \right)} \quad (4.63)$$

$$S_{xx} = N \sum x_i^2 - \left( \sum x_i \right)^2 \quad (4.64)$$

$$S_{qq} = N \sum Q_i^2 - \left( \sum Q_i \right)^2 \quad (4.65)$$

$$S_{xq} = N \sum Q_i x_i - \left( \sum Q_i \right) \left( \sum x_i \right) \quad (4.66)$$

En la ecuación 4.63 se ve que  $\Delta Q$  sólo varía con  $x$ , la cual se calcula con la ecuación 4.61 sustituyendo el valor del período de retorno para el cual se calculó el  $Q_{\text{máx}}$ . Todos los demás términos que intervienen en la ecuación 4.63 se obtienen de los datos.

El gasto máximo de diseño, como ya se vió al tratar el método de Gumbel, quedará comprendido entre  $Q_{\text{máx}} - \Delta Q$  y  $Q_{\text{máx}} + \Delta Q$ .

Ejemplo 4.15.- Calcular por el método de Nash el gasto de diseño para el mismo caso del ejemplo 4.14, página 193.

a) Cálculos preliminares.

Para la aplicación de este método los gastos máximos anuales se ordenan -

en forma decreciente como se muestra en la columna 1 de la tabla 4.16. La columna 2 es el número de orden que va de 1 a 20, pues es éste el número de datos. La columna 3 se calcula empleando la ecuación 4.62, que en este caso se reduce a:

$$T_i = \frac{20 + 1}{m_i} = \frac{21}{m_i}$$

Las  $x_i$  se obtienen sustituyendo en la ecuación 4.61 los valores de la columna 4.

b) Cálculo de  $\bar{Q}$  y  $\bar{x}$ .

Sumando los datos anotados en la columna 1 de la tabla 4.16 y dividiendo el resultado entre el número de años de registro, se obtiene:

$$\bar{Q} = \frac{2,248.3}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Procediendo de igual manera con la columna 5 de la misma tabla se obtiene

$$\bar{x} = \frac{-10.50}{20} = -0.52$$

c) Cálculo de las constantes  $a_0$  y  $c_0$ .

$$c_0 = \frac{-2,729.4 - 20(-0.52)(112.44)}{28.06 - 20(-0.52)^2} = \frac{-1,560.02}{22.65} = -68.9$$

y de la ecuación 4.59

$$a_0 = 112.44 - (-68.9)(-0.52) = 76.61$$

d) Gasto máximo para diferentes períodos de retorno, sin considerar el intervalo de confianza.

Sustituyendo los valores de las constantes  $a_0$  y  $c_0$  en la ecuación 4.58, se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 76.61 - 68.9 \log_e \log_e \frac{T}{T-1}$$

y entonces

Para  $T = 50$  años,  $Q_{\text{máx}} = 345 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Para  $T = 100$  años,  $Q_{\text{máx}} = 394 \text{ m}^3/\text{seg.}$

e) Intervalo de confianza.

Para calcular este intervalo se emplea la ecuación 4.63. Antes de aplicar la conviene calcular

$$S_{xx} = 20 \times 28.06 - (-10.50)^2 = 450.95$$

$$S_{qq} = 20 \times 36.59 \times 10^4 - (2,248.8)^2 = 226 \times 10^4 \text{ m}^6/\text{seg}^2$$

$$S_{xq} = 20 (-2,729.4) - (2,248.8) (-10.50) = -30,976 \text{ m}^3/\text{s}$$

Sustituyendo en la ecuación 4.63 se obtiene

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{\frac{226 \times 10^4}{20^2(20-1)} + [x - (-0.52)]^2 \frac{1}{20-2} \frac{1}{450.95} \left[ 226 \times 10^4 - \frac{(-30,976)^2}{450.95} \right]}$$

$$\Delta Q = \pm 2 \sqrt{297 + [x + 0.52]^2 \cdot 16.3} \text{ m}^3/\text{s}$$

El valor de  $x$  se calcula de la ecuación 4.61 para cada  $T$

Para  $T = 50$  años,  $x = -3.902$  y  $\Delta Q = 44 \text{ m}^3/\text{s}$

Para  $T = 100$  años,  $x = -4.600$  y  $\Delta Q = 48 \text{ m}^3/\text{s}$

f) Cálculo del gasto máximo para diferentes períodos de retorno con intervalo de confianza.

Se obtiene sumando al  $Q_{\text{máx}}$  el valor de  $\Delta Q$ .

Para  $T = 50$  años

$$Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 345 + 44 = 389 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para  $T = 100$  años

$$Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 394 + 48 = 442 \text{ m}^3/\text{s}$$



TABELA 4.16

1	2	3	4	5	6	7	8
$Q_i$	$m_i$	$T_i$	$\frac{T_i}{T_{i-1}}$	$x_i$	$Q_i^2 \times 10^{-4}$	$Q_i x_i$	$\frac{2}{x_i}$
300	1	21	1.050	- 3.02	9.00	- 906.0	9.12
246	2	10.5	1.105	- 2.30	6.05	- 565.8	5.29
203	3	7	1.166	- 1.87	4.12	- 379.6	3.50
188	4	5.25	1.233	- 1.56	3.53	- 293.3	2.43
165	5	4.20	1.313	- 1.30	2.72	- 14.5	1.69
156	6	3.50	1.400	- 1.09	2.43	- 10.0	1.19
147	7	3	1.500	- 0.90	2.16	- 2.3	0.81
141	8	2.63	1.615	- 0.74	1.99	- 104.3	0.55
105	9	2.33	1.750	- 0.58	1.10	- 60.9	0.34
98.2	10	2.10	1.910	- 0.44	0.96	- 43.2	0.19
56.8	11	1.91	2.100	- 0.30	0.32	- 17.0	0.09
56.3	12	1.75	2.335	- 0.16	0.32	- 9.0	0.03
54.9	13	1.62	2.610	- 0.04	0.30	- 2.2	0.00
53.6	14	1.50	3.000	0.09	0.29	4.8	0.01
52.0	15	1.40	3.500	0.23	0.27	12.0	0.05
48.8	16	1.31	4.225	0.37	0.24	18.1	0.14
47.9	17	1.24	5.170	0.50	0.23	24.0	0.25
47.9	18	1.17	6.880	0.66	0.23	31.6	0.44
45.2	19	1.11	10.091	0.84	0.20	38.0	0.71
36.2	20	1.05	21.000	1.11	0.13	40.2	1.23
2248.8				-10.50	36.59	-2,729.4	28.06

#### 4.2.17.- Método de Lebediev.

Lebediev consideró una distribución del tipo III de Pearson, ajustada con base en experiencias obtenidas en ríos soviéticos. A continuación se presentan las relaciones que se utilizan para determinar el gasto máximo.

El gasto máximo probable para un período de retorno determinado se obtiene con la ecuación

$$Q_{\text{máx}} = \bar{Q} (K C_v + 1) \quad (4.67)$$

en la que  $\bar{Q}$  es el gasto medio y está expresado como

$$\bar{Q} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N Q_i \quad (4.68)$$

$C_v$  = coeficiente de variación, adimensional, que se obtiene de la ecuación

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N \left(\frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1\right)^2}{N}} \quad (4.69)$$

$K$  = coeficiente adimensional que depende de la probabilidad  $P$  expresada en porcentaje de que se presente el gasto correspondiente al período de retorno de que se trate y del coeficiente de asimetría  $C_s$ , ver tablas 4.16a, 4.16b y 4.16c.

$Q_i$  = gastos máximos anuales observados, en  $m^3/s$ .

$N$  = número de años de observación.

$P$  = probabilidad de que se presente la avenida correspondiente al período de retorno de que se trate en un año en particular, expresada en porcentaje; se calcula con la ecuación

$$P = \frac{1}{T} \times 100 \quad (4.70)$$

en la que T es el período de retorno, en años.

$C_s$  = coeficiente de asimetría, adimensional; -  
cuando el número de años de registro es  
mayor que 40, se determina con la ecua-  
ción.

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^N \left( \frac{Q_i}{\bar{Q}} - 1 \right)^3}{N C_v^3} \quad (4.71)$$

En caso de que el número de años de observación sea menor que 40, se reco-  
mienda calcular además los siguientes valores:

$C_s = 2 C_v$  para avenida producida por deshielo.

$C_s = 3 C_v$  para avenida producida por tormentas.

$C_s = 5 C_v$  para avenida producida por tormentas ciclónicas.

El valor de  $C_s$  así calculado se compara con el obtenido de la ecuación (4.71)  
y se escoge el mayor.

El intervalo de confianza en este método se calcula con la ecuación

$$\Delta Q = \pm \frac{A E_r Q_{\text{máx}}}{\sqrt{N}} \quad (4.72)$$

en la cual

$\Delta Q$  = intervalo de confianza, en  $m^3/s$ .

A = coeficiente adimensional que varía de 0.7 a 1.5, de-  
pendiendo del número de años de registro. Cuantos -  
más años de registro haya, menor será el valor del -  
coeficiente. Si N es mayor de 40 años, se toma el -  
valor de 0.7.

$E_r$  = coeficiente adimensional que depende de los valores de

$C_v$  y de la probabilidad  $P$ . Se encuentra en forma de gráfica en la figura 4.19.

Ejemplo 4.16.- Obtener por el método de Lebediev el gasto de diseño para el mismo caso del ejemplo 4.14, página 193.

a) Obtención del gasto medio  $\bar{Q}$ .

Se obtiene aplicando la ecuación 4.68 en la cual  $\sum_{i=1}^N Q_i$  es igual a la suma de la columna 2 de la tabla 4.17.

$$\bar{Q} = \frac{2,248.8}{20} = 112.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

b) Obtención del coeficiente de variación  $C_v$ .

Teniendo en cuenta la tabla 4.17, la ecuación 4.69 se reduce a sumar la columna 6 de dicha tabla, dividirla entre el número de años de registro y sacarle raíz cuadrada, quedando:

$$C_v = \sqrt{\frac{8.94}{20}} = 0.67$$

c) Obtención del coeficiente de asimetría  $C_s$ .

Aplicando la ecuación (4.71) se obtiene

$$C_s = \frac{5.92}{20 \times (0.67)^3} = 0.98$$

Por otra parte, considerando que la avenida es producida por tormenta, el coeficiente  $C_s$  se valúa con

$$C_s = 3 C_v = 3 \times 0.67 = 2.01$$

De los dos valores de  $C_s$  obtenidos se escoge el mayor, o sea

$$C_s = 2.01$$

d) Obtención del coeficiente  $K$ .

Para el período de retorno de 50 años, de la ecuación 4.70 se obtiene —  
 $P = 2$  por ciento. Con  $P = 2$  y  $C_s = 2.01$ , de la tabla 4.16b se obtiene —  
 $K = 2.91$ .

Para el período de retorno de 100 años, de la ecuación 4.70 se obtiene —  
 $P = 1$  por ciento. Con  $P = 1$  y  $C_s = 2.01$ , de la tabla 4.16b se obtiene —  
 $K = 3.60$ .

e) Obtención de  $E_r$ .

De la figura 4.19, para  $P = 2$  y  $C_v = 0.67$ , se obtiene  $E_r = 0.96$ . Para —  
 $P = 1$  y  $C_v = 0.67$ , se obtiene  $E_r = 1.00$ .

f) Obtención del gasto máximo sin intervalo de confianza.

Para el período de retorno de 50 años, de la ecuación 4.67 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.4 (2.91 \times 0.67 + 1) = 332 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Para el período de retorno de 100 años, de la ecuación 4.67 se obtiene

$$Q_{\text{máx}} = 112.4 (3.60 \times 0.67 + 1) = 384 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

g) Obtención del intervalo de confianza  $\Delta Q$ .

Para aplicar la ecuación 4.72 se necesita antes determinar el valor de  $A$ .

Para esto se puede interpolar linealmente entre 1.5 para  $N = 0$  y 0.7 para  
 $N = 40$ , obteniendo para  $N = 20$ :

$$A = \frac{1.5 - 0.7}{40} \times 20 + 0.7 = 1.1$$

Se aplica ahora la ecuación 4.72 obteniendo, para  $T = 50$  años:

$$\Delta Q = \pm \frac{1.1 \times 0.96 \times 332}{\sqrt{20}} = 78 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para  $T = 100$  años

$$\Delta Q = \pm \frac{1.1 \times 1.00 \times 384}{\sqrt{20}} = 95 \text{ m}^3/\text{s}$$

h) Obtención del gasto de diseño con intervalo de confianza.

Para T = 50 años

$$Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 332 + 78 = 410 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para T = 100 años

$$Q_{\text{máx}} + \Delta Q = 384 + 95 = 483 \text{ m}^3/\text{s}$$

TABLA 4.16 a.- Valores de K

C <sub>s</sub>	P en %																						C <sub>s</sub>
	001	01	05	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97	99	99.9	
0.0	372	309	258	233	2.02	1.88	1.64	1.28	0.84	0.67	0.52	0.25	0.00	-0.25	-0.51	-0.67	-0.84	-1.28	-1.64	-1.88	-2.02	-3.09	0.0
0.05	383	316	262	236	2.00	1.80	1.65	1.28	0.84	0.66	0.52	0.24	-0.01	-0.26	-0.52	-0.66	-0.84	-1.28	-1.62	-1.86	-2.25	-3.02	0.05
0.1	394	323	267	240	2.11	1.92	1.67	1.29	0.84	0.66	0.51	0.24	-0.02	-0.27	-0.53	-0.68	-0.85	-1.27	-1.61	-1.84	-2.25	-2.95	0.1
0.15	405	331	2.71	2.44	2.13	1.94	1.68	1.30	0.84	0.66	0.50	0.23	-0.02	-0.28	-0.54	-0.69	-0.86	-1.26	-1.60	-1.82	-2.22	-2.98	0.15
0.2	416	338	2.76	2.47	2.16	1.96	1.70	1.30	0.83	0.65	0.50	0.22	-0.03	-0.28	-0.55	-0.69	-0.85	-1.26	-1.58	-1.79	-2.18	-2.01	0.2
0.25	427	3.45	2.81	2.50	2.18	1.98	1.71	1.30	0.82	0.64	0.49	0.21	-0.04	-0.29	-0.56	-0.70	-0.85	-1.25	-1.56	-1.77	-2.14	-2.63	0.25
0.3	438	3.52	2.86	2.54	2.21	2.00	1.72	1.31	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.05	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.55	-1.75	-2.10	-2.67	0.3
0.35	450	3.59	2.90	2.58	2.23	2.02	1.73	1.32	0.82	0.64	0.48	0.20	-0.06	-0.30	-0.56	-0.70	-0.85	-1.24	-1.53	-1.72	-2.05	-2.60	0.35
0.4	461	3.66	2.95	2.61	2.26	2.04	1.75	1.32	0.82	0.63	0.47	0.19	-0.07	-0.31	-0.57	-0.71	-0.85	-1.23	-1.52	-1.70	-2.03	-2.54	0.4
0.45	472	3.74	2.98	2.64	2.28	2.05	1.76	1.32	0.82	0.62	0.46	0.18	-0.08	-0.32	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.51	-1.68	-2.00	-2.47	0.45
0.5	483	3.81	3.01	2.68	2.31	2.08	1.77	1.32	0.81	0.62	0.46	0.17	-0.09	-0.33	-0.58	-0.71	-0.85	-1.22	-1.49	-1.68	-1.96	-2.40	0.5
0.55	494	3.88	3.03	2.72	2.33	2.10	1.78	1.32	0.80	0.62	0.45	0.16	-0.09	-0.34	-0.58	-0.72	-0.85	-1.21	-1.47	-1.64	-1.92	-2.32	0.55
0.6	505	3.96	3.13	2.75	2.35	2.12	1.80	1.33	0.80	0.61	0.44	0.16	-0.10	-0.34	-0.59	-0.72	-0.85	-1.20	-1.45	-1.61	-1.88	-2.27	0.6
0.65	516	4.03	3.17	2.73	2.37	2.14	1.81	1.33	0.79	0.60	0.44	0.15	-0.11	-0.35	-0.60	-0.72	-0.85	-1.19	-1.44	-1.59	-1.84	-2.20	0.65
0.7	523	4.10	3.22	2.82	2.40	2.15	1.82	1.33	0.79	0.59	0.43	0.14	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.85	-1.18	-1.42	-1.57	-1.81	-2.14	0.7
0.75	539	4.17	3.26	2.86	2.42	2.16	1.83	1.34	0.78	0.58	0.42	0.13	-0.12	-0.36	-0.60	-0.72	-0.86	-1.18	-1.40	-1.54	-1.78	-2.08	0.75
0.8	550	4.24	3.31	2.89	2.45	2.18	1.84	1.34	0.78	0.58	0.41	0.12	-0.13	-0.37	-0.60	-0.73	-0.86	-1.17	-1.38	-1.52	-1.74	-2.02	0.8
0.85	562	4.31	3.35	2.92	2.47	2.20	1.85	1.34	0.78	0.58	0.40	0.12	-0.14	-0.38	-0.60	-0.73	-0.86	-1.16	-1.36	-1.49	-1.70	-1.96	0.85
0.9	5.73	4.38	3.40	2.96	2.50	2.22	1.86	1.34	0.77	0.57	0.40	0.11	-0.15	-0.39	-0.61	-0.73	-0.85	-1.15	-1.35	-1.47	-1.66	-1.90	0.9
0.95	5.84	4.46	3.44	2.99	2.52	2.24	1.87	1.34	0.76	0.56	0.39	0.10	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.14	-1.34	-1.44	-1.62	-1.84	0.95
1.0	5.96	4.53	3.49	3.02	2.54	2.25	1.88	1.34	0.76	0.55	0.38	0.09	-0.16	-0.39	-0.62	-0.73	-0.85	-1.13	-1.32	-1.42	-1.59	-1.79	1.0
1.05	6.07	4.60	3.53	3.06	2.56	2.26	1.88	1.34	0.75	0.54	0.37	0.08	-0.17	-0.40	-0.62	-0.74	-0.85	-1.12	-1.30	-1.40	-1.56	-1.74	1.05
1.1	6.18	4.67	3.58	3.09	2.58	2.28	1.89	1.34	0.74	0.54	0.36	0.07	-0.18	-0.41	-0.62	-0.74	-0.85	-1.10	-1.28	-1.38	-1.52	-1.68	1.1
1.15	6.30	4.74	3.62	3.12	2.60	2.30	1.90	1.34	0.74	0.53	0.36	0.06	-0.18	-0.42	-0.62	-0.74	-0.84	-1.09	-1.26	-1.36	-1.48	-1.63	1.15
1.2	6.41	4.81	3.66	3.15	2.62	2.31	1.92	1.34	0.73	0.52	0.35	0.05	-0.19	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.08	-1.24	-1.33	-1.45	-1.58	1.2
1.25	6.52	4.88	3.70	3.18	2.64	2.32	1.93	1.34	0.72	0.52	0.34	0.04	-0.20	-0.42	-0.63	-0.74	-0.84	-1.07	-1.22	-1.30	-1.42	-1.53	1.25
1.3	6.64	4.96	3.74	3.21	2.67	2.34	1.94	1.34	0.72	0.51	0.33	0.04	-0.21	-0.43	-0.63	-0.74	-0.84	-1.06	-1.20	-1.28	-1.38	-1.48	1.3
1.35	6.74	5.02	3.78	3.24	2.69	2.36	1.94	1.34	0.72	0.50	0.32	0.03	-0.22	-0.44	-0.64	-0.74	-0.84	-1.05	-1.18	-1.28	-1.35	-1.44	1.35
1.4	6.87	5.09	3.83	3.27	2.71	2.37	1.95	1.34	0.71	0.49	0.31	0.02	-0.22	-0.44	-0.64	-0.73	-0.83	-1.04	-1.17	-1.23	-1.32	-1.39	1.4
1.45	6.98	5.19	3.87	3.30	2.72	2.38	1.95	1.33	0.70	0.48	0.30	0.01	-0.23	-0.44	-0.64	-0.73	-0.82	-1.03	-1.15	-1.21	-1.29	-1.35	1.45
1.5	7.09	5.28	3.91	3.33	2.74	2.39	1.96	1.33	0.69	0.47	0.30	0.00	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.02	-1.13	-1.19	-1.26	-1.31	1.5
1.55	7.20	5.32	3.95	3.36	2.76	2.40	1.96	1.33	0.68	0.46	0.29	0.01	-0.24	-0.45	-0.64	-0.73	-0.82	-1.00	-1.12	-1.16	-1.23	-1.28	1.55
1.6	7.31	5.37	3.99	3.39	2.78	2.42	1.97	1.33	0.68	0.46	0.28	0.02	-0.25	-0.46	-0.64	-0.73	-0.81	-0.99	-1.10	-1.14	-1.20	-1.24	1.6
1.65	7.42	5.44	4.03	3.42	2.80	2.43	1.97	1.32	0.67	0.45	0.27	0.02	-0.26	-0.46	-0.64	-0.72	-0.81	-0.98	-1.08	-1.12	-1.17	-1.20	1.65
1.7	7.54	5.50	4.07	3.44	2.82	2.44	1.98	1.32	0.66	0.44	0.26	0.03	-0.27	-0.47	-0.64	-0.72	-0.81	-0.97	-1.06	-1.10	-1.14	-1.17	1.7
1.75	7.65	5.57	4.11	3.47	2.83	2.45	1.98	1.32	0.66	0.43	0.25	0.04	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.95	-1.04	-1.08	-1.12	-1.14	1.75

TABLA 4.16 b Valores de K

C <sub>s</sub>	P en %																				C <sub>s</sub>		
	0.01	0.1	0.5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99.9
1.8	7.76	5.64	4.15	3.50	2.85	2.46	1.99	1.32	0.64	0.42	0.24	-0.05	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.94	-1.02	-1.06	-1.09	-1.11	1.8
1.85	7.87	5.70	4.19	3.52	2.86	2.48	1.99	1.32	0.64	0.41	0.23	-0.06	-0.28	-0.48	-0.64	-0.72	-0.80	-0.93	-1.00	-1.04	-1.06	-1.08	1.85
1.9	7.98	5.77	4.23	3.55	2.88	2.49	2.00	1.31	0.63	0.40	0.22	-0.07	-0.29	-0.48	-0.64	-0.72	-0.79	-0.92	-0.98	-1.01	-1.04	-1.05	1.9
1.95	8.10	5.84	4.26	3.58	2.89	2.50	2.00	1.30	0.62	0.40	0.21	-0.08	-0.30	-0.48	-0.64	-0.72	-0.78	-0.91	-0.96	-0.99	-1.02	-1.02	1.95
2.0	8.21	5.91	4.30	3.60	2.91	2.51	2.00	1.30	0.61	0.39	0.20	-0.06	-0.31	-0.49	-0.64	-0.71	-0.78	-0.90	-0.950	-0.97	-0.990	-1.00	2.0
2.05		5.97	4.34	3.63	2.92	2.52	2.00	1.30	0.60	0.38	0.19	-0.09	-0.32	-0.49	-0.64	-0.71	-0.77	-0.89	-0.932	-0.95	-0.967	-0.976	2.05
2.1		6.04	4.38	3.65	2.94	2.53	2.01	1.29	0.59	0.37	0.18	-0.10	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.866	-0.914	-0.930	-0.945	-0.953	2.1
2.15		6.09	4.42	3.66	2.94	2.53	2.01	1.28	0.58	0.30	0.17	-0.11	-0.32	-0.50	-0.64	-0.70	-0.76	-0.854	-0.898	-0.913	-0.925	-0.931	2.15
2.2		6.14	4.46	3.68	2.95	2.54	2.02	1.27	0.57	0.35	0.16	-0.12	-0.33	-0.50	-0.64	-0.69	-0.75	-0.842	-0.882	-0.895	-0.905	-0.911	2.2
2.25		6.20	4.49	3.70	2.96	2.54	2.02	1.26	0.56	0.33	0.15	-0.12	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.828	-0.866	-0.878	-0.886	-0.890	2.25
2.3		6.26	4.52	3.73	2.98	2.54	2.01	1.26	0.55	0.32	0.14	-0.13	-0.34	-0.50	-0.63	-0.68	-0.74	-0.815	-0.850	-0.850	-0.867	-0.870	2.3
2.35		6.31	4.55	3.75	3.00	2.57	2.01	1.25	0.53	0.30	0.13	-0.13	-0.34	-0.50	-0.62	-0.67	-0.73	-0.803	-0.835	-0.843	-0.848	-0.852	2.35
2.4		6.37	4.59	3.78	3.02	2.60	2.00	1.25	0.52	0.29	0.12	-0.14	-0.35	-0.51	-0.62	-0.67	-0.72	-0.792	-0.820	-0.826	-0.830	-0.834	2.4
2.45		6.43	4.62	3.80	3.03	2.61	2.00	1.24	0.51	0.28	0.11	-0.15	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.780	-0.805	-0.810	-0.815	-0.817	2.45
2.5		6.50	4.66	3.82	3.05	2.62	2.00	1.23	0.50	0.27	0.10	-0.16	-0.36	-0.51	-0.62	-0.66	-0.71	-0.768	-0.790	-0.795	-0.800	-0.800	2.5
2.55		6.52	4.68	3.84	3.06	2.62	2.00	1.22	0.49	0.26	0.093	-0.16	-0.36	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.757	-0.777	-0.780	-0.785	-0.785	2.55
2.6		6.54	4.71	3.86	3.08	2.63	2.00	1.21	0.48	0.25	0.085	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.66	-0.70	-0.746	-0.764	-0.766	-0.770	-0.770	2.6
2.65		6.64	4.75	3.89	3.09	2.63	2.00	1.20	0.47	0.24	0.078	-0.17	-0.37	-0.51	-0.61	-0.65	-0.69	-0.734	-0.750	-0.752	-0.755	-0.755	2.65
2.7		6.73	4.80	3.92	3.10	2.64	2.00	1.19	0.46	0.24	0.070	-0.18	-0.38	-0.51	-0.61	-0.65	-0.68	-0.724	-0.736	-0.739	-0.740	-0.740	2.7
2.75		6.80	4.83	3.94	3.11	2.64	2.00	1.18	0.45	0.23	0.063	-0.19	-0.38	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.713	-0.724	-0.726	-0.727	-0.728	2.75
2.8		6.86	4.86	3.96	3.12	2.65	2.00	1.18	0.44	0.22	0.057	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.64	-0.67	-0.703	-0.711	-0.714	-0.715	-0.715	2.8
2.85		6.93	4.88	3.98	3.12	2.65	2.00	1.16	0.42	0.21	0.049	-0.20	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.66	-0.692	-0.700	-0.702	-0.702	-0.702	2.85
2.9		7.00	4.91	4.01	3.12	2.66	1.99	1.15	0.41	0.20	0.041	-0.21	-0.39	-0.51	-0.60	-0.63	-0.65	-0.681	-0.689	-0.690	-0.694	-0.690	2.9
2.95		7.05	4.93	4.03	3.13	2.66	1.98	1.14	0.40	0.19	0.034	-0.21	-0.39	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.672	-0.677	-0.678	-0.678	-0.678	2.95
3.0		7.10	4.95	4.05	3.14	2.66	1.97	1.13	0.39	0.19	0.027	-0.22	-0.40	-0.51	-0.59	-0.62	-0.64	-0.661	-0.665	-0.666	-0.666	-0.666	3.0
3.05		7.16	4.98	4.07	3.14	2.66	1.97	1.12	0.38	0.18	0.018	-0.22	-0.40	-0.51	-0.58	-0.61	-0.63	-0.651	-0.655	-0.656	-0.656	-0.656	3.05
3.1		7.23	5.01	4.09	3.14	2.66	1.97	1.11	0.37	0.17	0.010	-0.23	-0.40	-0.51	-0.58	-0.60	-0.62	-0.641	-0.645	-0.646	-0.646	-0.646	3.1
3.15		7.29	5.04	4.10	3.14	2.66	1.96	1.10	0.36	0.16	0.002	-0.24	-0.40	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.631	-0.635	-0.636	-0.636	-0.636	3.15
3.2		7.35	5.08	4.11	3.14	2.66	1.96	1.09	0.35	0.15	-0.000	-0.25	-0.41	-0.51	-0.57	-0.59	-0.61	-0.621	-0.625	-0.625	-0.625	-0.625	3.2
3.25		7.39	5.11	4.13	3.14	2.66	1.95	1.08	0.34	0.14	-0.014	-0.25	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.613	-0.616	-0.616	-0.616	-0.616	3.25
3.3		7.44	5.14	4.15	3.14	2.66	1.95	1.08	0.33	0.13	-0.022	-0.26	-0.41	-0.50	-0.56	-0.58	-0.60	-0.605	-0.606	-0.606	-0.606	-0.606	3.3
3.35		7.49	5.16	4.16	3.14	2.66	1.94	1.07	0.32	0.12	-0.029	-0.26	-0.41	-0.50	0.55	-0.57	0.58	-0.596	-0.597	-0.597	-0.597	-0.597	3.35
3.4		7.54	5.18	4.18	3.15	2.66	1.94	1.06	0.31	0.11	-0.036	-0.27	-0.41	-0.50	0.55	-0.57	0.58	-0.586	-0.587	-0.589	-0.589	-0.589	3.4
3.45		7.59	5.22	4.19	3.15	2.66	1.93	1.05	0.30	0.09	-0.042	-0.27	-0.41	-0.50	0.54	-0.56	0.57	-0.578	-0.579	-0.580	-0.580	-0.580	3.45
3.5		7.64	5.25	4.21	3.16	2.66	1.93	1.04	0.29	0.08	-0.049	-0.28	-0.41	-0.50	0.54	-0.55	0.56	-0.570	-0.571	-0.571	-0.571	-0.571	3.5



TAHLA 4.16 o Valores de K

G <sub>s</sub>	P en %																				G <sub>s</sub>		
	0,01	0,1	0,5	1	2	3	5	10	20	25	30	40	50	60	70	75	80	90	95	97		99	99,9
3,55	7,68	5,27	4,22	3,16	2,66	1,93	1,03	0,28	0,072	-0,060	-0,28	-0,41	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,562	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	-0,564	3,55
3,6	7,72	5,30	4,24	3,17	2,66	1,93	1,03	0,28	0,064	-0,072	-0,28	-0,42	-0,49	-0,54	-0,54	-0,55	-0,555	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	-0,556	3,6
3,65	7,79	5,32	4,25	3,17	2,66	1,92	1,02	0,27	0,056	-0,078	-0,28	-0,42	-0,48	-0,53	-0,53	-0,54	-0,548	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	-0,549	3,65
3,7	7,86	5,35	4,26	3,18	2,66	1,91	1,01	0,26	0,048	-0,084	-0,29	-0,42	-0,48	-0,52	-0,53	-0,54	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	-0,541	3,7
3,75	7,91	5,37	4,27	3,18	2,66	1,90	1,00	0,25	0,040	-0,089	-0,29	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,53	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	-0,533	3,75
3,8	7,97	5,40	4,29	3,18	2,65	1,90	1,00	0,24	0,032	-0,095	-0,30	-0,42	-0,48	-0,51	-0,52	-0,52	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	-0,526	3,8
3,85	8,02	5,42	4,31	3,19	2,65	1,90	0,99	0,23	0,026	-0,103	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	3,85
3,9	8,08	5,45	4,32	3,20	2,65	1,90	0,98	0,23	0,020	-0,11	-0,30	-0,41	-0,47	-0,50	-0,51	-0,51	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	-0,513	3,9
3,95	8,12	5,47	4,33	3,20	2,65	1,90	0,97	0,22	0,015	-0,11	-0,30	-0,41	-0,46	-0,49	-0,50	-0,50	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	-0,506	3,95
4,0	8,17	5,50	4,34	3,20	2,65	1,90	0,96	0,21	0,010	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,49	-0,49	-0,50	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	-0,500	4,0
4,05	8,23	5,52	4,35	3,21	2,65	1,89	0,95	0,20	0,005	-0,12	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	-0,487	4,05
4,1	8,29	5,55	4,36	3,22	2,65	1,89	0,95	0,20	0,00	-0,13	-0,31	-0,41	-0,46	-0,48	-0,484	-0,484	-0,484	-0,484	-0,484	-0,484	-0,484	-0,484	4,1
4,15	8,33	5,57	4,37	3,23	2,65	1,88	0,94	0,19	-0,005	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,478	-0,480	-0,480	-0,480	-0,480	-0,480	-0,480	-0,480	4,15
4,2	8,38	5,60	4,39	3,24	2,64	1,88	0,93	0,19	-0,010	-0,13	-0,31	-0,41	-0,45	-0,47	-0,473	-0,473	-0,473	-0,473	-0,473	-0,473	-0,473	-0,473	4,2
4,25	8,43	5,62	4,39	3,24	2,64	1,87	0,92	0,18	-0,015	-0,13	-0,31	-0,40	-0,44	-0,46	-0,467	-0,467	-0,467	-0,467	-0,467	-0,467	-0,467	-0,467	4,25
4,3	8,49	5,65	4,40	3,24	2,64	1,87	0,92	0,17	-0,021	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,46	-0,462	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	-0,465	4,3
4,35	8,54	5,67	4,41	3,24	2,64	1,86	0,91	0,16	-0,026	-0,14	-0,32	-0,40	-0,44	-0,455	-0,458	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	-0,460	4,35
4,4	8,60	5,69	4,42	3,25	2,63	1,86	0,91	0,15	-0,032	-0,15	-0,32	-0,40	-0,44	-0,451	-0,454	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	-0,455	4,4
4,45	8,64	5,71	4,43	3,25	2,63	1,85	0,90	0,14	-0,037	-0,15	-0,32	-0,40	-0,43	-0,446	-0,449	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	-0,450	4,45
4,5	8,69	5,74	4,44	3,26	2,62	1,85	0,89	0,14	-0,042	-0,16	-0,32	-0,40	-0,43	-0,441	-0,444	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	-0,445	4,5
4,55	8,74	5,76	4,45	3,26	2,62	1,84	0,88	0,13	-0,047	-0,16	-0,32	-0,40	-0,42	-0,436	-0,439	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	-0,440	4,55
4,6	8,79	5,79	4,46	3,27	2,62	1,84	0,87	0,13	-0,052	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,432	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	-0,435	4,6
4,65	8,84	5,81	4,47	3,27	2,61	1,83	0,86	0,12	-0,058	-0,17	-0,32	-0,40	-0,42	-0,428	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	-0,430	4,65
4,7	8,89	5,84	4,49	3,28	2,61	1,83	0,85	0,11	-0,064	-0,18	-0,32	-0,40	-0,42	-0,424	-0,425	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	-0,426	4,7
4,75	8,92	5,86	4,49	3,28	2,61	1,82	0,83	0,10	-0,069	-0,18	-0,32	-0,395	-0,415	-0,420	-0,420	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	-0,421	4,75
4,8	8,96	5,89	4,50	3,29	2,60	1,81	0,82	0,10	-0,075	-0,19	-0,32	-0,39	-0,41	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	-0,416	4,8
4,85	9,00	5,89	4,50	3,29	2,60	1,80	0,81	0,092	-0,081	-0,19	-0,32	-0,388	-0,405	-0,411	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	-0,412	4,85
4,9	9,04	5,90	4,51	3,30	2,60	1,80	0,80	0,084	-0,087	-0,19	-0,33	-0,386	-0,401	-0,407	-0,408	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	-0,409	4,9
4,95	9,08	5,92	4,52	3,31	2,60	1,79	0,79	0,076	-0,093	-0,19	-0,33	-0,383	-0,398	-0,403	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	-0,404	4,95
5,0	9,12	5,94	4,54	3,32	2,60	1,78	0,78	0,068	-0,099	-0,20	-0,33	-0,380	-0,395	-0,399	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	-0,400	5,0
5,05	9,16	5,96	4,55	3,32	2,60	1,77	0,77	0,059	-0,105	-0,20	-0,33	-0,378	-0,391	-0,395	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	-0,396	5,05
5,1	9,20	5,98	4,57	3,32	2,60	1,76	0,76	0,051	-0,110	-0,21	-0,33	-0,376	-0,388	-0,391	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	-0,392	5,1
5,15	9,23	6,00	4,58	3,32	2,60	1,75	0,74	0,043	-0,115	-0,21	-0,33	-0,373	-0,385	-0,387	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	-0,388	5,15
5,2	9,27	6,02	4,59	3,33	2,60	1,74	0,73	0,035	-0,120	-0,21	-0,33	-0,371	-0,382	-0,384	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	-0,385	5,2

METODO DE LEBEDIEV

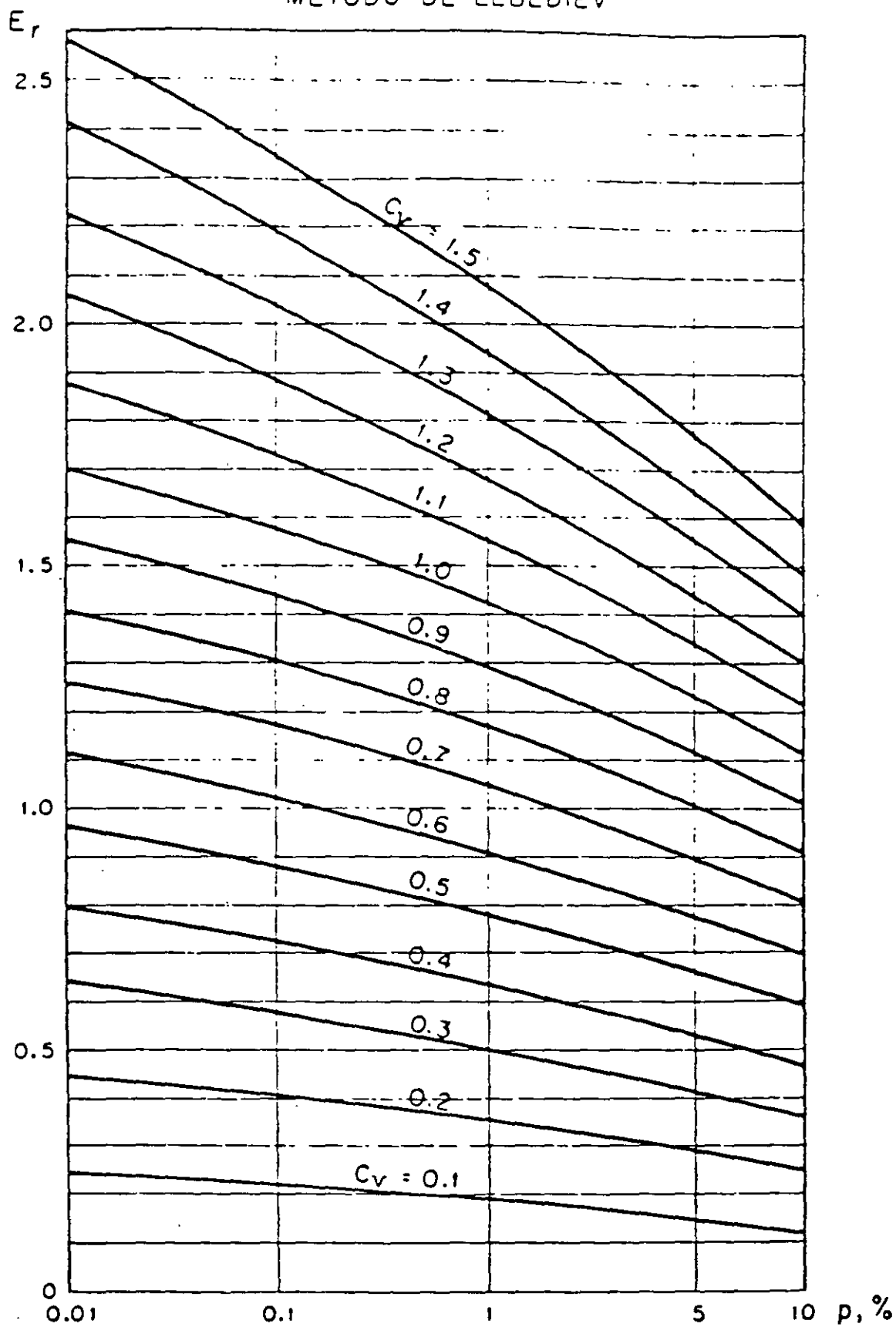


Fig. 4.19 VALORES DE  $E_r$  EN FUNCION DE  $C_v$  Y  $p$  EN PORCENTAJE

TAULA 4.17

1	2	3	4	5	6	7
Año de Observación	Gasto máximo anual ( $Q_1$ )	$Q_1^2 \times 10^{-4}$	$\frac{Q_1}{\bar{Q}}$	$\frac{Q_1}{\bar{Q}} - 1$	$\left[\frac{Q_1}{\bar{Q}} - 1\right]^2$	$\left[\frac{Q_1}{\bar{Q}} - 1\right]^3$
1943	300	9	2.67	1.67	2.79	4.66
44	188	3.53	1.67	0.67	0.45	0.30
45	147	2.16	1.31	0.31	0.09	0.03
46	105	1.10	0.93	- 0.07	0.00	0.00
47	165	2.72	1.47	0.47	0.22	0.10
48	203	4.12	1.81	0.31	0.65	0.53
49	48.8	0.24	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
1950	36.2	0.13	0.32	- 0.68	0.46	- 0.31
51	56.3	0.32	0.50	- 0.50	0.25	- 0.13
52	56.3	0.32	0.50	- 0.50	0.25	- 0.13
53	45.2	0.20	0.40	- 0.60	0.36	- 0.22
54	47.9	0.23	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
55	141	1.99	1.25	0.25	0.06	0.02
56	98.2	0.96	0.87	- 0.13	0.02	0.00
57	53.6	0.29	0.48	- 0.52	0.27	- 0.14
58	246	6.05	2.19	1.19	1.41	1.69
59	156	2.43	1.39	0.39	0.15	0.06
1960	47.9	0.23	0.43	- 0.57	0.32	- 0.19
61	54.9	0.30	0.49	- 0.51	0.26	- 0.13
62	52.	0.27	0.46	- 0.54	0.29	0.16
SUMA	2248.8	36.59			8.94	5.92

#### 4.2.18.- Métodos Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III.

En 1930 Karl Pearson publicó en Londres la tercera edición de su obra "Tablas para Estadísticos y Biómetros", en la que proporciona una serie de — funciones de probabilidad que se pueden ajustar a casi cualquier distribución. Aunque estas funciones tienen solamente una somera base teórica, se han usado ampliamente en trabajos estadísticos prácticos para definir la — forma de muchas curvas de distribución. De éstas las más usadas en Hidrología son las del tipo I y III para análisis de frecuencias.

Con relación al método log-Pearson Tipo III cabe mencionar un estudio muy interesante realizado en los Estados Unidos de América por el Consejo de los Recursos de Agua por medio de su Comité de Hidrología, tendiente al — establecimiento de un método para la determinación de las frecuencias de — avenidas aplicable a todo el país. La idea del mencionado Consejo es la de disponer a nivel nacional de un criterio uniforme que permita adoptar la — mejor medida o la mejor combinación de medidas en el amplio campo del desarrollo de los recursos de agua y los programas relacionados con el manejo de pérdidas por avenidas.

El estudio comprendió a 6 de los métodos más comúnmente usados en ese país, habiendo encontrado que de ellos tres se apegaron bien a los datos y no — mostraron oblicuidad o distorsión; uno de estos últimos es el log-Pearson Tipo III, el cual fué escogido como método base para el análisis de frecuencias de avenidas, debido principalmente a la tendencia que tienen a usarlo las agencias Federales.

El mismo Comité de Hidrología reconoce que el estado del arte o habilidad — respecto a los métodos de análisis de frecuencia de las avenidas y a las — más de otras técnicas hidrológicas no ha avanzado al punto en que sea posible o apropiada una completa uniformización, por lo que admite la posibili-

dad de usar otro diferente al método base donde se presente una justificación adecuada.

Este método fué originalmente aplicado por Foster usando como argumento los gastos máximos anuales en los cálculos de la media, la desviación estándar y el coeficiente de distorsión de la distribución, llamándose el método -- Pearson Tipo III. Después, al introducirse la modificación consistente en transformar los datos naturales a sus logaritmos decimales para usar éstos como argumento en el cálculo de los parámetros estadísticos se cambió el nombre a log-Pearson Tipo III, para diferenciarlo del original.

A continuación se describirá el método log-Pearson Tipo III y todo lo que se diga será aplicable al Pearson Tipo III con una sola observación: lo que se refiera en el primer método a los logaritmos de los gastos se referirá a los valores naturales de los mismos en el segundo método.

La expresión que da el gasto máximo asociado a un determinado período de retorno es la siguiente:

$$\log Q_{\text{máx}} = \overline{\text{Log}Q} + K S_{\text{Log}Q} \quad (4.73)$$

o también

$$Q_{\text{máx}} = \text{antilog} \left[ \overline{\text{log}Q} + K S_{\text{Log}Q} \right] \quad (4.73')$$

donde

$Q_{\text{máx}}$  = gasto máximo para un período de retorno determinado, en  $\text{m}^3/\text{s}$ .

$\overline{\text{Log}Q}$  = valor medio de los logaritmos decimales de los gastos máximos anuales; se valúa con la expresión:

$$\overline{\text{Log}Q} = \frac{\sum_{i=1}^N \text{Log}Q_i}{N} \quad (4.74)$$

$K$  = factor de frecuencia, función del período de retorno y el coeficiente de distorsión "g", adimensional; se obtiene de las tablas 4.18-a a la 4.18-e.

$N$  = Número de años de registro.

$S_{\log Q}$  = desviación estándar de los logaritmos de los gastos máximos anuales; se valúa con la expresión:

$$S_{\log Q} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (\log Q_i)^2 - \left[ \left( \sum_{i=1}^N \log Q_i \right)^2 \div N \right]}{N - 1}} \quad (4.75)$$

El coeficiente de distorsión "g" que se utiliza para determinar K se valúa con la siguiente expresión:

$$g = \frac{N^2 \sum_{i=1}^N (\log Q_i)^3 - 3N \sum_{i=1}^N \log Q_i \sum_{i=1}^N (\log Q_i)^2 + 2 \left[ \sum_{i=1}^N \log Q_i \right]^3}{N(N-1)(N-2)(S_{\log Q})^3} \quad (4.76)$$

La secuencia de cálculo es como sigue:

- a).- Obtener los logaritmos decimales de las magnitudes de los gastos máximos anuales.
- b).- Calcular el valor medio de los logaritmos, (ecuación 4.74).
- c).- Calcular la desviación estándar de los logaritmos, (ecuación 4.75)
- d).- Calcular el coeficiente de distorsión, (ecuación 4.76)
- e).- Seleccionar K de las tablas 4.18-a a la 4.18-e, según el valor de g obtenido en el paso anterior y del período de retorno.
- f).- Aplicar la ecuación 4.73' para obtener el gasto correspondiente al período de retorno considerado en el paso anterior.

Ejemplo 4.17.- Calcular por los métodos de Pearson Tipo III y log-Pearson Tipo III el gasto de diseño para el mismo caso del ejemplo 4.14, página 193.

Los gastos máximos anuales observados se han repetido en la columna 1 de la tabla 4.19 que se usará para facilitar los cálculos. (Página 222).

a).- Método Pearson-III

Las columnas 2, 3 y 4 de la tabla 4.19 son las correspondientes a este método.

a).- Para este método no se requieren los logaritmos de los gastos.

b).- El valor medio de los gastos se obtiene dividiendo la suma de la columna 2 entre el número de datos que es 20.

$$\bar{q} = \frac{2,248.3}{20} = 112.44 \text{ m}^3/\text{s}$$

c).- Cálculo de la desviación estándar de los gastos.

$$s_q = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N q_i^2 - \left[ \left( \sum_{i=1}^N q_i \right)^2 \div N \right]}{N - 1}}$$

$$s_q = \sqrt{\frac{366,097 - \left[ (2,248.8)^2 \div 20 \right]}{19}}$$

$$s_q = 77.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

d).- Cálculo del coeficiente de distorsión:

$$g = \frac{20^2 \times 745,674 \times 10^2 - 3 \times 20 \times 2,248.8 \times 366,097 + 2(2,248.8)^3}{20 \times 19 \times 18 \times (77.2)^3}$$

$$g = 1.0089$$

e).- Cálculo del coeficiente K.

En la tabla 4.18-a, en las columnas correspondientes a T=50 y T=100 años, se interpola el valor de g encontrado en el inciso anterior para determinar los valores de K, obteniendo:

$$K_{50} = 2.546$$

$$K_{100} = 3.028$$

f).- El gasto se obtiene con la siguiente expresión:

$$q_{máx} = \bar{q} + K s_q \quad (4.77)$$

que es equivalente a la 4.73 del método log-Pearson III

Para T = 50 años

$$Q_{m\acute{a}x} = 112.4 + 2.546 \times 77.2 = 303.9$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 309 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para T = 100 años:

$$Q_{m\acute{a}x} = 112.4 + 3.028 \times 77.2 = 346.2$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 346 \text{ m}^3/\text{s}$$

### B) Método log-Pearson-III

Las columnas correspondientes a este método son las 5, 6 y 7 de la tabla 4.19.

a).- En la columna 5 se encuentran anotados los logaritmos de los gastos.

b) El valor medio de los logaritmos se obtiene dividiendo la suma de la columna 5 entre el número de datos:

$$\overline{\log Q} = \frac{39.1426908}{20} = 1.9571345$$

c).- Cálculo de la desviación estándar. Se aplica la ecuación 4.75:

$$S_{\log Q} = \sqrt{\frac{78.2158643 - \frac{[(39.1426908)^2 \div 20]}{19}}{19}}$$

$$S_{\log Q} = 0.2909$$

d).- Cálculo del coeficiente de distorsión. Se aplica la ecuación 4.76:

$$g = \frac{20^2 \times 159.5131233 - 3 \times 20 \times 39.1426908 \times 78.2158643 + 2(39.1426908)^3}{20 \times 19 \times 18 \times (0.2909)^3}$$

$$g = 0.3293$$

e).- Cálculo del coeficiente K.

De la tabla 4.18-a, para T=50 y T=100 años, interpolando para el valor de

$g = 0.3293$  se obtiene:

$$K_{50} = 2.226$$

$$K_{100} = 2.565$$



f).- Cálculo del gasto máximo, aplicando la ecuación 1.73'

Para T = 50 años:

$$Q_{\text{máx}} = \text{Antilog}(1.9571345 + 2.226 \times 0.2909) = 402.4$$

$$Q_{\text{máx}} = 402 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para T = 100 años:

$$Q_{\text{máx}} = \text{Antilog}(1.9571345 + 2.565 \times 0.2909) = 505.0$$

$$Q_{\text{máx}} = 505 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tabla 4.18a.- Valores de K para coeficientes de distorsión positivos.

Coeficiente de distorsión (g)	Períodos de Retorno en años.										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad en %										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
3.0	-0.667	-0.665	-0.660	-0.636	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.690	-0.688	-0.681	-0.651	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.714	-0.711	-0.702	-0.666	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.740	-0.736	-0.724	-0.681	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.769	-0.762	-0.747	-0.696	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.799	-0.790	-0.771	-0.711	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.832	-0.819	-0.795	-0.725	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.867	-0.850	-0.819	-0.739	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.905	-0.882	-0.844	-0.752	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.946	-0.914	-0.869	-0.765	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.990	-0.949	-0.895	-0.777	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-1.037	-0.984	-0.920	-0.788	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-1.087	-1.020	-0.945	-0.799	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-1.140	-1.056	-0.970	-0.808	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-1.197	-1.093	-0.994	-0.817	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.389	3.990
1.5	-1.256	-1.131	-1.018	-0.825	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-1.318	-1.168	-1.041	-0.832	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-1.383	-1.206	-1.064	-0.839	-0.210	0.719	1.339	2.109	2.666	3.211	3.745
1.2	-1.449	-1.243	-1.086	-0.844	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-1.518	-1.280	-1.107	-0.848	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-1.588	-1.317	-1.128	-0.852	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
.9	-1.660	-1.353	-1.147	-0.854	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.499	2.957	3.401
.8	-1.733	-1.388	-1.166	-0.856	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
.7	-1.806	-1.423	-1.183	-0.857	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
.6	-1.880	-1.458	-1.200	-0.857	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
.5	-1.955	-1.491	-1.216	-0.856	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
.4	-2.029	-1.524	-1.231	-0.855	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
.3	-2.104	-1.555	-1.245	-0.853	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
.2	-2.178	-1.586	-1.258	-0.850	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
.1	-2.252	-1.616	-1.270	-0.846	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Tabla 4.18b.- Valores de K para coeficientes de distorsión negativos.

Coeficiente de distorsión (g)	Período de Retorno en Años										
	1.0101	1.0526	1.1111	1.2500	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad en %										
	99	95	90	80	50	20	10	4	2	1	0.5
0	-2.326	-1.645	-1.282	-0.842	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
- .1	-2.400	-1.673	-1.292	-0.836	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
- .2	-2.472	-1.700	-1.301	-0.830	0.033	0.850	1.259	1.680	1.945	2.178	2.388
- .3	-2.544	-1.726	-1.309	-0.824	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
- .4	-2.615	-1.750	-1.317	-0.816	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
- .5	-2.686	-1.774	-1.323	-0.808	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
- .6	-2.755	-1.797	-1.328	-0.800	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
- .7	-2.824	-1.819	-1.333	-0.790	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
- .8	-2.891	-1.839	-1.336	-0.780	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
- .9	-2.957	-1.858	-1.339	-0.769	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	-3.022	-1.877	-1.340	-0.758	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	-3.087	-1.894	-1.341	-0.745	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	-3.149	-1.910	-1.340	-0.732	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	-3.211	-1.925	-1.339	-0.719	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	-3.271	-1.938	-1.337	-0.705	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	-3.330	-1.951	-1.333	-0.690	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	-3.388	-1.962	-1.329	-0.675	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	-3.444	-1.972	-1.324	-0.660	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	-3.499	-1.981	-1.318	-0.643	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	-3.553	-1.989	-1.310	-0.627	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	-3.605	-1.996	-1.302	-0.609	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	-3.656	-2.001	-1.294	-0.592	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	-3.705	-2.006	-1.284	-0.574	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	-3.753	-2.009	-1.274	-0.555	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	-3.800	-2.011	-1.262	-0.537	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	-3.845	-2.012	-1.250	-0.518	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	-3.889	-2.013	-1.238	-0.499	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	-3.932	-2.012	-1.224	-0.479	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	-3.973	-2.010	-1.210	-0.460	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	-4.013	-2.007	-1.195	-0.440	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	-4.051	-2.003	-1.180	-0.420	0	0.636	0.660	0.666	0.666	0.667	0

Tabla N° 4.18c.- Valores de K para coeficientes de distorsión positivos (Ampliación a la Tabla N° 4.18a)

Coeficiente de Distorsión (g)	Período de Retorno en años.		
	20	1 000	10 000
	Probabilidad en %		
	5	0.1	0.01
3.0	2.02	7.25	10.56
2.8	2.02	6.99	10.09
2.6	2.01	6.73	9.62
2.4	2.01	6.47	9.15
2.2	2.01	6.20	8.68
2.0	2.00	5.91	8.21
1.8	1.98	5.66	7.75
1.6	1.96	5.39	7.28
1.4	1.93	5.11	6.82
1.2	1.90	4.82	6.37
1.0	1.87	4.54	5.92
0.8	1.83	4.25	5.48
0.6	1.79	3.96	5.04
0.4	1.74	3.67	4.60
0.2	1.69	3.38	4.16
0.0	1.64	3.09	3.73

Tabla N° 4.18d.- Valores de K para coeficientes de distorsión positivos (g) mayor de 3.0 (Ampliación a las Tablas — 4.18a y 4.18c).

Coeficiente de Distorsión (g)	Período de Retorno en años								
	1.0101	1.0526	1.2500	2	5	20	100	1 000	10 000
	P r o b a b i l i d a d e n %								
	99	95	80	50	20	5	1.0	0.1	0.01
5.0	-0.47	-0.46	-0.46	-0.45	0.04	1.98	4.50	9.80	16.10
4.8	-0.47	-0.47	-0.47	-0.47	0.05	1.99	4.48	9.55	15.40
4.6	-0.47	-0.47	-0.47	-0.47	0.08	1.99	4.44	9.28	15.00
4.4	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48	0.11	2.00	4.40	9.03	14.30
4.2	-0.48	-0.48	-0.48	-0.48	0.14	2.01	4.37	8.80	13.70
4.0	-0.48	-0.48	-0.48	-0.47	0.18	2.01	4.32	8.50	13.00
3.8	-0.51	-0.50	-0.49	-0.46	0.23	2.01	4.26	8.26	12.50
3.6	-0.54	-0.53	-0.52	-0.45	0.28	2.02	4.21	8.01	12.00
3.4	-0.58	-0.57	-0.55	-0.43	0.33	2.02	4.15	7.76	11.55
3.2	-0.62	-0.62	-0.59	-0.42	0.38	2.02	4.09	7.51	11.10

Tabla N° 4.13e.- Valores de K para coeficientes -  
de distorsión negativos (Ampliación a la tabla N° 4.13b).

Coeficiente de Distorsión (g)	Período de Retorno en años.		
	20	1 000	10 000
	Probabilidad en %		
	5	0.1	0.01
- 0.1	1.63	2.96	3.59
- 0.2	1.60	2.86	3.47
- 0.3	1.56	2.73	3.31
- 0.4	1.54	2.60	3.17
- 0.5	1.50	2.50	3.03
- 0.6	1.47	2.40	2.90
- 0.7	1.42	2.26	2.72
- 0.8	1.40	2.12	2.59
- 0.9	1.37	2.00	2.44
- 1.0	1.33	1.90	2.30
- 1.1	1.29	1.78	2.15
- 1.2	1.25	1.69	2.03
- 1.3	1.20	1.61	1.93
- 1.4	1.17	1.51	1.81
- 1.5	1.14	1.42	1.69
- 1.6	1.10	1.33	1.58
- 1.7	1.06	1.27	1.50
- 1.8	1.03	1.18	1.39
- 1.9	1.00	1.12	1.30
- 2.0	0.96	1.06	1.23
- 2.1	0.92	1.01	1.15
- 2.2	0.88	0.96	1.09
- 2.3	0.85	0.90	1.01
- 2.4	0.83	0.86	0.95
- 2.5	0.80	0.84	0.90
- 2.6	0.77	0.80	0.85
- 2.7	0.75	0.76	0.81
- 2.8	0.72	0.73	0.78
- 2.9	0.69	0.70	0.74
- 3.0	0.66	0.67	0.70

TABLA 4.19.-

1	2	3	4	5	6	7
Año de Observación	Gasto máximo anual, $Q_i$ , m <sup>3</sup> /s	$Q_i^2$	$Q_i^3 \times 10^{-2}$	$\log Q_i$	$\log^2 Q_i$	$\log^3 Q_i$
1943	300	90,000	270,000	2.4771213	6.1361297	15.1999373
44	188	35,344	66,447	2.2741578	5.1717939	11.7614757
45	147	21,609	31,765	2.1673173	4.6972644	10.1804626
46	105	11,025	11,576	2.0211893	4.0852062	8.2569750
47	165	27,225	44,921	2.2174839	4.9172350	10.9038898
48	203	41,209	83,654	2.3074960	5.3245380	12.2863503
49	48.8	2,381	1,162	1.6884198	2.8507615	4.8132822
50	36.2	1,310	474	1.5587086	2.4295724	3.7361953
51	56.3	3,170	1,785	1.7505084	3.0642796	5.3640472
52	56.8	3,226	1,833	1.7543483	3.0777381	5.3994247
53	45.2	2,043	923	1.6551384	2.7394932	4.5342240
54	47.9	2,294	1,099	1.6803355	2.8235274	4.7444734
55	141	19,881	28,032	2.1492191	4.6191428	9.9275500
56	98.2	9,643	9,470	1.9921115	3.9685032	7.9057107
57	53.6	2,873	1,540	1.7291648	2.9900107	5.1702215
58	246	60,516	148,869	2.3909351	5.7165707	13.6679496
59	156	24,336	37,964	2.1931246	4.8097955	10.5484908
60	47.9	2,294	1,099	1.6803355	2.8235274	4.7444734
61	54.9	3,014	1,655	1.7395723	3.0261119	5.2641406
62	52	2,704	1,406	1.7160033	2.9446675	5.0530592
SUMAS	2,248.8	366,097	745,674	39.1426908	78.2153643	159.5131233

#### 4.2.19.- Selección del método estadístico más adecuado.

Hasta aquí se han presentado algunos de los métodos estadísticos más comúnmente usados. Otros que también se utilizan con frecuencia son los de la - distribución Normal, log-Normal, log-Gumbel, Gamma, etc.

Todos los métodos estadísticos, incluyendo los que no se han mencionado - aquí, son en cierto modo empíricos, aún cuando involucren una distribución teórica, ya que no es posible partir de los factores hidrológicos básicos - que originan las avenidas y demostrar la distribución probabilística de los picos.

En efecto, para que una distribución de probabilidades se considere correcta basta con que muestre cierta concordancia con los datos, lo cual viene a ser un procedimiento empírico para obtener una expresión de la distribución de probabilidades de las avenidas.

La Oficina de Hidrología y Drenaje del Departamento de Geotecnia (D.G.S.T.) ha elaborado un programa para la computadora de esta Secretaría, que ajusta 10 distribuciones de probabilidades a la serie de datos que se desee analizar y proporciona los gastos de avenidas asociados a los períodos de retorno que se le indiquen. Este programa proporciona además, para cada una de las distribuciones aplicadas, el grado en que ésta se ajusta a los datos, - valorado según dos criterios diferentes: el de mínimos cuadrados y el de - Kolmogorov-Smirnov. Este último criterio es una prueba estadística que sir ve para determinar si un conjunto de observaciones se ajusta a una distribución de probabilidad con un cierto nivel de confianza; el criterio se ba - sa en la máxima diferencia entre las distribuciones de probabilidad empírica y teórica, la cual se compara con el valor permisible "c" a un cierto nivel de confianza, que se encuentra en la tabla N° 4.20. En caso de que el va - lor de dicha diferencia sea menor que el valor de la tabla se acepta la - -



hipótesis, al nivel de confianza utilizado, de que el conjunto de datos se ajusta a la distribución de probabilidad, en caso contrario se rechaza la hipótesis.

Desde luego, si hay más de una distribución que cumplan con el requisito impuesto por esta prueba, el valor asociado a cada una de ellas permitirá comparar entre sí las distribuciones y escoger la que muestre el mejor ajuste, el cual estará indicado por el menor valor de la diferencia mencionada.

Por lo que respecta al método de mínimos cuadrados, como su nombre lo sugiere, será el valor mínimo el que indique cuál es la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos.

Tabla 4.20.- Valores de "c" de la prueba de Kolmogorov-Smirnov.

Número de años N,	Nivel de confianza			
	0.80	0.90	0.95	0.99
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

A continuación se incluye una tabla con los resultados obtenidos al aplicar el programa "Análisis de Distribuciones" de la D.G.S.T. al caso que nos ocupa.

Tabla 4.21.- Resultados de los métodos incluidos en el programa "Análisis de Distribuciones".

Método	Gasto en m <sup>3</sup> /s para		Prueba Kolmogorov-Smirnov.	Prueba Mínimos Cuadrados
	T=50 años	T=100 años		
Gamma	289	346	0.282	54,420
Pearson	353	498	0.736	57,115
Doble Normal	316	373	0.952	12,448
Normal	271	292	0.303	14,835
Log-Normal	359	431	0.774	7,127
Log-Normal de 3 Parámetros	308	347	0.756	8,359
Gumbel	358	409	0.422	6,700
Log-Gumbel	762	1,182	0.482	24,821
Gumbel I	344	392	0.327	6,346
Log-Gumbel I	666	1,004	0.367	15,126

Comparando entre sí los valores de la cuarta columna se puede ver que, de acuerdo con el criterio de Kolmogorov-Smirnov, la distribución de probabilidad que mejor se ajusta a los datos es la Gamma, después de la cual se encuentra la Gumbel I con un grado de ajuste ligeramente menor.

Por lo que respecta a la prueba de mínimos cuadrados, cuyos resultados aparecen en la quinta columna, se observa que la distribución de mejor ajuste es la Gumbel y en segundo lugar se encuentra nuevamente la Gumbel I, con un grado de ajuste casi tan bueno como la anterior.

Tomando en cuenta que la distribución Gumbel I se acerca mucho al mejor ajuste por los dos criterios de prueba utilizados, se considera razonable adoptar para el proyecto los resultados de la misma.

#### 4.2.20.- Selección del gasto de diseño.

Una vez que se ha determinado la curva de distribución de probabilidades — que mejor se ajusta a los datos, es decir la curva de gastos máximos contra

períodos de retorno, se requiere seleccionar el gasto de diseño y para ello es necesario considerar un intervalo de tiempo durante el cual la obra cumpla con las funciones para las cuales se diseña. A este intervalo se le conoce como "vida útil".

La vida útil de una obra se determina con base en consideraciones de índole técnica, económica y social. Por ejemplo, la vida útil de un proyecto puede corresponder a la vida económica del mismo, es decir, al mínimo intervalo de tiempo en el cual los beneficios estimados cubren la amortización e intereses de capital invertido, así como los costos de operación y mantenimiento durante el mismo lapso. Vidas útiles de 50 y 100 años se usan comúnmente para proyectos de puentes. Por otra parte, debe también considerarse el riesgo o probabilidad de falla que tendrá la obra para cada gasto asociado a un período de retorno diferente.

En resumen, se puede decir que el período de retorno seleccionado para diseño es función del riesgo o probabilidad que se desee admitir de que el valor del gasto estimado sea superado durante los años de vida útil del proyecto.

Si  $P(Q \leq q)$  es la probabilidad de que no se presente una avenida mayor que "q", entonces, si se considera que los eventos son independientes

$$[P(Q \leq q)]^L$$

es la probabilidad de que en L años de vida útil de la obra una avenida no exceda a "q", y

$$E = 1 - [P(Q \leq q)]^L \quad (4.78)$$

será la probabilidad de que sí se presente una avenida que exceda a "q" en los L años de vida útil.

Tomando en cuenta la ecuación (4.33) la expresión (4.78) se puede escribir en la forma siguiente

$$E = 1 - \left[ 1 - \frac{1}{T} \right]^L \quad (4.79)$$

o bien

$$T = \frac{1}{1 - \left[ 1 - E \right]^{\frac{1}{L}}} \quad (4.80)$$

Con esta última ecuación se determina el período de retorno de diseño una vez que se ha definido la vida útil de la obra y el riesgo que se acepta — correr de que se presente un gasto tan grande o mayor que el asociado a ese período de retorno.

BIBLIOGRAFIA

- ARMCO. "Manual de Drenaje y Productos de Construcción". The Armco — International Corporation. 1958.
- Barnet, B.S. "Discussion of Analysis of Runoff characteristics by O.H. Meyer". ASCE Transactions, Vol. 105. 1940.
- Benson, M.A. "Evolution of Methods for Evaluating the Occurrence of — Floods". U.S. Geological Survey WaterSupply Paper 1580-A. 1962.
- Bürkli-Ziegler, A. "Grösste Abflussmengen bei Städtischen Abzugs-Kanälen" Zurich, Druck von Orell Füssli & Co. 1880.
- Chow, Ven Te. "Handbook of Applied Hydrology" Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1964.
- Chow, Ven Te. "Frequency Analysis of Hydrologic Data With Special Application to Rainfall Intensities". University of Illinois. 1958.
- Chow, Ven Te. "Hydrologic Determination of Waterway Areas for the Design of Drainage Structures in Small Drainage Basins". Engineering - Experiment Bulletin N° 462. University of Illinois. 1960.
- Dalrymple, Tate. "Flood-Frequency Analysis". U.S. Geological Survey — Water-Supply Paper 1543-A. 1960.
- Domínguez M., Ramón. "Tormentas y Avenidas de Diseño". Instituto de Ingeniería. UNAM. 1976.
- Dooge, James. "The Hydrologic System as a Closed System". International Hydrology Symposium. 1967.
- Fair, Geyer & Okun. "Abastecimientos de Aguas y Remoción de Aguas Residuales". Editorial Limusa. 1974.

- Farger & Bonney. "Handbook for Highway Engineers". Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1927.
- Hering, Rudolph. "Sewerage Systems". ASCE Transactions. 1981
- Horonjeff, R. "Planning and Design of Airports", Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1962.
- Horton, R. E. "Drainage and Erosion Control Surface Drainage Facilities for Airfields and Heliports". Departments of the Army and the Air Force. U.S.A. 1965.
- Linsley, Kohler & Paulhus: "Hydrology for Engineers". Mc Graw-Hill Book Co., Inc. 1975.
- Mosqueira R., Salvador. "Manual de Drenaje de Caminos". S.A.H.O.P. - 1952.
- Pettarsen, S. "Introduction to Meteorology". Mc Graw-Hill Book Co., - Inc. 1969.
- Sánchez Bribiesca, J.L. "Consideraciones sobre el Funcionamiento Hidráulico e Hidrológico de Presas Pequeñas".
- S.A.H.O.P. "Manual de Proyecto Geométrico de Carreteras". 1971.
- S.A.H.O.P. "Modelos de Análisis de las Características de la Precipitación y de las Condiciones de la Cuenca para Obtener Criterios de Diseño de Estructuras de Cruce y Drenaje de Carreteras". 1973.
- Springall G., R. "Hidrología". Instituto de Ingeniería. UNAM. 1972.
- Springall G., R. "Drenaje en Cuencas Pequeñas". Instituto de Ingeniería. UNAM. 1967.
- Springall G., R. "Esguerrimiento en Cuencas Grandes". Instituto de Ingeniería. UNAM. 1967.

S.A.R.H. "Boletín Hidrológico N° 51, Tomo V, Región Hidrológica N° 12 -  
(Parcial), Cuenca del Río Lerma". 1970.

S.A.R.H. "Una Técnica Uniforme para Determinar la Frecuencia de las Avenidas". (Log-Pearson Tipo III). 1974.

Steel, B.W. "Water Supply and Sewerage". Mc Graw-Hill Book Co., Inc.  
1960.

U. S. Weather Bureau. "Rainfall Frequency Atlas for the United States".  
Tech. Paper 40. 1961.



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

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

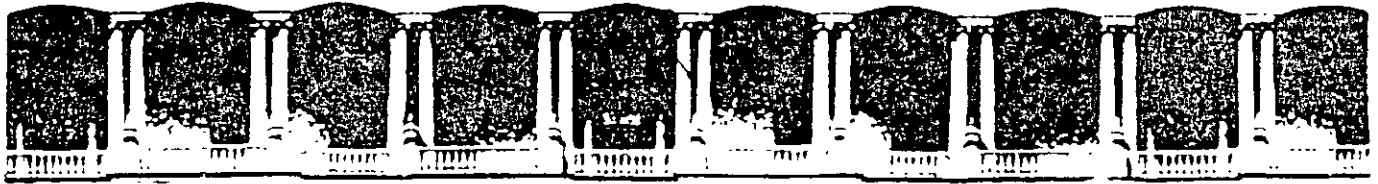
**TEMA:**  
**ESTUDIOS DETALLADOS:  
GEOTÉCNICOS PARA CORTES,  
TERRAPLENES, TÚNELES Y  
CIMENTACIONES DE  
ESTRUCTURAS**

**EXPOSITOR:  
ING. JORGE RÁBAGO MARTÍN**

**MODULO I  
PLANIFICACIÓN Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**





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

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

**TEMA:**  
**ESTUDIOS DETALLADOS:  
GEOTÉCNICOS Y PAVIMENTOS.  
DATOS PARA MOVIMIENTO DE  
TERRACERIAS Y CURVA-MASA.**

**EXPOSITOR:**  
**M.I. MANUEL ZÁRATE AQUINO**

**MODULO I  
PLANIFICACION Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**

## *DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y RIGIDOS.*

M. ZARATE  
Geosol, S.A. de C.V.

INDICE		PAG.
1.	ASPECTOS CONCEPTUALES	1
2.	DESCRIPCION Y FUNCIONES DE LOS PAVIMENTOS	2
3.	CARACTERISTICAS FUNCIONALES Y ESTRUCTURALES DE LOS PAVIMENTOS	3
4.	FACTORES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO	4
5.	PRINCIPALES MATERIALES BASICOS EMPLEADOS EN LOS PAVIMENTOS	7
6.	TIPOS DE PAVIMENTO	8
7.	ASPECTOS TEORICOS Y FUNDAMENTOS DE DISEÑO	10
7 1	Generalidades	10
7 2	Métodos de diseño	12
7.3	Método AASHTO para pavimentos flexibles	13
7.4	Método AASHTO para pavimentos rigidos	26
8	ALCANCE DEL PROYECTO	45
9	EVALUACION	47
10	ESTADO ACTUAL Y FUTURO	48

## DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES Y RIGIDOS.

M. ZARATE  
Geosol, S. A. DE C. V.

### 1. ASPECTOS CONCEPTUALES.

De acuerdo con la concepción actual de los pavimentos, pueden definirse como un sistema que funciona obedeciendo determinadas leyes físicas, reaccionando en forma de respuestas cuando es activado por funciones de excitación. Las leyes físicas consideradas indicarán la forma en que se relacionen los esfuerzos, deformaciones unitarias, tiempo y temperatura.

El pavimento como sistema está caracterizado por las propiedades, espesores y disposición de los materiales, así como por la calidad de la construcción, en la cual tiene gran importancia las especificaciones, la supervisión de la obra y el control de calidad ejercido.

Al actuar sobre el sistema las funciones de excitación, como las cargas aplicadas por los vehículos, por ejemplo, el sistema genera respuestas mecánicas inmediatas, derivadas de las leyes físicas involucradas y que se identifican como estados de esfuerzos, de deformaciones unitarias y de deflexiones ( $\sigma$ ,  $\epsilon$ ,  $\delta$ ), a los cuales están asociados determinados efectos, conocidos como deterioros, que son funciones del tiempo y que se caracterizan por ser acumulativos, progresivos, permanentes e interactuantes, identificados como agrietamientos, deformaciones, desintegración y reducción de la resistencia al derrapamiento, además del fenómeno de bombeo y escalonamiento entre juntas, en el caso de pavimentos rígidos.

La presencia repetida de los estados de respuesta tiene un efecto progresivo en los deterioros, produciéndose la degradación gradual del pavimento, hasta alcanzar determinados valores críticos, límite o terminales, que constituyen un

estado de falla del pavimento, momento en el cual se considera que el pavimento ya no es capaz de cumplir con su función y ha llegado al final de su vida útil.

Con relación a la función que deben desempeñar los pavimentos, debe mencionarse que ésta consiste fundamentalmente en hacer posible el tránsito de los vehículos con seguridad, comodidad, eficiencia y economía, en el plazo establecido en el proyecto, para lo cual, los pavimentos deben satisfacer los siguientes atributos:

- regularidad superficial longitudinal y transversal
- resistencia adecuada al derrapamiento en todo tiempo
- rápida eliminación del agua superficial
- capacidad para soportar las cargas
- bajo nivel de ruido
- bajo nivel de desgaste de las llantas
- adecuadas propiedades de reflexión luminosa
- apariencia agradable.

Es importante tomar en cuenta que los atributos antes citados deben ser considerados en el proyecto, debiendo establecerse en los planos; especificaciones y lineamientos constructivos, las recomendaciones y acciones que deban ejercerse para satisfacer dichos atributos. Por otra parte, durante la construcción de los pavimentos, la supervisión y el grupo de control de calidad deberán vigilar el cumplimiento de las acciones y recomendaciones prescritas antes citadas.

De esta manera, el proyecto, las especificaciones, la supervisión y el control de calidad, deben actuar conjuntamente y en la misma dirección para alcanzar un objetivo común, que es el cumplimiento de los atributos antes mencionados.

## 2. DESCRIPCION Y FUNCIONES DE LOS PAVIMENTOS.

Como se mencionó anteriormente, los pavimentos están constituidos por un conjunto de capas superpuestas, relativamente horizontales y de varios centímetros de espesor, de diferentes materiales, adecuadamente compactados. Estas estructuras estratificadas se apoyan en la capa subrasante, constituida por el terreno natural o por material seleccionado y han de soportar las cargas del tránsito durante un período de varios años, sin deterioros que afecten a la seguridad o a la comodidad de los usuarios o a la propia integridad del pavimento. Por consiguiente, el pavimento tiene las funciones siguientes:

- 2.1 Proporcionar una superficie de rodamiento segura, cómoda y de características permanentes bajo las cargas repetidas del tránsito a lo largo de un periodo de tiempo, denominado vida de diseño o ciclo de vida, durante el cual sólo deben ser necesarias algunas actuaciones esporádicas de conservación, locales o de poca magnitud en importancia y costo.
- 2.2 Resistir las sollicitaciones del tránsito previsto durante la vida de diseño y distribuir las presiones verticales ejercidas por las cargas, de forma que a la capa subrasante solo llegue una pequeña fracción de aquellas, compatible con su capacidad de soporte. Las deformaciones recuperables que se produzcan tanto en la capa subrasante como en las diferentes capas del pavimento deberán ser admisibles, teniendo en cuenta la repetición de cargas y la resistencia a la fatiga de los materiales.
- 2.3 Constituir una estructura resistente a los factores climatológicos, en especial de la temperatura y del agua, por sus efectos adversos en el comportamiento de los materiales del pavimento y de los suelos de cimentación.

### 3. CARACTERISTICAS FUNCIONALES Y ESTRUCTURALES DE LOS PAVIMENTOS.

Los pavimentos deben poseer unas determinadas características funcionales, que corresponden prácticamente a las condiciones superficiales del pavimento y que afectan especialmente a los usuarios. Por otra parte, han de tener también unas características estructurales que interesan más específicamente a los técnicos encargados de la conservación y operación de los pavimentos.

Entre las características superficiales o funcionales pueden citarse:

- la resistencia al derrapamiento obtenida a través de una adecuada textura superficial, adaptada a las velocidades previstas de circulación y cuya influencia en la seguridad vial es decisiva.
- la regularidad superficial del pavimento, tanto transversal como longitudinal, que afecta a la comodidad de los usuarios en mayor o menor medida en función de las longitudes de onda de las deformaciones y de la velocidad de circulación. Esta característica está ligada igualmente a la facilidad para eliminar el agua superficial, que también afecta a la seguridad del usuario.
- el ruido generado al circular tanto en el interior de los vehículos (usuarios) como en el exterior (entorno).
- las propiedades de reflexión luminosa, tan importantes para la conducción nocturna y para el diseño adecuado de las instalaciones

de iluminación. Es igualmente importante el color para efectos de contraste con el señalamiento de piso.

- el desagüe superficial rápido para limitar el espesor de la película de agua, salpicaduras, etc, mediante pendientes adecuadas que conduzcan el agua hacia los dispositivos de drenaje.

Por su parte, las características estructurales están relacionadas con las de los materiales empleados en las diferentes capas del pavimento, en particular las mecánicas, y con los espesores de estas capas. Un análisis mecánico da una idea de los efectos de las cargas del tránsito, en cuanto a estados de esfuerzo, deformaciones unitarias y deflexiones. Si se conocen las leyes de fatiga de los materiales por otra parte, es posible estimar el número de aplicaciones de cargas que pueden soportar las distintas capas o su durabilidad y, por tanto, la del pavimento en su conjunto.

#### 4. FACTORES A CONSIDERAR EN EL PROYECTO.

El proyecto del pavimento debe perseguir una optimización desde el punto de vista de la resistencia y funcionalidad de la estructura, con un costo global mínimo, que incluye los costos de construcción, conservación, rehabilitación y operación en un período de 30 a 40 años, generalmente.

Además de las características funcionales y estructurales, el proyecto de los pavimentos requiere la consideración de aspectos constructivos. El análisis de los costos debe completarse con una previsión del comportamiento del pavimento durante el período de diseño, la conservación necesaria y su costo actualizado y, finalmente una estimación de futuros refuerzos estructurales, renovaciones superficiales o reconstrucciones. Además de los costos actualizados, deben tenerse en cuenta los costos del usuario, relacionados con su seguridad, comodidad y con las demoras que se originan en vialidades relativamente congestionadas por los trabajos de conservación y repavimentación. Es importante además que cada tipo de pavimento se asocie a los requerimientos de conservación necesarios, con el objeto de poder evaluar económicamente cada una de las opciones consideradas.

Para el diseño o dimensionamiento de los pavimentos existen varios métodos desarrollados por diferentes Organismos, cuya aplicación se basa principalmente en los siguientes factores.

#### 4.1 Tránsito.

Interesan las cargas más pesadas por eje (simple, tándem o triple) esperadas en el carril de proyecto (que generalmente es el más solicitado y que determinará la estructura del pavimento de la vialidad) durante el período de proyecto adoptado. Sin embargo, en los casos de vialidades con carriles múltiples podrá realizarse un diseño con estructuras y espesores diferenciados. La repetición de cargas y la acumulación de sus efectos sobre el pavimento, como la fatiga son fundamentales para el cálculo. Además se tendrán en cuenta las máximas presiones de contacto, las sollicitaciones tangenciales en tramos especiales (curvas, zonas de frenado y aceleración, etc.), las velocidades de aplicación (en particular, las lentas en rampas y zonas de estacionamiento de vehículos pesados), la canalización del tránsito, etc. El tránsito generalmente se establece como número de ejes acumulados de 8.2 ton (18000 lb), en el período de diseño.

#### 4.2 Capa subrasante.

Como parámetro fundamental se emplea la capacidad de soporte o resistencia a la deformación por esfuerzo cortante bajo las cargas de tránsito. Debe tenerse en cuenta la sensibilidad del suelo a la humedad, tanto en lo que se refiere a su resistencia como a las eventuales variaciones de volumen, (expansión-contracción). Generalmente el parámetro de resistencia utilizado para caracterizar la resistencia de los materiales, es el Valor Relativo Soporte (CBR), si bien actualmente algunos métodos emplean el Módulo de Resiliencia, siendo común además manejar correlaciones entre CBR y  $M_R$ .

#### 4.3 Clima

Debe tenerse en cuenta en la selección de los materiales y en determinados elementos colaterales, como el drenaje. En el diseño de la propia estructura del pavimento interesa su comportamiento bajo efectos de temperatura y humedad. Son objeto de consideración las temperaturas extremas diarias y estacionales, así como el régimen e intensidad de las precipitaciones, aspectos que deben tomarse muy en cuenta en los aspectos constructivos.

#### 4.4 Los materiales disponibles.

Son determinantes para la selección de la estructura del pavimento en la forma más adecuada técnica y económicamente. Por una parte, se

considerarán los agregados disponibles en los bancos de materiales de la zona. Además de la calidad requerida, en la que se incluye la deseada homogeneidad, deben verificarse las cantidades disponibles, el suministro y su precio, condicionado en gran medida por la distancia de transporte. Por otro lado, se considerarán los materiales básicos de mayor costo, como cementantes, estabilizadores y modificadores, así como la experiencia y habilidad en su manejo y uso.

#### 4.5 Drenaje y subdrenaje.

El agua es uno de los factores que más contribuyen en el deterioro de los pavimentos, debido a lo cual deberá concederse importancia al rápido desalojo del agua, evitando su concentración tanto en la superficie como en alguna de las capas que constituyen el pavimento, incluyendo la capa subrasante.

Para obtener un mejor comportamiento del pavimento, el proyectista debe reconocer que existen varias formas en que el agua puede entrar a la estructura del pavimento y a la capa subrasante, como grietas, baches y juntas, jardineras y camellones, fugas en los sistemas de drenaje y agua potable, ascensión capilar, posición del nivel freático, etc.

El agua afecta a los materiales del pavimento en varias formas, modificando o alterando algunas de sus propiedades:

- cohesión
- expansión – contracción
- erosión
- grado de compactación
- corrosión
- envejecimiento de los asfaltos
- adherencia entre agregados y asfalto

Se debe por lo tanto tomar las medidas pertinentes para proponer sistemas de drenaje y subdrenaje que actúen con efectividad.

Con relación al drenaje superficial, se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La pendiente transversal del pavimento deberá ser por lo menos del 1%
- No se deberán admitir depresiones en la superficie que pudieran provocar estancamientos de agua.



- El texturizado debe facilitar la expulsión rápida del agua transversalmente.
- No deberán existir obstáculos que faciliten el encharcamiento del agua en las bocas de tormenta o rejillas.
- Las juntas en el pavimento deberán tratarse adecuadamente. De igual manera no deberán permitirse agrietamientos en el pavimento que facilitaran la filtración de agua a las capas inferiores.

Así mismo deberá tenerse en cuenta que la textura superficial determina la rapidez con que el agua puede escapar de entre la llanta y el pavimento y también la rapidez con que escurre por la superficie durante la lluvia. El agua en el pavimento puede ocasionar una pérdida de contacto entre la llanta y su superficie, dando origen a la pérdida del control de la dirección del vehículo y a su deslizamiento, fenómeno que se le conoce como hidroplaneo o acuaplaneo y generalmente ocurre cuando se conduce un vehículo bajo la lluvia a gran velocidad y se forma una lámina de agua sobre la superficie de rodamiento que alcanza un nivel crítico en función de la velocidad del vehículo.

Con el fin de minimizar o evitar la ocurrencia de este fenómeno, a los pavimentos debe proporcionarse una textura superficial, que debe ser compatible con el medio ambiente, velocidad de circulación, intensidad de tránsito, topografía y características geométricas de vialidad.

#### 4.6 Otros factores.

Existen otros factores que en ocasiones afectan de manera muy importante el proyecto de un pavimento, como el entorno urbano, las dimensiones de la obra, la experiencia y equipos de las empresas constructoras, algunas medidas de política general o local, etc.

### 5. PRINCIPALES MATERIALES BASICOS EMPLEADOS EN LOS PAVIMENTOS.

Como materiales básicos utilizados en la construcción de las diversas capas del pavimento, se encuentran los siguientes:

- Suelos granulares seleccionados
- Agregados naturales, cribados y/o triturados parcialmente
- Agregados producto de trituración total y cribados
- Agregados procedentes de procesos de reciclado.

- Productos asfálticos, como cementos y emulsiones, con o sin agentes modificadores
- Productos cementantes y estabilizadores, como cemento Portland, cal, etc.
- Agua
- Productos geosintéticos, como geotextiles, geomallas, geodrenes, etc.
- Materiales varios, como varillas de acero, aditivos para concreto, productos especiales para sellado de juntas y grietas, fibras, etc.

Los suelos y agregados, incluyendo la utilización de productos cementantes, estabilizadores y modificadores, se utilizan para construir los siguientes elementos:

- Capas de agregados granulares como subbase, bases, capa subrasante.
- Materiales granulares estabilizados o tratados, como suelos estabilizados con cemento, cal o productos asfálticos, mezclados en el sitio o en planta, gravacemento, gravaemulsión, etc.
- Tratamientos superficiales y riegos asfálticos, que comprenden los riegos de impregnación, liga y sellado, las lechadas asfálticas, morteros, asfálticos, carpetas delgadas de granulometría abierta, etc.
- Mezclas asfálticas, como mezclas en caliente o en frío, mezclas cerradas o abiertas, etc.
- Concretos hidráulicos vibrados para pavimentos rígidos, concretos pobres para bases, concreto compactados con rodillo, etc.

## 6. TIPOS DE PAVIMENTOS

La tecnología actual cuenta con una gran variedad de pavimentos que, siguiendo criterios tradicionales, suele clasificarse en dos grandes grupos: flexibles y rígidos.

Los llamados pavimentos flexibles están formados por una serie de capas constituidas por materiales con una resistencia a la deformación que inicialmente era decreciente con la profundidad, de modo análogo a la disminución de las presiones transmitidas desde la superficie y cuentan con una capa de rodamiento constituida por mezcla asfáltica, por lo que también se les denomina pavimentos asfálticos

El aumento de las intensidades y número de aplicaciones de cargas llevó en su día a los denominados pavimentos rígidos, con capas tratadas o estabilizadas con cemento o con un espesor muy importante de mezclas asfálticas como las denominadas "full depth", con espesores del orden de 30 cm. Estos pavimentos suelen incluirse también formalmente en el grupo de los flexibles, debido a que tienen un pavimento asfáltico análogo, pero su comportamiento estructural es muy diferente, con capas inferiores de igual o mayor rigidez que las superiores, como en el caso de los pavimentos de sección invertida.

Los pavimentos rígidos constan de una losa de concreto hidráulico. Por su mayor rigidez distribuyen las cargas verticales sobre un área grande y con presiones muy reducidas. Salvo en bordes de losas y juntas sin pasajuntas, las deflexiones o deformaciones elásticas son casi inapreciables.

Los pavimentos mixtos o compuestos, están constituidos por una capa de concreto hidráulico, cubierta por una carpeta asfáltica. Se emplean en calles y su justificación se basa entre otras razones en la presencia de redes y servicios bajo la vialidad, que han de protegerse de la acción del tránsito o que su posición impide efectuar excavaciones de mayor profundidad para alojar una estructura de pavimento flexible convencional. Así mismo, pueden tener una mayor capacidad estructural y por tanto, un mejor desempeño.

#### Pavimentos flexibles y semirrígidos

Están constituidos por varias capas denominadas de arriba hacia abajo como carpeta, base y subbase, respectivamente.

La carpeta es la parte que soporta directamente las sollicitaciones del tránsito y aporta las características funcionales, como ya se ha indicado. Estructuralmente, absorbe los esfuerzos horizontales y parte de los verticales. En condiciones de alta intensidad de tránsito puede llegar a alcanzar espesores importantes. Se construyen con mezclas asfálticas en frío o en caliente, denominándose en este último caso concretos asfálticos, que pueden tener algún agente modificador para mejorar alguna de sus características. Cuando el espesor total de la carpeta es superior a 8 cm se construye por capas. Para mejorar sus características superficiales o con fines de conservación, se pueden aplicar a la carpeta tratamientos superficiales, como capas delgadas de mortero y lechadas asfálticas, carpetas drenantes de granulometría abierta, etc.

La base es la capa situada debajo de la carpeta. Su función es eminentemente resistente, absorbiendo la mayor parte de los esfuerzos verticales y su rigidez o su resistencia a la deformación bajo las sollicitaciones repetidas del tránsito suele corresponder a la intensidad del tránsito pesado. Así, para tránsito medio y ligero se emplean las tradicionales bases granulares, pero para tránsito pesado se emplean ya materiales granulares tratados con un cementante, normalmente bases de mezcla asfáltica o bases de gravacemento.

La subbase es la capa situada debajo de la base y sobre la capa subrasante. Esta capa puede no ser necesaria cuando la capa subrasante es de elevada capacidad de soporte. Su función es proporcionar a la base un cimiento uniforme y constituir una adecuada plataforma de trabajo para su colocación y compactación. Es deseable que cumpla también una función drenante, para lo cual es imprescindible que los materiales utilizados carezcan de finos y en todo caso suele ser una capa de transición necesaria. Se emplean normalmente subbases granulares constituidas por materiales cribados o de trituración parcial, suelos estabilizados con cemento, etc.

## 7. ASPECTOS TEÓRICOS Y FUNDAMENTOS DE DISEÑO.

### 7.1 Generalidades.

Los métodos de diseño de pavimentos, tanto rígidos como flexibles, han sufrido importantes transformaciones a lo largo del tiempo. Desde aquellos primeros métodos de diseño de tipo empírico de principios del presente siglo, basados en un sistema de clasificación de suelos, o apoyados en pruebas de resistencia igualmente empíricas, hasta la época actual, los métodos de diseño se han visto fuertemente enriquecidos por las aportaciones de importantes investigaciones, como las realizadas en tramos experimentales, entre los que destaca el llevarlo a cabo bajo la dirección de la AASHO, en los Estados Unidos de Norteamérica y cuyos primeros resultados se incorporaron en 1962 a la tecnología de los pavimentos. A partir de ese momento y con la introducción de las computadoras, la utilización de sofisticados instrumentos y equipos de ensaye y medición y procedimientos de análisis como el método del elemento finito, se han desarrollado métodos de diseño más avanzados, como los denominados mecanístico-empíricos, los cuales tienen una componente teórica, basada en un modelo estructural y una componente empírica, basada en resultados de laboratorio y observaciones de comportamiento en el campo, con los cuales se configura un modelo de comportamiento. Más recientemente las investigaciones llevadas a cabo dentro del programa SHRP, han revolucionado la tecnología

principalmente de los asfaltos con el objetivo de mejorar el estado de conocimiento en cuanto al comportamiento de los pavimentos.

Los modelos estructurales de la parte mecanicista están más avanzados que los modelos de comportamiento de la parte empírica. Los primeros están basados generalmente en una teoría mecánica, como la de la Elasticidad, por ejemplo, mientras que los segundos son producto de ecuaciones de regresión, que pueden dar lugar a dispersiones importantes, por lo que requieren de cuidadosas calibraciones y revisiones para asegurar una concordancia satisfactoria entre la predicción y la realidad, aspecto que es muy importante para el desarrollo confiable del método. Los modelos así desarrollados permiten evaluar la influencia de la variación de los espesores de las capas, de las cargas aplicadas, de la introducción de nuevos materiales, la influencia del medio ambiente, la aplicación de medidas de rehabilitación, la predicción del comportamiento del pavimento a través del tiempo, así como su vida remanente, permitiendo obtener un mayor nivel de confianza en el diseño, etc. Estos métodos parecen ser los procedimientos de análisis más promisorios hoy en día para el diseño y evaluación de pavimentos.

El estado tecnológico actual permite calcular los estados de esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, aplicando las leyes físicas disponibles, de acuerdo con alguna forma de respuesta mecánica: elástica, viscoelástica, etc. Por lo que respecta a los modos de falla, los métodos de diseño generalmente están calibrados para considerar la ocurrencia de algunos de ellos, aunque no todos, ya que por ejemplo las fallas por desintegración o por reducción de resistencia al derrapamiento son generalmente cubiertas mediante los diseños de las mezclas y especificaciones de materiales y de construcción. Por otra parte, los valores críticos, límite o terminales que definen una condición de falla, son establecidos en el diseño, teniendo en cuenta aspectos tanto estructurales como funcionales; un ejemplo es el correspondiente a la serviciabilidad, la cual está estrechamente ligada con la rugosidad de la superficie del pavimento. La curva de degradación correspondiente a este parámetro indica la forma en que disminuye la calidad de rodamiento a través del tiempo, hasta alcanzar los valores límite seleccionados, para indicar que el pavimento se encuentra en condiciones inadecuadas de servicio, los cuales dependen de la categoría del pavimento o de la carretera.

Debe mencionarse finalmente que en la actualidad, los organismos encargados de la operación y administración de los pavimentos están preocupados por las implicaciones de éstos, principalmente en lo concerniente a su comportamiento, en las economías de los Países, principalmente de los que se encuentran en proceso de desarrollo.

Debido a esto, se ha implementado un sistema de análisis que comprende la evaluación económica de las diferentes alternativas de estructuras de pavimentos propuestas para cada caso, con sus correspondientes estrategias de conservación, dentro de un determinado período de análisis, desarrollándose de esta manera el concepto de Análisis del Costo de Ciclo de Vida, utilizado como factor fundamental para la toma de decisiones. En este concepto intervienen el comportamiento de cada una de las alternativas planteadas en el ciclo de vida analizado y teniendo en cuenta los efectos de su conservación, las características del tránsito en el mismo ciclo y finalmente los costos generados en dicho lapso, como costo inicial de construcción, costos de conservación y de rehabilitación, así como los inherentes al usuario, siendo estos últimos determinantes en muchos casos para seleccionar la mejor alternativa, que a fin de cuentas será aquella en la cual la combinación de materiales y fondos respectiva, genere la situación económica más ventajosa. Este análisis conduce a los denominados Sistemas de Administración de Pavimentos, en los cuales es fundamental contar con tres adecuados modelos: estructural, de predicción de comportamiento y económico.

## 7.2 Métodos de diseño.

Los métodos actuales de diseño de pavimentos se inclinan hacia el concepto mecanístico-empírico, que involucra la aplicación de modelos estructurales para calcular las respuestas de los pavimentos, así como el desarrollo de modelos de deterioro para predecir el comportamiento del pavimento a partir de las respuestas estructurales. Los esquemas de predicción de comportamiento son posteriormente calibrados a partir de evaluaciones y observaciones del comportamiento de pavimentos en servicio. En la concepción de los modelos estructurales se hacen intervenir los aspectos teóricos que involucran esfuerzos, deformaciones unitarias y deflexiones, así como la influencia de la temperatura y el tiempo con apoyo de herramientas modernas como el Método del Elemento Finito y los programas de computación, lo cual ha simplificado notablemente el procedimiento de análisis teóricos. Por lo que respecta a los modelos de deterioro y de predicción de comportamiento, principalmente en lo que se refiere a la fatiga y a las deformaciones permanentes, estos se derivan de análisis de regresión, que frecuentemente presentan importantes dispersiones, siendo sin embargo muy necesarios para la permanente calibración del método de diseño.

Los métodos de diseño han simplificado notablemente los procedimientos de aplicación, presentando al usuario tablas, nomogramas y elementos de cálculo relativamente sencillos, además de programas de computadora, mediante los cuales se pueden efectuar rápidamente estudios de alternativas y análisis de sensibilidad, incluyendo sus costos, lo cual permite obtener un panorama

completo del problema con la información necesaria para la toma correcta de decisiones.

Adicionalmente debe mencionarse que existen algunos conceptos que deben ser tomados en cuenta por el proyectista, pues corresponden a las necesidades que se manifiestan actualmente con respecto a los requerimientos de los pavimentos.

- a) mayores niveles de seguridad y comodidad para el usuario
- b) materiales y superficies de rodamiento más durables y resistentes
- c) requerimientos de mínima conservación
- d) menor nivel de ruido dentro de la carretera y en el entorno
- e) mejor apariencia

### 7.3 Método AASHTO para pavimentos flexibles

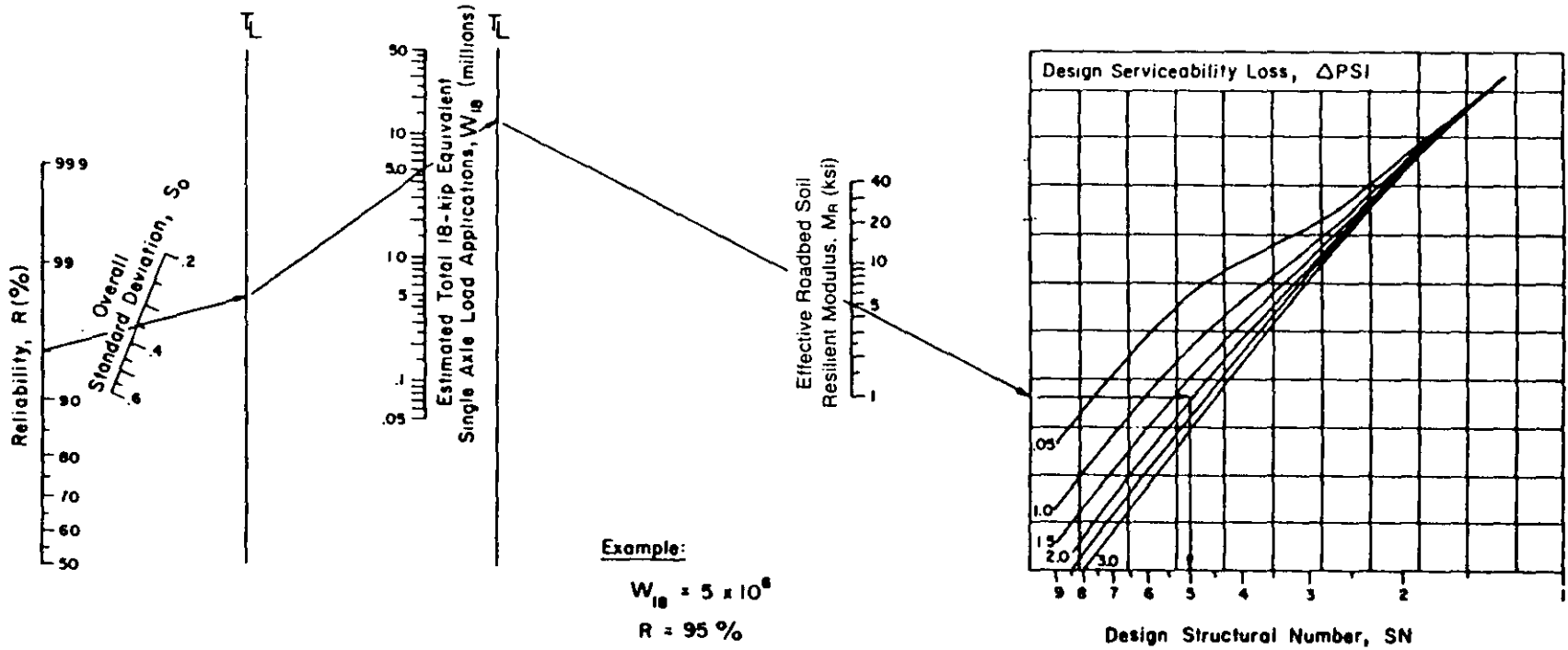
A partir de los resultados de la investigación efectuada en el Tramo de Prueba AASHTO, a finales de la década de los 50, se desarrolló la "AASHTO Interim Guide for the Design of Rigid Pavement Structures", que fue publicada en 1962, en forma semejante a la "AASHTO Interim Guide for the Design of Flexible Pavement Structures", publicada en 1961. A principio de la década de los años 70, el Organismo modificó su denominación a AASHTO y para el año de 1972 ambas publicaciones fueron actualizadas y presentadas en un solo documento, "AASHTO Interim Guide for the Design of Pavement Structures", que fue publicada posteriormente con algunas modificaciones en 1981, apareciendo en 1986 después de ser nuevamente revisada, con el título de "AASHTO Guide for the Design of Pavement Structures", versión que incluyó muchos cambios así como nuevos conceptos, tales como los de nivel de confianza, análisis de costos en el ciclo de vida y administración de pavimentos. Finalmente la versión editada en 1993 corrige y aclara algunos conceptos relativos al proyecto de capas de refuerzo de los pavimentos, y es la versión que se utiliza en este Capítulo para describir el método de diseño propuesto por la AASHTO.

Este método se clasifica dentro de los procedimientos de diseño basados en ecuaciones de regresión desarrolladas a partir de los resultados de tramos de prueba. Sin embargo, en la actualidad está adquiriendo un carácter mecanístico, al introducirse en el procedimiento conceptos como los módulos de resiliencia y elásticos de los materiales.

La ecuación original de regresión obtenida a partir de los resultados de la prueba AASHTO ha sido modificada, principalmente en los valores de las constantes de regresión, con base en la teoría y la experiencia. La ecuación para pavimentos flexibles presentada en 1993 es la siguiente:

NOMOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta \text{PSI}}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.07$$



Example:

$$W_{18} = 5 \times 10^6$$

$$R = 95 \%$$

$$S_o = 0.35$$

$$M_R = 5000 \text{ psi}$$

$$\Delta \text{PSI} = 1.9$$

$$\text{Solution: } SN = 5.0$$

Figure 3.1. Design Chart for Flexible Pavements Based on Using Mean Values for Each Input



NOMOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} W_{18} = Z_R * S_o + 9.36 * \log_{10} (SN+1) - 0.20 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta \text{PSI}}{4.2 - 1.5} \right]}{0.40 + \frac{1094}{(SN+1)^{5.19}}} + 2.32 * \log_{10} M_R - 8.$$

En donde:

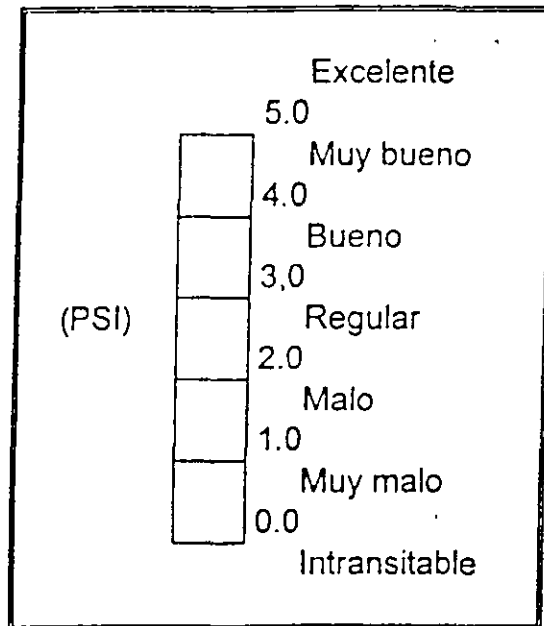
- W-18 número admisible de ejes equivalentes de 18000 lbs
- Z<sub>R</sub> desviación normal estándar
- S<sub>o</sub> desviación estándar integral
- SN número estructural del pavimento
- SN = a<sub>1</sub> D<sub>1</sub> + a<sub>2</sub> D<sub>2</sub> m<sub>2</sub> + a<sub>3</sub> D<sub>3</sub> m<sub>3</sub>
- ΔPSI diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal (p<sub>o</sub>-p<sub>t</sub>)
- p<sub>o</sub> índice de servicio inicial
- p<sub>t</sub> índice de servicio terminal
- M<sub>R</sub> módulo de resiliencia
- m<sub>2</sub>, m<sub>3</sub> coeficientes de drenaje para las capas de base y subbase
- a<sub>1</sub>, a<sub>2</sub>, a<sub>3</sub> coeficientes de capas representativos de la carpeta, base y subbase
- D<sub>1</sub>, D<sub>2</sub>, D<sub>3</sub> espesores de las capas de carpeta, base y subbase en pulg.

Para facilitar la utilización de la fórmula se ha preparado un nomograma, adaptado a unidades en el sistema Ingles.

A continuación se realizará una breve discusión de los factores que intervienen en la ecuación, necesaria para su adecuada utilización en el proceso de diseño del espesor del pavimento.

#### a) Serviciabilidad.

De acuerdo con la AASHTO, la serviciabilidad de un pavimento es "su habilidad para proporcionar un servicio adecuado al tipo de tránsito (automóviles y camiones) que lo usan". En el tramo de prueba se desarrolló una escala con valores de 0 a 5 para representar diferentes niveles de calidad de servicio, en función del grado de deterioro superficial del pavimento, manifestado principalmente por la rugosidad de su superficie, definiendo el concepto de Índice de Servicio Actual (PSI, Present Serviciability Index), con los niveles indicados en la figura siguiente. Debe señalarse que los niveles 0 y 5 raramente son alcanzados.



Escala del Índice de Servicio Actual (PSI)

El índice de servicio inicial,  $p_o$ , representa la condición del pavimento inmediatamente después de su construcción o rehabilitación. Con las técnicas modernas de construcción, control y supervisión, en los pavimentos de concreto de alta calidad se han alcanzado valores iniciales de 4.7 a 4.8, recomendándose tomar un valor de 4.5 para efectos de diseño, cuando no se tenga mejor información.

El índice de servicio terminal,  $p_t$ , corresponde al nivel de servicio en el cual el pavimento requiere de algún tipo de rehabilitación para iniciar un nuevo ciclo de vida. El valor del índice de servicio terminal está relacionado con la importancia de la carretera o elemento, mostrándose en la tabla 1, los valores típicos recomendados para diferentes tipos de utilización, si bien el proyectista podrá adoptar el que considere conveniente para un caso en particular.

Tabla 1. Valores terminales típicos para el índice de servicio terminal

Pt	Clasificación
3.00	Autopistas
2.50	Carreteras principales, arterias urbanas
2.25	Carreteras secundaria importantes, calles comerciales e industriales
2.00	Carretera secundaria, calles residenciales y estacionamientos

De acuerdo con lo anterior, el parámetro que indica la diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal se expresa de la siguiente manera:

$$\Delta PSI = p_o - p_t$$

Por lo tanto es recomendable que el índice  $p_o$  alcance el mayor valor posible con el objeto de incrementar el ciclo de vida del pavimento, lo cual depende de la aplicación de correctas técnicas de construcción, control y supervisión.

Por otra parte, se reconoce que el tránsito no es el único factor que reduce con el tiempo el índice de servicio. Existen algunos otros factores de tipo ambiental que reducen también el valor de dicho índice, como el tipo de suelo del terreno natural, condiciones de drenaje, etc, cuyo efecto debe tomarse en cuenta para determinar el espesor de pavimento necesario para soportar el efecto combinado del tránsito y factores ambientales. A falta de mejor información y elementos para definir el valor de la reducción producida por factores ambientales,  $\Delta PSI_{SW-FH}$ , puede esperarse que tal valor se encuentre entre 0.0 y 0.7, empleándose la siguiente expresión para valuar la pérdida de índice de servicio total:

$$\Delta PSI = \Delta PSI_{TR} + \Delta PSI_{SW-FH}$$

en donde:

$\Delta PSI_{TR}$	pérdida del índice de servicio debida al efecto del tránsito
$\Delta PSI$	pérdida de índice de servicio total en el ciclo de vida considerado ( $p_o - p_t$ )
$\Delta PSI_{SW-FH}$	pérdida del índice de servicio debida a factores ambientales

Un aspecto importante que debe tenerse en cuenta en el diseño del pavimento, es el de tratar de reducir al máximo o nulificar la pérdida de índice de servicio debida a factores ambientales, lo cual debe ser motivo de medidas que tome el proyectista para reducir el posible efecto adverso de los factores ambientales.

#### b) Tránsito, W-18

La aplicación del método AASTHO requiere la transformación a ejes sencillos de 18000 lb (8.2 ton) de los ejes de diferentes pesos y configuraciones (sencillos, tandem y tridem) que circularán sobre el pavimento a lo largo del ciclo de proyecto. Para ello, en la Guía se han incluido una serie de tablas con los factores de conversión, los que dependen de diferentes factores, como tipo de pavimento (flexible o rígido), tipo de eje (sencillo, tandem, tridem), magnitud de la

carga en el eje, índice de servicio final y, en el caso de pavimentos rígidos, espesor de la losa del pavimento. Para este caso se presentan nueve tablas, combinando cada uno de los tres tipos de ejes, con tres valores de índice de servicio final; 2.0, 2.5 y 3.0.

Para determinar el número de ejes acumulados equivalentes de 18000 lb (E-18, ESAL), el proyectista debe conocer las características del tránsito que circulará sobre el pavimento en el ciclo de proyecto, esto es, número y tipos de vehículos clasificados de acuerdo a una tipología determinada, las cargas correspondientes a cada tipo de eje, tasa de crecimiento prevista, período o ciclo de proyecto y número de carriles.

Por otro lado debe tomarse en cuenta la distribución del tránsito transversalmente, considerando el número de carriles de la vialidad, de acuerdo con lo indicado en la tabla 2.

Tabla 2. Porcentaje de tránsito ( $W_{18}$ ), en el carril de diseño

Número de carriles en cada dirección	Porcentaje del número de ejes equivalente en el carril de diseño.
1	100
2	80-100
3	60-80
4	50-75

c) Tipología de vehículos.

En la tabla 3 se indican los diferentes tipos de vehículos autorizados por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, para circular por las vialidades nacionales.

d) Período o ciclo de proyecto.

Es importante definir la magnitud del ciclo de proyecto, ya que el número de ejes equivalente deberá acumularse en dicho ciclo. Generalmente se consideran períodos de diseño de 10 a 20 años, lapso en el cual se espera que el pavimento alcance el índice de servicio terminal elegido. Dicho período puede ser asignado por el Organismo que requiere el proyecto o bien puede ser propuesto por el proyectista, en función de su experiencia, tipo de carretera, etc, pudiendo utilizar como guía los períodos presentados en la tabla 4.

TABLA 3. TIPOLOGÍA DE VEHICULOS AUTORIZADOS POR LA SCT PARA CIRCULAR POR LAS VIALIDADES NACIONALES

Vehículo	Designación	Peso por eje, ton				
		1	2	3	4	5
Automóvil	A2	1.0	1.0			
Camión ligero con capacidad de carga hasta de 3 ton.	A'2	1.7	3.8			
Autobús de dos ejes	B2	5.5	10.0			
Autobús de tres ejes	B3	5.5	14.0 D			
Autobus de cuatro ejes	B4	7.0 D	14.0-D			
Camión de dos ejes	C2	5.5	10.0			
Camión de tres ejes	C3	5.5	18.0-D			
Camión de cuatro ejes	C4	5.5	22.5-T			
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje	T2-S1	5.5	10.0	10.0		
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes	T2-S2	5.5	10.0	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes	T3-S2	5.5	18.0-D	18.0-D		
Tractor de tres ejes con semirremolque de tres ejes	T3-S3	5.5	18.0-D	22.5-T		
Camión de dos ejes con remolque de dos ejes	C2-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Camión de tres ejes con remolque de dos ejes	C3-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	
Camión de tres ejes con remolque de tres ejes	C3-R3	5.5	18.0-D	10.0	18.0-D	
Tractor de dos ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes	T2-S1-R2	5.5	10.0	10.0	10.0	
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes	T2-S2-R2	5.5	10.0	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de un eje y remolque de dos ejes	T3-S1-R2	5.5	18.0-D	10.0	10.0	10.0
Tractor de dos ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de dos ejes	T3-S2-R2	5.5	18.0-D	18.0-D	10.0	10.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de tres ejes	T3-S2-R3	5.5	18.0	18.0	10.0	18.0
Tractor de tres ejes con semirremolque de dos ejes y remolque de cuatro ejes	T3-S2-R4	5.5	18.0	18.0	18.0	18.0

D = eje doble o trandem  
 T = eje triple o tridem

TABLA 4. PERIODOS O CICLOS DE PROYECTO DE ACUERDO CON EL TIPO DE VIALIDAD.

Tipo de vialidad	Periodo de proyecto, años
Urbana, con elevado nivel de transito	30-50
Principal, con elevado nivel de transito	20-50
Secundaria, con bajo nivel de tránsito	15-25

e) Volumen de Tránsito y Tasa de Crecimiento.

Generalmente el número inicial de vehículos que operará en el pavimento es proporcionado por el Organismo que requiere el proyecto, así como la respectiva tasa de crecimiento, que deberá considerarse aplicada en el período de análisis. El proyectista puede en caso dado recurrir a la información obtenida de estudio de tránsito para vialidades semejantes a la objeto del estudio y a información estadística.

Con relación a la forma de tomar en cuenta el aspecto del incremento en el volumen de tránsito, en el Apéndice D de la Guía AASHTO de referencia, se presentan lineamientos útiles para tal objeto, recurriendo a factores de incremento de tránsito para diferentes tasas de incremento desde cero a 10 y períodos de análisis de 1 a 35 años. Los factores propuestos multiplicados por el volumen de tránsito inicial, proporcionará el volumen total de tránsito esperado en el período de análisis.

f) Coeficiente de drenaje ( $C_d$ ).

Se reconoce ampliamente que la presencia de agua es uno de los factores que principalmente contribuye al deterioro de los pavimentos, bien sea por la saturación y reducción de la resistencia de los materiales de las capas subrasante y de subbase, o por favorecer el fenómeno de bombeo con expulsión de las partículas finas de las bases granulares a través de grietas y juntas, lo que conduce a una degradación de la capacidad de soporte estructural, oxidación y envejecimiento de las carpetas asfálticas, e inestabilidad y agrietamientos por cambios volumétricos debidos a cambios de humedad. En climas fríos ocurre el fenómeno de congelamiento-deshielo.

La versión del año de 1986 de la Guía, intento reconocer la importancia del drenaje, haciendo intervenir un coeficiente ( $m$ ), que pretende tomar en cuenta los efectos de buenas o malas condiciones del drenaje en el diseño del pavimento.

Para seleccionar el valor del coeficiente  $m$ , se deben considerar las condiciones de saturación a que están expuestas las capas de subbase y capa subrasante, debiendo consultarse la tabla 5, para determinar el valor del coeficiente en cada caso particular.

Para mejorar las condiciones de drenaje, se sugiere el empleo de subdrenes y capas de subbase permeable, para prevenir además el bombeo prematuro y los deterioros asociados en el pavimento.

TABLA 5. VALORES RECOMENDADOS DEL COEFICIENTE DE DRENAJE ( $m_1$ ), PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES.

Condición del drenaje	Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento se encuentra expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1 - 5%	5 - 25%	> 25%
Excelente	1.40-1.35	1.35-1.30	1.30-1.20	1.20
Buena	1.35-1.25	1.25-1.15	1.15-1.00	1.00
Regular	1.25-1.15	1.15-1.05	1.00-0.80	0.80
Mala	1.15-1.05	1.05-0.80	0.80-0.60	0.60
Muy mala	1.05-0.95	0.95-0.75	0.75-0.40	0.40

Condición del drenaje	Lapso transcurrido para que el suelo sea drenado hasta alcanzar el 50% de saturación
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	7 días
Mala	1 mes
Muy mala	infinito

En el caso de que  $m_1 = 1$ , se estima que las condiciones del drenaje no causan ningún impacto en el espesor del pavimento; si es menor que la unidad, el espesor se incrementa y para valores superiores a la unidad, el espesor decrecerá.

g) Confiabilidad ( $R, Z_R, S_o$ )

La confiabilidad puede definirse como la probabilidad estadística de que el pavimento cumpla con la vida de diseño. Generalmente, el comportamiento de un pavimento a lo largo del tiempo se representa por medio de una curva, que manifiesta la forma en que el pavimento progresivamente pierde alguna de sus cualidades, por ejemplo su serviciabilidad. La ecuación de diseño propuesta por

la AASHTO propiamente define la forma de la curva de comportamiento del pavimento atendiendo al concepto de serviciabilidad, con un nivel de confianza (R) de 50%. El nivel de confianza para un proyecto en especial, debe seleccionarse de acuerdo con el tipo e importancia de la carretera o vialidad, teniendo en cuenta lo recomendado en la tabla 6. Debe notarse que los valores mayores se recomiendan para vialidades sujetas a un uso intenso y con mayores exigencias de un mantenimiento mínimo.

TABLA 6 NIVELES DE CONFIANZA SUGERIDOS PARA DIFERENTES TIPOS DE VIALIDADES Y CARRETERAS.

Tipo de vialidad	Nivel de confianza	
	vialidades urbanas	Carreteras
Autopistas y carreteras de primer orden	85-99.9	80-99.9
Carreteras y vialidades principales	80-99	75-95
Carreteras y vialidades secundarias	80-95	75-95
Vialidades de acceso y calles en general	50-80	50-80

Los niveles de confianza propuestos indican propiamente el porcentaje del área comprendida en la curva de distribución normal de serviciabilidad, a la derecha del nivel de confianza elegido. La distancia entre el valor medio, equivalente a un nivel de confianza R= 50% y el correspondiente al nivel de confianza elegido para un caso en particular, es igual al producto  $Z_R \cdot S_o$ .

en donde:

$S_o$  Desviación estándar total, que considera el monto del error estadístico incluido en la ecuación, como resultado de la variabilidad inherente a los materiales y a la construcción.

$Z_R$  desviación normal estándar para la distribución normal, para un nivel de confianza determinado.

Determinar el valor de  $S_o$  es difícil, pues requiere conocer la desviación estándar para cada parámetro involucrado, teniendo en cuenta las condiciones locales, razón por la cual se ha considerado a  $S_o$  dentro de un rango entre 0.3 y 0.4,



recomendándose un valor de 0.45, para tomar en cuenta además el error relativo a la predicción del tránsito.

Por lo que respecta al parámetro  $Z_R$ , su valor depende del nivel de confianza elegido, pudiendo determinarse en tablas de tipo estadístico. Para efectos de su aplicación práctica, la tabla 7 presenta los valores de  $Z_R$  para los niveles de confianza recomendados en la tabla 6.

TABLA 7 RELACION ENTRE EL NIVEL DE CONFIANZA Y LA DESVIACION NORMAL ESTANDAR,  $Z_R$

Nivel de confianza, R	Desviación normal estándar $Z_R$	$Z_R S_o$
50	0.00	0.0
75	-0.674	-0.236
80	-0.841	-0.294
85	-1.037	-0.363
90	-1.282	-0.449
95	-1.645	-0.576
99.9	-3.090	-1.082

h) Módulo de resiliencia ( $M_r$ )

La característica básica que se requiere para el diseño de pavimento es el Módulo de Resiliencia ( $M_r$ ), que ha sustituido al valor de CBR y valor de "R" o módulo de reacción del estabilómetro de Hveem, aunque se establecen correlaciones al respecto y se obtiene de acuerdo con la especificación AASHTO T-274 como una medida de las propiedades elásticas del suelo.

Las razones principales por las que se adopta esta característica, son las siguientes:

1. Indica la propiedad básica del material que puede utilizarse en el análisis mecanístico del sistema multicapa para predecir la rugosidad, agrietamiento, roderas, deterioros, etc.
2. Es una características reconocida internacionalmente, como dato para la evaluación y diseño de pavimentos.
3. Se emplea una técnica de pruebas no destructivas que permite estimar el  $M_r$  de varios materiales directamente en el lugar.

Sin embargo, se han establecido correlaciones razonables con el CBR o valor relativo de soporte y el valor de "R" y que están dadas por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} Mr \quad (\text{psi}) &= 1500 \times \text{CBR} \\ Mr \quad (\text{psi}) &= 1000 + 555 \times R \end{aligned}$$

Estas expresiones son válidas, básicamente para suelos finos o granulares, que cubren una amplia gama de materiales de terreno natural o terracerías, de soporte para pavimentos.

En aquellos casos especiales de suelos finos arcillosos y expansivos de muy bajo CBR, habrá que tomar las precauciones del caso, y hacer un análisis más detallado para determinar el Mr, con las debidas reservas en la aplicación de las expresiones anteriores.

Por otra parte, el diseñador deberá tomar en cuenta las siguientes consideraciones:

1. Asegurar que la compactación o densidad relativa del suelo de soporte se cumpla, ya que de ello depende el Mr. En caso de no lograrse la compactación deseada, ajustar el valor de Mr.
2. Suelos muy expansivos o resilientes deberán recibir especial atención, manteniendo el contenido de humedad bajo límites razonables que no afecten sustancialmente su comportamiento. Para ello, se analizarán cuestiones de drenaje y subdrenaje; o bien, procedimientos de estabilización con algún aditivo (cemento o cal); asimismo el uso geotextiles puede ayuda en la solución de un buen diseño.
3. Problemas de suelos de alto contenido de materia orgánica, extremadamente compresibles, requieren de soluciones especiales como sustitución por materiales adecuados, técnicas de preconsolidación, geotextiles, etc.
4. Atención a suelos de características variables, con tratamientos de escarificación, recompactación, mezclado, como es el caso de zonas de cortes y rellenos y tratar adecuadamente las zonas de transición.
5. A pesar de que en el diseño de pavimento se involucran consideraciones de drenaje, debe ponerse especial atención en aquellas zonas de alta precipitación pluvial donde los escurrimientos (superficiales y subterráneos) son considerables en época de lluvias. Al respecto, el diseñador debe considerar

soluciones especiales de obras complementarias de sub-drenaje, capas drenantes, filtros, tuberías de drenaje adicionales, canales, etc., sobre todo donde existan suelos susceptibles a los cambios de humedad que afecten su capacidad de soporte.

6. En suelos donde se dificulte la construcción, como son los suelos cohesivos que retienen mucho tiempo la humedad y no se puedan compactar adecuadamente, habría que adoptar soluciones especiales, como mezclado con materiales granulares, con arena o material seco, que aceleren el secado, o bien colocar una capa subrasante sobre dicho suelo con material adecuado para trabajar sobre ella y que sirva de desplante al pavimento.

Se hace énfasis en el criterio de elegir el módulo resiliente adecuado, pues son muchos los factores asociados a él; no se debe limitar a contar con pocos valores de  $M_r$ , debiendo siempre obtener los suficientes para obtener un factor adecuado de confiabilidad.

Por lo que respecta a los materiales de subbase y base el método reconoce la dificultad actual de determinar el  $M_r$  de estos materiales en el laboratorio y recomienda el uso de correlaciones con pruebas más accesibles, como el CBR, presentando gráficas en que se correlacionan dichos parámetros para materiales granulares y estabilizados, incluyendo además correlaciones con otros parámetros.

i) Coeficiente de capa ( $a_c$ )

El método proporciona gráficas en las que pueden obtenerse los coeficientes de capa aplicables a los diferentes materiales de las capas consideradas de la estructura del pavimento, en función del  $M_r$  correspondiente.

Procedimiento de diseño.

1. Se utiliza el nomograma propuesto por el método asignando valores convenientes al nivel de confianza,  $R$ , y a la desviación estándar,  $S_o$ .

El nivel de confianza se elige de acuerdo con el tipo de vialidad considerado (tabla 6), y el valor de  $S_o$  debe determinarse experimentalmente en función de la variabilidad observada en los materiales y en la calidad de la construcción, lo cual requiere de un seguimiento constante por lo cual, en caso de no contar con la experiencia local, puede tomarse un valor de 0.45.

2. A continuación se deberá aplicar el tránsito equivalente acumulado, determinado para el carril de diseño. Es conveniente señalar que la capacidad de la escala es de 50 millones de ejes acumulados equivalentes, siendo necesario en caso de rebasar este valor, reconsiderar la distribución del tránsito, por ejemplo aumentando el número de carriles, etc. Para elegir los factores de equivalencia, deberá considerarse el valor terminal del índice de servicio considerado, Pt y partir de un número estructural adecuado, en función del espesor esperado de pavimento, o considerando un valor de 5 si no se puede estimar y repetir el proceso si el número estructural obtenido implica una diferencia en espesor de 2.5 cm con relación al valor estimado.
3. Enseguida se utilizará el módulo de resiliencia de la capa de apoyo del pavimento, para determinar el valor de SN, considerando además el decremento en la serviciabilidad teniendo en cuenta el valor terminal de diseño y un valor inicial, que dependerá de la calidad de la construcción y que es conveniente que sea el mayor posible, para cumplir satisfactoriamente con la vida de diseño.
4. Finalmente se procederá a determinar los espesores de las capas restantes considerando los coeficientes de cada capa y los números estructurales a diferentes niveles.

Deberán tenerse en cuenta además los valores mínimos de espesor recomendados en la tabla 8.

Tabla 8. Espesor mínimo, cm.

Tránsito acumulado equivalente	Concreto asfáltico	Base granular
< 50000	2.5 (1)	10
50 001 – 150 000	5.0	10
150 001 – 500 000	6.5	10
500 001 – 2 000 000	7.5	15
2000 001 – 7000 000	9.0	15
> 7 000 000	10.0	15

(1) o tratamiento superficial

Debe hacerse notar que los módulos de resiliencia  $M_r$ , y los respectivos coeficientes estructurales  $a_i$ , que intervienen como factores de diseño, corresponden a los diferentes materiales disponibles, los cuales deberán satisfacer adicionalmente las especificaciones de calidad establecidas por el Organismo (DDF, SCT, IMT AASHTO, etc.). Por otra parte, es conveniente plantear y analizar varias alternativas y definir sus correspondientes curvas de degradación y por consiguiente sus ciclos de vida, teniendo en cuenta además los trabajos de conservación y rehabilitación de cada una de las alternativas, para efectuar un análisis beneficio-costos, mediante el cual pueda determinarse la alternativa más económica o que corresponda a la utilización más conveniente de los recursos dentro de un presupuesto definido.

Es conveniente señalar que en este método se consideran y aplican los conceptos derivados del experimento llevado a cabo por la AASHTO, tales como la diferenciación entre falla estructural y funcional, índice de espesor y carga equivalente, conceptos que por otro lado, son también utilizados por la moderna tecnología de pavimentos.

#### 7.4 Método AASHTO para pavimentos rígidos

La ecuación original de regresión obtenida a partir de los resultados de la prueba AASHTO ha sido modificada, principalmente en los valores de las constantes de regresión, con base en la teoría y la experiencia. La ecuación para pavimentos rígidos presentada en 1993 es la siguiente:

$$\log(E - 18) = Z_r \cdot S_o + 7.35 \cdot \log(D + 1) - 0.06 + \frac{\log\left[\frac{\Delta PSI}{4.5 - 1.5}\right]}{1 + \frac{1.624 \cdot 10^7}{(D + 1)^{1.46}}}$$

$$+ (4.22 - 0.32 \cdot p_i) \cdot \log\left[\frac{S'_c \cdot C_d \cdot (D^{0.75} - 1.132)}{215.63 \cdot J \left[D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c / k)^{0.25}}\right]}\right]$$

En donde:

- E-18 número admisible de ejes equivalentes de 18000 lbs
- $Z_r$  desviación normal estándar
- $S_o$  desviación estándar integral
- D espesor de la losa del pavimento, pulg
- $\Delta PSI$  diferencia entre los índices de servicio inicial y terminal ( $p_o-p_t$ )
- $p_o$  índice de servicio inicial
- $p_t$  índice de servicio terminal
- $S'_c$  módulo de ruptura del concreto, lb/pulg<sup>2</sup>
- $C_d$  coeficiente de drenaje
- J coeficiente de transferencia de carga
- $E_c$  módulo de elasticidad del concreto, lb/pulg<sup>2</sup>
- k módulo de reacción de la subrasante, lb/pulg<sup>3</sup>

Para facilitar la utilización de la fórmula se ha preparado un nomograma, adaptada a unidades en el sistema Ingles.

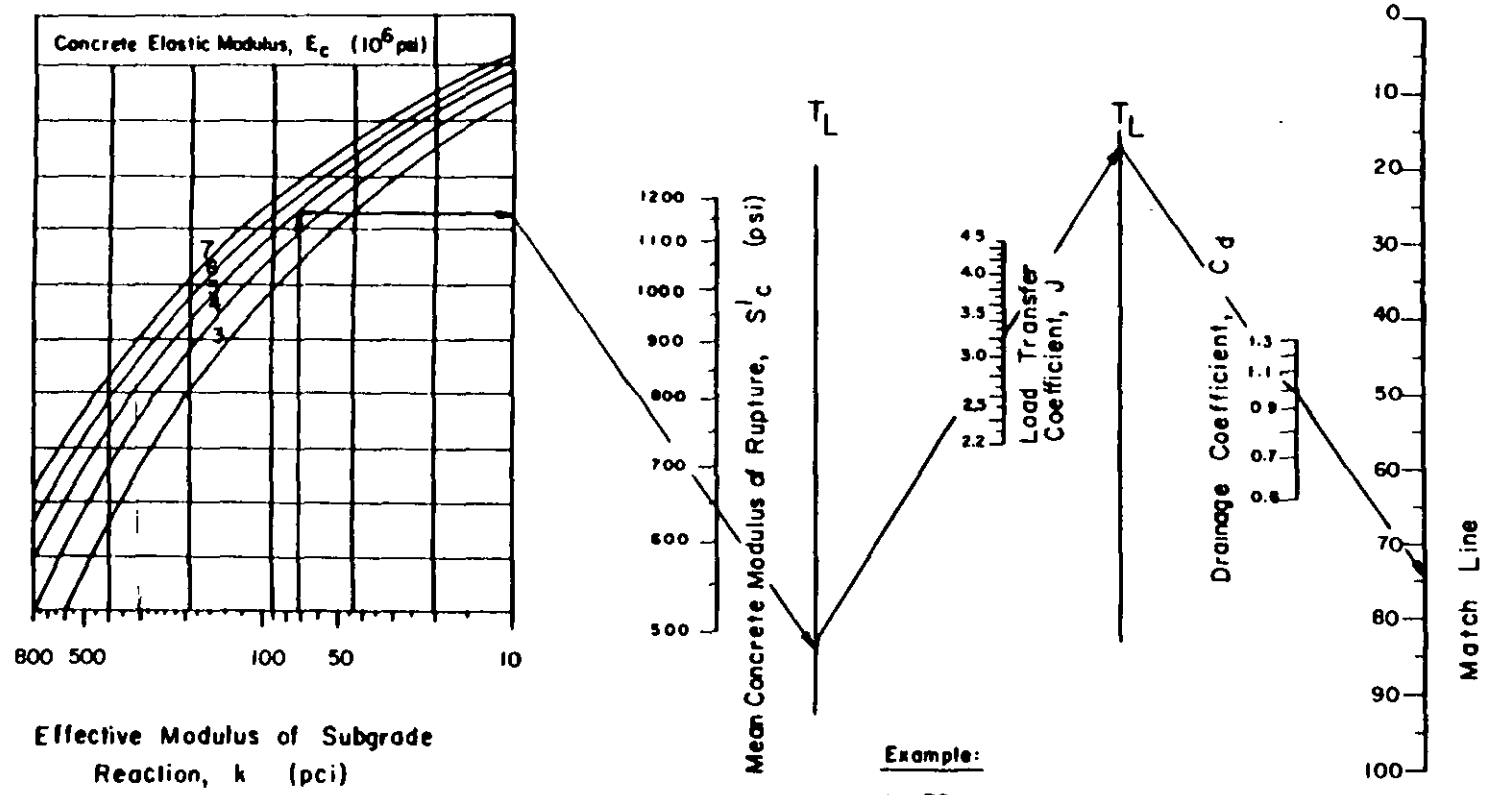
A continuación se realizará una breve discusión de los factores que intervienen en la ecuación, necesaria para su adecuada utilización en el proceso de diseño del espesor del pavimento. Los conceptos de serviciabilidad, tránsito, período o ciclo de proyecto, volumen de tránsito, tasa de crecimiento y coeficiente de drenaje tienen el significado discutido en el inciso 7.3, presentándose únicamente la tabla 9; para valores del coeficiente de drenaje, para pavimentos rígidos.

TABLA 9. VALORES RECOMENDADOS DEL COEFICIENTE DE DRENAJE ( $C_d$ ), PARA EL DISEÑO DE PAVIMENTOS RÍGIDOS.

Condición del drenaje	Porcentaje del tiempo en que la estructura del pavimento se encuentra expuesta a niveles de humedad cercanos a la saturación			
	< 1%	1 - 5%	5 - 25%	> 25%
Excelente	1.25-1.20	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10
Buena	1.20-1.15	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00
Regular	1.15-1.10	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90
Mala	1.10-1.00	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80
Muy mala	1.00-0.90	0.90-0.80	0.80-0.70	0.70

NOMOGRAPH SOLVES:

$$\log_{10} \frac{W_{18}}{18} = Z_R \cdot S_o + 7.35 \cdot \log_{10} (D+1) - 0.06 + \frac{\log_{10} \left[ \frac{\Delta \text{ PSI}}{4.5 - 1.5} \right]}{1 + \frac{1.624 \cdot 10^7}{(D+1)^{8.46}}} + (4.22 - 0.32 p_t) \cdot \log_{10} \left[ \frac{S'_c + C_d \left[ D^{0.75} - 1.132 \right]}{215.63 \cdot J \left[ D^{0.75} - \frac{18.42}{(E_c/k)^{0.25}} \right]} \right]$$



**Example:**

$k = 72 \text{ pci}$	$S_o = 0.29$
$E_c = 5 \times 10^6 \text{ psi}$	$R = 95\% (Z_R = -1.645)$
$S'_c = 650 \text{ psi}$	$\Delta \text{ PSI} = 4.2 - 2.5 = 1.7$
$J = 3.2$	$W_{18} = 5.1 \times 10^6 \text{ (18 kip ESAL)}$
$C_d = 1.0$	<b>Solution:</b> $D = 10.0 \text{ inches (nearest half-inch, from segment 2)}$

Figure 3.7. Design Chart for Rigid Pavement Based on Using Mean Values for Each Input Variable (Segment 1)

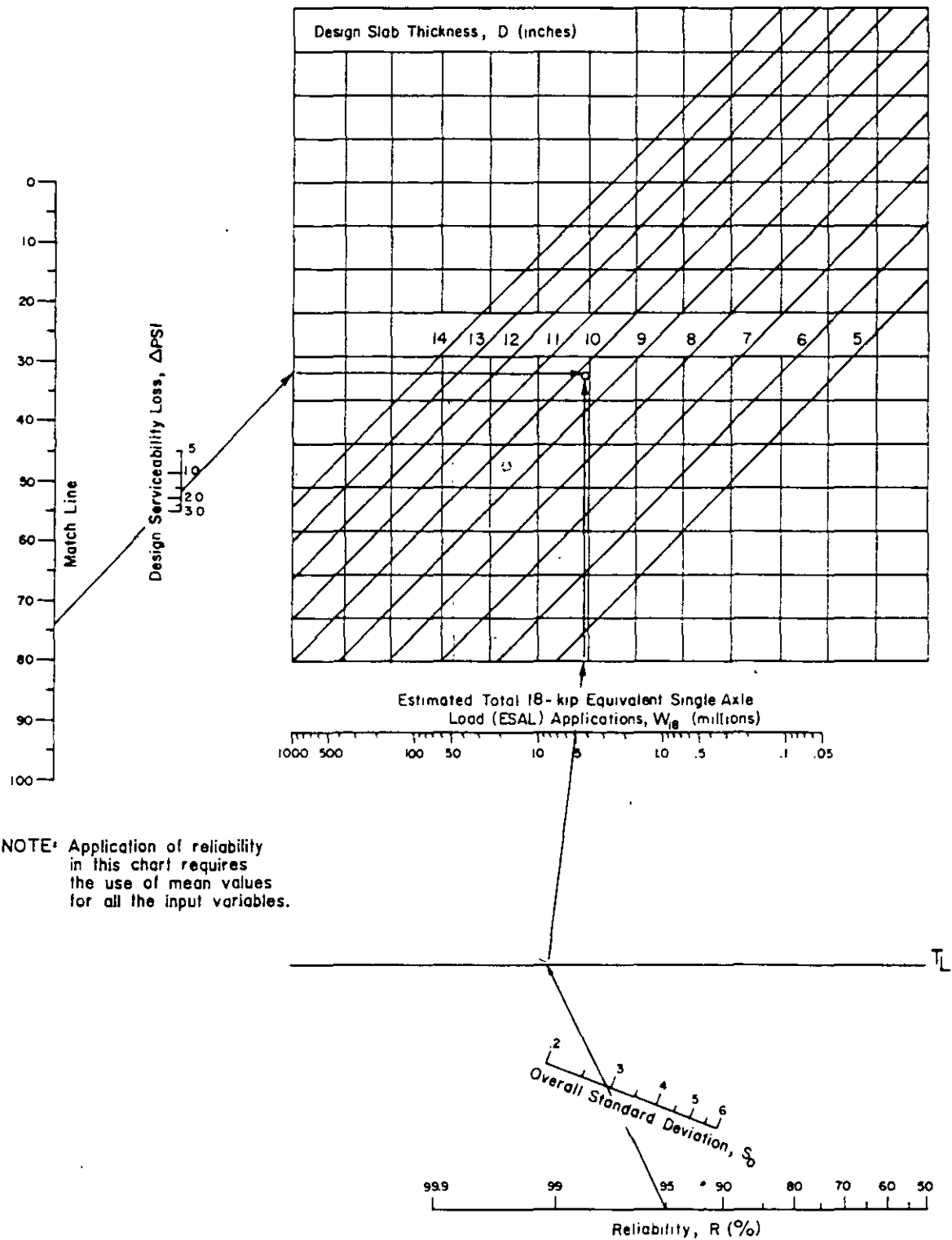


Figure 3.7. Continued—Design Chart for Rigid Pavements Based on Using Mean Values for Each Input Variable (Segment 2)



Condición del drenaje	Lapso transcurrido para que el suelo sea drenado hasta alcanzar el 50% de saturación
Excelente	2 horas
Buena	1 día
Regular	7 días
Mala	1 mes
Muy mala	infinito

a) Propiedades del Concreto ( $S'_c$ ,  $E_c$ )

La resistencia a la flexión del concreto utilizada corresponde a la resistencia determinada a los 28 días de edad, en especímenes en forma de viga, aplicando cargas en los tercios del claro (AASHTO T-97 o ASTM C-78). Sin embargo, existen correlaciones de este valor de resistencia, con los obtenidos efectuando otro tipo de ensaye, como el de la resistencia a la flexión en vigas con carga aplicada al centro del claro (AAHSTO T-177, ASTM C-293), o en pruebas de resistencia a la compresión de cilindros de concreto (AASHTO T-22, ASTM C-39), efectuadas a los 28 días de edad, en ambos casos. Las ecuaciones de correlación son las siguientes:

$$S'_c = (0.85) S_c \text{ (carga al centro)}$$

$$S'_c = C (f_c)^{0.5}$$

en donde:  $S'_c$  resistencia a la flexión a los 28 días, aplicando cargas en los tercios del claro, lb/pulg<sup>2</sup>

$S_c$  (carga al centro) resistencia a la flexión a los 28 días, aplicando carga al centro del claro lb/pulg<sup>2</sup>

C constante de correlación, con valores entre 7 y 10 para concreto utilizados en pavimentación

$f_c$  resistencia a la compresión a los 28 días en cilindros de concreto, lb/pulg<sup>2</sup>

Debe mencionarse al respecto sin embargo, que se trata de correlaciones que deben ser calibradas en cada caso y que su uso no deja de tener un cierto margen de error.

Otro aspecto importante que debe tenerse en cuenta, se refiere a que el valor  $S'_c$  de la resistencia del concreto, debe ser considerado como un valor promedio, en el cual se tome en cuenta 1) un determinado porcentaje admisible de pruebas de resistencia que produzcan valores inferiores al nivel especificado y 2) la desviación estándar de las pruebas de resistencia, de tal manera que el valor de  $S'_c$  puede calcularse por medio de la siguiente expresión:

$$S'_c = S_c + Z(\sigma)$$

en donde:

$S_c$	resistencia mínima especificada, lb/pulg <sup>2</sup>
$\sigma$	desviación estándar estimada de los resultados de pruebas, lb/pulg <sup>2</sup>
Z	desviación normal estándar, correspondiente al porcentaje de valores admisibles menores que la resistencia especificada.

Los valores de  $\sigma$  dependen de la variabilidad del concreto en la zona o en la planta, principalmente y se obtiene de los registros de control de producción. Si se desconoce este dato, se puede establecer mediante correlaciones, ya que la información al respecto establece que para los concretos elaborados en camiones mezcladores, la desviación estándar varía entre 7 a 13 por ciento de la resistencia promedio y para concreto elaborado en planta, este parámetro varía entre 5 y 12 por ciento de dicha resistencia.

Por lo que respecta a los valores de Z, estos se derivan de datos estadísticos y se presentan en la tabla 10.

TABLA 10. VALORES DE LA DESVIACION NORMAL ESTANDAR, EN RELACION CON EL PORCENTAJE DE ESPECÍMENES CON RESISTENCIA MENOR QUE LA ESPECIFICADA.

Porcentaje de especímenes con resistencia menor que la especificada	Z
20	0.841
15	1.037
10	1.282
5	1.645
1	2.327

b) Módulo de elasticidad, ( $E_c$ )

Es una propiedad del concreto que es considerada en la ecuación de diseño, si bien tiene un efecto menor en el espesor de las losas. Puede determinarse este parámetro siguiendo el método ASTM C 469, aunque en general se recurre a correlaciones, como las establecidas por el ACI:

$$\begin{aligned} E_c &= 57000 (f_c)^{0.5} \\ E_c &= 6750 S'_c \end{aligned}$$

en donde:  $f_c$  resistencia a la compresión a los 28 días de especímenes cilíndricos, lb/pulg<sup>2</sup>.  
 $S'_c$  resistencia a la flexión a los 28 días, aplicando cargas en los tercios del claro, lb/pulg<sup>2</sup>.

Debe tenerse presente el carácter estadístico de estas correlaciones y así como que existe un razonable margen de error. El rango en que típicamente varía  $E_c$ , se encuentra entre 2 y 6 millones, lb/pulg<sup>2</sup>.

c) Coeficiente de transferencia de carga, (J).

Dentro de los tres tipos básicos de pavimentos de concreto, existen diferencias en la forma en que se pretende controlar el desarrollo natural de los agrietamientos, existiendo para cada caso, diferentes niveles de transferencia de carga de uno a otro lado de una grieta o junta en el pavimento.

Los tres tipos de pavimentos son los siguientes:

- Pavimentos sin refuerzo ni pasajuntas en las juntas transversales, en los cuales la transferencia de cargas depende únicamente de la fricción entre los agregados en las caras de las grietas, o bajo la grieta formada por un corte en la losa para formar una junta serrada. Este tipo de pavimento se recomienda generalmente para casos en que el volumen de tránsito es de tipo mediano o bajo (menos de 120 semitrailers por día), sin embargo también se aplican a casos de carreteras importantes.
- Pavimentos con pasajuntas en las juntas transversales, pudiendo incluir además la utilización de una malla de refuerzo.
- Pavimentos con refuerzo continuo, en el cual no existen juntas, diseñándose el refuerzo para que las grietas se mantengan cerradas.

Otro aspecto que reviste gran importancia en el efecto de la transferencia de cargas, lo constituye la presencia de guarniciones o cunetas integradas a las losas, acotamientos de concreto unidos por pasajuntas a las losas, o bien losas con un ancho mayor a manera de acotamiento integrado, aspectos que aumentan el efecto de soporte en la orilla de las losas, incrementando a su vez la eficiencia de la junta, con la consecuente mejoría en el comportamiento de los pavimentos. En la Tabla 11 se presentan los valores de J recomendados para cada uno de los tipos de pavimento antes mencionados, debiendo hacer notar que este parámetro también depende del tránsito esperado.

TABLA 11. COEFICIENTES DE TRANSFERENCIA DE CARGA (J)

Millones de ejes equivalentes	Soporte lateral (1)						Tipo de pavimento
	Con pasajuntas y reforzado con malla		Junta sin pasajuntas (fricción entre agregados)		Con refuerzo continuo		
	No	Si	No	Si	No	Si	
Hasta 0.3	3.2	2.7	3.2	2.8	-	-	Calles y carreteras secundarias
0.3-1	3.2	2.7	3.4	3.0	-	-	
1 a 3	3.2	2.7	3.6	3.1	-	-	
3 a 10	3.2	2.7	3.8	3.2	2.9	2.5	Carreteras vialidades principales y autopistas
10 a 30	3.2	2.7	4.1	3.4	3.0	2.6	
más de 30	3.2	2.7	4.3	3.6	3.1	2.6	

1) Las condiciones de soporte lateral incluyen carriles con ancho mayor que 4 m, acotamientos de concreto unidos con pasajuntas corrugados así como cunetas o guarniciones integradas o unidas con pasajuntas corrugados.

d) Módulo de reacción (k) y módulo de reacción combinado ( $k_c$ ).

Para el diseño de los pavimentos rígidos se requiere determinar la resistencia de la subrasante, expresada como módulo de reacción, k, determinado mediante pruebas de placa (AASHTO T222).

El módulo se expresa como el cociente entre la presión aplicada a la placa y la deflexión producida en ella. De esta manera, la subrasante puede ser modelada como un conjunto de resortes ligados a una placa, (cimentación de Winkler), por lo que el parámetro k es denominado "constante de resorte" en algunas ocasiones. Las pruebas de placa son relativamente costosas y complicadas en su realización, por lo que su utilización es limitada y normalmente el valor del módulo es estimado, puesto que en ocasiones no es posible disponer de la capa

subrasante ni de la capa de subbase, si es que se va a construir esta capa. Por lo anterior, es usual recurrir a correlaciones del valor de este módulo con los correspondientes a pruebas más accesibles (CBR, valor R de Hveem, etc.), como las mostradas en la fig 5 o tomar valores conservadores obtenidos de la tabla 12. Es importante señalar que algún error en la determinación del valor de k, tiene relativamente poca importancia en el cálculo del espesor de la losa aplicando la ecuación de diseño del método AASHTO, ya que por ejemplo, un error de 100% en el valor de k, únicamente significa una diferencia de alrededor de un centímetro en el rango de espesores típicos de losas de pavimento.

TABLA 12. RELACIONES ENTRE EL TIPO DE SUELOS Y VALORES DE SU RESISTENCIA.

Tipo de suelo	Resistencia			
	Clase de resistencia de la subrasante	Módulo de reacción, k lb/pulg <sup>3</sup>	Módulo de resiliencia, M <sub>R</sub> lb/pulg <sup>2</sup>	CBR %
Limos y arcillas de alta compresibilidad, en estado natural	muy baja	50-100	1000 - 1900	< 3
Limos y arcillas de baja compresibilidad	baja	100-150	1900 - 2900	3 - 5.5
Arenas mal graduadas y suelos arenosos	media	150-220	2900 - 4300	5.5 - 12
Suelos con grava, arenas bien graduadas y mezclas de grava y arena sin finos plásticos	alta	> 220	4300 - 4650	> 12

Cuando la capa subrasante no es lo suficientemente resistente, o se desea proteger al pavimento de los efectos del bombeo y erosión en el material de dicha capa, y sobre todo para condiciones de tránsito intenso, se recurre a la construcción de una capa de subbase, la cual influye en el valor del módulo de reacción. En estas condiciones, el módulo utilizado para el diseño es considerado como combinado,  $k_c$ , puesto que su valor dependerá del espesor y tipo de material utilizado en la subbase, pudiendo emplearse por ejemplo, concreto pobre (econocreto), materiales estabilizados con cal, asfaltos y cemento Portland, o simplemente materiales granulares de granulometría y plasticidad controlados. La tabla 13 presenta valores típicos de  $k_c$  para diferentes tipos de materiales de subbase, teniendo en cuenta el espesor de la capa construida y el valor del módulo de reacción k, de la subrasante.

### Fatiga.

La acumulación de daño por fatiga puede expresarse como la sumatoria de las relaciones de daños, definidos estos como la relación entre el número de repeticiones de cargas pronosticadas y el número de repeticiones de carga admisibles. Relacionado el número de cargas admisible con la relación entre el esfuerzo a la flexión y el módulo de ruptura. En el caso de pavimentos rígidos sin refuerzo y juntas transversales de contracción, la fatiga del concreto puede producir agrietamientos transversales y longitudinales en las losas; los primeros

TABLA 12 Valor típico del módulo de reacción combinado,  $k_c$ , para diferentes tipos y espesores de subbase.

(espesores en pulg.)

Espesor de subbase (pulg.)	Módulo de reacción combinado, $k_c$ (lb/pulg <sup>3</sup> ) para diferentes tipos de espesores																			
	Grava y arena redondeadas				Grava triturada bien graduada				Tratada con asfalto				Tratada con cemento				Econcreto			
	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10	4	6	8	10
50	60	70	80	90	65	75	90	100	84	112	141	170	101	145	193	245	104	156	205	262
100	120	130	160	180	130	150	170	190	144	198	243	288	185	258	334	414	192	271	364	443
150	160	190	220	230	180	200	230	250	221	277	334	392	265	360	460	563	274	378	488	603
200	230	250	265	275	240	260	275	300	284	351	419	487	341	457	577	700	353	480	612	750



se inician en las orillas de las losas aproximadamente a la mitad de la distancia entre las juntas transversales, en tanto que los segundos se inician en las juntas transversales coincidiendo con la trayectoria de las ruedas, con marcada tendencia a coincidir con la trayectoria más cercana al eje longitudinal de la losa, de manera que puede considerarse que los agrietamientos transversales son producto de la aplicación entre juntas transversales, y los agrietamientos longitudinales son producto de la aplicación de cargas próximas a las juntas transversales que son los sitios en que se producen los mayores esfuerzos críticos. De esta manera, cuando se integra a las losas un acotamiento y se suministran pasajuntas en las juntas transversales, se reduce considerablemente la magnitud de dichos esfuerzos críticos.

En general, el análisis por fatiga está basado en los esfuerzos desarrollados en el borde de la losa, a la mitad de la distancia entre dos juntas transversales las que se encuentran tan alejadas de ese punto, que prácticamente no producen efectos adicionales.

Al considerar las cargas aplicadas en la proximidad del borde de la losa, se está tomando en cuenta la posición que produce los mayores esfuerzos críticos. A medida que las cargas se desplazan hacia el interior de la losa, los esfuerzos disminuyen significativamente y a pesar de que la frecuencia de aplicaciones de carga aumente hacia posiciones alejadas del borde, la magnitud de los esfuerzos producidos disminuye.

#### Erosión.

Los deterioros asociados a este fenómeno están relacionados fundamentalmente a la magnitud de las deflexiones producidas por el paso de los vehículos sobre el pavimento, produciéndose las deflexiones críticas cuando una carga es aplicada en una esquina, formada por el borde de la losa y una junta transversal.

#### Otros aspectos involucrados en el diseño.

El diseño de un pavimento rígido requiere considerar otros aspectos además del espesor de las losas de concreto y que son igualmente importantes para el adecuado comportamiento del pavimento, debiendo considerarlos el proyectista por consiguiente e incluirlos en las recomendaciones, lineamientos, planos y especificaciones del proyecto. Estos aspectos son también motivo de análisis en el proceso de evaluación de los pavimentos.

Estos conceptos son los siguientes:

- tipo de juntas, su ubicación y forma de transferencia de carga, materiales para sello.
- espesor y tipo de subbase y capa subrasante
- tipo de acotamiento
- drenaje y subdrenaje
- texturizado
- curado
- rugosidad
- resistencia al derrapamiento

### Juntas

Las juntas en los pavimentos de concreto de acuerdo con sus funciones, pueden clasificarse en tres tipos fundamentales, de contracción, de construcción y de expansión, constituyendo un sistema que tiene los siguientes propósitos:

- controlar los inevitables agrietamientos del concreto en los sentidos longitudinal y transversal
- permitir los movimientos de expansión y contracción del concreto, sin menoscabo de las adecuadas condiciones de transferencia de cargas
- dividir al pavimento en porciones de dimensiones prácticas para su construcción y convenientes para su correcto desempeño.

En su diseño deberán tenerse en cuenta las condiciones que aseguren la transferencia de carga deseada, así como permitir la colocación de un material de sello, que impida la infiltración de agua y la penetración de materiales extraños, que restrinjan el libre movimiento de las losas.

El diseño y la construcción de las juntas son factores importantes para su correcto desempeño, debiendo tenerse en cuenta para su diseño las siguientes consideraciones.

- condiciones ambientales, tales como las variaciones en la temperatura y la humedad que inducen movimientos en las losas, provocando concentraciones de esfuerzos, alabeos y ondulaciones
- espesor de la losa, que afecta a los niveles de esfuerzos y deflexiones
- transferencia de cargas, necesario para el correcto comportamiento del pavimento y que depende del tipo de junta considerado
- tránsito, no solamente en su magnitud, sino en su ubicación con respecto a las juntas.



- materiales constitutivos del concreto, que deben considerarse en cuanto a sus propiedades de expansión térmica. Sus características inciden también en el comportamiento de la junta en el caso de deterioros como agrietamientos y desportillamientos.
- tipo de subbase, desde el punto de vista del soporte que proporcionan a las losas, como en la magnitud de la fuerza de fricción generada entre las superficies en contacto de losas y subbase
- características del sello, cuya definición depende del espaciamiento entre juntas, factor de forma, etc.
- características del acotamiento, las cuales afectan la capacidad de transferencia de carga de las juntas.

Los pavimentos de concreto se agrietan en forma natural, provocando condiciones fuera de control en cuanto a la ubicación, forma, entrada de materiales y agua, etc. Mediante el sistema de juntas se pretende controlar la ubicación, geometría y condiciones de sello de las grietas.

#### Agrietamiento por contracción.

El agrietamiento debido a la contracción del concreto ocurre a muy temprana edad, como consecuencia de los cambios de temperatura durante los procesos de hidratación y fraguado, así como por la pérdida de agua por evaporación. La contracción del concreto no ocurre libremente, puesto que se encuentra restringida por las fuerzas de fricción desarrolladas entre las superficies en contacto de la losa con la subbase o capa subrasante, lo que genera esfuerzos de tensión en el concreto, que provocan agrietamientos transversales en el pavimento.

El espaciamiento y anchura de las grietas transversales depende entre otras cosas, del tipo de material de la capa de apoyo. En el caso de subbases rígidas, el patrón de agrietamientos se presenta con separaciones cortas y de poca anchura, mientras que en subbases granulares se presentan espaciamientos mayores, aunque con mayor anchura de las grietas, previéndose así mismo un movimiento mayor en las grietas.

El agrietamiento del concreto también puede ocurrir a edades mayores cuando éste ya se encuentra endurecido, como consecuencia de gradientes térmicos y de humedad, gracias a los cuales las losas experimentan alabeos, con cambios de forma y curvatura sensibles en el transcurso del día y de la noche. Los agrietamientos térmicos modifican el sentido de la curvatura de las losas, pasando de cóncavo hacia arriba durante la noche a cóncavo hacia abajo durante el día. Por otra parte, un decremento en la humedad produce contracción y un incremento provoca expansión. La combinación de los efectos producidos por gradientes térmicos y de humedad, con los efectos de las cargas

del tránsito, producen agrietamientos transversales adicionales, así como el agrietamiento longitudinal, en coincidencia con el eje de una franja con dos carriles de circulación.

Debido a lo anterior, el espaciamiento entre las juntas debe ser seleccionado de tal manera que aseguren un nivel de confianza alto, esto es, que sea mínima la probabilidad de que ocurran grietas adicionales, y el proyectista debe tener en cuenta que el espaciamiento entre juntas está sujeto a las condiciones predominantes de cada caso.

#### Efectividad de las juntas.

Las juntas constituyen propiamente una discontinuidad estructural en el pavimento rígido, por lo que se pueden desarrollar condiciones críticas de trabajo en las losas de no procurar que las juntas estén capacitadas para transferir una porción de la carga de uno a otro lado de la junta. La capacidad o efectividad de una junta para transferir la carga se determina en la práctica midiendo las deflexiones en cada lado de la junta, bajo la presencia de una carga aplicada en uno de sus lados, calificándose la efectividad de la junta mediante la siguiente ecuación.

$$E = \frac{2 d_u}{d_l + d_u} \cdot 100$$

en donde: E efectividad de la junta, en porciento  
 $d_u$  deflexión de la losa en el lado sin carga  
 $d_l$  deflexión de la losa en el lado cargado

Para que se obtenga una transferencia de carga satisfactoria, esto es, una efectividad mínima de 75% para condiciones de tránsito medio a pesado, y que el pavimento se comporte satisfactoriamente, es necesario recurrir a los siguientes mecanismos:

- Trabazón mecánica de los agregados en las caras de la junta
  - Dispositivos de transferencia mecánica o pasajuntas de varillas lisas
  - Subbases estabilizadas rígidas, que reduzcan el nivel de deflexión.
- Trabazón mecánica. Se desarrolla en las grietas inducidas por debilitamiento de la sección de la losa al efectuar un corte con sierra. Al formarse la grieta, las partículas de los agregados expuestos en las caras de las grietas generan

importantes fuerzas de cortante capaces de transferir las cargas de uno a otro lado de la grieta. Este efecto es muy efectivo en losas cortas, con la presencia de subbases no erosionables o permeables y tránsito con volúmenes reducidos de camiones, de 80 a 120 al día como máximo.

Los factores que favorecen este efecto son los siguientes:

- Losas gruesas, con mayores superficies de contacto.
  - Espaciamientos menores de 4.5 m entre juntas transversales, con lo cual se reduce la abertura de la grieta, manteniéndose el contacto entre sus caras.
  - Subbases rígidas o permeables
  - Soporte lateral mediante acotamientos integrados de concreto.
  - Sistemas eficientes de drenaje y subdrenaje.
  - Tamaño, dureza y forma de los agregados, recomendándose que sean mayores de una pulgada y triturados, con superficies ásperas.
- Transferencia mecánica. Cuando el volumen de camiones pesados es importante, el efecto de trabazón mecánica no es suficiente para garantizar una aceptable transferencia de cargas y el buen comportamiento del pavimento. Se recomienda que cuando el tránsito de camiones pesados exceda de 120 vehículos por día, o el ESAL sea superior a cuatro o cinco millones, las juntas deben considerar pasajuntas lisas. Para estas condiciones se requerirán además losas de concreto de 8 pulgadas de espesor como mínimo, por lo que se recomienda que para losas con dicho espesor o mayor en general se proceda a la utilización de pasajuntas lisas.

Los pasajuntas mencionados consisten de varillas lisas, engrasadas y protegidas contra la oxidación, colocadas transversalmente a las juntas para transferir las cargas mediante una acción de puente aún cuando al contraerse las losas, aumente la abertura de las juntas, reduciendo de esta manera la magnitud de los esfuerzos y deflexiones en ambos lados de la junta y disminuyendo la posibilidad de escalonamiento, bombeo y fracturas en las esquinas. Debe tenerse en cuenta que aún con la presencia de pasajuntas, el efecto de trabazón mecánica es considerable, por lo que adicionalmente deben tomarse en cuenta las recomendaciones respecto al desarrollo de este efecto.

Subbases estabilizadas.

Las subbases estabilizadas reducen la magnitud de las deflexiones, mejorando y manteniendo las condiciones de efectividad de la transferencia de las cargas en las juntas, independientemente de que incrementan la capacidad del soporte e

incrementan la resistencia a la fatiga, efectos muy importantes cuando se manejan grandes volúmenes de tránsito pesado. Adicionalmente deben diseñarse eficientes sistemas de subdrenaje.

Capa subrasante y subbases.

a) La capa subrasante constituye el elemento de apoyo del pavimento, por lo que debe ser capaz de resistir los esfuerzos que le son transmitidos por el pavimento, aún en condiciones severas de humedad, proporcionando condiciones de apoyo uniformes y permanentes. Puede estar constituida por el propio terreno natural, o bien por materiales seleccionados provenientes de banco, e inclusive, en condiciones especiales puede estar constituida por materiales estabilizados con cemento, cal, productos asfálticos o algún otro producto que modifiquen favorablemente alguna característica no deseable. Es muy recomendable vigilar la calidad de los materiales utilizados para constituir la capa subrasante, teniendo como referencia lo propuesto por el Instituto Mexicano del Transporte para pavimentos flexibles, en la siguiente tabla.

Características del material de la capa subrasante.

Características	Calidad		
	Deseable (óptima)	Adecuada (intermedia)	Tolerable (mínima aconsejable)
Tamaño máximo, mm	76	76	76
Contenido de finos, % máximo	25	35	40
Límite líquido, % max	30	40	50
Índice plástico, 5% max	10	20	25
CBR, % mínimo	30	20	15

Como referencia se presenta la recomendación de la normativa española en la tabla siguiente:

Característica	Tolerables	Adecuado	Seleccionados
Tamaño máximo, cm	< 15 (1)	< 10	< 8
Contenido de finos, % máximo	40	35	25
Límite líquido, % máximo	40	40	30
Índice plástico, % máximo	-	-	10
CBR, % mínimo	3	5	10
Expansión, % máx		2	0
Matena orgánica, % máximo	2	1	0
Peso volumétrico kg/m <sup>3</sup> , mínimo	1450	1750	-

(1) Se acepta que el 25% de las partículas sea mayor

Por lo que respecta al espesor de esta capa, generalmente se recomienda entre 30 y 50 cm, dependiendo del material del terraplén o terreno natural, importancia

de la carretera, etc. Se hace hincapié en resolver adecuadamente los problemas de subdrenaje, dotando al pavimento de elementos que impidan la presencia de agua.

- b) La subbase como se ha mencionado, debe ser un elemento que a la vez que de un apoyo uniforme y permanente al pavimento, proporcione además un elemento permeable, no sujeto al fenómeno de bombeo y que sirva como plataforma de trabajo y superficie de rodamiento para las máquinas pavimentadoras. En los casos en que el tránsito es ligero, principalmente en vehículos pesados, puede prescindirse de esta capa y apoyar las losas directamente sobre la capa subrasante.

En general se recomiendan materiales que contengan materiales finos en una proporción no mayor de 15%, no plástico ( $LL \leq 25\%$ ,  $IP \leq 6\%$ ) y con un CBR de 20% como mínimo, si bien, como se ha mencionado, en casos de pavimentos sujetos a tránsito pesado e intenso, se recomiendan subbases estabilizadas, e inclusive de concreto pobre.

#### Acotamientos

Los acotamientos tienen una gran importancia en el comportamiento de los pavimentos rígidos, puesto que además de su trascendencia como elementos de estacionamiento temporal para casos de emergencia, tienen la ventaja de incrementar la capacidad estructural del pavimento cuando ambos se construyen de concreto hidráulico y se diseñan para soportar el tránsito de vehículos pesados. En el caso de tránsito mediano o ligero, los acotamientos suelen consistir de un pavimento flexible, de menor capacidad estructural que el pavimento de la calzada. Los acotamientos además sirven para proteger a los pavimentos de las variaciones de humedad, evitan la contaminación de los materiales del pavimento con los del terreno natural, pueden contener elementos drenantes y reducen el efecto de las cargas en la orilla de los pavimentos.

En el caso de existir elementos drenantes bajo el pavimento, deberán extenderse también bajo los acotamientos y conectarse adecuadamente al sistema general de drenaje para la eliminación del agua.

#### Drenaje y subdrenaje

- a) El agua es uno de los factores que más contribuyen en el deterioro de los pavimentos, debido a lo cual deberá concederse importancia al rápido desalojo del agua, evitando su concentración tanto en la superficie como en alguna de las capas que constituyen el pavimento, incluyendo la capa subrasante.
- b) Para obtener un mejor comportamiento del pavimento, se debe reconocer que existen varias formas en que el agua puede entrar a la estructura del

pavimento y a la capa subrasante, debiendo por lo tanto tomar las medidas pertinentes para disponer sistemas de drenaje y subdrenaje que actúen con efectividad.

c) Con relación al drenaje superficial, se deberán tener en cuenta los siguientes aspectos:

- La pendiente transversal del pavimento deberá ser por lo menos del 1%.
- No se deberán admitir depresiones en la superficie que pudieran provocar estancamientos de agua.
- El texturizado debe facilitar la expulsión rápida del agua transversalmente.
- No deberán existir obstáculos que faciliten el encharcamiento del agua en los acotamientos.
- Las juntas en el pavimento deberán sellarse adecuadamente. De igual manera no deberán permitirse agrietamientos en el pavimento que facilitaran la filtración de agua a las capas inferiores.

d) Por lo que respecta al subdrenaje, deberán tenerse en cuenta los siguientes aspectos:

- Cuando sea necesario y sobre todo en el caso de pavimentos con tránsito pesado intenso, en donde podría presentarse el fenómeno de bombeo, será necesario considerar la presencia de capas de materiales permeables, incluyendo la subbase, que permitan el flujo del agua hacia subdrenes longitudinales. Los tubos perforados deberán conectarse al exterior adecuadamente.
- Podrá hacerse uso de materiales como geotextiles, geodrenes, geocompuestos, etc., siendo recomendable el asesoramiento del proveedor para obtener mejores resultados.

### Texturizado

La textura superficial determina la rapidez con que el agua puede escapar de entre la llanta y el pavimento y también la rapidez con que escurre por la superficie durante la lluvia. El agua en el pavimento puede ocasionar una pérdida de contacto entre la llanta y su superficie, dando origen a la pérdida del control de la dirección del vehículo y a su deslizamiento, fenómeno que se le conoce como hidropneumático o acuapneumático y generalmente ocurre cuando se conduce un vehículo bajo la lluvia a gran velocidad y se forma una lámina de agua sobre la superficie de rodamiento que alcanza un nivel crítico en función de la velocidad del vehículo.

Con el fin de minimizar o evitar la ocurrencia de este fenómeno, a los pavimentos de concreto se les proporciona una textura superficial, que debe ser compatible

con el medio ambiente, límite de velocidad de la carretera, intensidad de tránsito topografía y características geométricas de la vialidad.

Existen varias formas para proporcionar una textura adecuada a la superficie de los pavimentos, siendo las más usadas las siguientes.

- a) Para pavimentos de estacionamientos, calles o carreteras de baja velocidad se puede lograr una textura aceptable arrastrando una tela tosca de yute o de cáñamo sobre el concreto en el estado plástico, asegurándose de que por lo menos un metro de la tela esté en contacto con la superficie en todo el ancho del pavimento. Para este tipo de pavimentos también se puede dar una textura adecuada utilizando escobas de fibras duras naturales o artificiales, arrastradas de un lado al otro del pavimento transversalmente. Las escobas pueden operarse a mano o fijadas a una máquina.
- b) Para pavimentos de caminos de alta velocidad y autopistas, (mayor que 72 km/hr) el texturizado con tela tosca de yute o con escobas no puede proporcionar la resistencia al derrapamiento que se requiere. Para lograr una resistencia más adecuada en estos casos es recomendable emplear un rastrillo con dientes de alambre que se arrastre mecánicamente, para formar ranuras en la superficie que faciliten el drenaje rápido del agua y mejore el contacto de las llantas con el pavimento. Las ranuras se pueden hacer longitudinales o transversales, las transversales permiten un mejor drenaje y las longitudinales casi no producen ruido. Para carreteras de alta velocidad y autopistas, el espaciamiento recomendable para las ranuras es de 6 a 20 mm, con sección de 3 x 5 mm. En ocasiones se combina este procedimiento para formar la macrotextura de la superficie, con el procedimiento descrito en el párrafo a), que forma la microtextura.
- c) Otro procedimiento de texturización frecuentemente utilizado, consiste en serrar la superficie cuando el concreto ha endurecido lo suficiente, empleando una máquina equipada con varias sierras de disco recubiertas con diamante, a la que se le pueda regular la separación y profundidad de corte. Las ranuras son una vía de escape para el agua entre la rueda y el pavimento lo cual evita el hidropneumático. El serrado de ranuras en la dirección longitudinal mejora el control de la dirección de los vehículos. Este tipo de ranurado se hace con frecuencia en las autopistas, especialmente en los tramos sinuosos, con lo cual se ha logrado reducir significativamente el número de accidentes por derrapamiento. El serrado de las ranuras en el sentido transversal incrementa el coeficiente de fricción en forma notable y es común que este tipo de ranurado se haga en las zonas donde el frenado o la reducción de velocidad son exigidos. Cuando se requiera mayor resistencia al derrapamiento para garantizar seguridad en áreas críticas, en donde frecuentemente se frena, acelera o suelen ocurrir accidentes se recomienda formar las ranuras con mayor profundidad que la del texturizado normal.

d) Por medio del procedimiento de fresado se puede proporcionar un texturizado adecuado, además de corregir irregularidades superficiales como salientes, escalonamientos entre juntas, etc, acciones que pueden tener un carácter correctivo en pavimentos recién terminados, antes de entrar en operación. Las máquinas fresadoras están dotadas de una batería de sierras de disco de diamante o carborundo, si como dispositivos de limpieza mediante vacío, para eliminar los desechos sin peligro de contaminación. También están provistas de servomecanismos de nivelación automática para efectuar el fresado con el espesor necesario para texturizado o para corrección de irregularidades.

#### Curado y protección del concreto fresco.

El curado es el tratamiento o protección que se le da al concreto durante su periodo de endurecimiento y tiene como objetivo mantener en el concreto un contenido de agua y un nivel de temperatura satisfactorios durante un periodo definido, inmediato a su colocación y acabado, para asegurar un alto grado de hidratación del cemento y proteger al concreto contra los fenómenos asociados con la contracción, debida a la pérdida de humedad o a un cambio brusco de temperatura.

La mayoría de los concretos recién mezclados y en estado fresco, contienen una cantidad de agua considerablemente mayor que la requerida para que se lleve a cabo la hidratación completa del cemento; sin embargo, cualquier pérdida apreciable de agua por evaporación o cualquier otra causa afectará o evitará la hidratación completa. Cuando la temperatura es favorable, la hidratación durante los primeros días se realiza en forma rápida. Por estas razones es importante que el concreto se mantenga a buena temperatura y que el agua sea retenida durante este periodo, impidiéndose o minimizando su evaporación, para que se alcancen los niveles de resistencia y durabilidad del proyecto.

Es especialmente importante que el curado sea adecuado durante las primeras horas después de la colocación del concreto, puesto que la resistencia que se pierda por temperatura y humedad inadecuadas durante ese lapso, no se puede recuperar con el curado subsecuente. Los pavimentos que se curan desde temprana edad en forma apropiada, generalmente alcanzan resistencias altas, lo que a su vez los hace más resistentes al intemperismo y más durables que los curados deficientemente.

Con cualquier método de curado utilizado se pueden obtener resultados satisfactorios si se aplican con oportunidad y correctamente.



**Rugosidad.**

Es el parámetro fundamental para calificar la calidad de rodamiento de un pavimento, tanto inicial como a lo largo del tiempo definiendo el comportamiento del pavimento, concepto muy importante sobre todo cuando se involucra en un sistema de administración de pavimentos. Se asocia tanto a los aspectos de comodidad como de seguridad para el usuario. Se considera que se alcanzará la rugosidad o regularidad superficial deseada si se cumplen simultáneamente las siguientes condiciones:

- a) Las irregularidades del pavimento, controladas con una regla móvil con una longitud de 3 metros para carreteras, provistas de registrador gráfico, no deben ser superiores a 3 mm en la dirección longitudinal y de 6 mm en la dirección transversal.
- b) La uniformidad superficial de un lote, medida por el índice de perfil, determinado con un perfilógrafo tipo California, no debe ser superior al límite indicado en la tabla 14 de acuerdo con el tipo de vialidad.

**TABLA 14. VALORES RECOMENDADOS PARA EL INDICE DE PERFIL**

Tipo de vialidad	Índice de perfil aceptable para una velocidad de operación	
	≤ 75 kph	> 75 kph
Autopistas y carreteras de primer orden en tangentes y curvas de radio mayor que 675 m	—	10
Autopistas y carreteras de primer orden en curvas con radio mayor que 385 m pero menor que 675 m	—	12
Rampas y lazos	30	30
Carreteras secundarias	30	12

Cuando las irregularidades se excedan de 3 mm, pero sean menores que 13 mm, la superficie del pavimento puede corregirse por rebajado o fresado, cuidando solamente que no se produzca una superficie lisa. Si se excede este último valor, podrá corregirse la superficie con el procedimiento anterior si se encuentra dentro de las tolerancias relativas al espesor de la losa, o bien deberá ser demolido y reemplazado el tramo considerado.

Por lo que respecta al parámetro Índice de Perfil, en diversas investigaciones se ha comprobado que existe una correlación con el Índice de Servicio Actual (ISA), que se presenta en la tabla 15.

.....TABLA 15. CORRELACION ENTRE EL INDICE DE PERFIL Y EL INDICE DE SERVICIO ACTUAL

Indice de Perfil, pulg/milla	Indice de Servicio Actual (ISA)
3	4.8
7	4.5
12	4.3

Se ha encontrado por otra parte que es muy importante alcanzar el mayor valor de Indice de Perfil inicial, no solamente desde el punto de vista de la comodidad del usuario, sino porque con ello se incrementa la vida útil del pavimento. Por ejemplo la diferencia entre 4.8 y 4.3 de Indice de Perfil inicial, puede significar aproximadamente un 20% más de ejes acumulados de 8.2 ton.

Es conveniente señalar que los factores que concurren para obtener la calidad de rodamiento deseada en el proyecto, son los siguientes:

- Subrasante adecuada, bien construida y con características drenantes.
- Superficies firmes e indeformables para el movimiento de la máquina pavimentadora.
- Extremo cuidado en la instalación de las marcas de referencia
- Concreto uniforme y trabajable
- Proceso constructivo uniforme, sin interrupciones
- Control de la superficie terminada con perfilógrafo
- Aplicación de incentivos al Contratista para promover la obtención de calidad a nivel de excelencia.
- Equipo humano bien entrenado y consciente de su labor como grupo
- Proyecto adecuado

#### Resistencia al derrapamiento

Es un importante concepto relacionado con la seguridad del usuario y que depende de la textura alcanzada en el concreto fresco.

Se determinará la resistencia al derrapamiento con un dispositivo de medición continua y en condiciones de superficie mojada, del tipo Mu-meter o similar, debiendo cumplir con los valores indicados en la tabla 16.

**TABLA 16. VALORES RECOMENDADOS DE RESISTENCIA AL  
DERRAPAMIENTO  
EN CONDICIONES DE SUPERFICIE MOJADA**

Tipo de vialidad	Velocidad de prueba, kph	Resistencia mínima al derrapamiento
Autopistas y carreteras de primer orden	95	0.60
	65	0.70

La resistencia al derrapamiento depende del estado del equipo, de la experiencia del personal, de la buena ejecución de los trabajos de acabado y texturizado, así como de la calidad de los agregados y dosificación de la mezcla. En caso de no cumplir con los valores antes recomendados, deberá procederse a aplicar una técnica de rebajado o fresado en el tramo considerado.

## 8. ALCANCES DEL PROYECTO.

Además del diseño de la estructura del pavimento, el proyecto deberá contener además otros aspectos, que lo individualicen. Los aspectos antes citados son los siguientes, a manera enunciativa, pero no limitativa.

- 8.1 Especificaciones de calidad, características y tipo de los materiales y productos utilizados. Las especificaciones deberán tener en cuenta los conceptos fundamentales y permitan cumplir con los atributos propios de los pavimentos. deberán tener un carácter dinámico, pudiendo adecuarse a los cambios tecnológicos y a las necesidades prácticas detectadas mediante la evaluación periódica de los pavimentos y el seguimiento de su comportamiento.
- 8.2 Bancos de materiales, estableciéndose el tratamiento adecuado para la utilización de los materiales, incluyendo el caso de materiales reciclados. Deberá vigilarse que los Bancos propuestos dispongan de materiales con la calidad y volumen necesarios.
- 8.3 Principales lineamientos constructivos, estableciendo los aspectos que como mínimo deban cumplirse, sin que ello limite al Contratista de usar o proponer procedimientos que igualen o mejoren el nivel de calidad que se desea obtener, y sin liberarlo de su participación en la obra como el principal responsable de la calidad. Se indicará el tratamiento, manejo y utilización de los materiales de terracerías y de la superficie de apoyo del pavimento, espesores de las capas y grado de compactación, acabados, tolerancias,

~~aspectos relevantes del control de calidad durante la ejecución de la obra, condiciones para la apertura al tránsito, sanciones y bonificaciones al Contratista, etc. En casos especiales se indicará la conveniencia o necesidad de efectuar tramos de prueba.~~

8.4 El proyecto contendrá además los planos y gráficas necesarias para su mejor comprensión mostrando los detalles que presenten las relaciones de los pavimentos con los diferentes elementos urbanísticos.

8.5 Un aspecto importante que debe formar parte del proyecto, es el relativo a las características superficiales que debe presentar el pavimento al usuario, puesto que de ellas dependen factores tales como:

- resistencia al derrapamiento
- drenaje superficial (independiente de la pendiente transversal de la sección del pavimento).
- rugosidad
- desgaste de las llantas
- nivel del ruido
- cualidades ópticas
- apariencia.

Las características superficiales se clasifican según las longitudes de onda y amplitudes de las irregularidades, como se indica en la tabla 17, señalándose además la forma en que afectan la interacción del vehículo y el pavimento.

TABLA 17. IRREGULARIDADES SUPERFICIALES Y SU INTERACCION VEHICULO – PAVIMENTO.

Concepto	Longitud de onda, mm	Aspecto en que influye
Microtextura	$10^{-3} - 5 \times 10^{-1}$	Adherencia y resistencia al deslizamiento, desgaste de llantas
Macrotextura	$5 \times 10^{-1} - 5 \times 10^1$	Drenaje, resistencia al deslizamiento, propiedades ópticas, proyecciones de agua, ruido
Megatextura	$5 \times 10^1 - 5 \times 10^2$	Resistencia al rodamiento, comodidad, ruido, desgaste del vehículo.
Defecto de planicidad	$> 5 \times 10^2$	Resistencia al rodamiento, comodidad, estabilidad, cargas dinámicas, desgaste del vehículo

~~Conviene mencionar que este aspecto debe ser considerado en el proyecto, ya que en buena medida, define el nivel de calidad del producto terminado que se ofrecerá al usuario.~~

8.6 Debe incluir también el proyecto las recomendaciones para el control de calidad durante la construcción, las limitaciones para la ejecución de los trabajos y finalmente la estrategia de mantenimiento para que el pavimento cumpla con sus funciones en el ciclo de vida previsto.



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

DIPLOMADO EN PROYECTO,  
CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN  
DE CARRETERAS

**TEMA:  
REGLAMENTACIÓN Y  
ESPECIFICACIONES**

**EXPOSITOR:  
ING. HERBERTH CÓRDOVA CEBALLOS**

**MODULO I  
PLANIFICACION Y PROYECTO**

**JUNIO, 2001**



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

**"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001**

## **CURSOS ABIERTOS**

# **DIPLOMADO INTERNACIONAL EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CARRETERAS**

## **MODULO I: PLANEACION Y PROYECTO DE CARRETERAS**

**TEMA**

### **REGLAMENTO Y ESPECIFICACIONES**

**EXPOSITOR: ING. HERBERT R. CORDOVA CEBALLOS  
PALACIO DE MINERIA  
JUNIO DEL 2001**

## Reglamentación y especificaciones

HERBERTH R. CORDOVA CEBALLOS  
INGENIERO CIVIL

La construcción de un camino, su modernización o aún la propia conservación requiere de parámetros de diseño que permitan definir el tipo de camino y el nivel de servicio que brindará a los usuarios. el proceso diseño en consecuencia esta determinado por las características físicas del camino, del medio ambiente, del vehículo e indudablemente del usuario.

Sin embargo el propósito de todo camino será el de permitir el transporte de bienes y personas, a un costo económico bajo condiciones de seguridad en todo tiempo y bajo cualquier condición climatológica, en un adecuado nivel de servicio durante un determinado período de vida útil.

Aquí el concepto vida útil debe ser claro y específico, una obra no se construye para dura durante toda la vida, cada obra requiere de trabajos de mantenimiento y conservación que permitan evitar su deterioro y perdida del bien.

Sin embargo durante el período de vida útil de un camino, las diferentes variables, excepto el clima han estado sujetas a cambios, tecnológicos y en los hábitos de construcción

Los vehículos por ejemplo en su geometría y potencia han modificado las dimensiones y pesos, además de incorporar cambios radicales que han hecho de la pieza de artesanía original un alarde de avances tecnológicos con computadoras a bordo que los convierten vehículos inteligentes con ubicación satelital.

En consecuencia para determinar una valor de diseño,

### **¿Qué debe considerar el Ingeniero para no incurrir en sub-diseñar o sobre-diseñar una obra ?**

La única interrelación entre las variables que interviene en el uso de un camino y el usuario esta determinada por el proyecto geométrico, en el se determinan el número y ancho de carriles necesarios, los alineamientos horizontal y vertical, la incidencia de la velocidad e inercias así como sus efectos en las distancias de visibilidad y de parada, incluyendo los movimientos direccionales su entrecruzamiento, incorporación y salida en los entronques y accesos.

Para la determinación de estos valores la Secretaria de Comunicaciones y Transportes ha publicado el **Manual para el Proyecto Geométrico de Carreteras** en el cual se determinan los valores de diseño para diferentes condiciones de las variables antes mencionadas, exceptuando claro esta al usuario y el clima



## Ajustes de costos

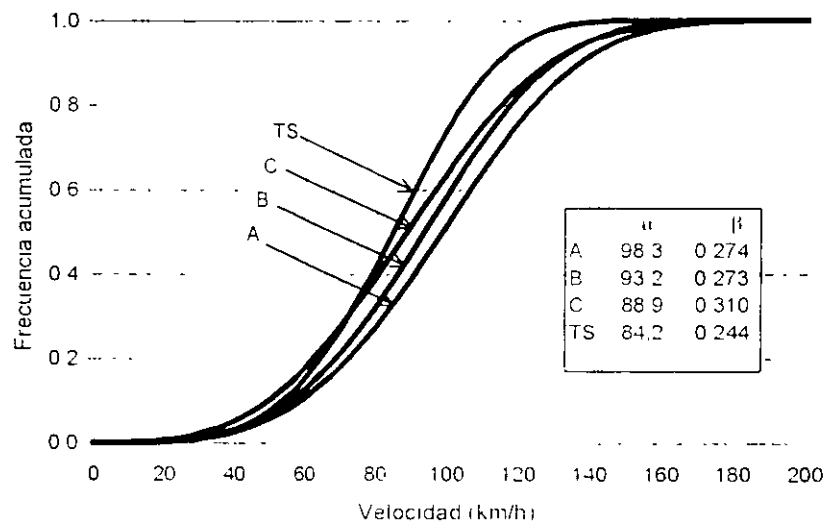
Ing. Herberth R. Córdova C

Pero el conductor representa el elemento crítico que hace vulnerables todas las características contenidas en el manual antes citado y es el único que no se atiene a reglamentación alguna, cada conductor tiene sus propias expectativas del camino y del propósito del viaje.

Y si el conductor es quien reclama los daños imputables al camino y a los responsables de su diseño y mantenimiento, ¿cómo puede el Ingeniero analizar esta variable inconsistente?

### Velocidad

El Banco Mundial, ha realizado diferentes tipos de estudios de los cuales se presentan los siguientes resultados, que demuestran que nuestras hipótesis de estacionalidad en el diseño de una carretera puede necesitar de un criterio estadístico, para determinar los valores de diseño y construcción adecuados para una correcta operación



### Distribuciones de probabilidad de velocidades deseadas para carreteras de dos carriles

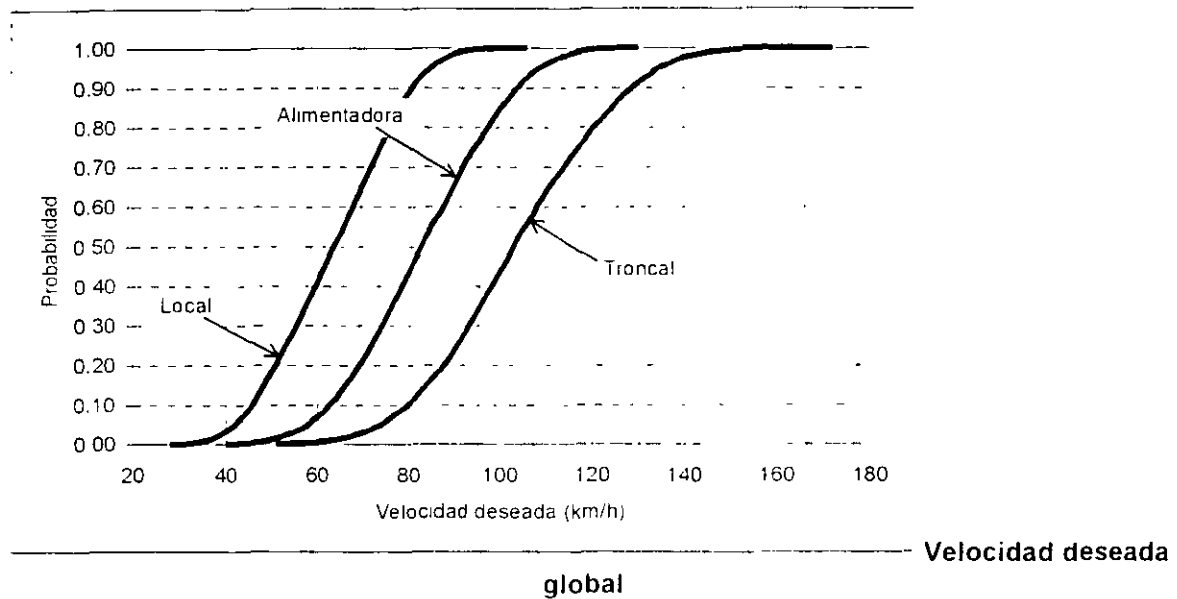
La distribución de velocidades de un camino es un reflejo de las distintas velocidades a que transitan los vehículos, quien en la carretera no ha rebasado o ha sido rebasado y siente una insatisfacción o queja por la diferencia de velocidades.

- ¿Cómo debe entonces el ingeniero considerar esta variabilidad?
- ¿Acaso el promedio de las velocidades resuelve el problema del tráfico?
- ¿Qué representa esta variabilidad como modelo estadístico en referencia a nuestras hipótesis deterministas (un solo valor inamovible)?

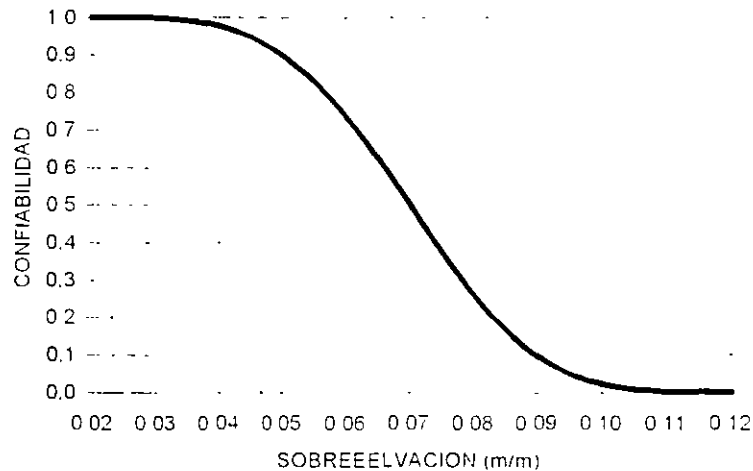
Pero esto es solo el principio del problema, analicemos las siguientes circunstancias:

# Ajustes de costos

Ing Herberth R Córdova C.



Nuestro conductor, presenta una variabilidad en sus hábitos de conducir respecto del lugar en donde se encuentre manejando independiente del tipo de destino al cual se dirija o del propósito de su viaje

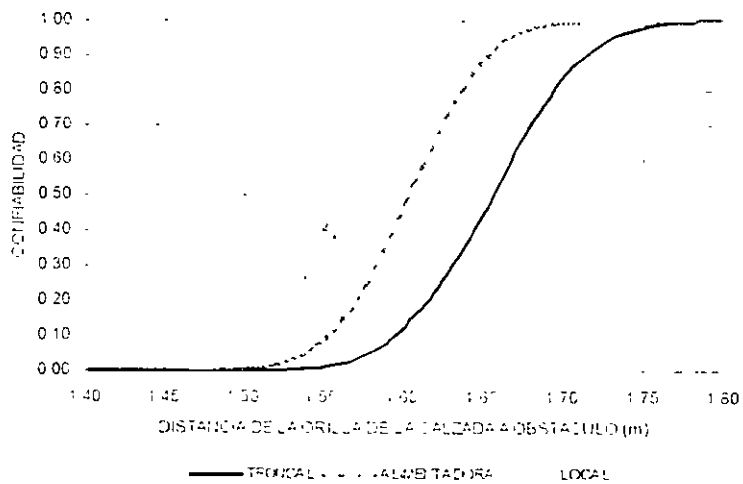
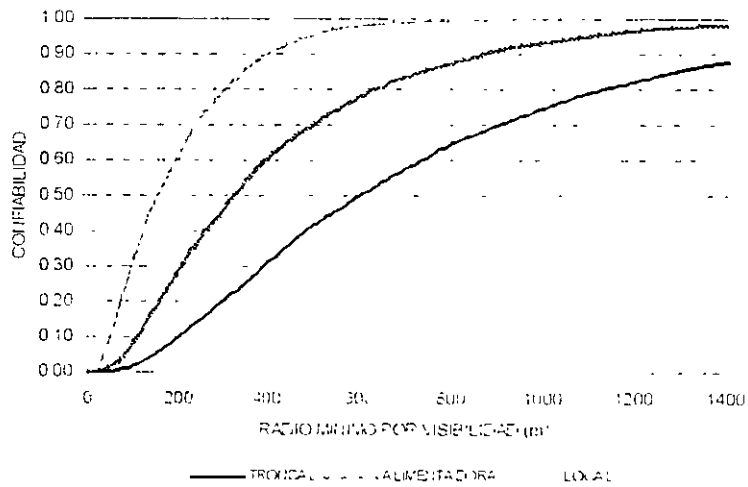
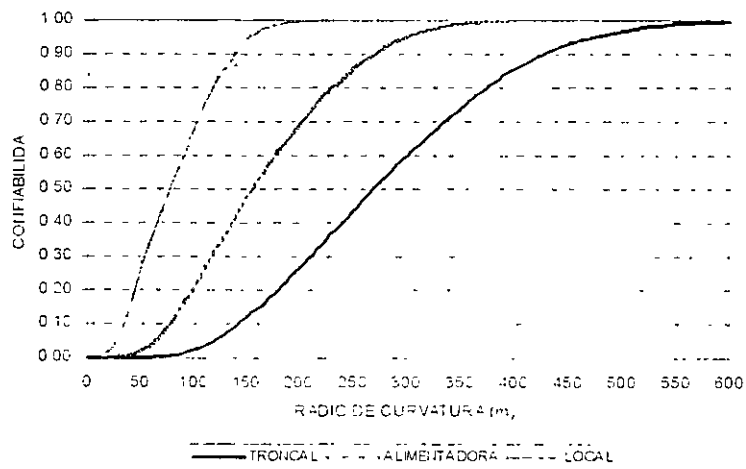


Y aún más para diferentes tipos de vehículos y distintas velocidades de operación serán distintas las condiciones que demanda para un tránsito seguro, ello requiere de análisis específicos en lugares determinados (puntos críticos) para solucionar problemas particulares que no pueden ser analizados bajo condiciones distintas que aquellas donde se presenta la mayor incidencia de los eventos de accidentes

Solo mediante un análisis específico podremos solucionar los problemas particulares de cada sitio en particular y para ello los responsables deben adoptar criterios estadísticos en el diseño, construcción, conservación y mantenimiento de las carreteras que tiene a su cargo

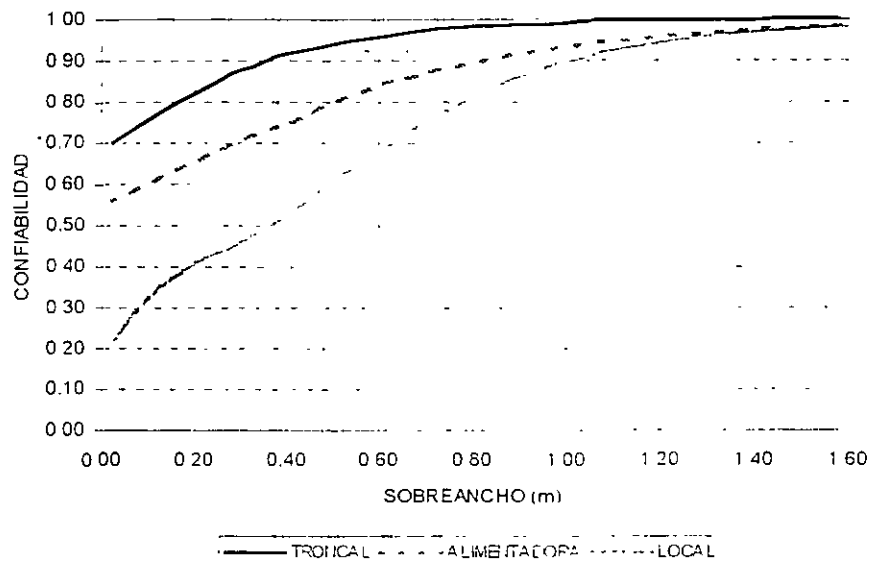
# Ajustes de costos

Ing Herberth R Córdova C



## Ajustes de costos

Ing. Herberth R. Córdova C.



### Instructivos de supervisión

Para establecer más que una mecánica de supervisión es necesario determinar la esencia del propósito de la supervisión, analizar cuales son los errores más comunes y determinar si las diferencias encontradas entre las partes son o no son justificables, para ello se requiere hacer uso de la Estadística

#### Estadística

Es la parte de las matemáticas que estudia la recopilación, la organización, la representación, la descripción, el análisis y la interpretación de **DATOS CUANTIFICABLES**, con el fin de tomar decisiones, así como analizar y resolver problemas de causa - efecto

En los procesos supervisión, el trabajo fundamental centra sus actividades en la vigilancia del cumplimiento de las metas propuestas en el proyecto para determinar la aceptación o rechazo del nivel de calidad. **los indicadores subjetivos o cualitativos no proporcionan confiabilidad en la toma de decisiones**, resultan siempre difíciles de demostrar (salvo como muestra de autoridad) pero siempre son detectados por las auditorías que acaban siempre en deslindar responsabilidades a quienes incurrir en este criterio de decisión

La estadística en las vías terrestres, y en general en las obras civiles, se utiliza para determinar los criterios de aceptación en donde la variabilidad es problema que resulta al obtener distintas medidas de:

- un mismo elemento

## Ajustes de costos

Ing Herberth R Cordova C

- de varios elementos de un mismo género o
- de varios elementos provenientes de un mismo proceso, pero de diferentes fabricantes.

Para ello el proceso estadístico permite

- controlar
- prevenir
- corregir y
- establecer las características propias de cada proceso

**La supervisión requiere de medición, comparación, análisis y decisión, siempre que exista un valor de proyecto y se requiera asegurar que dicho valor sea satisfactorio en el proceso de construcción.**

**Ello solo puede alcanzarse utilizando la estadística como herramienta de trabajo.**

**Solo mediante el uso de la estadística podremos:**

- Describir las características de los materiales.
- De los procesos de fabricación y construcción. y
- De los niveles estructurales y de servicio.
- Fijar las tolerancias permisibles.
- Determinar la capacidad de los procesos constructivos.

### **INDICADORES ESTADÍSTICOS**

Para fines del proceso de decisión, los indicadores estadísticos que se utilizan son la media aritmética, la variancia, la desviación estándar y la proporción, como se definen a continuación

Ajustes de costos  
Ing Herberth R Córdova C

Indicador	Valor de proyecto	Valor de la muestra (construcción)
Media aritmética	$\mu$	$\bar{x} = \frac{1}{n} \left( \sum_{i=1}^n x_i \right)$
Variancia	$\sigma^2$	$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2}{n}$
Desviación estándar	$\sigma$	$s = \sqrt{s^2}$
Proporción	$p$	$p = x_d / n$

Donde:

$x_i$  = Cada observación realizada

$n$  = Tamaño de la muestra

$x_d$  = Número de observaciones con defecto de una muestra



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

**"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001**

## **CURSOS ABIERTOS**

# **DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y CONSERVACION DE CARETERAS**

## **MODULO I: PLANIFICACION Y PROYECTO DE CARRETERAS**

### **TEMA**

## **ESTUDIOS GEOTECNICOS**

**EXPOSITOR: ING. JORGE ARMANDO RABAGO MARTIN  
PALACIO DE MINERIA  
JUNIO DEL 201**

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y  
CONSERVACION DE CARRETERAS**

**MODULO I (18-23 JUNIO 2001)**

**ESTUDIOS GEOTECNICOS**



# NORMAS PARA ESTUDIOS GEOTECNICOS EN CARRETERAS

(REFERENCIA 9)

## APENDICE al Capítulo 1

### NORMAS PARA EL ESTUDIO GEOTECNICO DE CARRETERAS, MOP. ESTUDIO GEOTECNICO PRELIMINAR

#### (2-1) Carreteras y autopistas.

##### (2-1.01) Alcance.

(2-1.02) Esta especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos Preliminares que se realicen para la construcción o la rectificación de carreteras y autopistas.

##### (2-1.10) Extensión.

(2-1.11) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o la rectificación de una Carretera o de una Autopista se debe hacer antes de fijar el trazado de dichas vías.

(2-1.12) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o la rectificación de una Carretera o de una Autopista debe comprender un estudio geológico de la región en consideración y de las posibles variantes.

(2-1.13) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o la rectificación de una Carretera o de una Autopista, debe identificar los suelos y rocas de la región en estudio; debe definir las propiedades geotécnicas más importantes de dichos suelos y rocas, señalando las unidades geomorfológicas a las cuales pertenecen; y debe incluir datos sumarios sobre hidrología, hidrografía y vegetación de la región en estudio.

(2-1.14) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción de una carretera o de una autopista debe delimitar las diferentes zonas del trazado; debe ubicar los sectores en los cuales sea necesario realizar cortes o terraplenes; y debe identificar los sectores particularmente difíciles donde se requieran estudios especiales. También deben incluir la información necesaria para elaborar el plan de trabajo que se debe seguir para el Estudio Geotécnico para el Proyecto.

(2-1.15) El Estudio Geotécnico Preliminar para la rectificación de una Carretera o de una Autopista ya construida debe suministrar los datos para decidir sobre la necesidad, extensión e intensidad de los estudios que se deben seguir en zonas especiales para la sección de la vía, los taludes, los cortes, las estructuras de retención, las obras de arte y los drenajes.

##### (2-1.25) Trabajo previo de oficina.

(2-1.26) El Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o rectificación de Carreteras o Autopistas se debe iniciar con el estudio de la geología, la topografía y la red hidrográfica de la región, sobre mapas geológicos y sobre mapas topográficos.

(2-1.27) Cuando sea necesario, se debe hacer un estudio fotogeológico de la región, que abarque un área suficientemente amplia para poder juzgar acerca de las alternativas del trazado de la vía. En casos especiales se debe hacer uso de fotografías en color o emulsiones selectivas para delinear las unidades geomorfológicas principales y definir las estructuras geológicas de mayor importancia.

##### (2-1.35) Trabajo de campo.

(2-1.36) El trabajo de campo correspondiente al Estudio Geotécnico Preliminar que se realice para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas debe abarcar una zona suficientemente amplia a ambos lados del eje propuesto de la vía, que permita la identificación de las unidades geomorfológicas de dicha zona, tales como cauces, conos de deyección, desprendimientos, laderas acarcavadas, laderas de reptación, pantanos, vegas inundables, nivel freático alto, etc., y los materiales de construcción.

(2-1.37) El trabajo de campo correspondiente al Estudio Geotécnico Preliminar que se realice para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas debe incluir:

- Estudio geológico de superficie.
- Exploraciones del subsuelo.

(2-1.38) El estudio geológico de superficie debe comprender la descripción visual de los diferentes tipos de roca que afloren; el grado de meteorización de dichas rocas; la determinación de las diaclasas, fallas y otros defectos de dichas rocas que puedan influenciar el trazado de la carretera o autopista; la descripción visual de los diferentes tipos de suelos y una estimación de la posible utilización de dichos suelos en la construcción de la vía.

(2-1.39) Las exploraciones del subsuelo deben ser taladros a mano, calicatas y perforaciones a máquina, con toma de muestras de dichas exploraciones para efectuar ensayos de identificación.

(2-1.40) Las exploraciones del subsuelo mediante perforaciones a máquina se deben ejecutar en los sitios donde se identifiquen condiciones críticas que puedan influir en el trazado de la vía.

(2-1.41) El trabajo de campo correspondiente al Estudio Geotécnico Preliminar que se realice para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas debe incluir una perforación a máquina por cada obra de arte prevista, hasta una profundidad máxima de 15 metros, a menos que las condiciones de fundación sean excepcionalmente desfavorables.

(2-1.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(2-1.61) El trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico Preliminar para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas debe consistir en los siguientes ensayos:

- a) Clasificación visual de todas las muestras.
- b) Ensayos de identificación de muestras representativas:
  - Granulometría por tamizado.
  - Límites de consistencia.
  - Presencia de  $\text{Ca CO}_3$ .
  - Presencia de materia orgánica.
  - Determinación del contenido de humedad natural en el mayor número posible de muestras.
- c) Ensayos de compactación.
- d) Determinación del Índice de Soporte California (CBR).
- e) Descripción de las rocas por identificación visual.

(2-1.62) El trabajo de laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(2-1.80) *Informe.*

(2-1.81) Los resultados del Estudio Geotécnico Preliminar que se realice para la construcción o rectificación de Carreteras y Autopistas se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Estudio geológico de la región.
- b) Estudio geológico somero de las diferentes variantes.
- c) Planta esquemática de la ruta recomendada, con indicación de las unidades geomorfológicas atravesadas y ubicación de los sitios explorados.
- d) Perfil de las calicatas o taladros efectuados y propiedades características de las capas encontradas, tales como color, consistencia, clasificación AASHO-M-145.
- e) Propiedades características generales de los materiales explorados: volúmenes aproximados, contenido de humedad y régimen de agua freática.
- f) Recomendaciones específicas para el estudio a nivel de proyecto de taludes, obras de arte, suelos compresibles, rellenos y excavaciones.
- g) Recomendaciones sobre el plan de trabajo del Estudio Geotécnico para el proyecto en tipo, secuencia, intensidad y amplitud.

(2-1.82) En el informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 que correspondan.

## APENDICE al Capítulo 4

### NORMAS PARA EL ESTUDIO DE CARRETERAS, MOP. ESTUDIO GEOTECNICO PARA EL PROYECTO

(3.) Estudio Geotécnico para el Proyecto.

(3-2) Carreteras y Autopistas.

(3-2.01) Alcance.

(3-2.02) Esta especificación fija el contenido que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos para el Proyecto de Carreteras y Autopistas.

(3-2.10) Extensión.

(3-2.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico para el Proyecto de una Carretera o de una Autopista, el trazado de la vía debe haber sido definido y el Estudio Geotécnico Preliminar debe haber sido aprobado por el «Ministerio».

(3-2.12) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de una Carretera o de una Autopista debe suministrar datos suficientes del subsuelo a lo largo del trazado de la vía y en las áreas de préstamos.

(3-2.35) Trabajo de Campo.

(3-2.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Carreteras y Autopistas debe consistir en la exploración del subsuelo a lo largo del trazado de la vía y en las áreas de préstamos.

(3-2.37) A lo largo del Trazado de la Vía.

A lo largo del Trazado de la Vía se deben ejecutar las exploraciones siguientes: taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina.

(3-2.38) La distancia entre las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.37 varía según las propiedades características de los suelos, pero como regla general debe ser de 100 metros.

(3-2.39) Se debe registrar cuidadosamente la variación del agua subterránea en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.37.

(3-2.40) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.37, pero como mínimo se debe tomar una muestra por cada metro de profundidad. La muestra se debe tomar:

- De calicatas y de trincheras: efectuando un corte en la pared;
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

(3-2.41) En las zonas de corte, los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de un metro por debajo de la subrasante de proyecto.

(3-2.42) En las zonas de terraplén, los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de dos metros por debajo del nivel del terreno natural.

(3-2.43) Si en cualquiera de las exploraciones especificadas en los párrafos 3-2.41 y 3-2.42 se encuentra suelo blando, turba o fango; o si se encuentran problemas geotécnicos específicos, la exploración correspondiente se debe ejecutar hasta la profundidad que requiera el estudio de cada caso particular.

(3-2.44) Si en cualquiera de las exploraciones especificadas en los párrafos 3-2.41 y 3-2.42 se encuentran masas rocosas, la profundidad de la exploración correspondiente puede ser menor que la especificada en dichos párrafos, siempre que a la profundidad alcanzada se garantice la continuidad de dichas masas rocosas.

(3-2.45) En las zonas de corte con alturas mayores de cinco metros, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo a lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 3-5 (Taludes en Corte con alturas mayores de cinco metros) de estas Normas.

(3-2.46) En las zonas donde se vayan a construir muros u otras estructuras de retención, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo con lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 4-1 (Muros y otras estructuras de retención) de estas Normas.

(3-2.47) En las zonas donde se vayan a ubicar Obras de Arte, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo con lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 4-2 (Viaductos, Puentes y Alcantarillas) de estas Normas.

(3-2.48) En las Áreas de Préstamos

En las áreas de préstamos se deben ejecutar las exploraciones siguientes: taladros a mano, calicatas y perforaciones a máquina.

(3-2.49) El número de exploraciones se debe fijar de acuerdo a la heterogeneidad y la disposición del préstamo.

(3-2.50) Se deben tomar muestras de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.48 para determinar el contenido de humedad natural.

(3-2.51) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-2.48, pero, como regla general, se debe tomar una muestra por cada 3.000 metros cúbicos de un mismo material. La muestra se debe tomar:

- De calicatas: efectuando un corte en la pared;
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

De cada muestra se debe tomar la cantidad suficiente que permita ejecutar los ensayos de laboratorio correspondientes.

(3-2.52) En las áreas de préstamo, la exploración del subsuelo se debe ejecutar hasta la profundidad propuesta de explotación.

(3-2.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(3-2.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Carreteras y Autopistas debe consistir en:

- a) Ensayos en aproximadamente el 35 % de las muestras provenientes de los materiales de fundación y de los sitios de préstamo para su clasificación con Índice de Grupo (AASHO-M-145).
- b) Ensayos químicos en los materiales de fundación y en los materiales de construcción, para determinar contenidos de carbonatos, sulfatos, sales diversas y materia orgánica, si se supone que dichos contenidos pueden ser perjudiciales para la durabilidad de la carretera o de la autopista.
- c) Ensayos en las muestras de suelos provenientes de los sitios de préstamo para:
  - Determinación del Índice de Soporte California (CBR), en proporción de un ensayo por cada 1.000 metros cúbicos de material que vaya a usarse.
  - Ensayos de compactación (AASHO-T-180), uno de cada suelo típico encontrado.
  - Ensayos en las muestras de agregado para concreto (arena y grava), para determinar:
    - Granulometría.
    - Desgaste.
    - Disgregabilidad (con sulfato de sodio).

(3-2.62) El Ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de ejecutar los siguientes ensayos:

- a) En los materiales de fundación:
  - De compactación (AASHO-T-180).
  - De capilaridad.
- b) En muestras inalteradas de suelo, determinación de:
  - Hinchamiento.
  - Asentamiento.
  - Resistencia al corte.
  - Angulo de fricción interna.

(3-2.63) Cuando las condiciones del subsuelo lo requieran, se deben ejecutar ensayos para determinar el tipo y procedimiento de estabilización que se debe efectuar.

(3-2.64) El Trabajo de Laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(3-2.80) *Informe.*

(3-2.81) Los resultados del Estudio Geotécnico para el Proyecto de Carreteras y Autopistas se deben presentar en un Informe que debe contener:

- a) Planta esquemática por kilómetro de la carretera o de la autopista con indicación de todas las unidades geomorfológicas atravesadas.
- b) Planos de detalle, en hojas Modelo MOP B-1, de los tramos afectados por unidades geomorfológicas tales como vegas inundables, capa freática muy alta, zonas de alta erosión, laderas de reptación, pantanos, etc.
- c) Perfil longitudinal esquemático del subsuelo, por kilómetro, con indicación de las propiedades características de las distintas capas encontradas: color, clasificación AASHO-M-145 y nivel freático.
- d) Condiciones de estabilidad de los suelos de fundación.
- e) Un informe y mapa geológico en hojas Modelo MOP B-1, con todos los detalles y datos obtenidos en el Estudio Geológico realizado.
- f) Croquis de la localización de los préstamos, con referencia al eje y progresivas de la carretera o de la autopista con indicación de los volúmenes disponibles y propiedades características de dichos préstamos.
- g) Facilidad o dificultad de la explotación de los préstamos, con indicación de aspectos técnicos y económicos.
- h) Distancia de transporte de los materiales provenientes de los préstamos a los sitios de elaboración, clasificación o utilización.
- i) Destino que debe darse a los materiales provenientes de cortes y excavaciones.

(3-2.82) En el Informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación de Aplicación, que correspondan.

### (3-3) Rectificación de Carreteras y Autopistas.

(3-3.01) *Alcance.*

(3-3.02) Esta Especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos para el Proyecto de Rectificación de Carreteras y Autopistas.

(3-3.10) *Extensión.*

(3-3.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una carretera o de una autopista, deben haber sido definidos los tramos de la vía existente que se vayan a rectificar.

(3-3.12) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una carretera o de una autopista debe suministrar datos suficientes del subsuelo a lo largo de los tramos donde se debe construir la rectificación, y de las áreas de préstamo.

(3-3.25) *Trabajo previo de Oficina.*

(3-3.26) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una carretera o de una autopista se debe iniciar con el análisis de toda la información contenida en estudios geotécnicos previos, ejecutados para la elaboración del proyecto original de la vía existente.

(3-3.35) *Trabajo de Campo.*

(3-3.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para Proyecto de Rectificación de Carreteras y Autopistas debe consistir en la exploración del subsuelo a lo largo del trazado donde se debe construir la rectificación y en las áreas de préstamo.

(3-3.37) *A lo largo del trazado donde se debe construir la rectificación.*

A lo largo del trazado donde se debe construir la rectificación se deben ejecutar las exploraciones siguientes: taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina.

(3-3.38) La distancia entre las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.37 varía según las propiedades características de los suelos, pero como regla general debe ser de 100 metros.

(3-3.39) Se debe registrar cuidadosamente la variación del agua subterránea en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.37.

(3-3.40) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.37, pero como mínimo se debe tomar una muestra por cada metro de profundidad. La muestra se debe tomar:

— De calicatas y trincheras: efectuando un corte en la pared;

— De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

(3-3.41) En las zonas de corte, los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de un metro por debajo de la subrasante de proyecto.

(3-3.42) En las zonas de terraplén, los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de 2 metros por debajo del nivel del terreno natural.

(3-3.43) Si en cualquiera de las exploraciones especificadas en los párrafos 3-3.41 y 3-3.42 se encuentra suelo blando, turba o fango, o si se encuentran problemas geotécnicos específicos, la exploración correspondiente se debe ejecutar hasta la profundidad que requiera el estudio de cada caso particular.

(3-3.44) Si en cualquiera de las exploraciones especificadas en los párrafos 3-3.41 y 3-3.42 se encuentran masas rocosas, la profundidad de la exploración correspondiente puede ser menor que la especificada en dichos párrafos, siempre que a la profundidad alcanzada se garantice la continuidad de dichas masas rocosas.

(3-3.45) En las zonas de corte con alturas mayores de cinco metros, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo a lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 3-5 (Taludes en Corte con alturas mayores de cinco metros) de estas Normas.

(3-3.46) En las zonas donde se vayan a construir muros u otras estructuras de retención, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo con lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 4-1 (Muros y otras estructuras de retención) de estas Normas.

(3-3.47) En las zonas donde se vayan a ubicar obras de arte, el trabajo de campo se debe hacer de acuerdo con lo establecido en la parte «Trabajo de Campo» de la Especificación 4-2 (Viaductos, Puentes y Alcantarillas) de estas Normas.

(3-3.48) *En las Areas de Préstamos.*

En las áreas de préstamos se deben ejecutar las exploraciones siguientes: taladros a mano, calicatas y perforaciones a máquina.

(3-3.49) El número de exploraciones se debe fijar de acuerdo a la heterogeneidad y a la disposición del préstamo.

(3-3.50) Se deben tomar muestras de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.48 para determinar el contenido de humedad natural.

(3-3.51) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 3-3.48, pero, como regla general, se debe tomar una muestra por cada 3.000 metros cúbicos de un mismo material. La muestra se debe tomar:

- De calicatas, efectuando un corte en la pared;
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

De cada muestra se debe tomar la cantidad suficiente que permita ejecutar los ensayos de laboratorio correspondientes.

(3-3.52) En las áreas de préstamo, la exploración del subsuelo se debe ejecutar hasta la profundidad propuesta de explotación.

(3-3.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(3-3.61) El trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una Carretera o de una Autopista debe consistir en:

- a) Ensayos en un mínimo de 35 % de las muestras alteradas representativas provenientes de los materiales de fundación y de construcción, según se especifica en los apartados b), c), d), e), f), de este párrafo.
- b) Ensayos en las muestras provenientes de materiales de fundación para determinar:
  - Granulometría por tamizado.
  - Límites de consistencia.
  - Clasificación con Índice de Grupo (AASHO-M-145).
  - Contenido de humedad natural.
  - Compactación (Proctor Modificado)
  - Índice de Relación de Soporte California (CBR)
  - Capilaridad.
- c) Ensayos en las muestras inalteradas de suelo provenientes de materiales de fundación para determinar:
  - Hinchamiento.
  - Asentamiento.
  - Parámetros de resistencia al corte bajo condiciones permanentes representativas del trabajo.
- d) Ensayos en las muestras de suelos provenientes de los sitios de préstamo para determinar:
  - Granulometría por tamizado.
  - Límites de consistencia.
  - Clasificación con Índice de Grupo (AASHO-M-145).
  - Contenido de humedad natural.
  - Índice de Relación de Soporte California (CBR), en proporción de un ensayo por cada 1.000 metros cúbicos de material que vaya a usarse.
  - Compactación (Proctor Modificado).
- e) Ensayos en las muestras de agregados para concreto (arena y grava) para determinar:
  - Granulometría.
  - Desgaste.
  - Disgregabilidad (con sulfato de sodio).
- f) Ensayos químicos en los materiales de fundación y en los materiales de construcción para determinar contenidos de carbonatos, sulfatos, sales diversas y materia orgánica, si se supone que dichos contenidos pueden ser perjudiciales para la durabilidad de la carretera o de la autopista.

(3-3.62) Cuando las condiciones del subsuelo lo requieran, se deben ejecutar ensayos para determinar el tipo y procedimiento de estabilización que se debe efectuar.

(3-3.63) El trabajo de laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(3-3.80) *Informe.*

(3-3.81) Los resultados del Estudio Geotécnico para el Proyecto de Rectificación de una Carretera o de una Autopista se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Planta esquemática de los tramos que vayan a ser rectificadas, con indicación de todas las unidades geomorfológicas atravesadas.
- b) Planos de detalle, en hojas Modelo MOP B-1, de los tramos afectados por unidades geomorfológicas tales como: vegas inundables, capa freática, muy alta, zonas de alta erosión, laderas de reptación, pantanos, etc.
- c) Perfil longitudinal esquemático del subsuelo, por kilómetro, con indicación de las propiedades características de las distintas capas encontradas: color, clasificación AASHO-M-145 y nivel freático.
- d) Condiciones de estabilidad de los suelos de fundación.

- e) Un informe y mapa geológico, en hojas Modelo MOP B-1, con todos los detalles y datos obtenidos en el Estudio Geológico realizado.
- f) Croquis de la localización de los préstamos, con referencia a la ubicación de los tramos donde se vaya a construir la rectificación y con indicación de los volúmenes disponibles y propiedades características de dichos préstamos.
- g) Facilidad o dificultad de la explotación de los préstamos, con indicación de aspectos técnicos y económicos.
- h) Distancia de transporte de los materiales provenientes de los préstamos a los sitios de elaboración, clasificación o utilización.
- i) Destino que se debe dar a los materiales provenientes de cortes y excavaciones.

(3-3.82) En el Informe se deben usar los modelos especificados en el parágrafo 1-0 13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación que correspondan.

### (3-5) Taludes en Corte con alturas mayores de cinco metros.

(3-5.01) *Alcance.*

(3-5.02) Esta especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos para el Proyecto o modificación de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros.

(3-5.10) *Extensión.*

(3-5.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros, el trazado de la vía debe haber sido aprobado por «el Ministerio».

(3-5.12) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe comprender el estudio extenso y detallado de los materiales que van a ser cortados; de los materiales que van a quedar expuestos y de los materiales que van a subyacer al futuro talud; y debe contener la información necesaria para el proyecto geotécnico del corte.

(3-5.13) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe describir la disposición y las propiedades características de los diferentes estratos, capas, o zonas de suelo y/o roca, señalando su relación con las condiciones locales del agua subterránea.

(3-5.14) Cuando el nivel freático alcance una elevación superior a la de la rasante proyectada, se deben establecer los métodos de drenaje provisional y definitivo que se recomiendan para las etapas de construcción y de servicio de la vía, respectivamente. Se debe indicar el volumen probable de escurrimiento.

(3-5.15) Cuando los cortes se van a hacer en roca, se debe incluir información sobre la disposición y naturaleza de los materiales; sobre el grado de meteorización de la roca; sobre los defectos que la afectan, como fallas y diaclasas; sobre la posición, separación y actitud de estos últimos y sobre los demás factores geológicos; y sobre el efecto que la remoción del prisma de material que se vaya a excavar tiene sobre la estructura geológica adyacente.

(3-5.16) Se debe investigar la naturaleza y propiedades de resistencia al corte de los suelos finos-contenidos en las diaclasas.

(3-5.17) Cuando los cortes se van a hacer en roca, se deben indicar las pendientes de dichos cortes; y se debe estimar el volumen de los posibles desprendimientos rocosos, expresándolo en porcentaje del volumen de excavación proyectado.

(3-5.18) Cuando los cortes se van a hacer en suelos descompuestos, se deben indicar las pendientes de los taludes y se deben justificar dichas pendientes mediante los correspondientes cálculos de estabilidad.

(3-5.19) Cuando los materiales que van a quedar descubiertos sean susceptibles de ser afectados por cambios de humedad o cuando sean susceptibles de ser erosionados por la escorrentía superficial, se deben indicar las medidas correctivas que deben ser adoptadas, tales como terrazas colectoras, cunetas de coronamiento, etc.

(3-5.20) Cuando las propiedades vecinas a la zona de corte puedan influir en la extensión del talud, se deben realizar investigaciones adicionales para cuantificar los parámetros para el proyecto de obras de arte eventualmente necesarias, tales como estructuras de retención, tablestacas, etc.

(3-5.21) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe comprender información que permita determinar el uso en terraplenes del material proveniente de la excavación. Esa información no es necesaria cuando el material proveniente de la excavación se destine a bote. Los sitios de bote deben ser objeto de un estudio para verificar si la acumulación de material no originará problemas que afecten la vía proyectada u otras obras.

(3-5.22) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe indicar los métodos y equipos que se deben utilizar para excavar los diferentes tipos de materiales que integran el perfil geotécnico, debe indicar los sistemas de protección superficial; y debe incluir la estimación de los costos correspondientes.

(3-5.25) *Trabajo previo de Oficina*

(3-5.26) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros se debe iniciar con el análisis de los datos geológicos de la región y análisis de toda la información contenida en estudios geotécnicos previos.



(3-5.35) *Trabajo de Campo.*

(3-5.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe incluir:

- Reconocimiento geológico de superficie.
- Levantamiento geológico del sitio.
- Exploraciones del subsuelo.

(3-5.37) El reconocimiento geológico de superficie debe determinar si el corte, o parte de él, se encuentra dentro de una zona de antiguos deslizamientos. Si se detectan deslizamientos antiguos importantes ya estabilizados, se debe evaluar la posibilidad de que reinicien su movimiento al ejecutar los cortes previstos.

(3-5.38) El levantamiento geológico del sitio debe definir la naturaleza de los materiales que se van a cortar.

(3-5.39) Las exploraciones del subsuelo se deben hacer mediante taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina; se deben ejecutar sobre el eje de la vía, y a ambos lados de dicho eje. La distancia entre las exploraciones se debe determinar según las propiedades características de los suelos, el tipo y la importancia del corte, y los resultados que se vayan obteniendo.

(3-5.40) Los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina se deben ejecutar hasta una profundidad que depende de la forma geométrica del corte y de la naturaleza de los materiales que se van a cortar, pero se deben ejecutar hasta una profundidad mínima de un metro por debajo de la subrasante de proyecto. Cuando se encuentre roca sana por encima de la rasante de proyecto, la profundidad mínima especificada no es obligatoria.

(3-5.41) Cuando el corte se va a hacer en materiales que formen parte de una ladera natural con inclinación mayor que 3:1, las exploraciones del subsuelo deben ejecutarse hasta la profundidad a la cual se encuentre roca sana, o hasta la profundidad igual al ancho de la calzada, la que resulte menor, medidas desde la cota de rasante de proyecto.

(3-5.42) Cuando el corte se va a hacer en trincheras, las exploraciones del subsuelo se deben ejecutar hasta la profundidad a la cual se encuentre roca sana, o hasta la profundidad igual a la mitad del ancho de la calzada, la que resulte menor, medidas desde la cota de rasante de proyecto.

(3-5.43) En cada taladro a mano, calicata, trinchera y perforación a máquina, se debe tomar una muestra por cada capa encontrada, pero como mínimo una muestra por cada metro de profundidad.

(3-5.44) En cada taladro a mano, calicata, trinchera y perforación a máquina, se debe registrar cuidadosamente la variación del agua subterránea. Cuando se encuentren aguas subterráneas o cuando se atraviesen suelos impermeables saturados, se deben instalar piezómetros de respuesta rápida, que permitan la observación del nivel de dicha agua freática durante períodos largos.

(3-5.45) Cuando al ejecutar taladros a mano, trincheras y perforaciones a máquina, se encuentren suelos blandos, se deben tomar muestras inalteradas que permitan determinar la resistencia al corte sin drenar y la resistencia al corte drenado.

(3-5.46) Cuando al ejecutar taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina, se encuentren suelos arcillosos muy preconsolidados, y especialmente cuando dichos suelos se encuentren saturados o sean susceptibles de saturarse al efectuar el corte, se deben tomar muestras inalteradas que permitan determinar las características de resistencia al corte para la situación residual (gran deformación).

(3-5.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(3-5.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros debe consistir en:

- a) Descripción de todas las muestras, recuperadas de los taladros a mano, calicatas, trincheras y perforaciones a máquina.
- b) Ensayos en un mínimo de 35 % de las muestras alteradas representativas, y en la totalidad de las muestras inalteradas, según se especifica en los apartados c), d), e), f), g), h), de este párrafo.
- c) Ensayos en las muestras de suelos y rocas descompuestas que se vayan a excavar y que se vayan a utilizar para la construcción de terraplenes, para determinar:
  - Granulometría por tamizado.
  - Límites de consistencia.
  - Clasificación con Índice de Grupo AASHO-M-145.
  - Contenido de humedad natural.
  - Peso unitario
  - Índice de Relación de Soporte California (CBR).

Quando los terraplenes que vayan a construirse con suelos y rocas descompuestas provenientes de los cortes, tengan alturas mayores de 10 metros, se deben realizar ensayos de resistencia al corte drenado.

d) Ensayos en las muestras de roca que se vayan a utilizar para la construcción de terraplenes, para determinar:

- Absorción.
- Peso específico.
- Peso unitario seco.
- Desgaste.
- Disgregabilidad (con sulfato de sodio).

Cuando los terraplenes que vayan a construirse con rocas tengan alturas mayores de 40 metros, se deben realizar ensayos de resistencia a la compresión uniaxial.

e) Ensayos en las muestras de suelos y rocas descompuestas que vayan a quedar expuestas y que sean susceptibles de ser afectadas por cambios de humedad, para determinar:

- Límites de consistencia, incluido el límite de retracción;
- Granulometría con hidrómetro;
- Expansión controlada, sobre muestras inalteradas.

f) Ensayo en las muestras de suelos y rocas descompuestas que subyacerán al corte proyectado para determinar:

- Granulometría por tamizado.
- Límites de consistencia.
- Contenido de humedad natural.
- Resistencia al corte drenado y resistencia al corte sin drenar, sobre muestras inalteradas.

g) Ensayos de resistencia al corte para la situación residual (gran deformación) en las arcillas o limos que rellenen grietas o diaclasas de las rocas subyacentes al corte proyectado.

h) Ensayos de compresión uniaxial en las muestras de rocas que subyacerán al corte cuando dicho corte tenga una altura mayor de 40 metros.

(3-5.62) Cuando las condiciones del subsuelo lo requieran, se deben ejecutar ensayos para determinar el tipo y procedimiento de estabilización que se debe efectuar.

(3-5.63) El Trabajo de Laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(3-5.80) *Informe.*

(3-5.81) Los resultados del Estudio Geotécnico para el Proyecto o modificación de taludes en corte con alturas mayores de cinco metros se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Plano de planta y secciones geotécnicas de la zona de corte, con indicación pormenorizada de todas las unidades geomorfológicas existentes en la zona y de los detalles geotécnicos de interés para la obra, tales como fallas, diaclasas, intrusiones, etc. En caso de que el corte afecte suelos y rocas descompuestas, se debe señalar también en estos planos la disposición y extensión de los diferentes tipos de materiales.
- b) Plano de planta de los sitios de bote.
- c) Secciones transversales que indiquen la disposición que debe darse a los materiales en los sitios de bote y recomendaciones.
- d) Secciones transversales al eje de la vía, con indicación de los cortes recomendados, y de los detalles correspondientes (terrazas, sistemas de protección y drenaje, etc.).
- e) Memoria detallada de toda la información recabada, y recomendaciones precisas en cuanto al posible uso de suelos y rocas como materiales de construcción, incluyendo los resultados de los ensayos de Laboratorio y los cálculos de estabilidad que justifiquen las recomendaciones.

(3-5.82) En el informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación, que correspondan

(3-6) **Túneles.**

(3-6.01) *Alcance.*

(3-6.02) Esta Especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos para el Proyecto de Túneles.

(3-6.10) *Extensión.*

(3-6.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles, el trazado de la vía debe haber sido definido, y el Estudio Geotécnico Preliminar de dicha vía debe haber sido aprobada por «El Ministerio».

(3-6.12) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe incluir un estudio geológico completo de la región en consideración.

(3-6.13) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe incluir un reconocimiento geológico de superficie a lo largo del alineamiento del túnel. El área objeto de dicho reconocimiento geológico debe ser suficientemente amplia para poder determinar en la superficie la posición y estratificación de las rocas; las formaciones geológicas atravesadas; y la posición de las quebradas, los ríos y los manantiales.

(3-6.14) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe determinar el origen y las condiciones actuales de las rocas; debe determinar los datos geológicos; y debe determinar la influencia de dichos datos geológicos en la construcción de túneles.

(3-6.15) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe describir la disposición y las propiedades características de los diferentes estratos, capas o zonas de suelo y/o roca, señalando su relación con las condiciones locales del agua subterránea.

(3-6.16) Se deben determinar los datos geohidrológicos para establecer las condiciones del agua subterránea, y se debe investigar la posibilidad de la presencia de gases nocivos durante la construcción del túnel.

(3-6.17) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe determinar las propiedades físicas y las propiedades mecánicas de las rocas y debe estimar la magnitud de las presiones de roca que puedan afectar la estructura del túnel.

(3-6.18) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe incluir un estudio geológico detallado de superficie de las zonas donde se vayan a ubicar los portales del túnel. Dicho estudio geológico debe incluir información sobre la disposición, la naturaleza y el grado de meteorización de los materiales; sobre los defectos que afecten la roca (tales como fallas y diaclasas); sobre la posición, la separación, la actitud (rumbo y buzamiento) y demás factores geológicos de las rocas; y sobre el efecto que la remoción del material que se vaya a excavar tiene sobre la estabilidad de los portales.

(3-6.19) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe investigar la naturaleza y propiedades de resistencia al corte de los suelos que contengan diaclasas rellenas de arcilla.

(3-6.20) Cuando los materiales que vayan a quedar descubiertos sean susceptibles de ser afectados por cambios de humedad o cuando sean susceptibles de ser erosionados por la escorrentía superficial, se deben indicar las medidas correctivas que deben ser adoptadas.

(3-6.25) *Trabajo previo de Oficina.*

(3-6.26) El Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles se debe iniciar con el análisis de los datos geológicos de la región y el análisis de toda la información contenida en estudios geotécnicos previos.

(3-6.35) *Trabajo de Campo.*

(3-6.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles se debe hacer en las siguientes etapas:

- Investigación de carácter general, nivel anteproyecto
- Investigaciones detalladas, período de proyecto.
- Exploraciones geológicas y ensayos en sitio, período de construcción.

(3-6.37) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe incluir:

- Reconocimiento geológico de superficie.
- Levantamiento geológico del sitio.
- Exploraciones del subsuelo.

(3-6.38) El reconocimiento geológico de superficie debe determinar las propiedades características de la cubierta del túnel, la calidad y la cualidad de las rocas; y las condiciones de drenaje superficial.

(3-6.39) El levantamiento geológico del sitio debe definir la naturaleza de los materiales que se van a atravesar; debe determinar la posición, calidad y cualidad de las rocas; y debe determinar la presencia de agua y gases.

(3-6.40) Cuando se determine la existencia de fallas, se deben ejecutar trincheras o perforaciones a máquina que permitan determinar las propiedades características de las fallas y de los materiales de brecha.

(3-6.41) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de que se ejecuten exploraciones geológicas para relacionar los datos de superficie con los datos encontrados a profundidad. Las propiedades características geológicas, el espesor de la cubierta y la longitud del túnel deben determinar el número, el tipo y la profundidad de dichas exploraciones geológicas. Las exploraciones geológicas deben ser más frecuentes en los sitios donde se ubiquen los portales del túnel y en los sitios a lo largo del alineamiento del túnel donde se encuentren depresiones.

(3-6.42) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de que se excaven galerías exploratorias o túneles piloto.

(3-6.43) El ingeniero de Estudios debe determinar la necesidad de que se ejecuten ensayos de medición de temperatura.

(3-6.44) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de que se usen métodos de exploración geofísica.

(3-6.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(3-6.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles debe consistir en:

- a) Descripción de todas las muestras recuperadas en las perforaciones.
- b) Ensayos en las muestras de roca para determinar:
  - Absorción.
  - Peso específico.
  - Peso unitario seco.
  - Compresión uniaxial.

(3-6.62) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de ejecutar ensayos de:

- Compresión triaxial.
- Inmersión y secado.
- Otros ensayos especiales de mecánica de roca.

(3-6.63) El Trabajo de Laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(3-6.80) *Informe.*

(3-6.81) Los resultados del Estudio Geotécnico para el Proyecto de Túneles se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Plano geológico regional.
- b) Plano geológico detallado de superficie en el cual se indiquen todos los accidentes superficiales, tales como fallas geológicas, materiales, afloramientos rocosos, ubicación de quebradas y demás datos que puedan ser útiles para la interpretación del Informe.
- c) Plano y perfil geotécnico del túnel.
- d) Plano detallado de los portales del túnel, donde se indiquen los siguientes datos: posición de la roca; foliación; estratificación de materiales que vayan a ser excavados; y demás información que el ingeniero de Estudio considere conveniente.
- e) Memoria detallada en la cual se indiquen las condiciones en las cuales se espera pueda encontrarse la roca, tales como foliación, estratificación, planos de esquistosidad, rumbos, buzamientos, problemas con el agua, presencia de gases, etc. Se deben indicar conclusiones de carácter general en las cuales se prevean los problemas que puedan ocurrir durante la construcción del túnel.
- f) Descripción de los diferentes grados de meteorización de la roca; su influencia en la construcción del túnel y problemas principales del agua no detectada en las exploraciones en las zonas de rocas metamórficas, especialmente talcosas y grafitosas.

(3-6.82) En el informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación, que correspondan.

#### (4-1) **Muros y otras Estructuras de Retención.**

(4-1.01) *Alcance*

(4-1.02) Esta Especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos de Fundaciones para el diseño de muros y de otras estructuras de retención en carreteras y autopistas.

(4-1.10) *Extensión.*

(4-1.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de muros y de otras estructuras de retención en carreteras y autopistas, deben haber sido definidas la situación y la sección transversal de cada una de dichas estructuras.

(4-1.12) El Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de muros y de otras estructuras de retención en Carreteras y Autopistas debe comprender tres aspectos principales:

- a) Condiciones de fundación.
- b) Condiciones de estabilidad integral.
- c) Características de suelos y rocas que vayan a usarse para rellenos y terraplenes.

(4-1.13) *Condiciones de fundación:* El Estudio de las condiciones de fundación debe suministrar un perfil del subsuelo de fundación y debe definir los diversos estratos presentes en carácter, espesor y profundidad. El carácter de los suelos se debe establecer por sus valores índice y por sus características de compresibilidad y de resistencia estructural.

(4-1.14) *Condiciones de estabilidad integral:* Las condiciones de estabilidad del conjunto se deben estudiar con un análisis de estabilidad integral que tome en cuenta las circunstancias topográficas, geológicas y estructurales del proyecto de retención.

(4-1.15) *Características de suelos y rocas que vayan a usarse para rellenos y terraplenes:* El Estudio Geotécnico de Fundaciones debe definir las características de los materiales disponibles que vayan a usarse para rellenos y terraplenes que formen parte de la retención.

(4-1.35) *Trabajo de Campo.*

(4-1.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de muros y otras estructuras de retención en carreteras y autopistas debe consistir en la exploración del subsuelo de fundación y del subsuelo de los préstamos mediante la ejecución de:

- Taladros a mano, calicatas y perforaciones a máquina.
- Toma de muestras, alteradas e inalteradas.

(4-1.37) El ingeniero de Estudio debe determinar el número, ubicación, profundidad y separación entre sí de las perforaciones exploratorias, tomando en cuenta la forma y la extensión en planta del muro o de la obra de retención.

(4-1.38) La profundidad de las perforaciones debe permitir:

- a) Conocer el subsuelo hasta firme o duro o hasta la profundidad a la cual los incrementos de esfuerzos verticales transmitidos a dicha profundidad no son mayores, en más de 10 %, que los de carga de peso propio del suelo a esa misma profundidad.
- b) La definición y el estudio de las condiciones de estabilidad del conjunto relleno - estructura - suelo de fundación.

(4-1.39) Cuando se encuentre roca dura en cualquier exploración, se debe penetrar en dicha roca hasta una profundidad suficiente para establecer que se trata del basamento rocoso en sitio y no de cantos rodados o formaciones cementadas accidentales.

(4-1.40) En cada taladro a mano o perforación a máquina se debe tomar una muestra por cada capa encontrada, pero como mínimo una muestra por cada metro de profundidad. Estas muestras se deben tomar con muestreador de cuchara partida hincado, en las condiciones de prueba normal de penetración.

(4-1.41) El ingeniero de Estudio debe determinar la ubicación y la profundidad de las perforaciones para toma de muestras inalteradas en subsuelos arcillosos.

- En arcillas blandas, las muestras se deben tomar con muestreador de tubo delgado con pistón estacionario.
- En arcillas de tesas a duras, las muestras se deben tomar con muestreadores rotativos de tubo doble, tipo Denison.

(4-1.42) El diámetro mínimo de las muestras especificadas en el párrafo 4-1.41 debe ser de 76 mm. (3").

(4-1.43) En las áreas de préstamo, el número de exploraciones se debe fijar de acuerdo a la heterogeneidad y la disposición del préstamo.

(4-1.44) Se deben tomar muestras de las exploraciones especificadas en el párrafo 4-1.43 para determinar el contenido de humedad natural.

(4-1.45) Se debe tomar una muestra por cada capa encontrada en cada una de las exploraciones especificadas en el párrafo 4-1.43, pero, como regla general, se debe tomar una muestra por cada 3.000 m<sup>3</sup> de un mismo material. La muestra se debe tomar:

- De calicatas: efectuando un corte en la pared.
- De taladros a mano y de perforaciones a máquina: a medida que avanza la perforación.

De cada muestra se debe tomar la cantidad suficiente que permita ejecutar los ensayos de laboratorio correspondientes.

(4-1.46) En las áreas de préstamo, la exploración del subsuelo se debe ejecutar hasta la profundidad propuesta de explotación.

(4-1.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(4-1.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico de fundaciones para el diseño de muros y otras estructuras de retención debe consistir en la clasificación de laboratorio de las muestras obtenidas en perforaciones a máquina y en taladros a mano.

(4-1.62) En las muestras obtenidas en perforaciones a máquina y en taladros a mano se deben ejecutar los ensayos siguientes:

- Inspección visual.
- Descripción
- Determinación del contenido de humedad natural

Con base a la inspección visual, se deben seleccionar las muestras para la clasificación de laboratorio.

(4-1.63) El número de muestras que se deben seleccionar para la clasificación de laboratorio depende de la estratificación. En estratos de espesor no mayor de dos metros, se debe clasificar, por lo menos, una muestra por estrato; en estratos de espesor mayor de dos metros, se debe clasificar, por lo menos, una tercera parte de las muestras de cada estrato.

(4-1.64) La clasificación de laboratorio de los suelos cohesivos blandos y húmedos debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Granulometría por tamizado, incluyéndolo tamices de la fracción gruesa;
- Límites de consistencia;
- Contenido de humedad natural.

El ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de determinar la resistencia al corte por medio de una veleta de laboratorio.

(4-1.65) La clasificación de laboratorio de los suelos cohesivos tiesos a duros debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Análisis granulométrico con hidrómetro.
- Límite de consistencia.
- Límite de encogimiento.
- Contenido de humedad natural.

Cuando las muestras presentan terrones poco alterados o tacos enteros, se debe determinar el peso unitario y la resistencia a la compresión uniaxial de dichas muestras con un penetrómetro de bolsillo.

(4-1.66) El ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de ejecutar los siguientes ensayos en muestras inalteradas, para determinar la compresibilidad o expansibilidad del suelo y su resistencia estructural:

- Consolidación.
- Expansión.
- Compresión uniaxial.
- Compresión triaxial con esfuerzos efectivos
- Corte directo drenado

(4-1.67) La clasificación de Laboratorio de los suelos granulares debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Granulometría por tamizado.
- Límites de consistencia.

4-1.68 La clasificación de laboratorio de los materiales de préstamo para rellenos o para terraplenes debe consistir en la clasificación de laboratorio especificada en los párrafos 4-1.62 y 4-1.67, y en los ensayos siguientes:

- Compactación (Proctor Modificado).
- Permeabilidad con carga constante o decreciente, según el tipo de material.
- Consolidación o expansión.
- Compresión triaxial.
- Compresión uniaxial
- Corte directo.

Dichos ensayos se deben ejecutar con muestras recompactadas en el punto óptimo del Proctor Modificado.

(4-1.69) El trabajo de laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A.

(4-1.80) Informe

(4-1.81) Los resultados del Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de muros y otras estructuras de retención se deben presentar en un Informe que debe contener:

- a) Planta y secciones geotécnicas del sitio estudiado, con indicación de los sitios de exploración.
- b) Planta y secciones de la retención propuesta.
- c) De cada punto explorado: columna estratigráfica; descripción de los suelos; situación de las muestras alteradas o inalteradas, y demás datos de laboratorio referentes a los puntos explorados.
- d) De cada muestra inalterada: profundidad del extremo superior y del extremo inferior; longitud de recuperación; descripción y estratigrafía; resultado de los ensayos de clasificación; resultado de los ensayos especiales; indicación de la parte de la muestra en donde se hizo cada ensayo.
- e) De cada muestra de préstamo: ensayos de clasificación; ensayos especiales; indicación del sitio de exploración de donde se obtuvo la muestra.
- f) Memoria descriptiva del tipo de retención; de la zona de exploración; y de los ensayos empleados.

- g) Un análisis de las condiciones geotécnicas de la zona; de las características de los suelos indicadas por los ensayos; y consideraciones de los aspectos de diseño de la retención.
- h) Recomendaciones específicas para el diseño, incluyendo: profundidades de asiento y cargas admisibles para las fundaciones; intensidad de empujes y disposición estable recomendada; drenajes requeridos; disposición, tipo y condiciones de colocación de rellenos y de terraplenes; posibilidad y cuantía estimada de asentamientos o de hinchamiento; precauciones que se deben tomar en el diseño en previsión de movimientos y para protección de rellenos y terraplenes y demás aspectos que deban considerarse en el diseño.

(4-1.82) En el Informe se deben usar los modelos especificados en el parágrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación, que correspondan.

**(4-2) Viaductos, Puentes y Alcantarillas.**

(4-2.01) *Alcance.*

(4-2.02) Esta Especificación fija el contenido mínimo que deben satisfacer los Estudios Geotécnicos de Fundaciones para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas en Carreteras y Autopistas.

(4-2.10) *Extensión.*

(4-2.11) Antes de hacer el Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas, deben haber sido definidas la ubicación de dichas estructuras, la distancia entre los apoyos y las cargas estimadas sobre dichos apoyos.

(4-2.12) El Estudio Geotécnico de Fundaciones de Viaductos, Puentes y Alcantarillas debe suministrar datos suficientes del subsuelo para el proyecto racional de las infraestructuras. Se debe prestar atención especial a los aspectos fundamentales siguientes:

- a) La capacidad de carga de la fundación con respecto a la capacidad última del suelo;
- b) Los asentamientos diferenciales y totales;
- c) Los efectos nocivos que la construcción de la estructura puede ocasionar sobre propiedades vecinas.

(4-2.35) *Trabajo de Campo.*

(4-2.36) El Trabajo de Campo correspondiente al Estudio Geotécnico de Fundación para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas en Carreteras y Autopistas debe incluir uno o varios de los siguientes aspectos:

- a) Investigación de estructuras cercanas al sitio en estudio.
- b) Factores propios del medio.
  - Geología.
  - Sismicidad.
  - Hidrología del agua subterránea
- c) Investigaciones geofísicas.
- d) Perforaciones (verticales o inclinadas).
- e) Ensayos de penetración.
- f) Calicatas y trincheras.
- g) Ensayos de campo:
  - Ensayos de veletas en suelos cohesivos.
  - Ensayos de permeabilidad en sitio.
  - Pruebas de carga sobre pilotes.
  - Pruebas de carga sobre el suelo (ensayos de placa).
  - Ensayos especiales de mecánica de rocas.

(4-2.37) Se debe obtener, del área en estudio, la información existente referente a:

- Investigación de fundaciones: registro de perforaciones; ensayos; mediciones de campo; asentamientos; condiciones de agua subterránea; problemas de construcción;
- Investigación de estructuras: diseño; experiencias de construcción; comportamiento;
- Influencia de la estructura en estudio sobre estructuras existentes.

(4-2.38) El ingeniero de Estudio debe determinar:

- El sistema de perforación
- El diámetro, número, ubicación, profundidad y separación entre sí de las perforaciones.

(4-2.39) La profundidad de las perforaciones especificadas en el parágrafo 4-2.38 debe permitir:

- a) Conocer el subsuelo hasta firme duro o hasta la profundidad a la cual los incrementos de esfuerzos verticales transmitidos a dicha profundidad no son mayores, en más de 10 %, que los de carga de peso propio del suelo a esa misma profundidad.

b) La definición y el estudio de las condiciones de estabilidad del conjunto relleno-estructura-suelo de fundación.

(4-2.40) Cuando se encuentre roca dura en cualquier exploración de las especificadas en el párrafo 4-2.38, se debe penetrar en dicha roca hasta una profundidad suficiente para establecer que se trata del basamento rocoso en sitio y no de cantos rodados o formaciones cementadas accidentales.

(4-2.41) En cada taladro a mano o perforación a máquina se debe tomar una muestra por capa encontrada, pero como mínimo una muestra por cada metro de profundidad. Estas muestras se deben tomar con muestreador de cuchara partida hincado en las condiciones de prueba normal de penetración.

(4-2.43) El ingeniero de Estudio debe determinar la ubicación y la profundidad de las perforaciones para toma de muestra inalteradas en subsuelos arcillosos.

— En arcillas blandas, las muestras se deben tomar con muestreador de tubo delgado con pistón estacionario.

— En arcillas de tuestas a duras, las muestras se deben tomar con muestreadores rotativos de tubo doble tipo Denison.

(4-2.44) El diámetro mínimo de las muestras especificadas en el párrafo 4-2.43 debe ser de 76 mm (3").

(4-2.45) El nivel del agua subterránea se debe medir directamente dentro de la tubería de protección de las perforaciones o por medio de piezómetros.

(4-2.46) El ingeniero de Estudio debe determinar los ensayos del subsuelo y del agua subterránea que se requieran para establecer la presencia de sustancias deletéreas.

(4-2.47) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de efectuar ensayos de penetración con conos, estáticos o dinámicos.

(4-2.48) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de ejecutar prueba(s) de carga sobre pilotes construidos en sitio con esa expresa finalidad.

(4-2.49) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de ejecutar ensayos de carga directa sobre el terreno (Ensayos de Placa).

(4-2.50) El ingeniero de Estudio debe determinar la necesidad de ejecutar ensayos para evaluar la resistencia original, las propiedades de deformación y la resistencia residual de las rocas en sitio. Estos ensayos se deben limitar al diseño de aquellas fundaciones de estructuras en las que el conocimiento del comportamiento de las rocas bajo carga pueda representar una economía significativa con el costo de dichas fundaciones.

(4-2.60) *Trabajo de Laboratorio.*

(4-2.61) El Trabajo de Laboratorio correspondiente al Estudio Geotécnico de fundaciones para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas debe consistir en la clasificación de laboratorio de las muestras obtenidas en perforaciones a máquina y en taladros a mano

(4-2.62) En las muestras obtenidas en perforaciones a máquina y en taladros a mano se deben ejecutar los ensayos siguientes:

- Inspección visual.
- Descripción.
- Determinación del contenido de humedad natural.
- Compactación.

Con base en la inspección visual, se deben seleccionar las muestras para la clasificación de laboratorio.

(4-2.63) El número de muestras que se debe seleccionar para la clasificación de laboratorio depende de la estratificación. En estratos de espesor no mayor de dos metros se debe clasificar, por lo menos, una muestra por estrato; en estratos de espesor mayor de dos metros se debe clasificar, por lo menos, una tercera parte de las muestras de cada estrato.

(4-2.64) La clasificación de laboratorio de los suelos cohesivos blandos y húmedos debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes.

- Granulometría por tamizado, incluyendo tamizado de la fracción gruesa.
- Límites de consistencia.
- Contenido de humedad natural.

El ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de determinar la resistencia al corte por medio de una veleta de laboratorio.

(4-2.65) La clasificación de laboratorio de los suelos cohesivos tiesos a duros debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes:

- Análisis granulométrico con hidrómetro.
- Límites de consistencia.
- Límite de encogimiento.
- Contenido de humedad natural.



Cuando las muestras presentan terrones poco alterados o tacos enteros, se debe determinar el peso unitario y la resistencia a la compresión uniaxial de dichas muestras con un penetrómetro de bolsillo.

(4-2.66) El ingeniero de Estudio debe establecer la necesidad de ejecutar los siguientes ensayos en muestras inalteradas, para determinar la compresibilidad o expansibilidad del suelo y su resistencia estructural:

- Consolidación.
- Expansión.
- Compresión uniaxial.
- Compresión triaxial con esfuerzos efectivos.
- Corte directo drenado

(4-2.67) La clasificación de laboratorio de los suelos granulares debe consistir en la ejecución de los ensayos siguientes.

- Granulometría por tamizado.
- Límites de consistencia

(4-2.68) La clasificación de laboratorio de los materiales de préstamo para rellenos o para terraplenes debe consistir en la clasificación de laboratorio especificada en los párrafos 4-2.62 a 4-2.67, y en los ensayos siguientes:

- Compactación (Proctor Modificado).
- Permeabilidad con carga constante o decreciente, según el tipo de material.
- Consolidación o expansión.
- Compresión triaxial.
- Compresión uniaxial.
- Corte directo.

Dichos ensayos se deben ejecutar con muestras recompactadas en el punto óptimo del Proctor Modificado.

(4-2.69) El Trabajo de Laboratorio se debe ejecutar siguiendo los procedimientos recomendados por las Normas A.A.S.H.O., A.S.T.M. o C.C.C.A

(4-2.80) *Informe.*

(4-2.81) Los resultados del Estudio Geotécnico de Fundaciones para el diseño de Viaductos, Puentes y Alcantarillas se deben presentar en un informe que debe contener:

- a) Resultado de la inspección ocular, incluyendo descripción de la topografía del terreno.
- b) Relación de los trabajos de campo efectuados; descripción de los equipos y métodos empleados en las distintas fases de la exploración; descripción de los ensayos de laboratorio y del muestreo.
- c) Resumen de los resultados obtenidos en todas las etapas de la exploración: perforaciones y sondeos, descripción de la geología y de la litología del subsuelo; demás características del suelo explorado, tales como naturaleza, espesor, características físicas, humedad, compacidad, etc., de los estratos atravesados.
- d) Un esquema representativo de cada perforación, indicando para cada una de ellas las propiedades características de las diferentes capas encontradas y demás datos que el ingeniero de Estudio considere convenientes.
- e) Un plano de planta, a escala adecuada, que muestre la situación de la estructura proyectada; la situación de las estructuras e instalaciones vecinas y el sitio de cada exploración efectuada.
- f) Recomendaciones de fundación precisas y concretas, indicando el sistema de fundación que se debe usar; los razonamientos que condujeron al establecimiento del criterio de fundación; la profundidad del plano de fundación; coeficiente de trabajo en diferentes planos.
- g) En caso de pilas o pilotes indicación del tipo que se debe usar; diámetro, longitud estimada y separación de cada pila o pilote para los diferentes cargas, indicación de todos los parámetros medios del suelo necesarios para calcular la capacidad de soporte del suelo; indicación de la penetración mínima y de la posición de la punta de la pila o pilote.
- h) Recomendaciones de construcción.

(4-2.82) En el Informe se deben usar los modelos especificados en el párrafo 1-0.13 de la Especificación 1-0 Campo de Aplicación que correspondan.

---

**CONDICIONES DE LA  
ROCA Y DEL  
MACIZO ROCOSO**

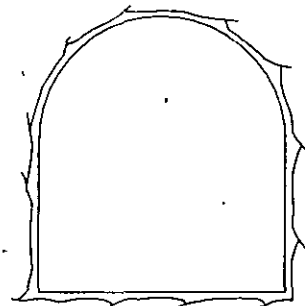
- GEOLOGÍA
  - No Y NATURALEZA DE LAS DISCONTINUIDADES
  - PROPIEDADES MECANICAS DE LA ROCA INTACTA
- 
- NIVEL DE AGUAS FREATICAS

---

**ESTADO INICIAL  
DE  
ESFUERZOS**

---

- PESO PROPIO
- TECTONICOS



**COMPORTAMIENTO  
ESTRUCTURAL**

---

**DIMENSIONES  
Y  
FORMA**

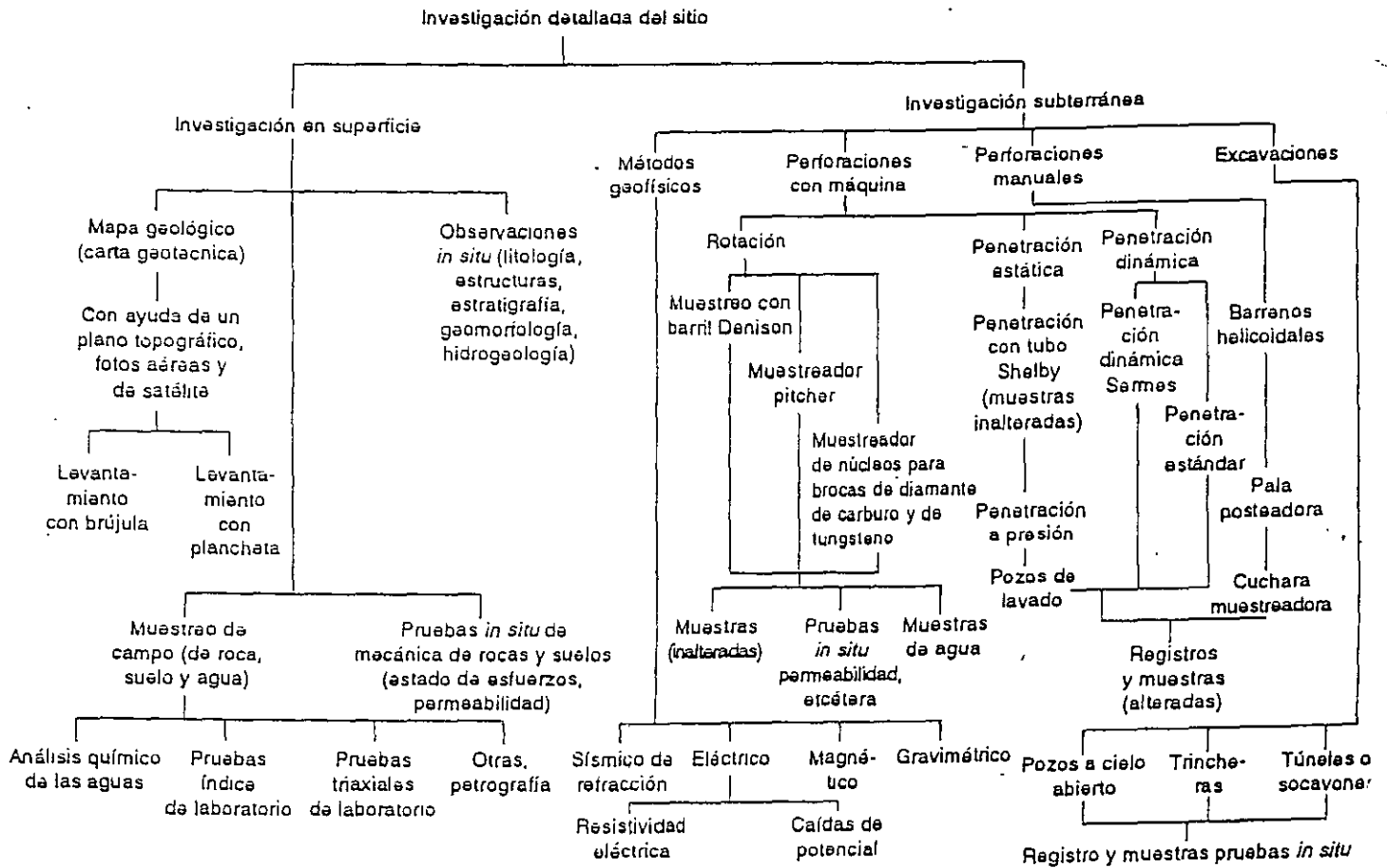
---

---

**METODO CONSTRUCTIVO  
Y  
SISTEMA DE SOPORTE**

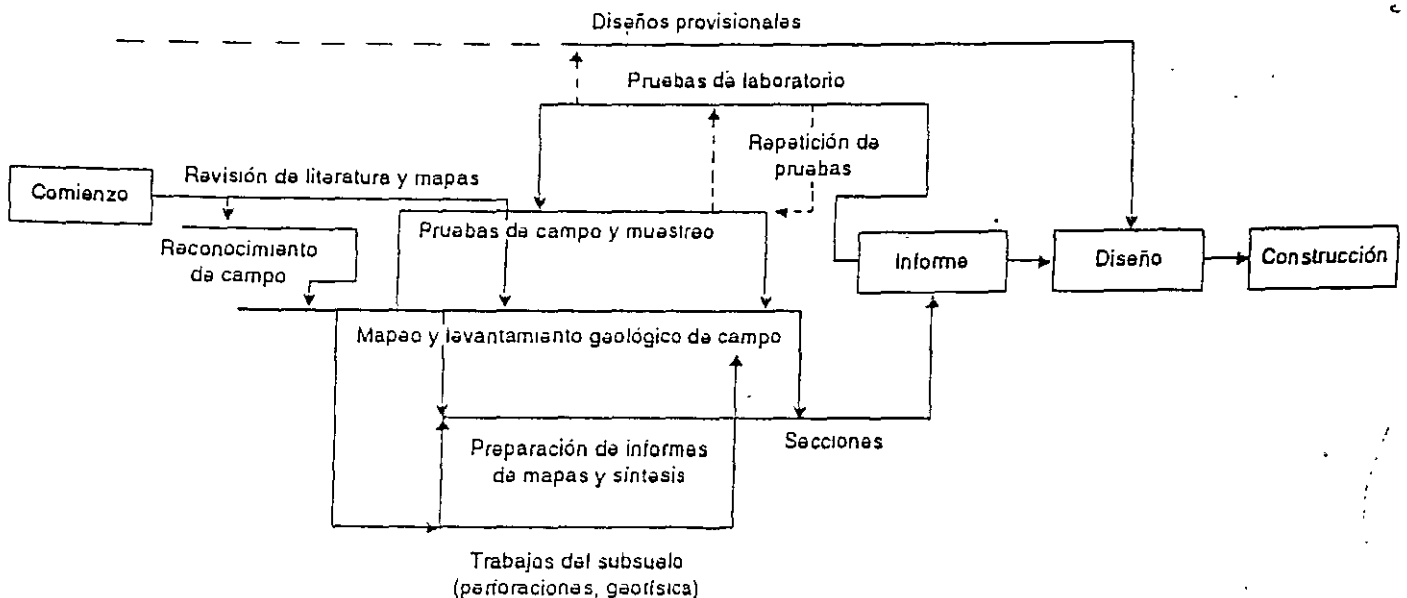
---

Investigación detallada del sitio de construcción de una obra civil (Fookes, con modificaciones).



(Organización de investigaciones. Ejemplo de un plan de ruta crítica para una presa del tamaño medio. (La geología en la mecánica de rocas, División de Educación Continua, Facultad de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México, 1984.)

Ruta crítica general para investigaciones

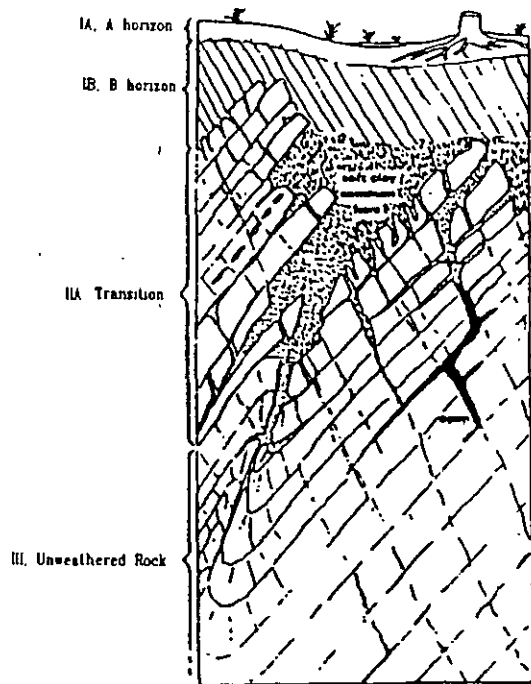


Desarrollo de las etapas de exploración.

ETAPA		ESTUDIO	DESARROLLO
I	Reconocimiento preliminar	Topografía	Recopilación de la información disponible Fotogrametría
		Geotecnia	Recopilación bibliográfica y cartográfica Estudios de sensores remotos Recorridos de campo
II	Exploración e investigación detallada	Topografía	Fotogrametría Levantamientos topográficos
		Geotecnia	Litología, estratigrafía y estructuras Reconocimiento de discontinuidades { Fallas Fracturas y juntas Estratificación Discordancias Levantamientos geotécnicos Fenómenos de geodinámica { Externa { Estabilidad de taludes Zonas de alteración y erosión Interna { Fallas activas Vulcanismo y sismicidad Tectónica
		Geofísica	Localización de roca sana Localización del nivel freático Estratigrafía Calidad de los materiales

			Perforaciones	Muestras de suelos alteradas e inalteradas Recuperación de núcleos de roca y muestreo integral Inspección de las paredes de los pozos (televisión y fotografía)
			Excavaciones	Muestras cúbicas de suelos y rocas Estratigrafía Características estructurales de los macizos Observación de fallas y fracturas
			Pruebas de campo	Resistencia y deformabilidad Pemeabilidad Estados de esfuerzo tectónicos
			Pruebas y estudios de laboratorio	Propiedades índice Propiedades mecánicas Mineralogía y petrografía
III	Construcción	Geotecnia	Localización y cubicación de bancos y ensayos de materiales	Obtención de materiales de construcción Definición de métodos constructivos
IV	Operación		Instrumentación y control	Piezometría Instrumentación de fallas y taludes Pruebas de inyección Influencia de la obra en los procesos geológicos

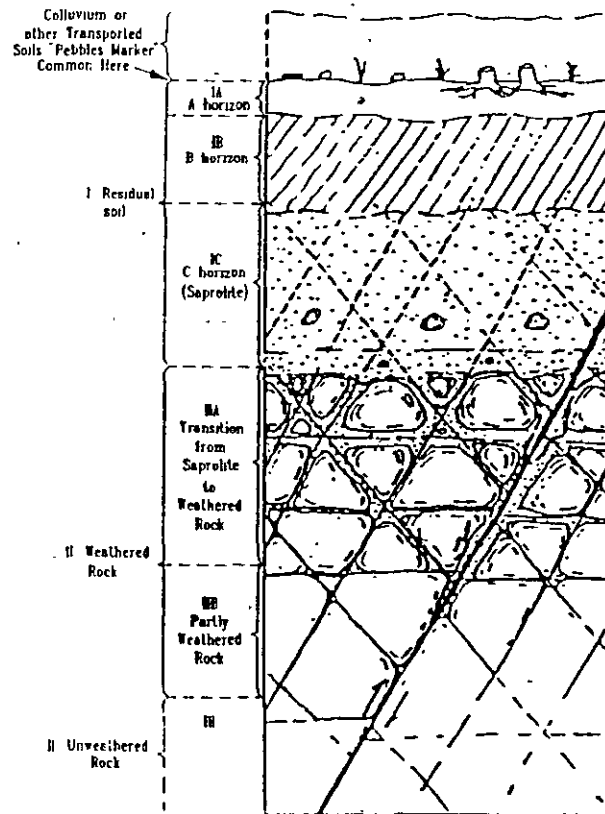
DATOS GEOLÓGICOS	TIPO DE OBRA										
	Presa		Obra subte- rránea	Excava- ción a cielo abierto	Vía terres- tre	Línea de transmi- sión	Can- nal	Puen- te	Puer- to	Ae- ro- puer- to	Ci- men- ta- ción
	Cor- tina	Vaso									
<b>1. LITOLOGÍA</b>											
<b>1.1 SUELOS</b>											
Espesor en metros	E		E	E	E	E	E	E	E	E	E
Extensión	RE	R	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE
Clasificación	RE	R	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE
Composición	E		EC	E	E	E	E	E	E	E	E
Textura	E		E	E	E	E	E	E	E	E	E
Estructura	EC		E	EC	E	E	EC	E	E	EC	EC
Porosidad	E		E	E	E	E	E	E	EC	EC	EC
Permeabilidad	E	E	E	EC	E	E	EC	E	E	EC	EC
<b>1.2 ROCAS</b>											
Profundidad roca sana	EC			EC	E	E	E	E	E	E	E
Clasificación	RE	R	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE
Textura	RE		RE	RE	R	E	RE	E	E	R	E
Estructura	RE		RE	RE	RE	RE	RE	RE	E	E	RE
Porosidad	RE	R	RE	RE		E	EC	E	E	E	EC
Permeabilidad	REC	RE	RE	RE	E	E	EC	EC	E	E	EC
Recuperación	E		E					E	E		E
Índice de calidad de la roca (R.Q.D).	E		E					E	E		E
<b>2. DISCONTINUIDADES</b>											
<b>2.1 FALLAS Y JUNTAS (DIACLASAS)</b>											
Presencia	RE	R	RE	RE	REC	R	RE	RE	RE	R	R
Tipo	RE	R	RE	RE	RE	R	R	RE	RE	R	RE
Frecuencia	E		EC	EC	EC		E	EC	E		EC
Rumbo y echado	REC	RE	REC	REC	REC	R	R	REC	RE	R	R
Características											
- Amplitud	RE	E	REC	REC	REC		REC	REC	RE	R	REC
- Relleno	RE	E	REC	REC	RE		RE	RE	RE		REC
- Paredes	RE		REC	REC	REC		RE				E
<b>2.2 PLIEGUES</b>											
Presencia	RE	RE	RE	REC	R	RE	RE	RE		R	R
Intensidad	REC	RE	EC	REC	REC	RE	RE	RE			RE
Tipo	RECR	RE	REC	REC	REC	E	RE	RE		R	RE
Rumbo	EC	RE	REC	REC	REC	RE	RE	RE		R	RE
<b>2.3 DISCORDANCIAS</b>											
Tipo	RE	RE	REC	REC	REC		RE	RE			
Magnitud	RE	RE	REC	REC	REC		RE	RE			
<b>2.4 CAMBIOS DE FACIES</b>	EC	E	EC				E		E		
<b>3. ESTRATIGRAFÍA</b>											
Formaciones o unidades litológicas	R	R	RE	RE	RE	R	RE	RE	E	RE	E
Espesores	RE		E	E	E	E	E	E	EC	E	E
Distribución	RE	R	REC	REC	RE	R	RE	RE	REC	RE	RE
Posición en la secuencia entre diferentes unidades	REC	R	EC	EC	R			E	E	E	E
Ambientes de depósito	R		E	E	R		E	E	E	E	E



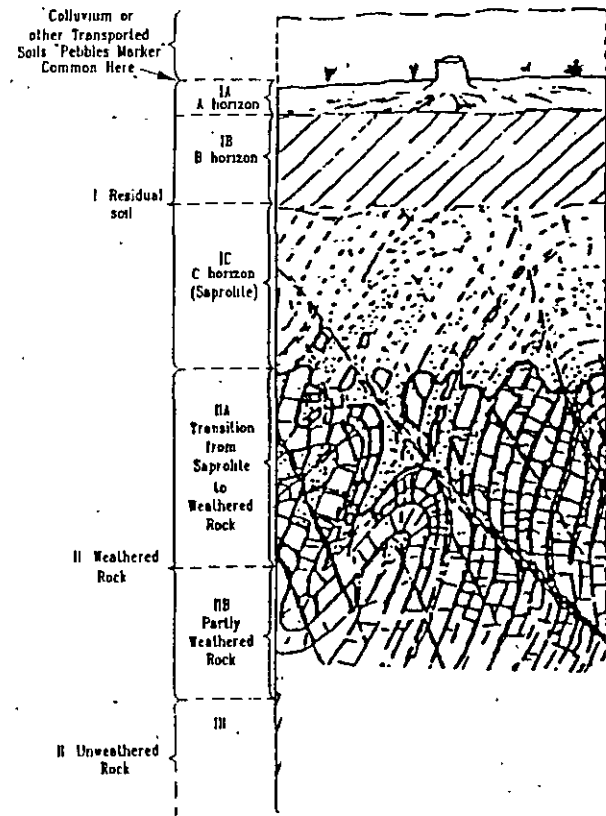
NOTES

- 1) Very impure (sandy or silty) carbonates may develop a saprolite, IC zone
- 2) A partly weathered chalky limestone, IB zone is sometimes present

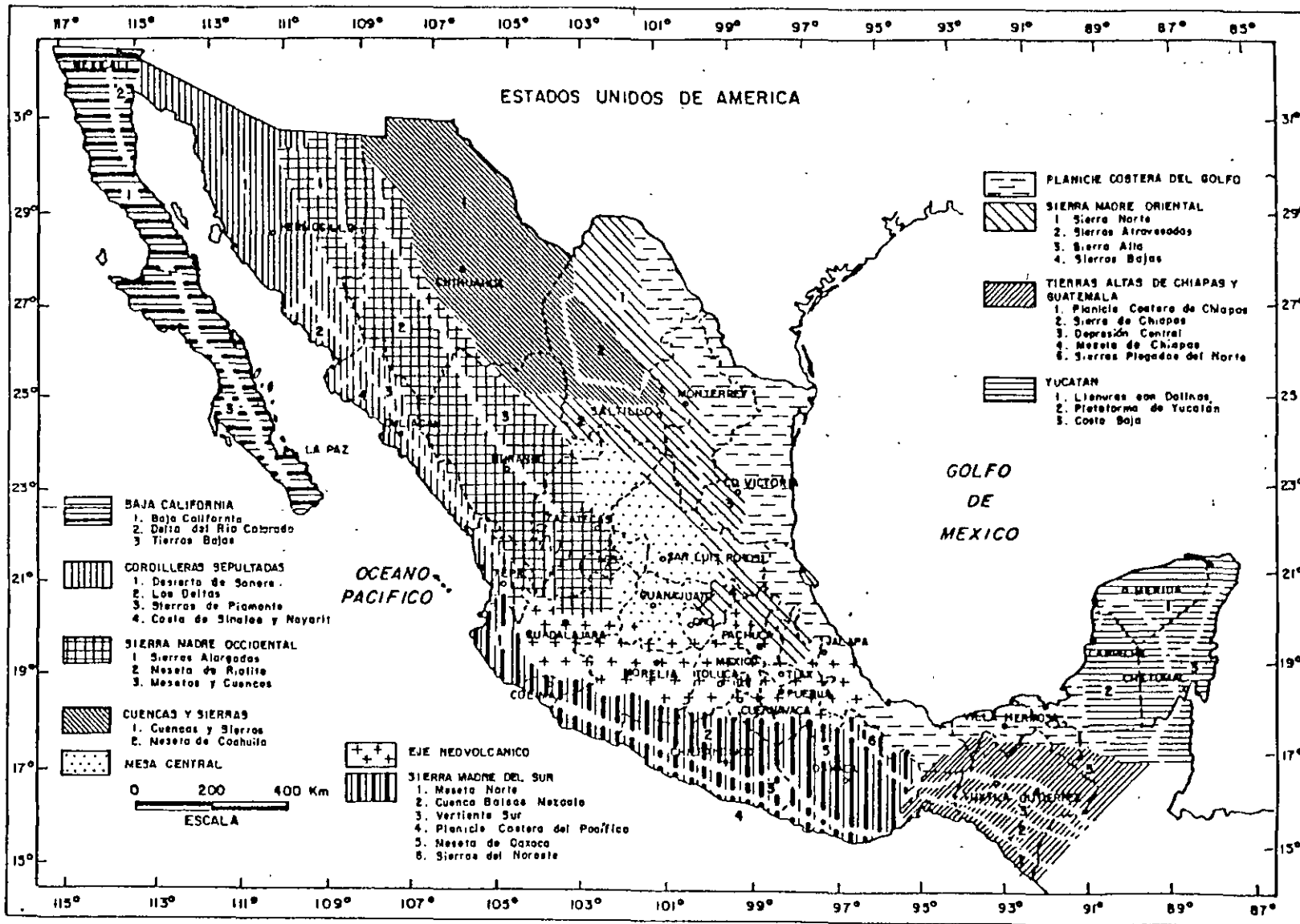
SEDIMENTARIES



IGNEAS



METAMORPHICS



E. Raisz, 1964

10 PROVINCIAS FISIOGRAFICAS DE MEXICO

4. GEOMORFOLOGÍA Génesis de las formas del relieve Evolución de las formas del relieve Interrelación de las formas del relieve con otros accidentes Topografía Carsticidad	RE	RE	R	RE	R		R		R			
	RE	RE	R	RE	R		R	RE	RE			
	REC	RE	REC	REC	REC	R		RE	RE	RE	RE	
	RE	RE	RE	RECO	REC	RE	RE	RE	RE	RE	RE	
	RE	R	RE	R	RE	RE	R	RE	RE	R	RE	
5. HIDROLOGÍA 5.1 FLUJO DE AGUA SUPERFICIAL 5.2 ACUÍFEROS Niveles piezométricos Artesianismo y manantiales Composición del agua Temperatura del agua Flujo de agua subterránea	R	R	R	RE	RECO		RE	RE	RE	R	RE	
	ECO	ECO	ECO	ECO	ECO	R	ECO	EO	ECO	E	ECO	
	RE	RE	RE	RE	RE		RE	RE	RE	RE	R	
	E		EC	E	E		E	E	E	E	E	
	E		EC	E	E		E	E	E	E	E	
	EC	EO	ECO	ECO	ECO	EC		EC	EC	ECO	E	ECO
6. GEODINÁMICA EXTERNA Erosión e intemperismo Transporte Acumulación Movimiento en masa del terreno - Solifluxión - Creep (flujo plástico) - Deslizamientos - Avalanchas Perturbaciones ciclónicas	REO	RE	RECO	REC	RECO	RE	RECO	RECO	RECO	RE	OC	
	RE	RE		RE	RE	R	R	RE	RE	RE	R	
		EO		E	E		RE		RECO	RE	R	
	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	R	
	E			ECO	ECO	E	ECO	EC	R		RECO	
	E	E	EC	ECO	ECO	E	ECO	EC	RE		RECO	
	E	E	EC	ECO	ECO	E	ECO	EC			RECO	
	E	E		ECO	ECO	E	ECO	EC			RE	
	R				R	R		R	R	R	R	

7. GEODINÁMICA INTERNA Vulcanismo Sismicidad y focos sísmicos Esfuerzos tectónicos Terreno expansivo o extruible Terreno explosivo Presencia de gases o vapores y gradiente geotérmico	R	R	RE	R		RE	R	R	R	R	R
	R	R	R	R	R			RE	R	R	R
	R	R	REC	REC	R	RE			RE	RE	RE
	E	R	E	E	EC	EC			RE	RE	RE
			EC	EC	EC						
8. MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN Agregados Enrocamientos Suelos finos Calidad de los materiales Volumen de los materiales	R		R	R	R	R	R	R	R	R	RE
	R			R	R				RE	R	
	R				R					RE	
	E		E		E	E	E	E	E	E	E
9. MODIFICACIONES DEL MEDIO NATURAL DEBIDAS A LA ACCIÓN DEL HOMBRE	CO	CO	CO	CO	CO			CO	CO	CO	CO

Datos geológicos que deben obtenerse { en la selección del sitio, en el reconocimiento preliminar (R)  
durante la exploración del sitio de construcción (E)  
en la etapa de construcción de la obra (C)  
durante la operación de la obra (O)

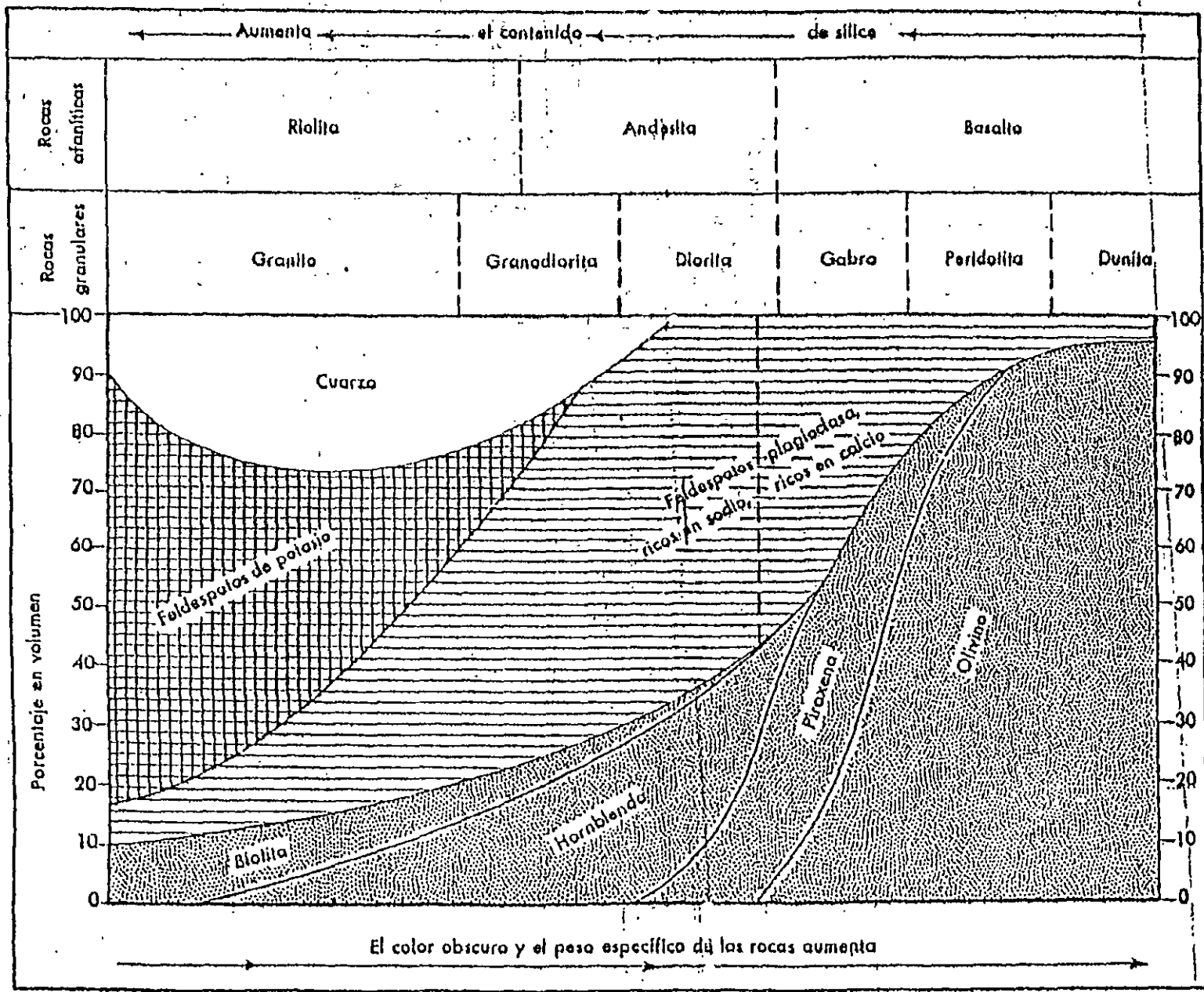


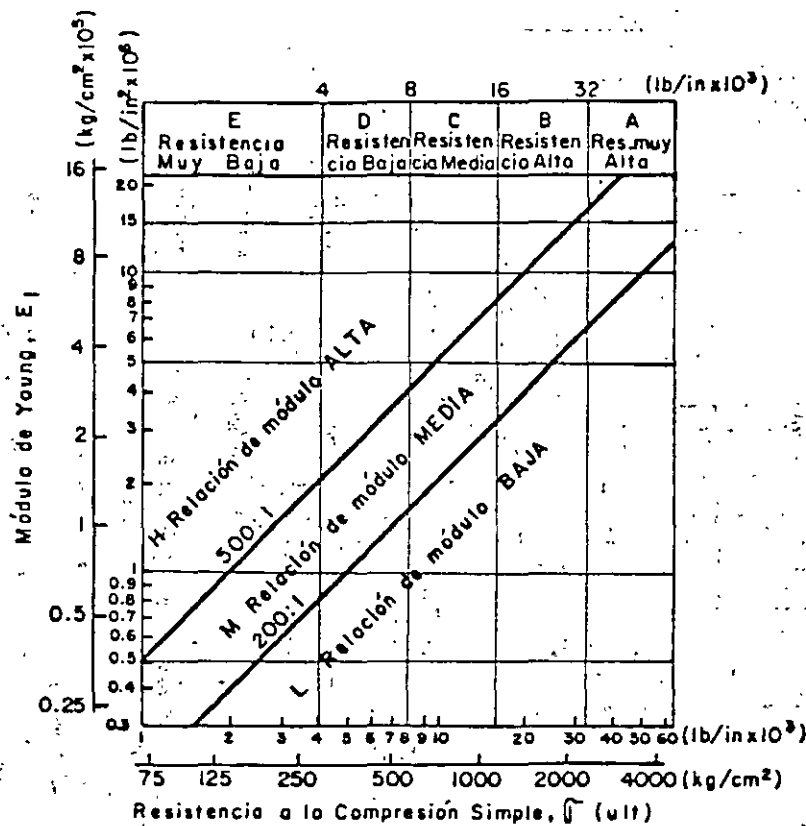
TABLA 4-1 Columna Geológica Convencional

Rocas	Sistema	Serie	Etapas	Vestigios de la vida característica	Cronología absoluta (en millones de años antes del presente)*	Duración relativa de las principales divisiones del tiempo, a escala		
Columna formada por la acumulación de depósitos sedimentarios, marinos y continentales	CENOZOICO	Cuaternario	(Reciente) Pleistoceno	Hay más de veinte reconocidas ampliamente	Desarrollo del hombre Predominio de elefantes, caballos, grandes carnívoros	70		
		Terciario	Plioceno		Desarrollo de ballenas, murciélagos, monos, caballos			(13)
			Mioceno		Amplia distribución de animales de pastoreo. Abundancia de pastos			(25)
			Oligoceno		Caballos primitivos			(40)
			Eoceno		Desarrollo rápido de mamíferos			(50)
			Paleoceno					(70)
	MESOZOICO	Cretácico	Des o más series en este sistema. No en todos el cuando se aplican las mismas	Existen unas treinta ampliamente reconocidas	Extinción de dinosaurios y amonitas. Desarrollo de plantas con flores	(100)		
		Jurásico			Climax de los dinosaurios			
		Triásico			Primeros vestigios de aves Primeros mamíferos primitivos Abundantes coníferas y cicadáceas Aparición de los dinosaurios Desarrollo rápido de los reptiles	(190)		
	PALEOZOICO	Permiano	Des o más series en este sistema. No en todos el cuando se aplican las mismas	Hay muchas reconocidas. Su correlación general mejor e medida que se reúnen evidencias	Desarrollo de las coníferas Desarrollo de los reptiles Aparición de los reptiles más primitivos	(220)		
		Pensilvánico (carbonífero superior)			Abundancia de insectos	(280)		
		Misisípico (carbonífero inferior)			Amplia distribución de bosques propicios para la formación de carbón			
		Devónico			Abundancia de equinodermos Desarrollo de las faunas de peces	(340)		
		Silúrico			Aparición de los anfibios Principio los bosques	(400)		
		Ordovícico			Primeros vestigios de plantas y animales terrestres			
		Cámbrico			Peces primitivos, los primeros vertebrados conocidos Abundancia de faunas de invertebrados marinos. Predominio de trilobitos	(510)		
	PRE-CAMBRICO	Conjunto complejo de rocas, metamorfizadas en gran parte. No existen subdivisiones sistemáticas que hayan sido reconocidas mundialmente		Amplia distribución de plantas marinas simples	550			

TIPO DE ROCA		ROCA	COMPOSICIÓN		TEXTURA	ESTRUCTURA	TONALIDAD	DENSIDAD	POROSIDAD	RESISTENCIA COMPRESIÓN	RESISTENCIA A LA TENSIÓN	RESISTENCIA AL CORTE	INFORMACIÓN COMPLEMENTARIA							
IGNEAS	Volcánicas o extrusivas	Riolita	1.24	(1) SiO <sub>2</sub> (cuarzo) (2) KAlSi <sub>3</sub> O <sub>8</sub> (ortoclasa)	Afanítica o porfírica Afanítica a porfírica Afanítica a porfírica Afanítica a porfírica Afanítica	A veces fluidal Derrames lávicos Derrames lávicos Derrames lávicos gruesos y cortos. Vesicular, amigdaloidal en coladas y bloques	Clara	2.4-2.6	4-5	1550-3000	150-300		Las rocas volcánicas incluyen además piroclásticas y no piroclásticas como ceniza (no cementada), lapilli, brecha, aglomerado, ignimbrita, obsidiana, su composición es variable y depende del magma que le dé origen. Su textura puede ser granular, brechoide o vitrea. Llegan a observarse estratificadas e inclusive formando estructuras anticlinales o sinclinales. Rocas plutónicas de textura fanerítica que tiene un desarrollo cristalino muy importante. Caen dentro del grupo de las pegmatitas y llegan a constituir desde cuerpos tabulares hasta grandes intrusivos. Ocasionalmente presentan minerales de mena como berilo, micas, cristal de cuarzo, etcétera.							
		Daicta	1.35																	
		Traquita	2.5																	
		Andesita	3.5																	
	Plutónicas o intrusivas	Basalto	6.73	(3) CaAl <sub>2</sub> O <sub>2</sub> :Na:AlSiO (plagioclasas)	Afanítica	Vesicular, amigdaloidal en coladas y bloques	Oscuro	2.8-2.9	0.1-1.0	1500-3000	100-300	200-600								
			Granito				1.24						(4) Silicatos ferromagnesianos (5) Micas (biotita y muscovita) (6) Anfíboles y piroxenas (7) Olivino	Fanerítica	Grandes cuerpos intrusivos (batolitos) Cuerpos intrusivos Cuerpos intrusivos pequeños Cuerpos intrusivos	Clara a moteada	2.6-2.9	0.5-1.5	1000-250	70-250
Granodiorita			1.35				Fanerítica							Diques y mantos Cuerpos intrusivos		Moteada				
Sienita	2.5	Fanerítica	Clara																	
Diorita	3.5	Fanerítica	Gris a oscura																	
		Diabasa	6.73		Afanítica o diabásica	Oscuro	2.7-3.05	0.1-0.5	1000-350	150-350	250-600									
		Gabro	6.73		Fanerítica	Oscuro	2.8-3.1	0.1-0.2	1500-300	150-300										
SEDIMENTARIAS	Clásicas o mecánicas	Conglomerado	Más del 25% de fragmentos de roca arredondados 2 cm de diámetro		Rudácea. Fragmentos 2 cm de diámetro	Estratificación gruesa cuerpos lenticulares y relleno de cauces	Variable						Otras rocas de textura rudácea o granular son las brechas de talud y loess, que llegan a constituir cuerpos o depósitos de extensión considerable. Existen además depósitos glaciares, fluvio-glaciares y lahares.							
		Arenisca	Cuarzo, feldespato, fragmentos de roca, micas, calcita, minerales arcillosos, minerales pesados sident, dolomita y calcotano		Arenácea. Fragmentos de 1/16 a 2 mm de diámetro.	Estratificación cruzada, ondulada, graduada, masiva y laminar	Clara	2.0-2.6	5-25	200-1700	40-250	80-400								
		Limolita	Minerales arcillosos, micas arcillosas, clorita e hidróxidos de hierro		Limoso fragmentos de 1/16 a 1/256 de diámetro Lutácea. Fragmentos menores a 1/256 mm de diámetro	Estratificación delgada Laminación característica. Fisil, concreciones bolears de todo,	Clara Gris a oscura	2.0-2.4	10-30	50-1000	20-100	30-300								
	No clásicas Orgánicas y Químicas	Caliza	Marga Creta	Minerales carbonatados (calcita, dolomita, etc.) con trazas de silicatos, feldespatos y minerales arcillosos. Calcita y minerales arcillosos CaCO <sub>3</sub> (foraminíferos)		Densa, masiva, de grano fino, cristalina, porosa u oolítica	Masiva, estratificada, nodular	Clara a oscura	2.2-2	5-20	300-2500	50-250	100-500	Rocas de origen químico de textura cristalina como la geyscinta y cuerpos volfónicos de calcita, son originados por procesos hidrotermales, pueden corresponder a depósitos de manantiales. Otros cuerpos que sólo en determinado lugar llegan a ser de importancia relevante son las sales de potasio y el azufre que junto con la halita (NaCl) tienen una elevada solubilidad (su presencia en algunos casos corresponde a domos salinos)						
				Tufa Travertino	CaCO <sub>3</sub> (calcita) CaCO <sub>3</sub> (calcita)		Cristalina porosa Cristalina	Estratificación delgada y laminar Estratificada Reticular Capas, estalactitas, gotas, vetas, estalagmitas Arrecifal	Grisácea Blanca Clara Clara											
				Coquina Dolomita	Fósiles de calcita Ca (Mg, Fe) (CO <sub>3</sub> ), Dolomita		Biofragmentada Cristalina y sacaroidal	Estratificada, vetas y masas irregulares Lenticular, estratificada y en vetas	Clara Clara	2.5-2.6	1-5	3000-2500	150-250							
		Sal	Yeso	MgCl <sub>2</sub> (Halita)		Cristalina	Estratificada, en vetas	Clara												
				CaSO <sub>4</sub> 2H <sub>2</sub> O		Cristalina	Vetas y lentes paralelos o cruzando los estratos	Blanca Blanca												
				CaSO <sub>4</sub>		Cristalina	Lenticular, estratificada y en vetas	Blanca												
		Cátiche	Pedernal	CaCO <sub>3</sub>		Granular	Estratificada modular, bandeada	Clara grisácea												
				SiO <sub>2</sub> (cuarzo, ópalo y calcetonia)		Microcristalina	Estratificada, nodular o en sacricón	Clara a oscura	2.5-2.7											
				P <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (apatita) C.H.O.H.S.		Criptocristalina Criptocristalina	Masiva, estratificada y nodular Estratificada, bandeada	Parda Negra			50-500	20-50								
METAMÓRFICAS	Foliadas	Pizarra	Cuarzo, micas, clorita		Foliación perfecta, crucero pizarroso	Foliada	Gris a oscura	2.6-2.7	0.1-0.5	1000-2000	70-200	150-300								
		Filita	Cuarzo, micas, clorita, sericita y otros		Intermedia entre pizarrosa y esquistosa	Foliada	Parda a grisácea													
		Esquisto	Micas, piroxenos, clorita, cuarzo, calcita, feldespatos		Esquistosa	Foliada	Gris a oscura													
		Gneis	Cuarzo, feldespatos, mica, hornblenda, granata		Bandeada (gneisica)	Foliada	Moteada	2.0-3.0	0.5-1.5	500-2000	50-200									
	No foliadas	Hornfels	Mica, piroxenos, clorita, cuarzo, feldespatos y carbonatos		Afanítica, hornfelsica	No foliada	Clara a oscura	2.6-2.7	0.1-0.5	1500-3000	100-300	200-600								
	Cuarcita	Cuarzo, granate, mica		Granoblástica	No foliada	Clara	2.6-2.7	0.5-2.0	1000-2500	70-200										
	Mármol y Skam	Calcita, dolomita, dióxido y silicatos de calcio y olivino		Granoblástica	No foliada	Clara a oscura														

# CLASIFICACION DE ROCAS IGNEAS





### CLASIFICACION INGENIERIL DE ROCA INTACTA

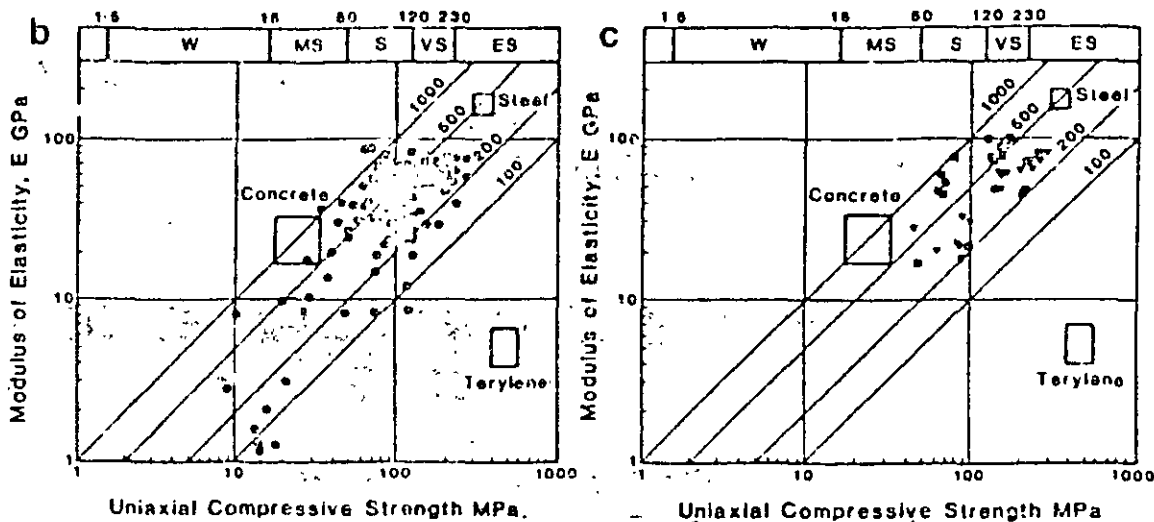
1.- Basada en la resistencia en compresión simple ( $\sigma_c$  (ult))

Clase	Descripción	Compresión Simple (lb/in <sup>2</sup> )	(kg/cm <sup>2</sup> )
A	Resistencia muy alta	mayor de 32000	> 2250
B	Resistencia alta	16000 - 32000	1120 - 2250
C	Resistencia media	8000 - 16000	560 - 1120
D	Resistencia baja	4000 - 8000	280 - 560
E	Resistencia muy baja	menor de 4000	< 280

2.- Basada en la relación de módulo;  $E_t/\sigma_c$  (ult)

Clase	Descripción	Relación de Módulo *
H	Relación de módulo alta	mayor de 500
M	Relación de módulo media	200 - 500
L	Relación de módulo baja	menor de 200

\* Relación de módulo  $E_t/\sigma_c$  (ult) donde  
 $E_t$  Módulo tangente al 50% de la resistencia última  
 $\sigma_c$  (ult) Resistencia en compresión simple



**STRENGTH CLASSES, a**  
FOR SOIL AND ROCK  
IAEG 1981

- ROCK**  
 ES Extremely strong  
 VS Very strong  
 S Strong  
 MS Moderately strong  
 W Weak
- SOIL**  
 vs Very stiff  
 st Stiff  
 f Firm  
 so Soft  
 vso Very soft

- ROCK TYPES**
- MARLSTONE
  - LIMESTONE
  - ◐ DOLOMITE
  - MARLSTONE

**SYELOS Transic. ROCAS**

Rc 0.05-15 15-40 40-4000  
 E: 4-2000 a-1500000

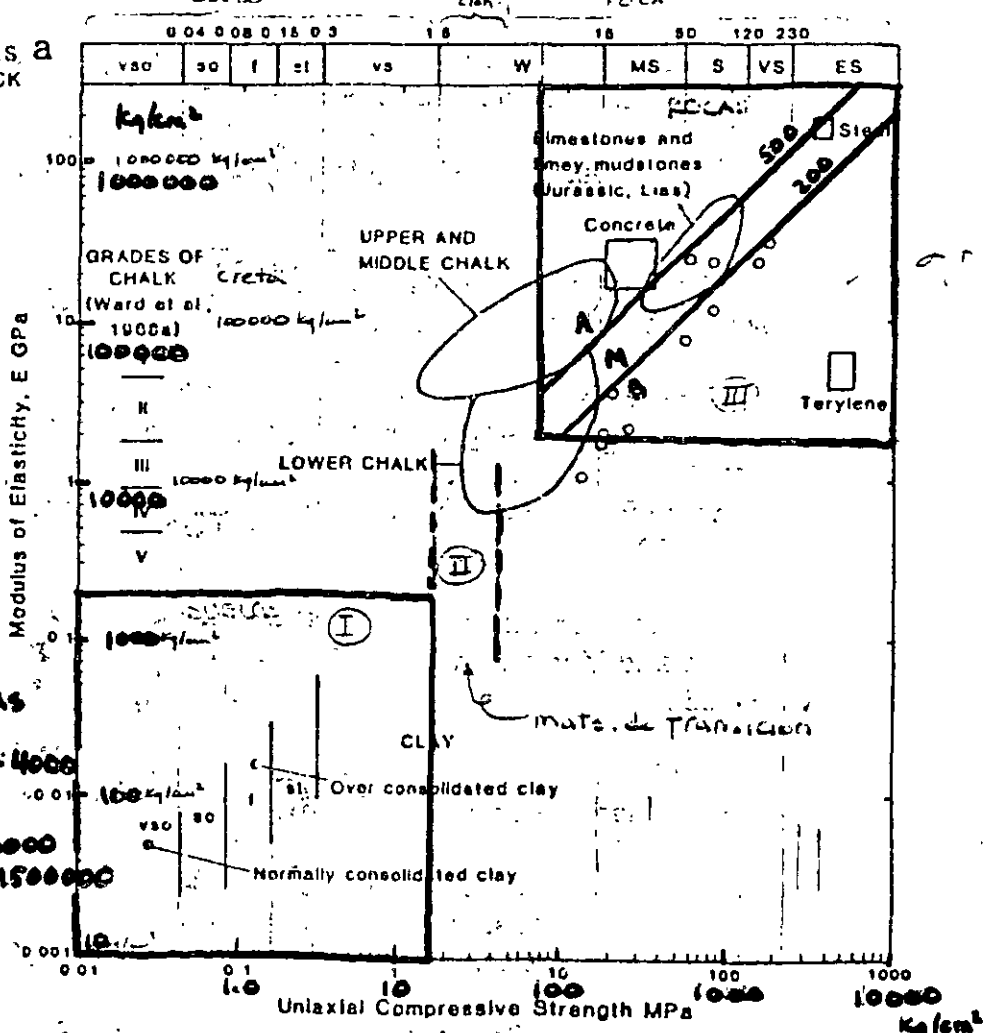


Fig. 3. Engineering classification of limestones  
 (a) the plot by Hobbs (1975) including the English Chalk and elastic modulus for chalk grades from Ward et al., 1968.  
 (b) additional data on limestones;  
 (c) additional data on dolomite, marble and marlstones.  
 The unconfined compressive strength scale is that adopted by IAEG in Anon., 1981.

SUELOS. ROCAS.  
 ARA: 25-50  
 Lma: 20-35  
 .26. 10-30  
 C 0-8 0-50

# **DESCRIPCION DE DISCONTINUIDADES EN MASAS ROCOSAS**

**ORIENTACION**

**ESPACIAMIENTO**

**PERSISTENCIA**

**RUGOSIDAD**

**RESISTENCIA DE LAS PAREDES**

**APERTURA**

**RELLENO**

**FILTRACION**

**NUMERO DE FAMILIAS**

**TAMAÑO DE BLOQUES**

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN EL CAMPO (Excluyendo las partículas mayores de 1" y basando las fracciones en pesos estimados)		SIMBOS DEL GRUPO (*)		NOMBRES TÍPICOS		INFORMACION ADICIONAL PARA LA DESCRIPCION DE LOS SUELOS		CRITERIO DE CLASIFICACION EN EL LABORATORIO			
SUELOS DE PARTICULAS GROSAS Más de la mitad del material es retenido en la malla N° 200 (*)	GRAVAS Más de la mitad de la fracción gruesa retenida en la malla N° 40 Para clasificación visual prepárese un grupo de 100 g. y clasifíquese.	GRAVAS LIMPIAS (Pocas o ninguna partícula fina)	GW	Gravas bien graduadas; mezclas de grava y arena; pocos finos o ninguno	Darse el nombre típico; indiquese las porcentajes aproximados de grava y arena; tamaño máximo; angulosidad; características de la superficie y dureza de las partículas gruesas; nombre local o geológico, y otra información descriptiva pertinente; símbolo entre paréntesis.  Para muestras inalteradas agréguese información sobre estratificación, compactación, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.  EJEMPLO: Arena limosa; gruesa, como un 20% de grava angular dura de 1.5 cm tamaño máximo; arena gruesa a fina de partículas redondas e subangulares; como un 15% de finos no plásticos de baja resistencia en estado seco compacta y húmeda en el lugar; arena aluvial (SM)	Darse el nombre típico; indiquese el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de los granos gruesos; color del suelo húmedo, olor, nombre local o geológico, otra información descriptiva pertinente; el símbolo entre paréntesis.  Para muestras inalteradas agréguese información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto inalterada como remoldeada, condiciones de humedad y drenaje.  EJEMPLO: Limo arcilloso; café, ligeramente plástico; porcentaje reducido de arena fina; gran cantidad de equívocos de retener variables; firme y seco en el lugar; leosa (ML)	Determine las porcentajes de grava y arena y el límite de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200) los símbolos serán los siguientes: GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM, SC, GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM, SC Máximo de 5% de finos para gravas y de 15% a 17% para arenas de limos.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 6; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 3$ <p>No satisfacen los requisitos de graduación para GW</p> <p>Límites de Atterberg debajo de la línea "A" a la menor de 4</p> <p>Límites de Atterberg arriba de la línea "A" a la mayor de 7</p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 4; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 3$ <p>No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW.</p> <p>Límites de Atterberg debajo de la línea "A" a la menor de 4</p> <p>Límites de Atterberg arriba de la línea "A" a la mayor de 7</p>			
			GP	Gravas mal graduadas; mezclas de grava y arena; pocos finos o ninguno							
			GM	Gravas limosas; mezclas de grava y limo mal graduadas							
			GC	Gravas arcillosas; mezclas de grava, arena y arcilla mal graduadas							
			SW	Arenas bien graduadas; arenas gravosas; pocos finos o ninguno							
	ARENAS Más de la mitad de la fracción gruesa pasa la malla N° 40 Para clasificación visual prepárese un grupo de 100 g. y clasifíquese.	ARENAS LIMPIAS (Pocas o ninguna partícula fina)	SP	Arenas mal graduadas; arenas gravosas; pocos finos o ninguno	Darse el nombre típico; indiquese el grado y carácter de la plasticidad, cantidad y tamaño máximo de los granos gruesos; color del suelo húmedo, olor, nombre local o geológico, otra información descriptiva pertinente; el símbolo entre paréntesis.  Para muestras inalteradas agréguese información sobre la estructura, estratificación, consistencia tanto inalterada como remoldeada, condiciones de humedad y drenaje.  EJEMPLO: Limo arcilloso; café, ligeramente plástico; porcentaje reducido de arena fina; gran cantidad de equívocos de retener variables; firme y seco en el lugar; leosa (ML)	Determine las porcentajes de grava y arena y el límite de la curva granulométrica. Dependiendo del porcentaje de finos (fracción que pasa la malla N° 200) los símbolos serán los siguientes: GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM, SC, GW, GP, GM, GC, SW, SP, SM, SC Máximo de 5% de finos para gravas y de 15% a 17% para arenas de limos.	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 6; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 3$ <p>No satisfacen los requisitos de graduación para GW</p> <p>Límites de Atterberg debajo de la línea "A" a la menor de 4</p> <p>Límites de Atterberg arriba de la línea "A" a la mayor de 7</p> $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}, \text{ mayor de } 4; C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}, \text{ entre } 1 \text{ y } 3$ <p>No satisfacen todos los requisitos de graduación para SW.</p> <p>Límites de Atterberg debajo de la línea "A" a la menor de 4</p> <p>Límites de Atterberg arriba de la línea "A" a la mayor de 7</p>				
			SM	Arenas limosas; mezclas de arena y limo mal graduadas							
			SC	Arenas arcillosas; mezclas de arena y arcilla mal graduadas							
			PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION EN LA FRACCION QUE PASA LA MALLA N° 40								
			SUELOS DE PARTICULAS FINAS Más de la mitad del material pasa la malla N° 200 Las partículas de 0.075 mm de diámetro (malla N° 200) son las más pequeñas visibles a simple vista.	LIMOS Y ARCILLAS Límite líquido mayor de 50				RESISTENCIA DEL SUELO SECO [Al quebramiento]	MOVIJUDAD DEL AGUA [Reacción al agitado]	TENACIDAD [Consistencia cerca del límite plástico]	<p>Grava M Limo O Suelos orgánicos W Bien graduada L Pech compatible S Arena C Arcilla P Tarba</p> <p>COMPARANDO SUELOS DE IGUAL LIMITE LIQUIDO, LA TENACIDAD Y LA RESISTENCIA AL QUEBRAMIENTO AUMENTAN CON EL INDICE DE PLASTICIDAD.</p> <p>GRAFICA DE PLASTICIDAD PARA CLASIFICACION DE SUELOS FINOS EN EL LABORATORIO</p>
Ninguna a firme	Rápida o lenta	Ninguna			ML	Limos inorgánicos y arenas muy finas; polvo de roca; arenas finas limosas o arcillosas ligeramente plásticas					
Medio a fuerte	Ninguna a muy lenta	Medio			CL	Arcillas inorgánicas de plasticidad baja a media; arcillas gravosas; arcillas arenosas; arcillas limosas; arcillas pobres					
Ligera a media	Lenta	Ligera a media			OL	Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad					
Ligera a media	Lenta o ninguna	Ligera a media			MH	Limos inorgánicos; suelos medicos a diatomáceos; arenas finas o limosas; limos alifáticos					
Alta a muy alta	Ninguna	Alta	CH	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad; arcillas francas muy compactas							
Medio a alta	Ninguna a muy lenta	Ligera a media	OH	Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta muy compactas							
SUELOS ALTAMENTE ORGANICOS		Fácilmente identificables por su color, olor, tenacidad y apariencia esponjosa, y algunas veces: textura fibrosa		P	Turba y otros suelos altamente orgánicos en estado de descomposición						

(\*) Casos de frontera: los suelos que poseen las características de dos grupos se designan con la combinación de dos símbolos; ejemplo: GW-GC, mezclas de grava y arena bien graduadas con empaque de arcilla  
 (†) Todos los tamaños de las mallas son los estándar en EUA

PROCEDIMIENTOS DE IDENTIFICACION DE SUELOS FINOS O FRACCIONES FINAS DE SUELO EN EL CAMPO

Estos procedimientos se aplican a la fracción que pasa la malla N° 40 (0.425 mm). Para fines de clasificación en el campo no se usa la malla, simplemente se quitan o manejan las partículas gruesas que interfieren con la prueba

MOVIJUDAD DEL AGUA [Reacción al agitado]

Después de quitar las partículas gruesas, mayores que la malla N° 40, prepárese una pastilla de agua húmeda de un volumen aproximadamente igual a 10 cm<sup>3</sup>; si es necesario añádase suficiente agua para dejar el suelo suave pero no pegajoso.  
 Colóquese la pastilla en la palma de la mano y agítese horizontalmente, golpeando ligeramente contra la otra mano varias veces. Una reacción positiva consiste en que en la superficie de la pastilla aparece agua, que le da un aspecto lustroso. Cuando la pastilla se aprieta entre los dedos, desaparecen de la superficie el agua y el lustre, el suelo se vuelve rígido, y finalmente se agrieta o se desmorona. La rapidez con que aparece el agua en la superficie al agitar y desaparece al aprieta sirve para identificar la clase de finos del suelo.  
 Las arenas muy finas dan la reacción más rápida y distintiva, mientras que las arcillas plásticas no tienen reacción. Los limos inorgánicos, tales como el típico polvo de roca, dan una reacción moderada.

RESISTENCIA AL QUEBRAMIENTO [Suelo seco]

Después de eliminar las partículas de tamaño mayor que el de la malla N° 40, moldeese una pastilla de suelo hasta alcanzar la consistencia de mariposa, añadiendo agua si es necesario. Sólquese la pastilla completamente en forma, tal o cual, y pruébese su resistencia rompiéndola y desmenuándola entre los dedos. Esta resistencia es una medida del carácter y cantidad de la fracción arcillosa del suelo. La resistencia en estado seco aumenta al aumentar la plasticidad del suelo.  
 Una alta resistencia en seco es característica de las arcillas del grupo CH. Un limo orgánico típico tiene muy poca resistencia. Las arenas finas limosas y los limos tienen aproximadamente la misma resistencia, pero pueden distinguirse por la sensación al tacto al pulverizarse el espécimen. La arena fina se siente granular, mientras que el limo típico da la sensación suave de harina.

TENACIDAD [Consistencia cerca del límite plástico]

Cuanto más tenaz es el suelo cerca del límite plástico, mayor es el contenido de arcillas plásticas. La debilidad del rollo en el límite plástico y la pérdida rápida de la cohesión al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que son débiles de la línea A.  
 Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se pegan esponjosas al tacto en el límite plástico.  
 Cuanto más tenaz es el suelo cerca del límite plástico, mayor es el contenido de arcillas plásticas. La debilidad del rollo en el límite plástico y la pérdida rápida de la cohesión al rebasar este límite, indican la presencia de arcilla inorgánica de baja plasticidad o de materiales tales como arcilla del tipo caolín y arcillas orgánicas que son débiles de la línea A.  
 Las arcillas altamente orgánicas dan una sensación de debilidad y se pegan esponjosas al tacto en el límite plástico.

**DIPLOMADO EN PROYECTO, CONSTRUCCION Y  
CONSERVACION DE CARRETERAS  
MODULO I (18-23 JUNIO 2001)**

**ESTUDIOS GEOTECNICOS**

**LECTURAS RECOMENDADAS**

1. Ruiz Vázquez M., Gonzalez Huesca S. " Geología Aplicada a la Ingeniería Civil" Ed. Limusa. México. 2000.
2. Longwell Chester R., Flint Richard F. "Geología Física" Ed. Limusa-Wiley. México. 1971.
3. Rico Rodríguez A., Del Castillo Hermilo " La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". Tomo I. Ed. Limusa-Wiley. México. 1974.
4. Rico Rodríguez A., Del Castillo Hermilo " La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". Tomo II. Ed. Limusa-Wiley. México. 1977.
5. Goodman Richard E. "Introduction to Rock Mechanics" Ed. John Wiley. USA. 1980.
6. ISRM (Sociedad Internacional de Mecánica de Rocas) "Rock Characterization Testing and Monitoring" ISRM Suggested Methods. Ed. Pergamon Press. UK. 1981
7. SMMR (Sociedad Mexicana de Mecánica de Rocas) " Estabilidad de Taludes". Curso Mariano Ruiz Vázquez. México. Julio 1997
8. DECFI (División de Educación Continua de la Facultad de ingeniería) - UNAM " Mécanica de Rocas Aplicada a la Minería y a la Construcción" Carpetas de Cursos de Educación Continua realizados desde 1985 hasta la fecha.
9. Carciente Jacob "Carreteras Estudio y Proyecto" Ed. Vega. Venezuela. 1980