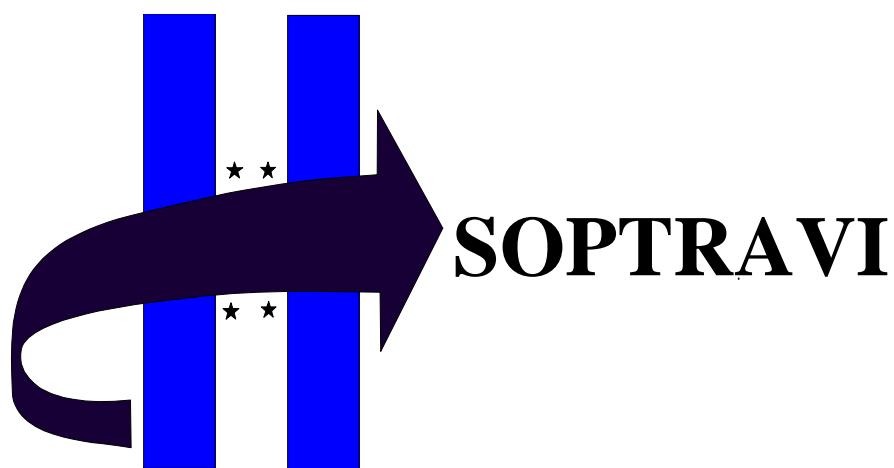


REPÚBLICA DE HONDURAS

**SECRETARÍA DE ESTADO EN LOS DESPACHOS DE OBRAS PÚBLICAS,
TRANSPORTE Y VIVIENDA**



DIRECCIÓN GENERAL DE CARRETERAS

MANUAL DE CARRETERAS

TOMO 6

DRENAJE Y PUENTES

ÍNDICE DE CONTENIDOS - TOMO 6

CAPÍTULO I : DRENAJE

SECCIÓN 1: HIDROLOGÍA

- Introducción
- Precipitación
- Formas de Medición de la Lluvia
- Frecuencia y Horas de Observación de los Registros Pluviales
- Análisis de la Información
- Análisis de Frecuencia de las Series de Información. Formulación de Relaciones Simples de Intensidad-Duración-Frecuencia con la Información Disponible
- Comprobación de las Ecuaciones Anteriormente Propuestas en Estaciones con Información Disponible
- Relaciones de Area y Precipitación
- Resumen y Recomendaciones
- Bibliografía

ANEXO I: ANALISIS DE INTENSIDADES MAXIMAS EN HONDURAS

- Introducción
- Metodología Empleada
 - Datos Básicos
 - Metodología
 - Lluvias Máximas en 24 horas
 - Lluvias Máximas en Función de la Duración
 - Obtención de las Ecuaciones Pluviométricas
 - Intensidades de Precipitación para un Período de Retorno T_r Cualquiera
 - Conclusiones
- Bibliografía

SECCIÓN 2: DETERMINACIÓN DE LA RECURRENCIA DE DISEÑO

- Introducción
- Tratamiento del Problema en otras Normativas
 - Valores Prefijados
 - Matriz de Ponderación
 - Método de los Costos de Operación y de Reposición
 - Recomendación
 - Ejemplo de Determinación de la Recurrencia de Diseño
- Análisis en Función del Daño Impedido
- Análisis de Riesgo
- Resumen y Recomendaciones
- Bibliografía

SECCION 3: METODOS PARA LA ESTIMACION DE CAUDALES DE DISEÑO

- Generalidades
- Métodos Probabilísticos
- Características de la Información Necesaria-Fuentes
- Distribuciones de Valores Máximos más Usuales
- Prueba de Datos Dudosos
- Confiabilidad del Análisis
- Error Típico de Estima

- Programas de Computadora y uso de Hojas Electrónicas para Realizar los Cálculos
- Pruebas de Bondad de Ajuste
- Métodos Determinísticos
- Características de la Información Disponible
- Métodos de Determinación de Caudales Mediante la Relación Lluvia - Escorrentía
 - A) Método Racional
 - B) Método del Hidrograma Unitario
 - Hidrograma Unitario Natural
 - Hidrogramas Unitarios Sintéticos
 - Aplicación del Hidrograma Unitario
- Modelos Hidrológicos Disponibles
 - HEC-1
 - HYMO
 - SWMM
- Bibliografía

SECCIÓN 4: OBRAS DE DRENAJE LONGITUDINAL

- Generalidades
- Tipos de Cunetas y Análisis de su Necesidad
- Bordillos en Terraplenes
- Canales de Entrada o Salida de Alcantarillas
- Hidráulica de Canales
- Alineamiento Vertical de Cunetas
- Obras de Drenaje Urbano
- Tragantes y Bordillos
- Tragantes de Abertura Lateral
- Frecuencia de los Tragantes
- Pozos de Inspección
- Cámaras de Enlace
- Pozos de Caída
- Conductos
- Dimensionamiento de Cunetas Típicas
- Determinación de la Capacidad de Conducción de los Distintos Tipos de Cunetas
- Uso de Programas de la Federal Highway Administration
- Drenaje de Pavimentos - Procedimientos de la Hydraulic Engineering Circular HEC No. 12 - Federal Highway Administration, USA.
- Diseño de Canales Laterales con Revestimientos Flexibles
- Conclusiones y Recomendaciones
- Bibliografía

SECCIÓN 5: ALCANTARILLAS

- Generalidades
- Selección del Tipo de Estructura más Conveniente
- Aspectos Físicos
 - Localización
 - Curso de Agua
 - Rugosidad del cauce
 - Datos de la Vía
- Alcantarillas de Tuberías
- Tuberías de Concreto

- Hidráulica de Alcantarillas
- Procedimientos de Cálculo
- Predimensionamiento de Alcantarillas
- Alcantarillas de Paso para Accesos
- Alcantarillas Transversales
 - Control a la Entrada
 - Control a la Salida
 - Control de Arrastre
 - Control de Sedimentos
- Lineamientos para la Selección de Estructuras Menores
- Uso de Dispositivos Especiales con Pendientes Fuertes
- Conclusiones y Recomendaciones
- Bibliografía

SECCIÓN 6: PUENTES

- Generalidades
- Localización - Emplazamiento en Relación al Trazado
- Información Básica para el Análisis
- Determinación del Período de Recurrencia de Diseño
- Determinación del Caudal del Diseño
- Hidráulica de Puentes
- Procedimiento Simplificado para el Dimensionamiento Hidráulico de un Puente
- Cálculo de la Sobrelevación del Nivel por Obstrucción
- Análisis de los Perfiles de Aguas - El Modelo HEC-2
 - Introducción
 - Desarrollo del Programa
 - Características Principales del Programa
 - Capacidades Opcionales
 - Análisis Múltiple de Perfiles
 - Profundidad Crítica
 - Opciones para Flujo Efectivo
 - Pérdidas Ocasionadas por los Puentes
 - Opciones de Canalización
 - Pérdidas por Fricción
 - Mejoras en el Canal
 - Interpolación de Secciones
 - Perfiles en Tributarios
 - Obtención Automática del Coeficiente de Rugosidad "n"
 - Opción de Bifurcación del Flujo
 - Entrada de Datos
 - Ejemplos de Utilización
- Estudio de la Socavación
 - Introducción
 - Conceptos Básicos
 - A) Escuela Americana (Circular HEC-18)
 - Socavación en Contracciones
 - Situaciones Típicas
 - Ecuaciones para el Cálculo de la Socavación
 - Socavación Localizada en Pilas y Estribos
 - Socavación Localizada en Condiciones de Agua Clara y con Aporte de Sedimentos
 - Socavación en Pilas con Fundaciones Expuestas

- Socavación en Pilotes Expuestos
- Socavación Localizada en Estribos
- Socavación con Aportes en Estribos
- Socavación de Agua Clara en Estribos
- Movimiento Lateral de los Cauces
- Análisis en Zonas Influenciadas por la Marea
- Evaluación Cualitativa
- Análisis Ingenieril
- Evaluación de las Características Hidráulicas
- Desarrollo de las Expresiones de Cálculo
- Aplicación de Modelos Hidrodinámicos

B) Escuela Rusa

- Socavación General
- Socavación Localizada
- Protección de Pilas y Estribos
- Socavación en Curvas

Determinación de la Luz Optima de un Puente

- Nociones Básicas - Esquemas de Puentes
- Esquemas Constructivos de Puentes
- Determinación de la Luz Optima

Vados

- Introducción
- Aspectos a Considerar en el Diseño
- Determinación del Número y Tamaño de las Tuberías (para Vados Venteados)
- Características Geométricas del Cruce
- Selección de Materiales
- Selección del Emplazamiento
- Aspectos Constructivos
- Control del Tránsito y Señalamiento

Conclusiones y Recomendaciones

Bibliografía

SECCIÓN 7: OBRAS COMPLEMENTARIAS

Generalidades

Disipadores de Energía

- El Disipador Tipo SAF
- Recomendaciones de Diseño (ver figura 7.1)
- Ejemplo de Aplicación
- Disipador de Impacto
- Desarrollo del Disipador
- Diseño del Disipador
- Ejemplo de Aplicación

Protección de Taludes y Márgenes con Piedra, Bolsas y Bloques

- Introducción
- Descripción
- Diseño de Protecciones con Piedra Volcada -Cálculo del
- Tamaño de los Bloques
- Extensión de la Protección
- Espesor de la Protección
- Aspectos Constructivos
- Selección del Material

Protección de Salidas de Alcantarillas con Enrocado

- Introducción

- Dimensionamiento del Delantal de Protección
- Tamaño de la Piedra
- Ejemplo de Diseño:
- Obras Temporarias para Control de Sedimentos
- Introducción
- Obras de Control de Arrastres (check dams)
- Criterios de Diseño
- Cortinas de Sedimentos (ver figuras 7.18 a 7.21)
- Lagunas de Detención
- Introducción
- Función de Descarga
- Diseño Preliminar
- Ejemplo de Aplicación
- Lagunas de Sedimentación
- Introducción
- Criterios de Diseño
- Características
- Ejemplo de Aplicación
- Conclusiones y Recomendaciones
- Bibliografía

SECCIÓN 8: DRENAJE SUBTERRÁNEO

- Generalidades
- Identificación de Necesidades
- Aspectos fundamentales del drenaje
- Procedimientos de Cálculo
- Principales Fuentes de Aguas Subterráneas
- Agua Superficial
- Acuíferos Semisurgentes
- Afloramiento Localizado
- Drenaje Lateral de la Capa Drenante Provista de
- Drenes de Tubo Laterales
- Capacidad de Descarga en Superficies Extensas
- Componentes del Sistema de Drenaje Subterráneo
- Cantidades de Agua que Pueden Ser Removidas
- Determinación del Tiempo de Descarga
- Filtros de Protección
- Protección de Subrasantes Sensibles
- Requisitos de Permeabilidad de los Rellenos de Zanjas
- Diámetro y Espaciamiento de los Colectores
- Ejemplo de Aplicación
- Métodos de Drenaje Subterráneo
- Subdrenes en Zanjas
- Construcción de Cama Permeable con Remoción de Material
- Trincheras Estabilizadoras
- Drenes de Penetración
- Tubificación
- Determinación del Riesgo de Tubificación - Ley de Bligh y Lane
- Conclusiones y Recomendaciones
- Bibliografía

CAPÍTULO II : Puentes

SECCIÓN 1: GENERALIDADES

- Introducción
- Alcance
- Definiciones
- Normas de Aplicación
- Elementos Básicos a Considerar en el Diseño
 - Localización
 - Durabilidad
 - Seguridad del Tráfico
 - Protección de Elementos Estructurales
 - Protección de los Usuarios
 - Parámetros Geométricos
 - Superficie de Rodadura
 - Estudios Topográficos
 - Estudios de Suelos
 - Estudios Hidrológicos e Hidráulicos
 - Consideraciones Sísmicas
- Prácticas Locales: Materiales, Mano de Obra, Equipos y Métodos Constructivos
 - Materiales
 - Mano de Obra
 - Métodos Constructivos
 - Equipos
- Consideraciones Económicas de Tipo General

SECCIÓN 2: CONTENIDO DEL PROYECTO

- Generalidades
- Etapas del Proyecto
- Informe de Ingeniería
 - Presentación
 - Índice del Informe de Ingeniería
 - Contenido del Informe de Ingeniería
- Trabajos de Campo
- Pliego General de Especificaciones

SECCIÓN 3: DISEÑO ESTRUCTURAL

- Objeto
- Definiciones
- Estados de Carga y Combinaciones
 - Cargas Muertas o Permanentes
 - Cargas Vivas o Sobrecargas
 - Impacto
 - Fuerzas Longitudinales (Frenado)
 - Fuerzas Centrífugas
 - Sobrecargas en aceras
 - Pretiles y Barreras de Defensa, Tipos y Cargas de Diseño
 - Cargas Horizontales en Bordillos
 - Cargas de Viento
 - Temperatura
 - Levantamiento de Apoyos
 - Fuerzas Provenientes de Corrientes de Agua

- Subpresión
- Empuje de Suelos
- Cargas Sísmicas
- Diseño por Esfuerzos de Servicio (Working Stress Design, WSD) y Diseño por Factores de Carga y Resistencia (Load Resistance and Factor Design, LRFD)
 - Introducción
 - Diseño por Esfuerzos de Servicio
 - Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LFRD)
 - Fundamentos del LRFD
- Combinaciones de Cargas
- Repartición Transversal de Cargas
 - Ubicación de Cargas para la Determinación de Esfuerzos de Cortante
 - Momentos Flexionantes en Vigas Longitudinales
- Repartición Transversal en Tableros de Vigas Múltiples
- Método Simplificado para la Distribución Transversal de Cargas
 - Etapas para la Aplicación del Método
- Distribución de Cargas y Diseño de Losas
 - Luces de Cálculo
 - Losas Simplemente Apoyadas
 - Losas Continuas
 - Distancia de la Carga de Rueda al Borde
- Momentos Flexionantes
- Verificación al Cortante
- Losas en Voladizo
 - Carga de Rueda
 - Cargas de Pretiles
 - Diseño de Losas de Puentes con Superficies de Influencia

SECCIÓN 4: CRITERIOS DE SELECCIÓN Y DISEÑO DE PUENTES

- Introducción
- Objetivos del Diseño
 - Calidad
 - Costo
- Selección del Tipo de Puente
 - La Estructura Longitudinal
- Secciones Transversales Típicas y sus Campos de Aplicación
- Repartición Transversal de Cargas
- Unión Viga-Losa y Armado de Vigas Premoldeadas
- Ejecución y Armado de Losas de Tableros
- Losa de Continuidad
- Apoyos
- Pilastras
- Estribos
- Fundaciones
- Capacidad de Carga de Pilotes
- Elementos Complementarios
 - Losa de Aproximación
 - Juntas
 - Pretiles
 - Drenaje Superficial

CAPÍTULO III : ESTRUCTURAS MENORES

GENERALIDADES

- Introducción
- Alcance
- Definiciones
- Normas de Aplicación y Códigos de Diseño
- Alcantarillas Tipo Caja de Concreto Reforzado
 - Cargas de Tráfico
 - Cargas del Suelo
 - Diseño
- Alcantarillas Tipo Caja de Mampostería
 - Cargas de Tráfico
 - Cargas del Suelo
 - Diseño
- Alcantarillas Tubo de Concreto Simple y Reforzado
 - Teoría del Diseño
 - Método de Diseño
 - Factor de Apoyo o Asiento del Conducto (Bf)
 - Tablas para el Diseño
- Alcantarillas Flexibles de Tubo de Acero Corrugado
 - Cargas de Tránsito
 - Cargas del Suelo
 - Diseño
- Tablas de Diseño
- Muros de Sostenimiento
 - Cargas Utilizadas
 - Diseño
- Muros de Gaviones
 - Criterios de Diseño
 - Tablas para el Dimensionamiento

CAPÍTULO I

DRENAJE

SECCIÓN 1: HIDROLOGÍA

Introducción

El agua es la sustancia más abundante en nuestro planeta y circula continuamente en él, a través de varios procesos, manifestando cambios de posición y estado por la acción del sol y por las características físicas del medio en que se mueve. La Hidrología es la materia que trata la distribución espacial y temporal de las aguas en el continente. La Ingeniería Hidrológica, como una rama aplicada de la Hidrología, comprende el amplio campo que trata con la planificación, diseño y construcción de las obras para el control y aprovechamiento de las aguas.

El Ciclo Hidrológico es el concepto que enfoca la interrelación de cada uno de los procesos que tienen lugar en el sistema; sin principio ni fin en su circulación, porciones variables de agua se evaporan de los mares y otras superficies libres y de los suelos húmedos, se sublima de las superficies sólidas y son transpiradas por la vegetación, que la toma del suelo mismo, entrando así como un gas adicional a formar parte de la atmósfera. En el tema de interés, el agua atmosférica es el componente más importante en su relación con las aguas superficiales pues, mientras los otros componentes permanecen en forma gaseosa en su movimiento ascendente, el vapor de agua se enfría y condensa por encima de la superficie de la tierra, con apoyo de los núcleos de

condensación, pasando nuevamente al estado líquido o sólido, acumulando gotas de agua o cristales de hielo, extraordinariamente pequeños, dando paso a la formación de las nubes en cuyos procesos, llamados de captura (por los cristales de hielo), reúnen muchas de estas gotitas para formar otras de tamaño tal que la gravedad las obligue a precipitar.

En síntesis, en el medio atmosférico y previo a los procesos sobre la superficie de la tierra y bajo ésta, el ciclo del agua relaciona tres etapas diferentes del Sistema Hidrológico: la evaporación, la condensación y la precipitación.

Posteriormente, las aguas precipitadas que caen en tierra buscan diferentes caminos y, previos los procesos de infiltración y percolación que les impone el suelo, escurren con mayor o menor dificultad sobre el terreno obligadas por la pendiente y las diferentes cubiertas sobre el mismo hasta alcanzar la mayoría de las veces los cauces naturales o artificiales para volver en buena proporción a su lugar de origen.

Los análisis hidrometeorológicos que se realizan para representar o evaluar el Sistema Hidrológico están relacionados con la aplicación de los principios físicos que intervienen a través de muestras dispersas e irregulares que muchas veces sólo se evalúan parcial o indirectamente. Las soluciones prácticas, sin embargo, conducen a estimar

cifras puntuales y a obtener valores medios en tiempo y espacio a fin de caracterizar regionalmente las variables, buscar relaciones entre las mismas o asumir distribuciones probables de sus magnitudes.

Precipitación

El estudio de la precipitación es de suma importancia, pues en magnitudes intensas y abundantes, genera los caudales de avenida en los cursos naturales producto de la concentración de la escorrentía superficial.

Son muchas las formas que toma la precipitación; las más comunes son: llovizna, lluvia, nieve, aguanieve, granizo, rocío y escarcha; estos dos últimos se forman directamente sobre el terreno y los objetos en el mismo. El tamaño de los elementos de la precipitación, por su parte, refleja el proceso que ha conducido a formarlos.

En nuestro medio, la llovizna, la lluvia y el rocío son comunes mientras que el granizo se observa con poca frecuencia.

La precipitación varía en el espacio y en el tiempo, de acuerdo con el patrón general de circulación atmosférica, condición natural que adquieren los gases que forman su mezcla por las diferencias de calentamiento y por ello de densidad, proveniente de la reirradiación terrestre. El movimiento del aire es, pues, el mecanismo por medio del cual la humedad se transporta de un lugar a otro obedeciendo a los procesos antes expuestos y a los cambios de dirección que le impone el relieve.

Los regímenes atmosféricos en las latitudes tropicales difieren de los de las zonas medias y polares; el aire, por regla general, es

inestable y con mucha humedad; buena parte de la lluvia procede de chubascos y en cierta época del año se desarrollan tempestades tropicales de gran intensidad.

Zúniga(1)¹ ha clasificado los diferentes fenómenos atmosféricos que actúan en nuestro espacio, cuya influencia está condicionada por la altura y orientación del relieve montañoso por excelencia. Las cordilleras, aunque no muy altas, juegan un papel preponderante en la condensación de la humedad de la atmósfera y en la distribución temporal y espacial de las lluvias que se originan en los vientos húmedos que arriban a nuestras latitudes. Ubicados sobre el ecuador terrestre, parte del territorio recibe la influencia de los Vientos Alisios del noreste que lo cruzan y que previamente han recibido la humedad del océano Atlántico. Además, por no estar muy alejado del cinturón ecuatorial, parte del territorio (las regiones sur y centro principalmente) también recibe la influencia de la Zona Intertropical de Convergencia (ITC) que se forma por la aproximación de los vientos Alisios del noreste y sureste; asimismo está expuesto a las Ondas Tropicales o del Este que constituyen líneas de flujo ondulado sobrepuestas a los vientos del este en el cinturón de los Alisios, que transitan del oriente al occidente en nuestra longitud, con la característica que las crestas de sus líneas de presión apuntan hacia el norte sin manifestar un centro de baja presión y la generación de nubosidad de altura media y cumuliforme que ocasiona lluvias continuas. Sin embargo, al extremo sur del surco de la

¹ Los números entre paréntesis indican la bibliografía de consulta.

onda, con frecuencia se asocia un centro débil de baja presión que en ocasiones puede convertirse en una tempestad tropical. En términos promedio estos dos fenómenos, la ITC y las ondas del Este, ejercen su efecto en el régimen pluvial de nuestro país durante el lapso comprendido desde mediados de mayo a mediados de octubre dando inicio a la estación lluviosa. En este mismo período (entre mediados de julio y mediados de agosto), sin embargo, el territorio también recibe la influencia del Anticiclón de las Islas Bermudas cuyo efecto se manifiesta por una reducción de la lluvia en la estación antes citada; este lapso dentro del período lluvioso es llamado comúnmente canícula.

En el hemisferio norte cualquier circulación atmosférica cerrada, con vientos que tiendan a rotar en el sentido opuesto de las manecillas del reloj, es llamada ciclón; éstos son muy comunes en las latitudes bajas del hemisferio pero la mayoría carece de marcado relieve atmosférico; sin embargo, en ocasiones, parte de un sistema ondulatorio tal logra independizarse y convertirse en una depresión tropical lo que podría favorecer el desarrollo de una tormenta tropical y, eventualmente, alcanzar la intensidad de un huracán.

Los ciclones tropicales intensos derivan su energía del calor latente liberado por la condensación del vapor de agua (2) y constituyen sistemas sinópticos de especial importancia en la producción de lluvias intensas y abundantes. Por su frecuencia y trayectoria típica, son los ciclones tropicales e intensos del Mar Caribe los que afectan nuestro país y la máxima probabilidad de tales tempestades sobre tierra se produce en la costa del Caribe en la frontera entre

Honduras y Nicaragua; el valor de dicha probabilidad asciende a un 36% anual (3).

En un ciclón tropical pueden diferenciarse los efectos directos e indirectos en los mecanismos de producción de precipitación; los primeros están asociados a los campos de convergencia en la parte central del ciclón y las bandas espiraladas del mismo y afectan la distribución de la lluvia en los mares y superficies terrestres de poco relieve; en el otro extremo, los efectos indirectos son producto de la acción a distancia y en la periferia de la perturbación atmosférica por la presencia de cadenas montañosas que interceptan o favorecen la conducción del viento, influyendo en su ascenso y en la distribución espacial de la lluvia.

Por otro lado, durante el trimestre de noviembre a enero, nuestro territorio también recibe la influencia de Frentes Fríos que logran desplazarse desde las altas latitudes del norte y tienen como efecto un incremento en la lluvia en el litoral y en las áreas vecinas a la costa atlántica; la precipitación es comúnmente de tipo llovizna por el carácter estratiforme y bajo de la nubosidad. Sin embargo, cuando las primeras invasiones de aire frío logran estacionarse por más de 24 horas, dan origen a fuertes temporales.

Formas de Medición de la Lluvia

La lluvia se mide por el espesor de agua que se acumula sobre una superficie horizontal. Los dispositivos de registro universalmente usados son el pluviómetro y el pluviógrafo; el primero constituye un dispositivo estandarizado, de material galvanizado y forma cilíndrica, donde la lluvia queda retenida. El registro se obtiene por medición

directa del espesor o altura de la lámina de agua; la frecuencia de la medición se realiza según el interés o propósito del dato. En nuestro medio, los datos pluviométricos más comunes son las observaciones diarias; sin embargo, muchas observaciones (principalmente las de carácter sinóptico) se efectúan cada hora o cada seis horas. El pluviógrafo, por su parte, está dotado de dispositivos que registran, en escalas convenientes, el tiempo y el espesor de la lámina y permite obtener valores de lluvia en períodos mucho más cortos. Otros, dotados de receptores basculantes, permiten activar circuitos electrónicos que registran el suceso pluvial. Con el apoyo de los satélites meteorológicos, hoy en día es factible conocer a distancia la lluvia en tiempo real.

Los registros pluviográficos son reducidos y la cobertura espacial en nuestro país es todavía limitada; las series de datos, en general, son relativamente cortas; las más extensas datan del año 1954.

Frecuencia y Horas de Observación de los Registros Pluviales

Las Estaciones de Observación Climática se clasifican en varios tipos dependiendo de la cantidad de parámetros y la frecuencia con que éstos son observados: Pluviométricas (Pv), Climatológicas Ordinarias (HMO), Climatológicas Principales (HMP) y Sinópticas.

Las formas más comunes de presentación de los datos de lluvia, para las oficinas de hidrología y meteorología, consisten en (i) cuadros de valores diarios (observados en el lapso 07-07 horas) y los respectivos totales mensuales y anuales registrados en las

estaciones Pluviométricas y (ii) cuadros con valores cada seis horas, (07,12 y 18 horas) obtenidos de las estaciones HMO Y HMP y cuadros con registros cada tres horas y totales diarios (del lapso 00-24 horas) observados en las estaciones sinópticas.

Los registros pluviográficos, por su parte, se resumen en reportes mensuales con magnitudes horarias (07-07 horas) y los valores máximos de cada lluvia generalmente para duraciones de 5, 10, 15, 30, 60, 120 minutos, 6, y 12 horas. Otras variables climáticas tales como temperatura, velocidad del viento, evaporación etc., son proporcionadas en forma similar.

El cuadro de la figura 1-1 es un ejemplo de las formas de los registros realizados en una estación HMP del Departamento de Estudios Hidrológicos y Climatológicos de la Dirección de Recursos Hídricos (DEHC) dependiente del Ministerio de Recursos Naturales.

Análisis de la Información

Adoptaremos el término temporal para referirnos al conjunto de lluvias intensas y copiosas asociadas a una perturbación atmosférica bien definida; en este sentido, un temporal podrá variar desde unos pocos minutos a muchas horas y generar lluvia sobre una superficie de unos pocos kilómetros cuadrados (producto de chubascos y tormentas) a algunos miles (producto de tempestades ciclónicas o de la actividad frontal entre masas de aire húmedas de

Figura 1.1

CONCENTRACION, ELABORACION Y PUBLICACION DE DATOS
INFORME MENSUAL DE DATOS PLUVIOGRAFICOS

FIGURA 1.1

Estación: _____		Provincia: _____		Observador: _____		Tipo de pluviógrafo: _____		Tipo de pantalla: _____		Mes: _____		19 _____	
Factor de corrección para 24 horas:		Cantidades corregidas para los intervalos indicados (centímetros)		Precipitación horaria corregida (milímetros)		Factor de corrección para el último día del mes anterior:		Subtráese a precipitaciones válidas Sólidas con un astillero la cantidad de lluvia helada		Total en 24 horas		24 horas	
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
Fecha	Horario	5	10	15	20	30	45	60	75	90	105	120	135
		cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm
1													
2													
3													
4													
5													
6													
7													
8													
9													
10													
11													
12													
13													
14													
15													
16													
17													
18													
19													
20													
21													
22													
23													
24													
25													
26													
27													
28													
29													
30													
31													
Total													
Max.													

Notas:
 Hora de la última lectura en el pluviómetro para 1 día de precipitación: _____
 L.S.T. _____ a.m. L.S.T. _____ p.m.

diferente temperatura) las cuales ocasionan abundantes e intensas lluvias que acarrear crecidas excepcionales en nuestros mayores ríos.

En los aspectos de drenaje, sin embargo, es común llamar aguacero a un período de lluvia copiosa e ininterrumpida, que raras veces dura más de algunas horas, y cuyo interés práctico es estimar su intensidad promedio máxima para intervalos de 10 minutos a una hora.

Siendo el objeto final del análisis de las precipitaciones la estimación de los caudales de escorrentía directa para el dimensionamiento de las estructuras de drenaje vial y estando éstos en relación estrecha con la cantidad e intensidad de la lluvia y la magnitud de las superficies de contribución, interesan tanto los registros de corta duración de la lluvia, especialmente para su aplicación en áreas pequeñas, como los registros continuos de una o más horas con aplicación en áreas de extensión mayor.

De los primeros se estima la intensidad media y se forman series de valores puntuales máximos para las duraciones de interés; sin embargo, tanto con los datos de corta duración como con los de mayor intervalo, el objetivo es obtener valores que representen, tanto un promedio espacial, como la generalización regional y la periodicidad de los eventos pluviales.

El análisis de los registros pluviales debe incluir también el estudio de casos especiales (cuyos eventos y magnitudes superen los datos normales) y el examen estadístico de la masa de datos. Sin embargo, el grado de detalle y de precisión debe ser consistente

con la calidad de la información que a su vez depende de la eficacia del muestreo. En muchos casos, representaciones gráficas y cálculos simples resultan más económicos que algunos métodos sofisticados y los resultados son suficientemente precisos para los efectos prácticos.

Un registro amplio de temporales con los valores más significativos de la intensidad media máxima y que incluya diferentes duraciones de las tormentas históricas registradas en un período suficientemente largo, es esencial para construir las curvas de Duración-Intensidad de una Estación y formular relaciones empíricas entre estas mismas variables. En la literatura técnica aparecen muchas relaciones típicas, con formas como las siguientes:

$$I_{(t)} = a/(t+b) \quad (1)$$

$$I_{(t)} = a/(t+b)^n \quad (2)$$

$$I_{(t)} = a/t^n \quad (3)$$

donde $I_{(t)}$, generalmente expresada en mm/hora, es la intensidad media máxima para una duración t ; a , b , y n son parámetros que varían de un sitio de observación a otro, y su magnitud puede ser estimada a través de un análisis de regresión y correlación.

No obstante lo anterior, cuando se adopta una relación empírica generalizada para la estimación de la intensidad de la lluvia en una cuenca de interés, como las anteriormente citadas, es recomendable examinar su derivación porque muchas

fórmulas de este tipo están basadas en el análisis de datos limitados o sólo son válidas en áreas restringidas y su aplicación podría producir conclusiones inexactas.

Cuando las distribuciones temporales de las tormentas más copiosas e intensas de una región son utilizadas para la estimación de los valores que producirán escorrentía es necesario también localizar el período de mayor intensidad en relación con el comienzo de las tormentas porque constituye un factor adicional importante en el diseño de las obras de drenaje. Si la máxima intensidad se produce al principio de la tormenta, cuando los cauces están secos o conducen poco caudal, los caudales pico serán reducidos por la capacidad de almacenamiento de los mismos; lo contrario se observará cuando el intervalo de intensidad máxima se ubica en medio o al final de las tormentas.

Análisis de Frecuencia de las Series de Información. Formulación de Relaciones Simples de Intensidad-Duración-Frecuencia con la Información Disponible

No resulta económico diseñar ciertas estructuras de drenaje tales como cunetas, alcantarillas, etc., usando los registros de precipitación históricos más intensos; en su lugar, las obras se estiman haciendo consideraciones del costo de una sobredimensión y los daños que pudieran ocurrir por un diseño insuficiente. En este sentido se realizan análisis para estimar el caudal óptimo para lo cual conviene establecerlas (ver Sección 2). En resumen, no se busca una protección absoluta sino una protección contra aguaceros tipo, de

probabilidad determinada, que resulten con factibilidad económica positiva. Por ello, el análisis de la información pluvial se orienta a procesar estadísticamente las series de datos a fin de incluir en las relaciones Intensidad-Duración la frecuencia esperada para un evento de magnitud dada expresada por su período de retorno T_r . Para estas relaciones la literatura técnica también proporciona fórmulas típicas, como la siguiente:

$$I_{(t)} = (a + b \log T_r) / (t+c)^n \quad (4)$$

Por lo anterior y vista la necesidad de construir las obras de drenaje vial y de otra índole en muchas zonas del país con poca o ninguna información pluvial de corta duración y dada la importancia que reviste el conocimiento y valuación de la intensidad de la lluvia en el dimensionamiento de estas obras, se han desarrollado formulaciones prácticas que reúnan las variables de mayor interés. Al efecto, el Anexo I: Análisis de Intensidades Máximas proporciona el desarrollo de una metodología empleada con buen suceso en otros países que permitió la preparación de fórmulas experimentales de Intensidad-Duración-Frecuencia para uso nacional con apoyo en los promedios de las series de lluvias máximas diarias anuales, cuyos datos son más accesibles.

En razón de lo anterior, se recopilaron las series históricas de intensidad y duración y los máximos anuales diarios de 39 estaciones dotadas de pluviómetro y pluviógrafo, a fin de analizar sus registros y estimar valores probables aplicando la función de distribución de probabilidades Log Pearson III. Las relaciones de frecuencia, intensidad y duración siguientes, consideradas Más Probables, fueron adoptadas en función de

los resultados del análisis preparado siguiendo la metodología desarrollada en el Anexo I.

Para $t \leq 60$ minutos

$$I_{(t,Tr)} = (P_{m(24h)} / 24) \times 227 / (t + 7.5)^{0.66} \times (0.66 + 0.98 \log T_r) \quad (5)$$

Para $t > 60$ minutos

$$I_{(t,Tr)} = (P_{m(24h)} / 24) \times 464 / (t^{0.85}) \times (0.66 + 0.98 \log T_r) \quad (6)$$

donde $I_{(t,Tr)}$ es la intensidad de la lluvia, en mm/hora, para una frecuencia (T_r en años) dada; $P_{m(24)}$ es el promedio de las lluvias máximas diarias anuales en milímetros y t la duración en minutos, para la intensidad media.

Comprobación de las Ecuaciones Anteriormente Propuestas en Estaciones con Información Disponible

A fin de probar la bondad estadística de las relaciones empíricas anteriores, se compararon los valores estimados usando las ecuaciones previamente citadas con los valores teóricos probables respectivos de cada estación; las tablas siguientes proporcionan los resultados para las estaciones Hidrometeorológicas de Playitas, Siguatepeque, Nacaome, Piñonal, Campamento y Villa Ahumada, que por su distribución geográfica proporcionan una adecuada cobertura del país entero.

Tabla I-1 COMPARACIÓN DE RESULTADOS

ESTACION PLAYITAS (HMP)

Latitud : 14 25 25

Longitud: 87 42 06

Elevacion: 595 msnm

COMPARACION DE VALORES DE INTENSIDAD EMPIRICOS Y PROBABLES

duración (min)	Tr = 2		Tr = 5		Tr = 10		Tr = 25		Tr = 50		Tr = 100	
	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)
5	113.4	121.2	160	145	195	162	241.1	182.3	272.2	198.1	N/D	N/D
10	90.8	104.7	128	123	156	134	193.1	145.5	221.2	153.6		
15	77	91.8	108	110	132	121	163.6	141.7	187.4	141.7		
30	54.9	68.4	77.4	87.4	94.3	98.6	116.8	111.4	133.7	120.1		
60	37.3	42.2	52.5	54.9	64	63.1	79.2	73.4	90.7	80.9		
120	21	24.2	29.6	30.3	36	34.2	44.6	39	51.1	42.6		
	r=0.9934		r=0.9907		r=0.9898		r=0.9886		r=0.9872		r= N/D	

$P_{m(24)} = 66.5$ mm

l(e) = Valor de la intensidad obtenido por la fórmula adoptada

l(p) = valor de la intensidad probable según Log Pearson III

r = coeficiente de correlación de l(e) e l(p)

ESTACION NACAMONE (HMP)

Latitud: 13 31 32

Longitud: 87 29 55

Elevacion: 35 msnm

COMPARACION DE VALORES DE INTENSIDAD EMPIRICOS Y PROBABLES

duración (min)	Tr = 2		Tr = 5		Tr = 10		Tr = 25		Tr = 50		Tr = 100	
	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)
5	149	157	209.3	187	255.2	202.8	315.8	219.7	361.7	230.6	N/D	N/D
10	119	132	167.6	151.5	204.4	155.5	252.9	157.3	289.7	157.3		
15	101	115	142	135.7	173.1	146.7	214.3	158.5	245.4	166.2		
30	72	87.5	101.3	106.2	123.6	115.4	153	124.3	175.2	129.6		
60	48.8	52.8	68.8	69.5	83.8	78.3	103.8	87.4	118.9	93		
120	27.5	31	38.7	39.7	47.2	44.4	58.4	49.5	66.9	52.7		
	r=0.9955		r=0.9942		r=0.9899		r=0.9820		r=0.9750		r= N/D	

 $P_{m(24)} = 87.1$ mm

ESTACION SIGUATEPEQUE (HMP)

Latitud

Longitud

Elevacion

COMPARACION DE VALORES DE INTENSIDAD EMPIRICOS Y PROBABLES

duración (min)	Tr = 2		Tr = 5		Tr = 10		Tr = 25		Tr = 50		Tr = 100	
	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)
05	108.7	120.3	153.1	141.9	186.7	152.0	231.1	161.6	264.7	167.1	298.3	171.6
10	87.1	99.8	122.6	121.3	149.5	132.5	185.1	144.0	212.0	151.2	238.9	157.5
15	73.8	84.9	103.9	102.8	126.7	113.1	156.8	124.9	179.6	133.0	202.4	140.5
30	52.7	58.5	74.2	70.0	90.4	77.1	111.9	85.6	128.2	91.7	144.5	97.7
60	35.7	35.1	50.3	44.7	61.4	50.0	75.9	55.9	87.0	59.7	98.0	63.2
120	20.1	19.8	28.3	25.6	34.5	29.0	42.8	32.9	49.0	35.6	55.2	38.1
	r=0.9982		r=0.9970		r=0.9954		r=0.9923		r=0.9892		r=0.9855	

 $P_{m(24)} = 63.8$ mm

ESTACION PIÑONAL (HMO)

duración (min)	Latitud		Longitud				Elevacion					
	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)				
	COMPARACION DE VALORES DE INTENSIDAD EMPIRICOS Y PROBABLES											
	Tr = 2		Tr = 5		Tr = 10		Tr = 25		Tr = 50		Tr = 100	
05	106.1	122.5	149.4	156.6	182.1	183.5	225.4	222.4	258.2	255.2	291.0	291.5
10	84.9	96.8	119.6	117.4	145.9	128.7	180.5	141.2	206.8	149.3	233.0	156.7
15	72.0	78.4	101.3	95.5	123.6	105.5	152.9	117.1	175.2	125.2	197.4	132.8
30	51.4	51.7	72.3	65.9	88.2	75.2	109.2	87.1	125.0	96.0	140.9	105.0
60	34.8	34.8	49.1	46.6	59.8	55.4	74.1	67.8	84.8	77.9	95.6	88.8
120	19.6	19.2	27.6	26.8	33.7	32.3	41.7	39.7	47.8	45.7	53.8	52.0
	r=0.9985		r=0.9959		r=0.9885		r=0.9701		r=0.9498		r=0.9255	

$P_{m(24)} = 62.2 \text{ mm}$

ESTACION CAMPAMENTO (HMP)

duración (min)	Latitud		Longitud				Elevacion					
	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)				
	COMPARACION DE VALORES DE INTENSIDAD EMPIRICOS Y PROBABLES											
	Tr = 2		Tr = 5		Tr = 10		Tr = 25		Tr = 50		Tr = 100	
05	147.3	119.1	207.4	156.6	252.9	185.6	313.0	223.7	358.5	254.2	404.0	286.6
10	117.9	96.5	166.1	126.2	202.5	144.6	250.7	166.8	287.1	182.6	323.6	197.9
15	99.9	85.5	140.7	106.8	171.6	119.0	212.4	132.7	243.2	141.9	274.1	150.3
30	71.3	60.4	100.4	79.6	122.5	92.5	151.6	109.0	173.6	121.5	195.7	134.1
60	48.4	46.2	68.1	60.3	83.1	70.3	102.9	84.0	117.8	94.7	132.7	106.1
120	27.2	29.4	38.4	37.6	46.8	42.6	57.9	48.4	66.3	52.5	74.7	56.4
	r=0.9992		r=0.9992		r=0.9965		r=0.9889		r=0.9803		r=0.9693	

$P_{m(24)} = 86.4 \text{ mm}$

ESTACION VILLA AHUMADA (HMO)

	Latitud		Longitud				Elevacion					
COMPARACION DE VALORES DE INTENSIDAD EMPIRICOS Y PROBABLES												
duración (min)	Tr = 2		Tr = 5		Tr = 10		Tr = 25		Tr = 50		Tr = 100	
	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)	l(e)	l(p)
05	113.2	122.2	159.4	148.4	194.4	163.9	240.6	181.9	275.6	194.3	310.5	206.0
10	90.7	93.8	127.7	114.9	155.7	126.5	192.7	139.3	220.7	147.7	248.7	155.3
15	76.8	79.0	108.2	98.8	131.9	109.9	163.2	122.0	187.0	130.0	210.7	137.3
30	54.8	56.6	77.2	70.6	94.1	78.0	116.5	85.7	133.5	90.6	150.4	94.8
60	37.2	37.4	52.4	48.7	63.9	54.8	79.1	61.2	90.5	65.2	102.0	68.6
120	20.9	21.4	29.5	28.3	36.0	32.0	44.5	35.9	51.0	38.2	57.4	40.3
	r=0.9991		r=0.9994		r=0.9992		r=0.9988		r=0.9984		r=0.9979	

$P_{m(24)} = 66.4 \text{ mm}$

Relaciones de Area y Precipitación

Si se asume que la superficie de captación del pluviómetro mismo es el área de mayor intensidad durante un aguacero, la copiosidad de la lluvia en las vecindades del instrumento disminuye a medida que se aleja del dispositivo. La naturaleza de esta variación aún no ha sido bien establecida y la misma parece no considerar el efecto orográfico.

En atención a lo anterior, se estima que los valores puntuales de precipitación podrían resultar inadecuados para el diseño de las obras de drenaje cuando el área de la cuenca excede los 25 Km^2 aún cuando el pluviómetro esté localizado en el centro de la misma (4); en consecuencia, los registros de lluvia tanto dentro de la cuenca como en sus vecindades inmediatas deberán ser analizados a fin de considerar las variaciones temporales

y espaciales de la lluvia.

Diagramas como los de la figura 1-2 siguiente pueden ser utilizados para áreas mayores a fin de hacer variar la altura de la precipitación media en relación a la precipitación puntual (3).

Resumen y Recomendaciones

Son cinco en total los fenómenos que condicionan la atmósfera en Honduras que influyen en la distribución temporal de la lluvia, la cual se distribuye espacialmente atendiendo a las características montañosas del territorio y a la orientación que manifiestan las cordilleras.

Relaciones simples de lluvia-frecuencia han sido ajustadas en dos ecuaciones empíricas a fin de apoyar al ingeniero vial en la

estimación de los caudales para el dimensionamiento de estructuras con diferente período de retorno.

Estas relaciones consideran solamente la "duración", la cual es uno de los muchos parámetros causales que intervienen en la intensidad de las lluvias. Las ecuaciones han sido derivadas con series puntuales relativamente cortas y con una distribución geográfica poco homogénea en algunas áreas. Las relaciones incorporan, además, el promedio de los registros máximos diarios anuales que constituyen la información más común y con mayor cobertura en nuestro país. Un mapa de isoyetas con estos promedios ha sido preparado a fin de facilitar las estimaciones.

Los valores estimados de estas ecuaciones, por lo tanto, son un punto de partida que le sugiere al ingeniero de proyecto un orden de magnitud obtenido con apoyo de los registros históricos del país en general; ello no exime al diseñador de la necesidad de realizar las investigaciones particulares del sitio de interés. Es siempre recomendable utilizar las relaciones que resultan de los Valores más Probables, pero a juicio del proyectista y de acuerdo a las características de la zona, también puede hacer uso de las relaciones que estiman valores extremos. La Tabla I-4 del Anexo I proporciona los valores Máximo, Mínimo y Más Probable estimados para la relación I_t / I_{24} .

Figura 1.2

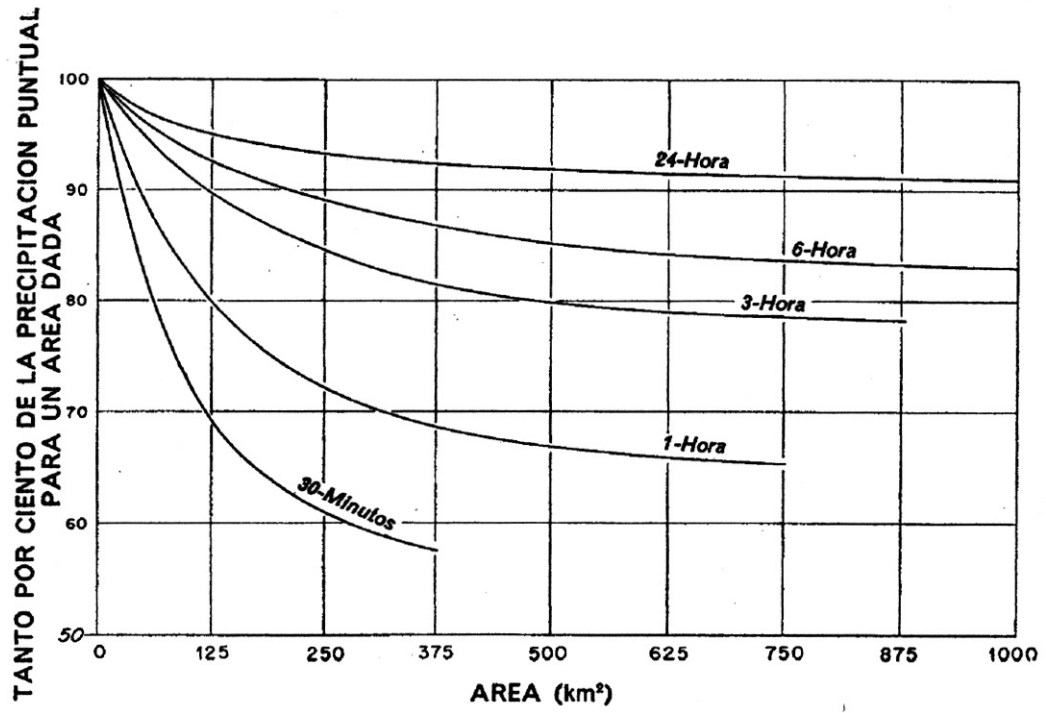


FIGURA 1.2

Bibliografía

- 1) Las Modalidades de la Lluvia en Honduras.
Edgardo Zúniga Andrade. Editorial Guaymuras, 1990.
- 2) Tropical Cyclones of the North Atlantic Ocean, 1871-1977.
US Department of Commerce, 1978.
- 3) Precipitaciones Intensas e Inundaciones en Areas Tropicales de América Latina. Actas del Seminario de Formación realizado en San Salvador del 12 al 21 de febrero de 1976.
- Secretariado de la Organización Meteorológica Mundial.
- 4) Guide to Hydrological Practices.
World Meteorological Organization; WMO No.168.
Third Edition, 1974.
- 5) Guía de Prácticas Hidrometeorológicas.
Organización Meteorológica Mundial; OMM-No.168 TP 82.
Segunda edición, 1971.

ANEXO I: ANALISIS DE INTENSIDADES MAXIMAS EN HONDURAS

Introducción

La importancia que reviste el conocimiento y cuantificación de la intensidad de lluvia en el diseño hidráulico de las estructuras de drenaje superficial en una carretera, por un lado, y la falta de datos suficientes sobre todo en lo que se refiere a información pluviográfica en el país por el otro, ha incentivado el desarrollo de la presente metodología empleada con éxito en España y otros países como Ecuador y Méjico para el cálculo de intensidades máximas de lluvia y su aplicación en diferentes proyectos de ingeniería hidráulica.

La utilidad que ofrece el presente estudio es la de utilizar gran parte de la información pluviográfica y pluviométrica existente en la actualidad a nivel nacional y sobre todo lo que es más importante permite extrapolar esta información a zonas en las que no existe ningún tipo de registros a fin de conocer los valores de Intensidad - Duración - Frecuencia.

Se debe obviamente, a pesar de la confiabilidad de la metodología empleada y conociendo la aleatoriedad de las lluvias y la variedad climática que se presenta en el país, analizar convenientemente los resultados obtenidos.

Metodología Empleada

Datos Básicos

Los datos utilizados han sido tomados de la información existente en la Dirección

General de Recursos Hídricos de registros pluviográficos de 39 estaciones principales dotadas de registros pluviográficos. Las mismas poseen series completas de más de 10 años y pueden considerarse como las más confiables de que se dispone en la actualidad.

Metodología

La metodología de este estudio está basada en la empleada por el profesor Francisco Elías en su libro titulado "Precipitaciones Máximas en España - Régimen de Intensidades y Frecuencias". Ministerio de Agricultura, Dirección General de Agricultura, Servicio de Conservación de Suelos, Madrid.

Lluvias Máximas en 24 horas

Con los valores medios de las lluvias máximas en 24 horas ocurridas en el período de registro de cada una de las estaciones pluviométricas existentes en el país, se ha dibujado un mapa de isohietas máximas de 24 horas en el que se puede determinar el valor medio de la máxima lluvia anual de esa duración en una zona determinada. Puede considerarse, con una aproximación suficiente, que este valor es el máximo de frecuencia bianual (puede demostrarse en las distribuciones más usuales que ésa es la frecuencia del promedio).

La información necesaria para el trazado del mapa se obtuvo de 183 estaciones con registros extensos.

Lluvias Máximas en Función de la Duración

En la tabla I.1 se reúnen los datos correspondientes a 19 estaciones pluviográficas que registran intensidades de lluvias de períodos más cortos que 24 horas con lo que se han establecido las

correlaciones entre la media de las máximas lluvias anuales en 24 horas y las series correspondientes de 12 horas, 6 horas, 2 horas, 1 hora, 30 minutos, 15 minutos, 10 minutos y 5 minutos respectivamente, ajustando dichas relaciones mediante una recta por el método de los cuadrados mínimos.

Tabla I.1 valores promedio de las precipitaciones maximas de distintas duraciones [mm]

Estación	5min	10min	15min	30min	1hr	2hr	6hr	12hr	24hr
La Entrada	11.0	18.5	24.0	35.0	45.5	51.6	56.4	55.8	72.6
El Modelo	9.2	15.2	20.8	27.9	35.9	43.9	53.2	51.1	77.2
Siguatopeque	9.9	16.7	21.6	30.0	35.8	40.9	44.2	33.0	62.1
La Gloria	9.7	15.5	19.9	27.0	32.2	37.7	42.3	30.8	55.3
Playitas	10.2	17.2	22.7	33.9	42.6	48.6	51.8	27.6	66.5
Ing. El Porvenir	8.9	13.1	17.8	26.0	32.6	32.9	44.1	23.8	55.1
Santa Clara	12.6	18.7	24.0	33.8	43.5	54.6	62.2	65.3	73.5
La Ermita	10.3	16.1	21.1	31.4	41.9	49.1	55.1	52.6	70.1
Nacaome	12.8	20.8	28.0	42.0	53.6	61.0	65.8	79.9	87.1
Pespire	14.0	22.1	28.6	42.0	55.5	65.4	87.4	113.0	108.2
Campamento	10.7	16.8	21.8	32.0	47.9	58.4	52.4	69.7	86.3
Villa Ahumada	10.4	15.8	20.1	28.5	37.9	43.5	44.4	23.0	61.9
El Piñonal	11.1	16.3	20.0	27.2	38.0	42.1	48.4	47.4	62.2
Las Limas	8.4	11.5	15.0	22.0	25.8	33.8	37.0	39.7	54.8
Chumbagua	11.4	19.2	24.7	36.1	49.2	56.0	51.0	48.4	78.4
El Coyolar	9.9	14.6	18.0	26.2	39.2	40.2	47.9	35.1	64.7
Flores	10.0	16.0	20.0	28.1	36.7	40.1	39.9	37.2	53.6
Guayabillas	10.3	17.1	21.1	31.2	42.4	48.3	51.1	49.1	63.7
La Conce	9.4	14.7	19.7	30.4	40.0	48.5	57.2	45.2	67.2

Fuente: Elaboración propia

Las rectas ajustadas que relacionan las medias de las máximas lluvias en 24 horas (Y) con las de otros períodos (X), tienen como coeficiente angular (m) el valor resultante de la siguiente ecuación (1):

$$m^2 - m \frac{\sum Y^2 - \sum X^2}{\sum X Y} - 1 = 0 \quad (1)$$

Las relaciones obtenidas se resumen en la siguiente tabla:

Tabla I.2 Relaciones entre las precipitaciones de 24 horas y duraciones menores

	5min	10min	15min	30min	1hr	2hr	6hr	12hr	24hr
m	6.64	4.20	3.25	2.24	1.71	1.48	1.32	1.21	1.00
r	0.77	0.78	0.81	0.82	0.85	0.89	0.94	0.81	1.00
I _t /I ₂₄	43.34	34.27	29.56	21.38	14.07	8.13	3.04	1.65	1.00

Fuente: Elaboración Propia

Con la finalidad de determinar la relación que guardan entre sí los distintos datos de pluviometría de que se ha partido para el ajuste de las rectas, se ha calculado en cada caso el coeficiente de correlación r.

Para determinar el grado de confianza de los coeficientes de correlación obtenidos se efectuó la transformación de Fisher en el caso más desfavorable que es la relación 24 horas a 5 minutos.

La distribución normal resultante de la transformación de Fisher es (2):

$$Z = \frac{1}{2} \ln \left(\frac{1+r}{1-r} \right) \quad (2)$$

r = coeficiente de correlación

La desviación estándar está dada por (3): que para n = 19 es F = 0.25

$$\sigma = \frac{1}{\sqrt{n-3}} \quad (3)$$

Para r = 0.77 resulta Z = 1.02, equivalente a Z = 4.08 F

La probabilidad que los datos se aparten de la media más que 4.08 F de acuerdo a la transformación de Fisher, es del 2%, lo que indica una confiabilidad del 98% en el caso más desfavorable que se puede aceptar como buena.

En la tabla I.3 se han volcado los valores máximos absolutos en las distintas duraciones t observadas en el período de registro de cada estación.

Tabla I.3 Valores máximos de las precipitaciones de distintas duraciones [mm]

Estación	5min	10min	15min	30min	1hr	2hr	6hr	12hr	24hr
La Entrada	15.6	24.5	33.5	49.5	62.3	86.5	83.5	91.8	112.3
El Modelo	17.3	27.3	37.3	40.0	60.0	108.0	125.8	115.5	170.7
Siguatopeque	14.0	24.0	30.0	46.0	54.9	64.9	63.5	57.1	134.4
La Gloria	14.1	20.1	27.6	39.4	46.0	93.0	75.0	36.3	100.0
Playitas	15.5	24.6	33.7	57.9	70.4	82.5	79.4	38.6	114.3
Ing. El Porvenir	13.5	17.0	23.5	35.5	46.9	58.8	83.2	25.2	105.6
Santa Clara	21.0	34.6	44.1	54.1	71.8	92.8	99.7	102.0	112.0
La Ermita	16.0	22.0	29.7	50.5	77.9	80.1	96.8	88.1	112.0
Nacaome	20.0	29.0	44.0	66.0	92.2	113.6	109.6	123.2	123.0
Pespire	29.8	29.9	40.0	52.0	82.0	100.5	189.6	190.0	192.7
Campamento	20.0	30.0	30.1	56.0	81.7	90.3	108.0	122.4	143.5
Villa Ahumada	16.2	22.3	29.6	42.3	57.0	71.6	86.2	49.2	94.4
El Piñonal	18.0	24.3	29.0	43.0	74.0	83.2	99.2	84.6	102.0
Las Limas	20.0	22.6	29.9	52.2	53.5	64.1	55.3	57.3	80.2
Chumbagua	20.0	33.0	40.0	52.5	70.8	99.8	95.3	128.8	154.0
El Coyolar	14.7	20.0	24.5	39.0	118.0	73.9	77.8	51.5	132.7
Flores	17.5	30.9	33.9	49.7	64.0	80.8	62.0	78.0	90.4
Guayabillas	18.2	27.8	32.0	48.0	69.0	87.0	98.9	99.0	97.9
La Conce	14.6	26.0	37.0	52.0	61.9	83.7	147.6	53.7	146.0

Fuente: Elaboración Propia

Representando estos puntos conjuntamente con las rectas de pendiente m halladas para los valores medios y aplicando cuadrados mínimos a los conjuntos que quedan a uno y otro lado de las mismas se obtienen dos rectas extremas para cada duración que representan las relaciones máximas y mínimas que se dan en las estaciones consideradas.

En base a estas relaciones se ha elaborado la tabla I.4 en la que se indican los valores máximos, más probable (medio de las máximas) y mínimo de la relación I_t/I_{24} para cada región en función de la duración de t . Las relaciones I_t/I_{24} son los coeficientes por los que hay que multiplicar la intensidad horaria en 24 horas, I_{24} , para obtener la intensidad horaria en aguaceros de menor duración, I_t .

Tabla I.4 Valores máximo, mínimo y más probable de la relación I_t/I_{24}

I_t/I_{24}	5min	10mi n	15mi n	30mi n	1hr	2hr	6hr	12hr	24hr
Máximo	51.06	42.28	34.48	24.58	17.35	10.03	3.73	1.87	1.00
Más Probable	43.34	34.27	29.56	21.38	14.07	8.13	3.04	1.65	1.00
Mínimo	35.56	27.56	23.24	16.3	10.88	7.01	2.78	1.45	1.00

Fuente: Elaboración Propia

En general se recomienda utilizar los valores Más Probables, pero el proyectista puede, si lo estima conveniente y de acuerdo con las características de la zona, emplear los valores extremos.

Debe tenerse en cuenta como regla general que los valores mayores que el promedio corresponden a zonas poco lluviosas donde se presentan grandes tormentas, mientras que los coeficientes menores pueden aplicarse en las zonas muy lluviosas donde las precipitaciones se distribuyen temporalmente en forma uniforme.

Obtención de las Ecuaciones Pluviométricas

Dibujando en papel logarítmico los coeficientes Más Probables I_t/I_{24} en función de la duración del aguacero t , se observa que la curva representativa de cada región puede asimilarse con suficiente aproximación a dos rectas con vértice en el punto correspondiente a la duración de una hora de modo que la relación entre las intensidades horarias de lluvia pueden ajustarse mediante dos expresiones de la forma:

$$\frac{I_t}{I_{24}} = \frac{a}{(t+c)^b} \quad (4)$$

para duraciones menores o iguales que una hora y para duraciones mayores que una

$$\frac{I_t}{I_{24}} = \frac{a}{t^b} \quad (5)$$

hora, respectivamente, en las cuales:

I_t : Intensidad horaria de la duración t , y frecuencia bianual;

I_{24} : Intensidad horaria en 24 horas.

a, b, y c: coeficientes del ajuste por cuadrados mínimos.

Calculando por cuadrados mínimos los coeficientes para duraciones entre cinco minutos y una hora, y entre una hora y 24 horas, respectivamente, se obtienen las siguientes ecuaciones pluviométricas:

$$I_t = \frac{226.81}{(t+7.5)^{0.66}} I_{24} \quad (6)$$

para 5 min # t # 60 min y

$$I_t = \frac{464.25}{t^{0.85}} I_{24} \quad (7)$$

para 60 minutos < t # 1440 minutos

Intensidades de Precipitación para un Período de Retorno Tr Cualquiera

Las intensidades hasta aquí calculadas corresponden a valores máximos de frecuencia aproximadamente bianual; para calcular los valores correspondientes a un período de retorno de Tr años cualesquiera se ha utilizado la expresión de Fuller:

$$\frac{I_{t,Tr}}{\bar{I}_t} = \alpha + \beta \log Tr \quad (8)$$

donde:

$I_{t,Tr}$: Intensidad máxima de la precipitación de duración t con período de retorno de Tr años;

\bar{I}_t : Intensidad media máxima de la lluvia de duración t (frecuencia bianual)

Los coeficientes α y β se obtienen por ajuste de cuadrados mínimos a partir de los datos pluviográficos. Dichos coeficientes son valores medios obtenidos promediando los parciales para duraciones entre cinco minutos y 24 horas para cada una de las estaciones utilizadas en el estudio según la tabla I.5.

Los períodos de retorno correspondientes a los parciales de cada duración en cada una de las estaciones analizadas fueron determinados por el método de Weibull asignándose a cada valor en la serie histórica

decreciente una recurrencia según al expresión:

$$Tr = \frac{m}{n} \quad (9)$$

donde:

m: posición que ocupa cada valor en la serie histórica ordenada en forma decreciente;

n: número de años del registro histórico.

Tabla I.5 Cálculo de los valores α y β

Estación	α	β
La Entrada	0.723	0.752
Siguatepeque	0.694	0.849
Playitas	0.691	0.991
Santa Clara	0.702	0.808
La Ermita	0.700	0.784
Villa Ahumada	0.639	1.009
El Piñonal	0.641	0.963
Ing. El Porvenir	0.722	0.803
Flores	0.613	1.127
La Gloria	0.733	0.783
Las Limas	0.619	1.668
Chumbagua	0.630	1.093
El Coyolar	0.681	0.860
Guayabillas	0.612	1.032
La Conce	0.618	1.225
Nacaome	0.709	0.775
Pespire	0.712	0.767
El Modelo	0.519	1.385
Campamento	0.634	0.975
Promedios	0.663	0.982

Fuente: Elaboración Propia

Conclusiones

Dado el margen de error de los datos básicos que se manejan en el presente análisis y teniendo en cuenta además la aleatoriedad del parámetro lluvia, se considera que el procedimiento expuesto puede utilizarse para pasar de las intensidades medias máximas de 24 horas (datos pluviométricos) a intensidades de cualquier duración t y período de retorno Tr cuando no se cuenta con valores más precisos en las proximidades del estudio y dependiendo de la importancia de las obras a diseñar. El procedimiento ha sido empleado para los mismos fines en otros países.

Para facilitar el cálculo se ha elaborado un mapa basado en la información pluviométrica (24 horas) en 183 estaciones del país en el cual se han interpolado las isohietas medias máximas de 24 horas. Los valores de intensidad correspondientes se obtienen dividiendo los valores de la curva/s correspondientes al proyecto que se analiza por 24 horas.

Aplicando las expresiones anteriores pueden entonces calcularse de manera rápida y sencilla, los datos de intensidad necesarios para las aplicaciones prácticas de drenaje en general.

Ejemplo:

Se desea calcular la intensidad correspondiente a $Tr = 25$ años y duración $t = 12.3$ horas = 738 minutos para el cálculo de un puente sobre el río Tinto en la región de Olancho.

Del mapa adjunto, la precipitación media diaria en la zona es:

$$P_{24} = 60 \text{ mm}$$

La intensidad correspondiente será:

$$I_{24} = 60 \text{ mm}/24 \text{ horas} = 2.5 \text{ mm/hr}$$

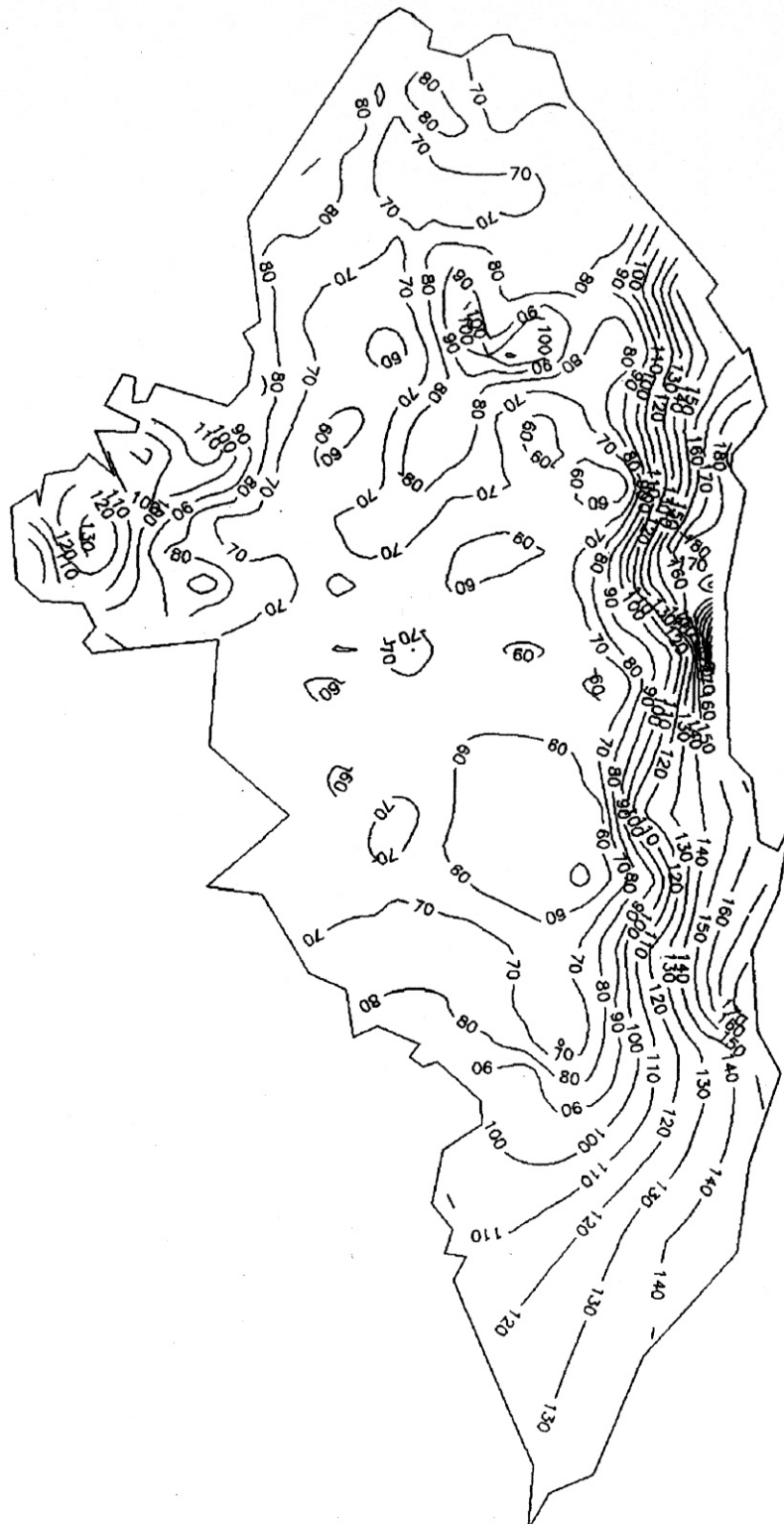
Para obtener la intensidad media correspondiente a la duración $t = 738 \text{ min} > 60 \text{ minutos}$ se utiliza la Ec (7):

$$I_t = 464.25/738^{0.85} \times 2.5 = 4.23 \text{ mm/hr}$$

Por último, para obtener la intensidad correspondiente a $Tr = 25$ años se utiliza la Ec (8) con los promedios de la Tabla I.5:

$$I_{t,Tr} = (0.663 + 0.982 \log 25) \times 4.23 = 8.61 \text{ mm/hr}$$

PRECIPITACIONES MAXIMAS DE 24 HORAS (mm)



SCALE 1 inch = 6.452 unidades = 65 km

Bibliografía

1) "Análisis de Intensidades Máximas en el Ecuador". A.Zurita - M.de la Rosa - R.Pasquel. SAE Sociedad Argentina de Estudios. Ministerio de Obras Públicas, Ecuador, 1980.

2) "Procedimientos para obtener curvas I-D-Tr a partir de registros pluviométricos". D.F.Aranda - R.González Luna. Ingeniería Hidráulica en Méjico, Mayo - Agosto de 1990.

SECCIÓN 2: DETERMINACIÓN DE LA RECURRENCIA DE DISEÑO

Introducción

Se entiende por recurrencia o período de retorno de una precipitación o una crecida, el período en años en que en promedio se presenta una crecida igual o mayor a la considerada. Es importante aclarar el significado estadístico del término "en promedio": ello significa que en un lapso suficientemente prolongado ocurrirá una cantidad de crecidas como la considerada (o mayor) tal que dividiendo el lapso total por dicha cantidad resulta un número de años que representa el período de retorno T_r .

El período de retorno es entonces una medida de la frecuencia con que se produce un evento determinado, en este caso una determinada precipitación o un determinado caudal.

La recurrencia de diseño, contra lo que podría suponerse, es un parámetro técnico-económico y no exclusivamente técnico. A menudo la literatura especializada establece los valores aconsejables dependiendo de la importancia de cada obra y el costo/daño involucrado en la falla.

Ello conduce a introducir, además del concepto estadístico de frecuencia de ocurrencia, el concepto de riesgo.

Riesgo y frecuencia son conceptos mutuamente relacionados; el riesgo puede definirse como la probabilidad de ocurrencia de un determinado fenómeno en un período de análisis dado. Recordando que la

probabilidad en una distribución de frecuencias cualesquiera, es el área bajo la curva de frecuencias, ambos conceptos resultan ligados. Período de retorno y riesgo de ocurrencia se analizan en forma conjunta más adelante en esta sección.

Tratamiento del Problema en otras Normativas

Existen cuatro diferentes posibilidades, crecientes en complejidad, para enfocar este aspecto:

.- Valores prefijados tomados de las normativas establecidas por las vialidades respectivas para el diseño de las obras de arte;

.- Matriz de ponderación en función de las características particulares de la obra de drenaje y del camino en general;

.- Análisis desde el punto de vista de las implicaciones económicas de la falla de una determinada estructura en materia de costos de reposición y operación de vehículos;

.- Análisis del daño impedido considerando todo el espectro posible de beneficiarios incluyendo:

- i) pérdida del valor de la propiedad inmueble o del valor de la tierra,
- ii) pérdidas en bienes ya se trate de cultivos en zonas rurales o bienes muebles y mercaderías en zonas urbanas,
- iii) pérdidas por daños a la infraestructura existente incluyendo tuberías para provisión de agua potable (a menudo adosadas a

alcantarillas y puentes), líneas eléctricas y de teléfono, etc.

Más adelante se comenta sobre cada una de ellas en particular. El proyectista podrá seleccionar la que considere más adecuada en función de una serie de elementos entre los que figuran:

.- La disponibilidad de información para la ejecución de cada una de las metodologías; téngase presente que las metodologías más específicas requieren un volumen creciente de información no siempre disponible;

.- La etapa de diseño de que se trata siendo más importante ajustar los aspectos económicos de la recurrencia cuando se efectúan análisis de prefactibilidad o factibilidad, siendo los estudios hidrológicos parte de lo que podría denominarse como estudios básicos que por lo general son agotados en las etapas mencionadas. No obstante, para algunas obras específicas (como el caso de los puentes) suele diferirse el estudio particular de las mismas para la

etapa de diseño;

.- El tipo de obra siendo más relevante una correcta evaluación cuanto mayor es la importancia de la obra en particular tanto en términos de su eventual reposición como por las implicancias de su falla;

.- La cantidad de obras del mismo tipo; resultará engorroso realizar un estudio particular si el número de obras es muy grande como por ejemplo en el caso de las alcantarillas.

Valores Prefijados

A menudo la determinación de la recurrencia de diseño de una obra hidráulica es un concepto normado esto es se encuentra establecido dentro de los parámetros básicos adoptados para el camino de que se trate.

En la tabla 2.1 se reproducen los valores de recurrencia correspondientes a distintos tipos de obras según el "Highway Engineering Handbook":

Tabla 2.1 VALORES TÍPICOS DE LA RECURRENCIA DE DISEÑO PARA OBRAS DE DISTINTO TIPO

Tipo de Estructura	Tr (años)
Puentes en caminos principales donde el remanso puede ocasionar daños a la propiedad privada o resultar en la pérdida del puente	50 - 100 años
Puentes en caminos secundarios o alcantarillas en caminos principales	25 años
Alcantarillas en caminos secundarios, colectores pluviales o cunetas laterales	5 - 10 años
Tragantes, bordillos, conductos	1 - 2 años ¹

Fuente: "Highway Engineering Handbook", Woods, Capítulo 12 Ed. Mc Graw - Hill

¹ *Puede tolerarse la anegación durante períodos cortos*

Como puede verse en la tabla, se privilegia el concepto de drenaje transversal frente al longitudinal o de conducciones; asimismo se privilegian las obras mayores (puentes) respecto de las menores (alcantarillas). Estos aspectos deberían tener una justificación desde el punto de vista económico como se verá.

Matriz de Ponderación

La recurrencia de diseño como concepto económico puede enfocarse desde el punto de vista de una descripción cualitativa de los factores involucrados asignando a cada uno una escala arbitraria de valoración; desde este punto de vista los resultados son sólo

obtenibles en términos comparativos.

En la tabla 2.2 se presenta una propuesta de la matriz de ponderación basada en una tabla para la selección de la frecuencia de diseño tomada de "Highway Drainage Guidelines", AASHTO, 1987. Los aspectos involucrados resultan en general bastante obvios y no requieren mayor comentario. El sistema de puntuación es tal que el máximo puntaje adjudicable es 30. En el segundo cuadro que forma parte de la misma tabla se presenta el cálculo del llamado "índice de riesgo" que se obtiene dividiendo el puntaje total por el número de aspectos analizados (en este caso diez) de tal manera que el número máximo para el índice de riesgo es tres:

TABLA 2.2 Matriz de ponderación

PUNTAJE	1	2	3
DAÑOS A LA CARRETERA	BAJO	MEDIANO	ALTO
DAÑOS FUERA DE LA CARRETERA	BAJO	MEDIANO	ALTO
PERDIDA POTENCIAL DE VIDAS	BAJO	MEDIANO	ALTO
DIFICULTAD CONSTRUCTIVA	BAJO	MEDIANO	ALTO
COSTO DE REPOSICION	BAJO	MEDIANO	ALTO
TMDA	< 100	100 a 750	> 750
DISPONIBILIDAD DE CAMINOS ALTERNATIVOS	SI	POCA	NINGUNA
NUMERO DE CRECIDAS REGISTRADAS >= Q50	NINGUNO	UNA	VARIAS
IMPACTO ECONOMICO	BAJO	MEDIANO	ALTO
OTRAS PRIORIDADES (DEFENSA, SANIDAD, ETC.)	NO	NO	SI

COEFICIENTE DE RIESGO = $9 \text{ ci}/10$	TR
1.00 # C < 1.67	25 años
1.67 # C < 2.33	50 años
2.33 # C # 3.00	100 años

Por último en función de una escala arbitrariamente definida, se definen los períodos de retorno para cada rango de puntuación.

Este método, si bien representa conceptualmente una ventaja con respecto al anterior ya que involucra el concepto económico, adolece de una gran dosis de subjetividad en el análisis y de arbitrariedad en la asignación de los períodos de retorno en función del índice de riesgo.

El método puede ser utilizado para el análisis de obras de arte mayores localizadas en caminos vecinales o para el análisis de alternativas de trazado en etapas preliminares del diseño.

Asimismo resulta aceptable su aplicación en aquellos casos en que no existan suficientes datos para la aplicación de metodologías más sofisticadas.

Método de los Costos de Operación y de Reposición

Este método constituye una aproximación adecuada al problema; presenta la ventaja que los parámetros involucrados en la evaluación pueden ser obtenidos por los ingenieros y los mismos forman parte de determinaciones rutinarias para otros análisis.

Los valores involucrados en el cálculo

incluyen:

- .- Costo de las estructuras para distintos tamaños de cuenca
- .- Vida útil estimada para las obras
- .- Costo de reposición de las obras
- .- Costos ocasionados por demoras provocadas por la falla de la estructura y/o costos adicionales de operación por el uso de rutas alternativas
- .- Tasa de descuento
- .- Probabilidad de falla de la estructura

A fin de encontrar una ecuación que relacione el período de retorno con el costo de las obras, deben hacerse algunos supuestos simplificativos, a saber:

Se admite que el caudal de diseño está relacionado con el período de retorno a través de una función de la forma:

$$Q = f(T r^n) \quad (1)$$

siendo "n" un factor menor que uno obtenido a partir del ajuste de cuadrados mínimos de la expresión de la intensidad:

$$I = at^b Tr^c \quad (2)$$

El caudal de diseño por su parte está relacionado con la luz de la obra mediante una expresión de la forma:

$$L = f(\sqrt{Q}) \quad (3)$$

por lo que luz y período de retorno quedan respectivamente relacionados por una función de la forma:

$$L = f(Tr^{c/2}) \quad (4)$$

Por último, la luz del puente y su costo están normalmente relacionados por una expresión lineal de la forma²

$$Ci = kL \quad (5)$$

Combinando todas las expresiones utilizadas es posible desarrollar una ecuación que vincule el costo de construcción con el período de retorno y el área de la cuenca:

$$COSTO_{\text{área}} = C_{\text{área}} Tr^{c/2} \quad (6)$$

donde $COSTO_{\text{área}}$ representa el costo de construcción de las obras para distintas áreas de cuenca y $C_{\text{área}}$ el costo de la misma obra para un diseño correspondiente a un período de retorno unitario o, dicho de otro modo, para un caudal de diseño de frecuencia anual.

Dados estos elementos es posible analizar la recurrencia de diseño de las obras de arte mayores de un proyecto o una región (puentes y alcantarillas grandes) sobre la base de la evaluación económica de las implicancias de la falla de las estructuras en cuestión.

En la figura 2.1 puede verse un esquema del criterio utilizado: mientras los costos de construcción aumentan con el período de retorno, los daños asociados a la falla de la estructura, incluido el costo de reposición de la misma, disminuyen.

A los efectos de la evaluación del costo de reposición y asumiendo, a los efectos del análisis, que una vez que la estructura falla se la reconstruye con la misma recurrencia de diseño, puede suponerse que el mismo es igual al costo de construcción.

En estas condiciones y adoptando una tasa de descuento r para el análisis, es posible plantear una función objetivo de la forma:

² A los fines de esta determinación esta aproximación se considera suficiente

$$COSTO_{\text{área}} = C_{\text{área}} Tr^{c/2} + \sum_{i=1..n} (C_{i,Tr} Tr^{c/2} + VOC)(1+r)^{-i} \frac{1}{Tr} \quad (7)$$

donde n es la vida útil de la obra, usualmente de 20 a 25 años.

Los daños ocasionados por la falla de la estructura en términos de demoras y costos adicionales de operación de los vehículos están representado en la función objetivo a través del término VOC; se recomienda que el mismo sea evaluado en cada caso por el especialista de tránsito con el auxilio de un economista del transporte para una mejor definición del mismo. No obstante su obtención no ofrece dificultades mayores ya que se trata de una determinación preliminar basada en el Tránsito Medio Diario Anual (TMDA) y una estimación del costo de oportunidad de los usuarios.

La expresión utilizada para la estimación del valor $VOC_{Tr,\text{área}}$ es de la forma:

$$VOC = D Tr^d \quad (8)$$

El término correspondiente al daño ocasionado por la falla de la estructura incluye la probabilidad de ocurrencia del fenómeno representado por el factor $1/Tr$ según la definición de probabilidad media de ocurrencia dada al principio de la sección.

La función objetivo debe ser minimizada a fin de encontrar el período de retorno óptimo dentro de las premisas planteadas.

La aplicación de la ecuación antes definida a un caso práctico se presenta en las páginas

siguientes. En el gráfico puede verse que la función objetivo (definida para tres áreas de cuenca de intervalo logarítmico a fin de lograr un amplio espectro de cobertura) presenta valores mínimos en el rango de 60 a 110 años según el área de que se trate.

Estos valores están en coincidencia plena con los recomendados por la literatura específica para este tipo de obras; la ventaja comparativa es que en este caso el valor del período de retorno óptimo ha sido deducido para las condiciones particulares de la obra a diseñar.

Algunas conclusiones importantes como corolario del ejercicio realizado incluyen:

- Cuanto mayor área de cuenca, a igualdad de los otros parámetros, menor es el período de retorno a considerar para el diseño;
- Cuanto menor es la tasa de descuento, mayor es el período de retorno a considerar a igualdad de los otros parámetros. Ello puede explicarse por el hecho que el término que incluye el costo de reposición y daños resulta comparativamente menor.
- Cuanto mayor es el daño en términos de costos adicionales de operación y demora, a constancia de las otras variables, mayor es el período de retorno de diseño lo cual se explica por la mayor influencia relativa de los costos de construcción.

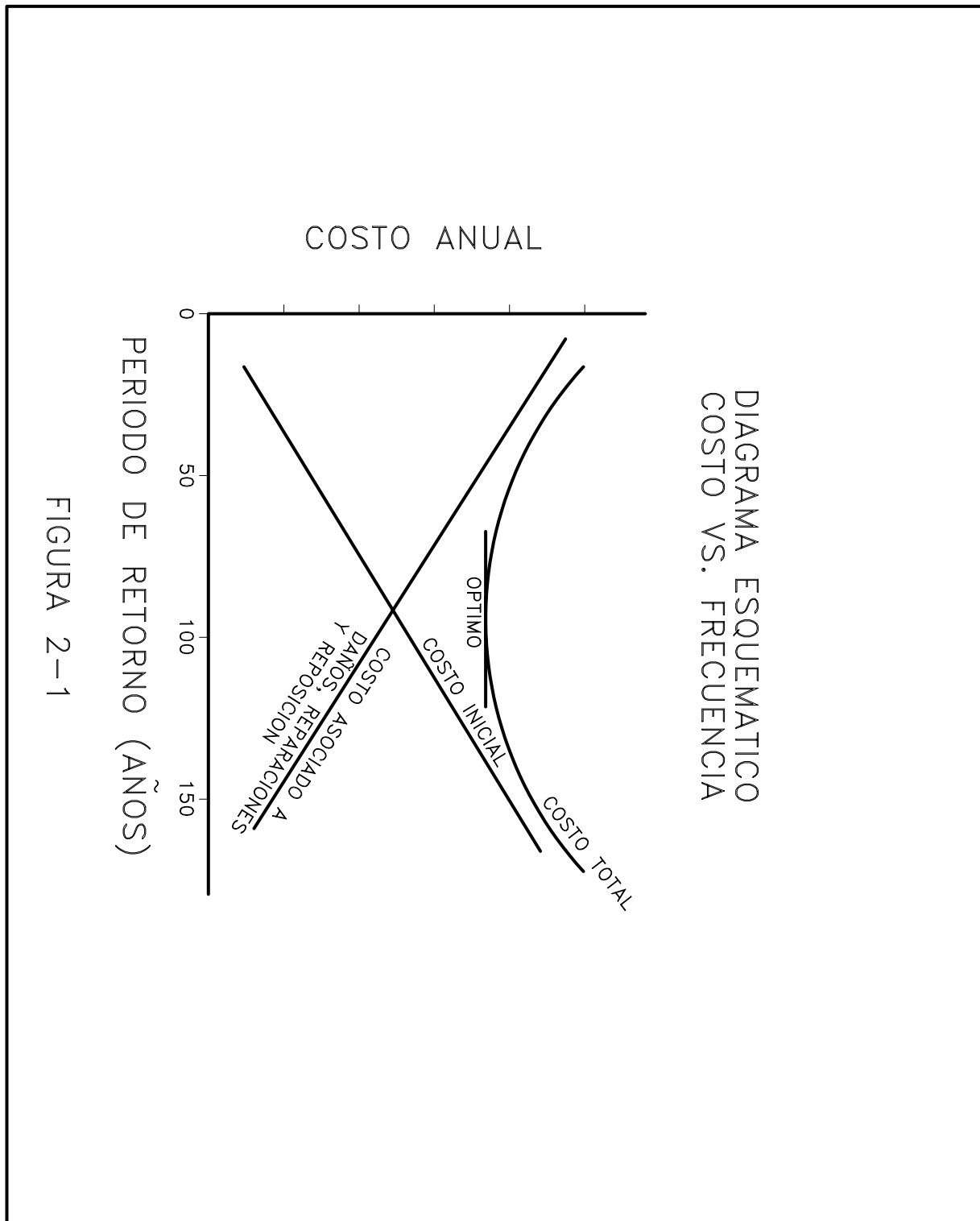


FIGURA 2-1

Estas conclusiones, válidas para el ejercicio planteado, deben confirmarse a la luz de la experiencia local.

Recomendación

Queda al lector realizar un análisis de sensibilidad para analizar la influencia relativa de cada una de las variables en el resultado. Se recomienda la realización de este análisis incorporando la experiencia local a fin de obtener práctica en la determinación del parámetro Tr.

Ejemplo de Determinación de la Recurrencia de Diseño

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación del método realizado para la evaluación a nivel de factibilidad de la carretera León-Izapa-Chinandega que une la ciudad de Managua, Nicaragua, con la frontera de ese país con Honduras.

La recurrencia o período de retorno seleccionada para el diseño de 25 puentes a lo largo de la ruta se ha determinado a partir de un estudio técnico-económico que toma en consideración diversos aspectos, a saber:

- La probabilidad de falla de una obra asociada al periodo de retorno considerado en el diseño, en la vida útil del camino;
- El costo inicial de las obras;
- El costo de reposición de la obra para cada período de diseño;
- El costo incremental de operación de los vehículos producido por las demoras e inconvenientes ocasionados por la rotura de un puente.

Con estos elementos se elaboró un modelo sencillo de optimización de costos que da por resultado las curvas que se indican en la gráfico de la figura 2.2.

En el mismo se representa el VPN (Valor Presente Neto) de las obras para una vida útil de 20 años en función del período de retorno de diseño tomando como parámetro el área de la cuenca, la cual está relacionada con el caudal de diseño y éste con la luz del puente, a través de expresiones ajustadas por cuadrados mínimos para los 25 casos analizados.

La luz del puente, por último, está relacionada con su costo a través de un costo unitario promedio obtenido de la experiencia local teniendo en cuenta el tamaño de la obra.

Como puede apreciarse en el mencionado gráfico, el mínimo de la función objetivo se encuentra más allá de los 50 años de recurrencia en todos los casos, llegando a más de 100 años en el caso de los puentes menores.

Ello resulta lógico si se piensa que el costo incremental por demoras, estimado en 1,8 millones de C\$ (Córdobas), equivale a un puente de casi 40 metros de luz según los costos unitarios utilizados.

En síntesis, los estudios realizados parecen demostrar que lo más conveniente es realizar la mayor inversión inicialmente y proveer obras probabilísticamente "seguras".

Con ese criterio y atendiendo al hecho que los registros pluviográficos difícilmente permitan una extrapolación lógica más allá de los 100 años, es que este último valor se

adoptó como recurrencia de diseño.

Análisis en Función del Daño Impedido

La evaluación de beneficios a partir del daño impedido es una metodología que por su complejidad en materia de obtención de los datos sólo se justifica en aquellos casos en que la importancia de la obra lo amerite; ejemplos típicos de esta situación se presentan en el análisis de un puente de gran tamaño o de un sistema de redes de desagües pluviales urbanos, entre otros.

La metodología consiste en la determinación de beneficios por el daño impedido, esto es los daños evitados en la situación "con proyecto" en relación con la situación existente (situación "sin proyecto").

Para ello es necesario combinar los estudios técnicos de alternativas dependientes del período de retorno con las evaluaciones económicas correspondientes a esas alternativas.

Los pasos a seguir incluyen:

.- Identificación de soluciones para distintos períodos de retorno y sus consecuencias en materia de daños; dichos daños se obtienen a partir del mapeo de las áreas inundadas para cada período de retorno considerado y la determinación de los niveles de inundación asociados.

.- Identificación de los beneficios derivados de la implementación del o los proyectos para cada uno de los períodos de retorno analizados. Al respecto caben algunas reflexiones: i) si bien es cierto que teóricamente el rango de valores de T_r es

infinito, en la práctica se presentan situaciones discretas representables a través de unos pocos valores de esa variable; ii) los daños producidos por inundaciones de distinto período suelen tipificarse en dos o a lo sumo tres situaciones cuya definición es esencialmente cualitativa: "alta" y "baja" probabilidad de ocurrencia; o "todos los años", "algunas veces", "rara vez"; iii) la caracterización de situaciones puede relacionarse con el período de retorno a través de los conceptos de crecidas ordinaria, extraordinaria y excepcional; si bien los hidrólogos no están totalmente de acuerdo en relación a las implicancias cuantitativas de estos conceptos y a menudo las legislaciones en materia de agua los definen para cada estado o país de manera diferente, existe una razonable coincidencia en cuanto a los órdenes de magnitud involucrados según se indica en la tabla siguiente:

Tabla 2.3 Caracterización de crecidas

Carácter de la crecida	Período de retorno asociado
Ordinaria	2 a 5 años
Extraordinaria	10 a 25 años
Excepcional	> 50 años

Fuente: Elaboración propia

Utilizando esta tabla como referencia es posible definir en todos los casos por lo menos tres situaciones correspondientes a las tres frecuencias descriptas;

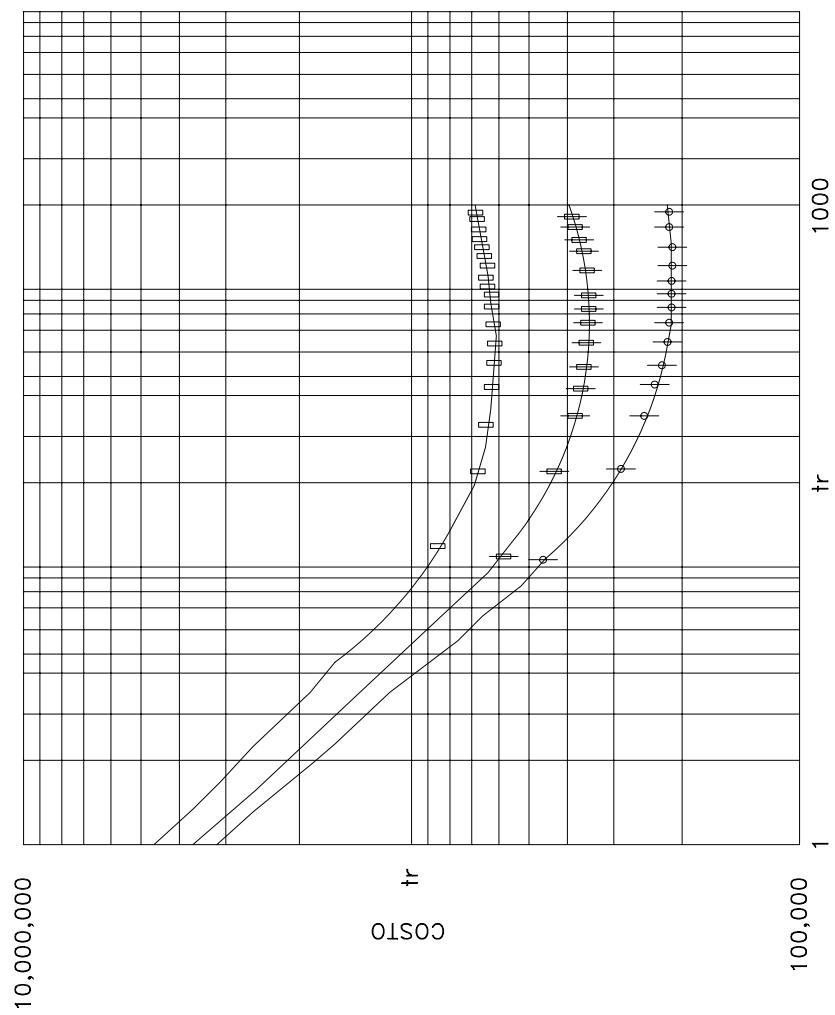


FIGURA 2-2

.- La cuantificación de beneficios puede hacerse de varias maneras:

- i) encuesta socioeconómica;
- ii) identificación en el campo de los beneficios y daños,
- iii) utilización de información secundaria existente (p. ej. si existen cuantificaciones de daños producidos por inundaciones pasadas).

Esta tarea se recomienda sea encarada en forma conjunta por el economista con el ingeniero ya que ambas especialidades resultan necesarias como se desprende de la siguiente lista de posibles fuentes de beneficios derivados del daño impedido:

Tabla 2.4 Evaluación de daños impedidos

Tipo de beneficio	Fuente/Procedimiento de evaluación
Aumento del valor de la propiedad inmueble o de la tierra	Consulta a las firmas de bienes raíces o a las compañías aseguradoras
Pérdida de bienes muebles, equipamiento o bienes personales en viviendas	Encuesta socioeconómica; consulta a tablas de compañías aseguradoras
Pérdida de mercadería, equipo y bienes muebles en comercios	Encuesta socioeconómica; revisión de contratos de seguros
Pérdida de equipamiento, equipo y bienes muebles en industrias	Encuesta socioeconómica; revisión de contratos de seguros

Pérdidas de cultivos Evaluación a partir del valor de la producción (Lps/ha x no. de ha anegadas)

Costos de reparación de la infraestructura vial Evaluación de campo (Lps/km x no. de km afectados)

Daños a la infraestructura de servicios: electricidad, teléfono, infraestructura sanitaria Consulta a las agencias involucradas

Pérdida de días de trabajo Encuesta socioeconómica; estimación en función de la duración de las crecidas

Aumento de los costos de operación de vehículos por demoras y empleo de rutas alternativas Evaluación a partir del costo de operación de vehículos y medición en mapas de las distancias incrementales

Fuente: Elaboración Propia

Una vez identificadas a nivel preliminar las alternativas de proyecto con sus respectivos costos y los beneficios correspondientes a cada uno, se prepara una curva de "daños vs. probabilidad" como se indica en la figura 2.3.

En dicha curva se indican en abscisas las probabilidades correspondientes a cada uno de los períodos de retorno analizados (típicamente los indicados en la tabla 2.3); recuérdese que, de acuerdo a la definición, la probabilidad de ocurrencia es la inversa del período de retorno. La certeza, esto es la

frecuencia anual de ocurrencia, tiene probabilidad uno; un fenómeno de 25 años de recurrencia, por ejemplo, tiene probabilidad 0.04, etc.

En el eje de las ordenadas se representan los daños asociados a cada uno de los fenómenos analizados para las situaciones sin proyecto y para cada una de las alternativas de proyecto desarrolladas. Cabe destacar que éstas son alternativas sólo en la frecuencia de diseño y representan, en cada uno de los tres casos típicos, la solución de mínimo costo para lograr los fines del proyecto, es decir anular o reducir al máximo las inundaciones para el período de retorno en cuestión.

Representando en forma conjunta las situaciones analizadas, el beneficio medio anual derivado de cada una de ellas es igual al área entre las curvas (de tipo "escalón" ya que se asume que entre las probabilidades analizadas el daño permanece constante) respectivas y la curva de la situación "sin proyecto".

Comparando el beneficio en cada caso con los costos asociados es posible determinar la recurrencia de diseño aconsejable que será la que resulte del indicador económico más adecuado en cada caso maximizando ya sea la tasa interna de retorno, la relación beneficio-costos, o el valor presente neto del beneficio.

Análisis de Riesgo

Los análisis descritos sirven para obtener la probabilidad de ocurrencia promedio (o período de retorno) asociada al diseño. Hay ciertas situaciones en las que el proyectista desea conocer la probabilidad de ocurrencia

de un evento dado durante un tiempo específico, por ejemplo la probabilidad asociada con crecientes de cierto Tr durante el período de construcción de la carretera.

La probabilidad P que una crecida con una probabilidad de ocurrencia promedio p sea excedida exactamente x veces durante un período de n años está dada por la siguiente expresión:

$$P = \binom{n}{x} (1-p)^{n-x} p^x \quad (9)$$

donde q es la probabilidad complementaria:

$$q = 1-p \quad (10)$$

y el número combinatorio está dado por:

$$\binom{n}{x} = \frac{n!}{x!(n-x)!} \quad (11)$$

Esta expresión de la probabilidad está basada en la distribución binomial o "de pruebas repetidas" debida a Bernouilli. El ejemplo clásico de este tipo de prueba es el del lanzamiento de la moneda: la expresión dada permite determinar cuál es la probabilidad de obtener x caras en n lanzamientos. La probabilidad promedio p en este caso es la de obtener una cara en un lanzamiento cualquiera (equivalente a la probabilidad promedio de una crecida o período de retorno); ese valor es 0.50 lo mismo que para las cruces (dicho de otra manera, en un número suficientemente grande de lanzamientos se obtendría el mismo número de caras que de cruces).

CURVA DAÑOS-PROBABILIDAD situación "sin proyecto"

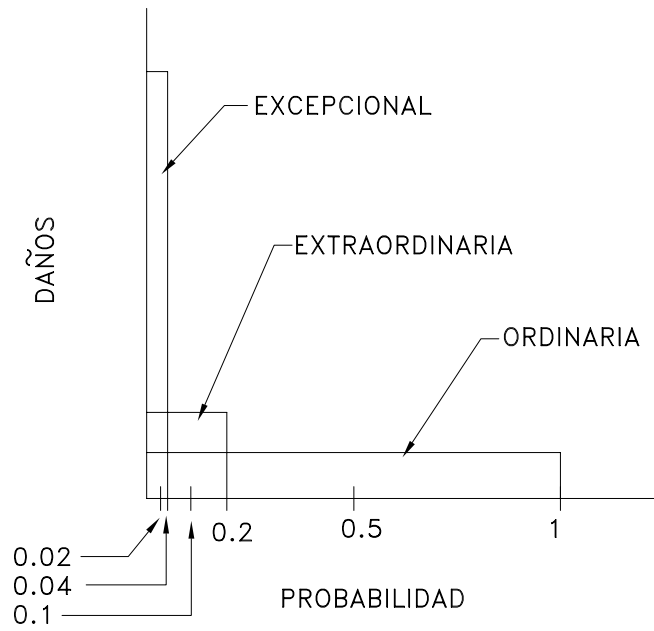


FIGURA 2-3

Haciendo $p = 1/Tr$ según la definición de período de retorno para el caso particular cuando $x = 0$, se tiene la probabilidad de no ocurrencia del fenómeno:

$$P_0 = \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (13)$$

en n años, siendo " n " la vida útil de la obra. La probabilidad de ocurrencia del fenómeno por lo menos una vez será la complementaria de la anterior:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{Tr}\right)^n \quad (12)$$

probabilidad que suele definirse como riesgo de ocurrencia de la crecida de diseño en la vida útil de la obra.

La tabla 2-5, elaborada a partir de la expresión anterior, puede utilizarse para determinar la probabilidad de ocurrencia de una crecida de recurrencia dada en un período específico.

Tabla 2.5. Probabilidad de que un evento de un período de recurrencia determinado sea igualado o excedido, durante duraciones diversas

n	1	5	10	25	50	100	200	500
Tr	R							
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2	0.50	0.97	0.999	*	*	*	*	*
5	0.20	0.67	0.89	0.996	*	*	*	*
10	0.10	0.41	0.65	0.93	0.995	*	*	*
50	0.02	0.10	0.18	0.40	0.64	0.87	0.98	*
100	0.01	0.05	0.10	0.22	0.40	0.63	0.87	0.993
200	0.005	0.02	0.05	0.12	0.22	0.39	0.63	0.92

* En estos casos R nunca puede ser exactamente uno, pero para todos los propósitos prácticos puede ser tomado como la unidad. (Fuente: Elaboración Propia)

En ella aparecen los valores de riesgo R en n años de un evento de frecuencia Tr ; por ejemplo, si una alcantarilla tiene una vida útil de 10 años y se la proyecta para evacuar una crecida de 50 años, existe un riesgo del 18% que en su vida útil sea sometida a una crecida igual o mayor que la de diseño.

En la figura 2.4 se presenta una interpretación gráfica de la misma expresión que puede ser utilizada para el análisis de riesgo (por ejemplo durante la construcción) y determinar el caudal de diseño de la obra de

desvío de un curso de agua. Cada contratista adoptará un riesgo diferente en función de su capacidad operativa, márgenes de utilidad, etc. En la misma figura se indican también las oportunidades asociadas a cada riesgo.

Resumen y Recomendaciones

La recurrencia de diseño es básicamente un concepto técnico-económico, por lo tanto debe ser manejado, para obras de cierta envergadura como puentes o sistemas de desagüe costosos, por un equipo de

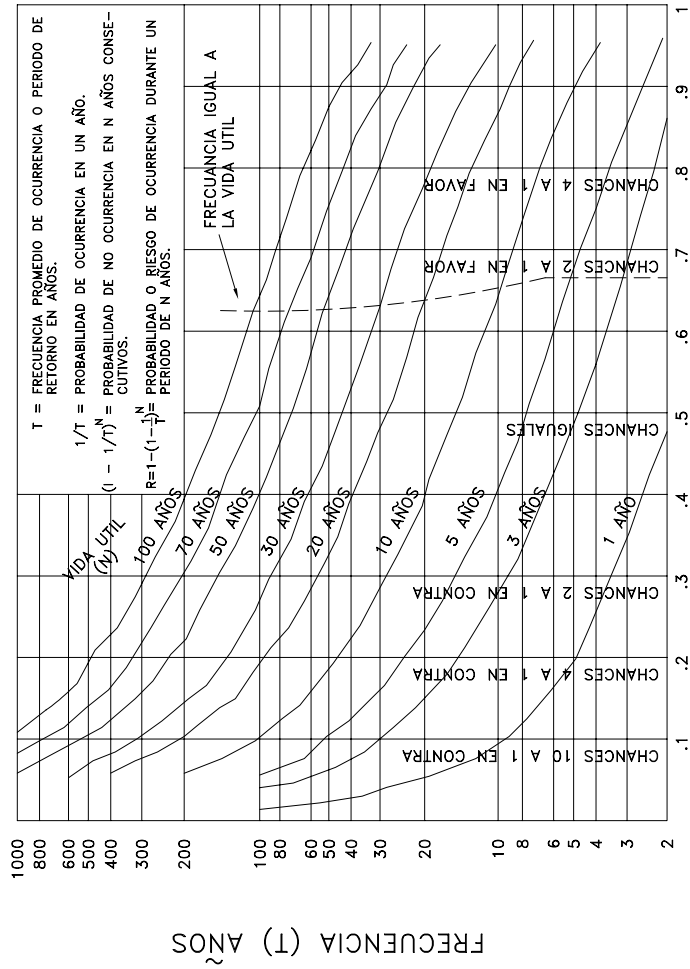
profesionales en las dos especialidades; cuando se trata de obras menores el proyectista podrá decidir a priori con herramientas sencillas el valor a utilizar.

El período de retorno a adoptar para el diseño de las obras de drenaje depende, como se demuestra en el análisis presentado, de múltiples factores pero en todos los casos con un carácter específico que no puede generalizarse. Si bien la extensión de Honduras probablemente permite suponer costos más o menos uniformes en todo el país (para una misma obra), los daños impedidos pueden variar considerablemente de un lugar a otro. La falta de mantenimiento preventivo

y reparatorio sistemático es otro factor a considerar: las condiciones en las cuales se diseñan son ideales, es decir, contando con la capacidad total de las estructuras dentro de los parámetros geométricos e hidráulicos previstos; ambos elementos pueden variar considerablemente en la realidad y generalmente por defecto por lo que se recomienda ser conservador en esta materia y seleccionar siempre las condiciones más desfavorables en el cálculo.

Por último, se recomienda que la evaluación de beneficios por el daño impedido, en caso de emplearse esa metodología, sea ejecutada en forma conjunta por el ingeniero y el economista ya que ambas especialidades resultan necesarias en tal caso.

PROBABILIDAD DE OCURRENCIA VS. VIDA UTIL



RIESGO DE OCURRENCIA

FIGURA 2-4

Bibliografía

- 1) "Hidrología para Ingenieros". Linsley - Kohler -Paulhus
Ed. Mc Graw-Hill Latinoamericana, 1977.
- 2) "Optimal Design for Highway Drainage Culverts". Journal of the Hydraulics Division
ASCE U.S.A., Jul. 1974.
- 3) "Highway Drainage Guidelines". AASHTO
U.S.A., 1992.
- 4) "Manual de Técnicas Estadísticas Usuales". Instituto Nacional de Tecnología Industrial.
Argentina, Oct. 1980.
- 5) "Highway Engineering Handbook", Woods. Ed.
Mc Graw-Hill. 1960.

SECCION 3: METODOS PARA LA ESTIMACION DE CAUDALES DE DISEÑO

Generalidades

Los procesos hidrológicos evolucionan en el espacio y en el tiempo en forma tal que pueden aceptarse como parcialmente aleatorios y parcialmente predecibles (o determinísticos) y, a menudo para su descripción y evaluación, se simulan con formulaciones y modelos matemáticos.

El diseño de muchas obras hidráulicas y de drenaje requiere la estimación de caudales provenientes de lluvias intensas que generan crecidas extraordinarias en los cursos superficiales de agua que cruzan la sección de interés. El análisis se realiza aplicando unas veces metodologías determinísticas que abarcan desde fórmulas empíricas hasta la simulación hidrológica e hidráulica de los eventos de crecida, usando para ello ábacos, nomogramas, tablas, hasta modelos matemáticos computacionales. Otras veces, se recurre a la variabilidad aleatoria del proceso hidrológico y se aplican formulaciones estadísticas y de probabilidad a las series históricas.

El éxito del análisis y de la estimación, sin embargo, está tanto en la disponibilidad de información cartográfica, topográfica y de las condiciones actuales de las cuencas y tramos de interés para la adopción de relaciones unitarias de lluvia-caudal como en la calidad y extensión de las series de registros históricos, ya sean éstos de lluvia para esquemas de precipitación-escorrentía o

eventos de crecida para la deducción de hidrogramas unitarios naturales.

La magnitud de las variables que intervienen en las diferentes etapas del Ciclo Hidrológico inicialmente expuesto: precipitación, infiltración y escurrimiento sobre el terreno, como las que representan la fisiografía, inciden en forma directa en la magnitud de los caudales de los cursos que concentran las aguas; sin embargo, el escurrimiento superficial proveniente de una pequeña subcuenca está más íntimamente relacionado con las condiciones del terreno, las prácticas de cultivo y uso de sus suelos y las condiciones de la vegetación natural en comparación con una cuenca grande donde el efecto de almacenamiento en la red hidrográfica impone una atenuación en los picos de avenida.

Muchas de las cuencas de tamaño importante, en nuestro país, están controladas por estaciones de observación de carácter permanente y es factible encontrar series históricas de caudal en los sitios de aforo; sin embargo, en las pequeñas cuencas siempre es necesario recurrir a métodos aproximados para la estimación de los caudales de diseño en las secciones de interés.

Es difícil dar una definición cuantitativa de lo que se entiende por cuenca pequeña en el sentido anteriormente expuesto dado que el tamaño no es el único factor que define su comportamiento; sin embargo, aceptaremos

por cuenca pequeña aquella cuya respuesta ante tormentas intensas de corta duración depende principalmente de factores topográficos y del manejo de los suelos y no de las características de su red hidrográfica. De acuerdo a lo anterior, cada uno de los métodos aplicables para la estimación de los caudales tendrá un rango de validez.

La aplicación de cada uno de estos procedimientos depende de la disponibilidad de datos, del tiempo para realizar las investigaciones y de la experiencia del diseñador.

Esta sección tiene por objeto incluir varias metodologías que permitan al ingeniero estimar los caudales de diseño de las estructuras de drenaje transversal de la ruta, apoyado en la disponibilidad de información y en el tamaño y características de la cuenca de interés. Cada procedimiento tiene debilidades inherentes a los procesos hidrológicos; por consiguiente, el calculista debe usarlos con criterio y, cuando le sea posible, deberá complementar los resultados con otro enfoque.

Métodos Probabilísticos

En algunos casos la variabilidad aleatoria del proceso hidrológico natural es grande comparada con su variabilidad determinística y se justifica el tratamiento aleatorio de los datos; de esta manera, el valor de una observación no está correlacionado con los valores de las observaciones adyacentes y las propiedades estadísticas de las mismas son consideradas iguales.

La determinación de crecidas de diseño mediante el método probabilístico, se basa en

la extrapolación de una distribución de probabilidades mediante la cual se han ajustado los valores de caudal máximos históricos, considerados aquí como muestras de una variable estadística continua; el método, por tanto, es adecuado para corrientes naturales permanentes que posean información hidrológica suficiente.

La curva de frecuencia de crecidas que asocia a cada evento una probabilidad de ocurrencia, puede obtenerse mediante el uso de funciones de distribución teóricas a las cuales se ajustan mejor los datos muestrales o por ajuste gráfico situando los datos históricos en un papel de probabilidades de diseño adecuado trazando luego una recta a estima. Un mínimo de 20 años es deseable, en ambos procedimientos, para tener una buena representatividad en los valores estimados.

Ajuste Analítico: Este procedimiento permite asociar los datos muestrales a un modelo probabilístico que los represente adecuadamente; muchos son los modelos recomendados por la literatura hidrológica y los coeficientes que relacionan la variable de interés con la probabilidad, se estiman en base a los parámetros estadísticos de las muestras que se determinan por varios procedimientos. Pruebas de bondad de ajuste pueden ser incorporadas al análisis a fin de indagar si la distribución teórica escogida se adapta a la distribución muestral.

Ajuste Gráfico: El hecho que los datos observados pueden mostrar una tendencia definida en un papel de probabilidades adecuado, aunque no siga exactamente la curva teórica que se desea ajustar a los mismos, conduce a realizar procedimientos gráficos para la estimación de valores

probables de los datos muestrales; el procedimiento permite, además, hacer una inspección visual del ajuste del conjunto ordenado de los mismos.

La obtención de la curva de frecuencias de crecidas por el método gráfico, consiste en ordenar los datos de los caudales históricos en forma decreciente y asociar a cada valor una probabilidad por su número de orden.

Es conveniente usar en este procedimiento las formas impresas especiales llamadas “de probabilidades” que deforman la escala de las abcisas (probabilidad) de tal manera que la curva de frecuencias se manifieste en una tendencia de fácil extrapolación y poder verificar el ajuste de los datos muestrales gráficamente. Si la pendiente del tramo final está bien definida, el gráfico permite una extrapolación moderada a valores de menor frecuencia; si se presentan puntos de inflexión, o los pares de valores no permiten trazar una curva representativa de los mismos, no se recomienda la extrapolación.

Más adelante se exponen procedimientos de cálculo aplicando algunas de las distribuciones teóricas más usuales para el análisis de caudales extremos a los registros históricos de una Estación Hidrométrica.

Características de la Información Necesaria-Fuentes

La confiabilidad de las estimaciones aumenta al aumentar también la longitud de los registros y la representatividad de los datos muestrales, los que se califican por los procedimientos hidrométricos realizados en el aforo de las corrientes, el registro de los niveles de crecida, la elaboración de las

curvas de descarga y las formas de extrapolación de las mismas. Por lo anterior, antes de iniciar un estudio de frecuencias de crecidas, los datos deben someterse a un cuidadoso análisis que asegure que las curvas de descarga utilizadas son válidas, que se han incorporado a las mismas los cambios de referencia en los limnímetros y limnigrafos y las variaciones de la sección de aforo y que durante la longitud de los registros no han habido obstrucciones en el río que cambien el régimen de las corrientes.

Los datos hidrológicos usualmente son presentados en orden cronológico y su magnitud se expresa en unidades convencionalmente aceptadas; los caudales y la lluvia, variables de interés, son expresadas en unidad de volumen por unidad de tiempo (m^3/seg) y unidad de espesor por unidad de tiempo ($mm/hora$), respectivamente.

Básicamente son tres instituciones gubernamentales las que recopilan la información hidrométrica y climática: El Departamento de Servicios Hidrológicos y Climatológicos, dependencia de la Dirección de Recursos Hídricos de la Secretaría de Recursos Naturales, la Unidad de Hidrología de la Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEE) y el Servicio Meteorológico Nacional, dependencia de la Dirección de Aeronáutica Civil de la Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, Transporte y Vivienda (SOPTRAVI).

Los datos disponibles usualmente constituyen series de duración completa las cuales poseen una relación de todos los valores registrados, horarios, diarios, etc.; sin embargo, éstos tienen poca significación en el análisis de frecuencia que nos ocupa, dado que el diseño de las estructuras viales usualmente está

gobernado por unos pocos valores críticos. Por lo anterior, dos tipos de datos son generalmente seleccionados de la serie total: las series de duración parcial y las series de duración de valores extremos.

Las series de duración parcial o series parciales, como comúnmente se les denomina, constituyen un conjunto de datos seleccionados de tal forma que su magnitud supera un valor determinado. Si el dato base es seleccionado de forma tal que el número de valores en la serie sea igual al número de años de registro, la serie es llamada: Serie de Excedencia Anual.

La serie de valores extremos incluye los valores mayores o menores que ocurren en cada uno de los intervalos de tiempo de igual longitud del registro; usualmente la longitud del intervalo de tiempo es un año; la serie así seleccionada es una Serie Anual. Cuando los datos son los valores mayores, es conocida como: Serie Anual de Valores Máximos.

Cuando el intervalo de tiempo disminuye, la dependencia entre las observaciones es mayor por la proximidad excesiva; además, puede resultar difícil verificar que todas las observaciones son independientes, por ello la serie utilizada más corrientemente es la serie anual. Por otra parte, existe una base teórica sólida para la extrapolación de datos de la serie anual más allá del intervalo de observación mientras que la teoría falla cuando se trata de datos de series parciales; también es práctica común elaborar los datos hidrológicos en base anual (en año calendario o año hidrológico) de tal forma que la serie anual se obtiene con facilidad.

No obstante lo anterior también hay

limitaciones en los datos anuales como el hecho que cada año viene representado por un acontecimiento únicamente; sin embargo, el segundo acontecimiento en orden de magnitud de un año determinado, puede ser más elevado que el mayor de algún otro año a pesar de lo cual no se tiene en cuenta. En concordancia con esto, un acontecimiento de una magnitud dada tendrá un período de retorno diferente en cada una de las dos series.

Sin embargo, para los períodos de retorno que exceden diez años carece de importancia la distinción entre las series parcial y anual y es posible pasar de la serie anual (fácilmente calculable) a la serie parcial (más realista) por medio de la relación deducida por Ven T. Chow:

$$T_e = \frac{1}{\ln \left(\frac{T}{T-1} \right)} \quad (1)$$

T_e = período de retorno de la serie parcial

Distribuciones de Valores Máximos más Usuales

Existe, en la literatura hidrológica, una variedad de procedimientos que permite estimar valores del caudal para diferentes frecuencias mediante el ajuste de distribuciones teóricas o la graficación de los datos muestrales como se dijo; a continuación se proporcionan tres de las más usuales:

a) Distribución de Gumbel

La teoría de valores extremos, comúnmente usada para la estimación de crecidas, fue

introducida por Fréchet (1927) y Fisher (1928) y sus fundamentos están expuestos en los textos de estadística hidrológica.

Consideremos el conjunto independiente de variables al azar: W_j , $j=1,2,3,\dots,n$ con una función de distribución acumulada común

$G(x)$, donde x es un valor observado y n es el número de datos equiespaciados dentro de un período fijo, comúnmente un año; sea además $W_{(1)}, W_{(2)}, W_{(3)}, \dots, W_{(n)}$ la serie de datos ordenada por su magnitud para la cual su distribución es:

$$Pr(W_{(n)} \leq x) = Q_n(x) = Pr(W_1 \leq x) Pr(W_2 \leq x) Pr(W_3 \leq x) \cdots Pr(W_n \leq x) = G(x)^n \quad (2)$$

donde Pr es la probabilidad.

Cuando n crece indefinidamente, $Q_n(x)$ se aproxima a uno de los tres tipos de funciones asintóticas conocidas como funciones de valores extremos tipo I, II y III. En el primer tipo, x es una variable ilimitada; el segundo y tercer tipo tratan con variables con límites inferior y superior, respectivamente. Dado que la distribución tipo I fue inicialmente desarrollada y aplicada a eventos de crecida por Gumbel, se conoce como Función de Distribución de Gumbel y la forma comúnmente usada, cuando n tiende a infinito, es la relación doblemente exponencial siguiente:

$$Fx = e^{-e^{-a(x-u)}} \quad (3)$$

donde Fx es la probabilidad de *no* ocurrencia de un evento, e la base de los logaritmos Neperianos; a y u son constantes que relacionan parámetros estadísticos de la muestra.

Siguiendo la notación original de Gumbel y usando la variable reducida $y = a(x-u)$, la forma básica anterior se transforma en:

$$Fx = e^{-e^{-y}} \quad (4)$$

La función de densidad (la derivada de Fx), queda expresada por la relación siguiente:

$$fx = e^{-y} e^{-e^{-y}} \quad (5)$$

Al tomar los logaritmos Neperianos, la ecuación toma la forma:

$$y = -\ln(-\ln Fx) \quad (6)$$

y puesta en función del período de retorno $T_R = 1/(1-Fx)$, toma la forma:

$$y = -\ln \left[-\ln \left(1 - \frac{1}{T_R} \right) \right] \quad (7)$$

ecuación que permite calcular el valor de y para una frecuencia o período de retorno deseado. En la tabla 3.1 se proporcionan valores de y para diferentes períodos de retorno.

Una expresión diferente puede darse despejando x en la expresión de variable reducida:

$$x = \frac{y}{a} + u \quad (8)$$

Dado que existen varias aproximaciones posibles para determinar los valores de los parámetros a y u a partir de las series anuales, Gumbel resolvió ésto aplicando el método de cuadrados mínimos a la ecuación (8) obteniendo de esta manera las expresiones:

$$u = x_{med} - S_x \frac{Y_n}{S_n} \tag{9}$$

y

$$a = \frac{S_n}{S_x} \tag{10}$$

donde x_{med} y S_x representan la media aritmética y la desviación estándar de la serie de datos:

$$x_{med} = \frac{\sum x}{n} \tag{11}$$

$$S_x = \left[\frac{\sum (x - x_{med})^2}{n - 1} \right]^{0.5} \tag{12}$$

Y_n y S_n son valores de la media y la desviación estándar reducidas que dependen del tamaño de la muestra y que se proporcionan en las tablas 3.4 y 3.5, respectivamente.

Introduciendo (9) y (10) en (8) las expresiones se reducen a:

$$x = x_{med} + \frac{S_x(y - Y_n)}{S_n} \tag{13}$$

que, como se ha demostrado en la mayoría de las funciones aplicables a los análisis hidrológicos, toman la forma:

$$K = \frac{y - Y_n}{S_n} \tag{14}$$

donde el factor K , conocido como factor de frecuencia, varía según el método de aproximación que se trate; en la distribución de método de Gumbel la relación correspondiente es:

$$x = x_{med} + KS_x \tag{15}$$

Tabla 3.1 Período de retorno en función de la variable reducida

Años	Variable reducida y
1.58	0.000
2	0.367
2.33	0.579
5	1.500
10	2.250
20	2.970
25	3.199
50	3.902
100	4.600
200	5.296

Ejemplo 1
Para entender mejor el método de Gumbel, se incluye a continuación, un ejercicio numérico.

Se trata de los caudales instantáneos máximos anuales estimados en una sección de un río donde existen registros históricos obtenidos en una Estación Hidrométrica

permanente como se presentan en la tabla 3.2 siguiente.

Se desea ajustar los registros (tomados aquí como datos muestrales) a la función de la distribución de Gumbel y estimar el caudal que podría presentarse con un período de retorno de 25 años.

Tabla 3.2 Estación: PORVENIR; Río: San Juan
Cuenca: San Juan - Caudales instantáneos máximos anuales

Año	Q (m3/seg)	Q (ord.)	(Q-Qmed) ²	m	Probabilidad (100(m/n+1))
1980	161.1	408.6	48749.7	1	6.25
1981	30.0	366.8	32038.6	2	12.50
1982	172.0	354.3	27720.0	3	18.75
1983	106.9	301.7	12971.7	4	25.00
1984	130.9	272.6	7189.9	5	31.25
1985	146.9	172.0	249.9	6	37.50
1986	301.7	161.1	713.2	7	43.75
1987	366.8	146.9	1673.4	8	50.00
1988	146.8	146.8	1681.6	9	56.25
1989	72.0	130.9	3238.4	10	62.50
1990	49.4	106.9	6545.9	11	68.75
1991	354.3	97.1	8227.7	12	75.00
1992	97.1	72.0	13411.2	13	81.25
1993	408.6	49.4	19156.4	14	87.50
1994	272.6	30.0	24902.9	15	93.75

$$Q_{\text{med}} = \sum Q/n = 2817.1/15 = 187.81$$

con $T_R = 25$ y de la Ec (7) o de la tabla 3.1:

$$S_x = (\sum (Q - Q_{\text{med}})^2 / (n - 1))^{0.5} = (208470.5 / 14)^{0.5} = 122.03$$

$$y = 3.199$$

Se desea estimar el caudal de 25 años;

Asimismo, de las tablas 3.4 y 3.5 con $n= 15$ años:

$$Y_n = 0.5128 \text{ y } S_n = 1.0206$$

$$Q_{25} = 509.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

y con la Ec (15) finalmente:

La tabla siguiente proporciona valores del caudal probable para diferentes períodos de retorno.

$$Q_{25} = 187.81 + (122.03/1.0206)(3.199 - 0.5128)$$

Tabla 3.3 Estación: PORVENIR; Río: San Juan
CAUDALES PROBABLES SEGUN LA DISTRIBUCION DE GUMBEL

Período de retorno (años)	Caudal (m ³ /seg)
2	170.4
5	305.9
10	395.6
20	481.7
50	593.1

Los valores probables del caudal pueden graficarse en el llamado papel de probabilidades sugerido por Gumbel, que permite la linearización de la forma doblemente exponencial de su distribución, graficando valores del período de retorno a distancias proporcionales a las diferencias entre los valores de las variables reducidas correspondientes, mediante la ecuación:

$$Xy = -\ln [\ln T_R - \ln (T_R - 1)] \quad (16)$$

El procedimiento permite fácil extrapolación de la distribución y la estimación de valores de frecuencia reducida.

La forma usada para el gráfico de la figura 3.1 es un papel de probabilidades extremas como fue sugerido por Gumbel y en el mismo se han anotado en forma correspondiente, los valores del Ejemplo 1 (Tabla 3.3).

FIGURA 3.1
ESTACION EL PORVENIR
Río San Juan
Caudales Probables
Según la Distribución de Gumbel

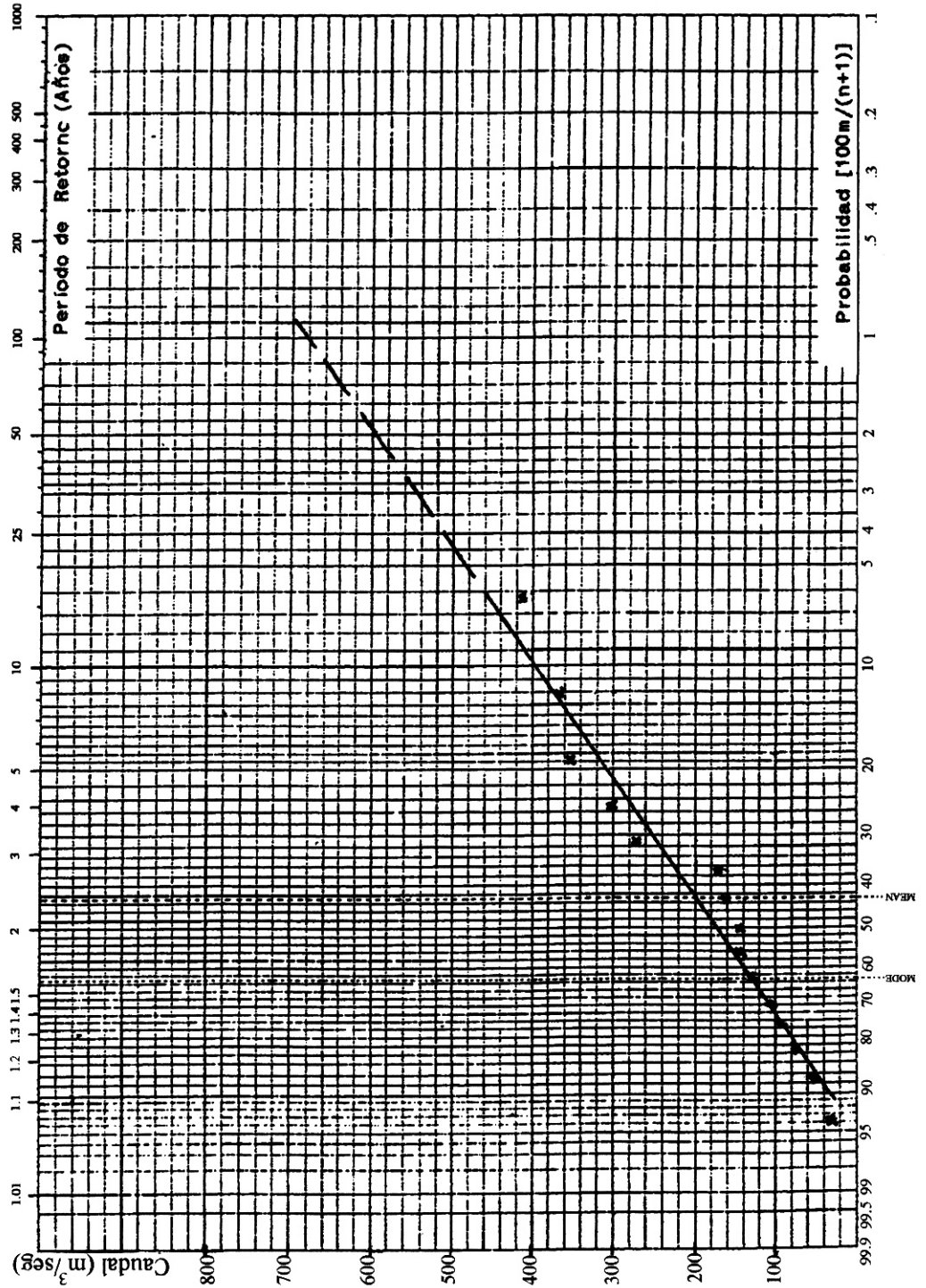


Tabla 3.4
VALORES DE LA MEDIA REDUCIDA (Y_n)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.4952	0.4996	0.5035	0.5070	0.5100	0.5128	0.5157	0.5181	0.5202	0.5220
20	0.5236	0.5252	0.5258	0.5283	0.5296	0.5309	0.5320	0.5332	0.5343	0.5353
30	0.5362	0.5371	0.5380	0.5388	0.5396	0.5402	0.5410	0.5418	0.5424	0.5430
40	0.5436	0.5442	0.5448	0.5453	0.5458	0.5463	0.5468	0.5473	0.5477	0.5481
50	0.5485	0.5489	0.5493	0.5497	0.5501	0.5504	0.5508	0.5511	0.5515	0.5518
60	0.5521	0.5524	0.5527	0.5530	0.5533	0.5535	0.5538	0.5540	0.5543	0.5545
70	0.5548	0.5550	0.5552	0.5555	0.5557	0.5559	0.5561	0.5563	0.5565	0.5567
80	0.5569	0.5570	0.5572	0.5574	0.5576	0.5578	0.5580	0.5581	0.5583	0.5585
90	0.5586	0.5587	0.5589	0.5591	0.5592	0.5593	0.5595	0.5596	0.5598	0.5599
100	0.5560									

Tabla 3.5
VALORES DE LA DESVIACION TIPICA REDUCIDA (S_n)

n	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0.9496	0.9676	0.9833	0.9971	1.0095	1.0206	1.0316	1.0411	1.0493	1.0565
20	1.0628	1.0696	1.0754	1.0811	1.0864	1.0915	1.0961	1.1004	1.1047	1.1086
30	1.1124	1.1159	1.1193	1.1226	1.1255	1.1285	1.1313	1.1339	1.1363	1.1388
40	1.1413	1.1436	1.1458	1.1480	1.1499	1.1519	1.1538	1.1557	1.1574	1.1590
50	1.1607	1.1623	1.1638	1.1658	1.1667	1.1681	1.1696	1.1708	1.1721	1.1734
60	1.1747	1.1759	1.1770	1.1782	1.1793	1.1803	1.1814	1.1824	1.1834	1.1844
70	1.1854	1.1863	1.1873	1.1881	1.1890	1.1898	1.1906	1.1915	1.1923	1.1930
80	1.1938	1.1945	1.1953	1.1959	1.1967	1.1973	1.1980	1.1987	1.1994	1.2001
90	1.2007	1.2013	1.2020	1.2026	1.2032	1.2038	1.2044	1.2049	1.2055	1.2060
100	1.2065									

b) Distribución Log Pearson III

Otro conjunto de funciones de probabilidad son las derivadas por K. Pearson quien propuso originalmente en su trabajo investigativo diferentes tipos de funciones de densidad para ajustar virtualmente cualquier distribución las que, no obstante tener pocas bases analíticas, han sido muy usadas en aplicaciones prácticas.

La distribución Pearson Tipo III fue aplicada originalmente al análisis de crecidas en 1924; básicamente está representada por constantes

que relacionan la media aritmética como valor de tendencia central, con la dispersión y la asimetría de la función de densidad, representados por la desviación típica y el coeficiente de sesgo de la serie de datos.

Cuando la distribución es aplicada a los logaritmos (de cualquier base) de los caudales de avenida, usualmente de base 10, la distribución es conocida como la función de Log Pearson Tipo III. Esta función ha sido recomendada según el Bulletin 17B del U.S Water Resources Council como una distribución base para el análisis de

frecuencias de crecidas a fin de tener un procedimiento uniforme y consistente en la planificación de las obras.

Al usarse como evento $Q_y = \log Q$, la ecuación general de distribución de frecuencias también queda convertida en la forma general:

$$\log Q = Q_y = Q_{y, med} + KS_y \quad (17)$$

donde el valor de K , como se expresó anteriormente, es el factor de frecuencia y comúnmente se encuentra tabulado en textos de estadística hidrológica.

Para propósitos de este documento, se prepararon ecuaciones para facilitar la obtención de factor de frecuencia K ; la Tabla 3-8 proporciona una relación de este coeficiente en función del período de retorno (T_R) y el valor de asimetría o sesgo.

La distribución Log Pearson III, también puede representarse gráficamente en un papel de probabilidades con escala logarítmica; no obstante, por la presencia de sesgo, la gráfica tomará una curvatura acorde con el signo del coeficiente de asimetría estimado de los valores de caudal observados.

Cuando se transforman los eventos de caudal Q en sus logaritmos, los momentos respectivos se estiman de la siguiente forma:

$$Q_{y, med} = \frac{\sum Q_y}{n} \quad (18)$$

$$S_y = \left[\frac{\sum (Q_y - Q_{y, med})^2}{(n-1)} \right]^{0.5} \quad (19)$$

$$g_y = \frac{n \sum (Q_y - Q_{y, med})^3}{(n-1)(n-2)(S_y)^3} \quad (20)$$

Ejemplo 2

El ejercicio numérico siguiente permitirá comprender mejor la aplicación de la distribución Log Pearson III.

Como en el ejemplo anterior, también se trata de los caudales instantáneos máximos anuales estimados en una sección de un río de interés, con registros históricos obtenidos en una Estación Hidrométrica permanente, como se presentan en la tabla 3.6 siguiente. Se desea ajustar los registros a la función de distribución Log Pearson III y estimar el caudal que podría presentarse con un período de retorno de 25 años.

Tabla 3.6 Estación: GLORIA; Río: San Juan
Cuenca: San Juan CAUDALES INSTANTANEOS MAXIMOS ANUALES

Año	Q (m3/seg)	Q (ord)	$Q_v = \log Q$	$(Q_v - Q_{vmed})^2$	$(Q_v - Q_{vmed})^3$	m	100(m/n+1)
1978	209.4	531.1	2.72518	0.182141	0.077734	1	5.56
1979	59.0	476.8	2.67834	0.144354	0.054846	2	11.11
1980	223.6	460.6	2.66332	0.133172	0.048598	3	16.67
1981	139.0	392.2	2.59351	0.087091	0.025701	4	22.22
1982	170.2	354.4	2.54949	0.063050	0.015832	5	27.78
1983	146.9	318.9	2.50365	0.042131	0.008648	6	33.33
1984	392.2	223.6	2.34947	0.002609	0.000133	7	38.89
1985	476.8	209.4	2.32098	0.000510	0.000012	8	44.44
1986	190.8	190.8	2.28058	0.000317	-0.000006	9	50.00
1987	93.9	170.2	2.23096	0.004548	-0.000307	10	55.56
1988	64.2	164.1	2.21511	0.006937	-0.000578	11	61.11
1989	460.6	146.9	2.16702	0.017259	-0.002267	12	66.67
1990	126.2	139.0	2.14301	0.024143	-0.003751	13	72.22
1991	531.1	126.2	2.10106	0.038942	-0.007685	14	77.78
1992	354.4	93.9	1.97267	0.106101	-0.34560	15	83.33
1993	318.9	64.2	1.80754	0.240945	-0.118271	16	88.89
1994	164.1	59.0	1.77085	0.278303	-0.146817	17	94.44
Suma	4121.3	4121.3	39.07274	1.372553	-0.08274		

Los momentos de la serie natural son:

$$Q_{med} = 242.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$s_x = 150.61 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$g_y = 0.6806$$

y de la serie transformada ($Q_y = \log Q$)

Ec(18), Ec(19) y Ec(20):

$$Q_{ymed} = 39.07274/17 = 2.298396$$

$$s_y = (1.372553/16)^{0.5} = 0.29289$$

$$g_y = 17(-0.08274)/16 \times 15(.29289)^3 = -0.233$$

Según la Ec(21) y los coeficientes de la tabla 3.8, para $Tr = 25$ años y $g = -0.233$:

$$K = 1.7511910149 + 0.3466418803 (-0.233) - 0.0496790546 (-0.233)^2 - 0.0074651229 (-0.233)^3 + 0.0024775221 (-0.233)^4 - 1.3591385988 \times 10^{-4} (-0.233)^5 - 4.6930809625 \times 10^{-5} (-0.233)^6$$

$$K = 1.667828246$$

De Ec (17):

$$\log Q = 2.298396 + 1.66782824 (0.292899)$$

$$\log Q = 2.786886213$$

$$Q = 612.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

La tabla siguiente proporciona valores del caudal probable para diferentes períodos de retorno.

Tabla 3.7 Estación: Gloria; Río: San Juan; Caudales Probables según la Distribución Log Pearson III

Período de retorno (años)	Caudal (m ³ /seg)
2	204.1
5	352.9
10	463.1
25	612.2
50	728.6

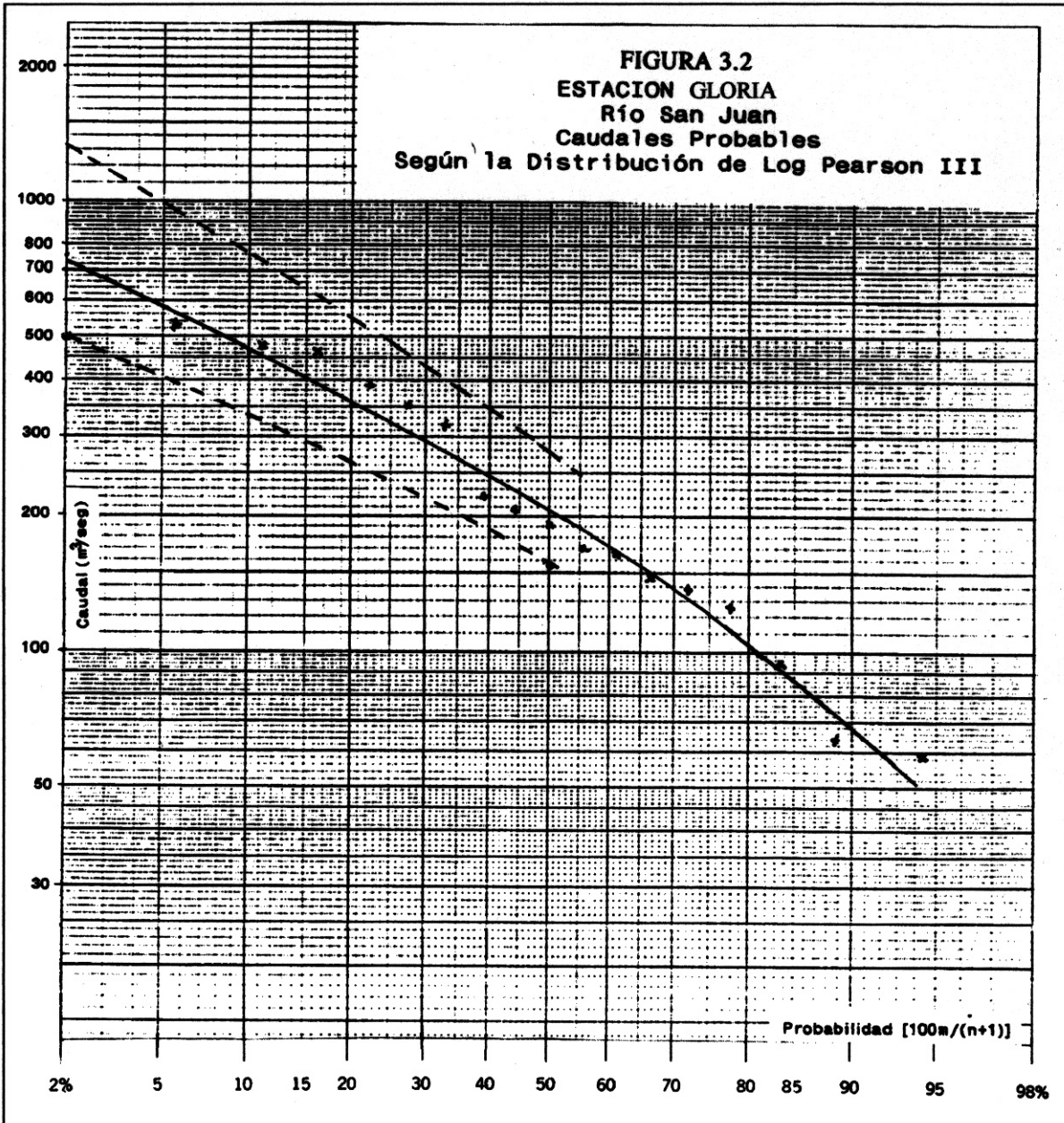
Los valores probables del caudal del Ejemplo 2 también fueron llevados a un gráfico de Log-Probabilidades, como se aprecia en la figura 3.2.

Puede observarse la tendencia no recta que toman los valores debido al sesgo de la serie y estar planteados los mismos en un papel Log normal.

Tabla 3.8 Ecuaciones para el cálculo de los factores de frecuencia (K) para aplicar en la distribución Log Pearson III

Exponente	T _R = 2	T _R = 5	T _R = 10
0	0.0	0.8416607240	1.2816446858
1	-0.1670581942	-0.0491047880	0.1073152455
2	0.0	-0.0371070627	-0.0485687881
3	0.0030400584	0.0020851967	-6.36321100987x10 ⁻⁴
4	0.0	-1.9913420158x10 ⁻⁴	5.50450144640x10 ⁻⁴
5	9.6034959624x10 ⁻⁵	-6.9190847253x10 ⁻⁵	-1.85101216340x10 ⁻⁴
6	0.0	5.0066006051x10 ⁻⁵	4.2504016649x10 ⁻⁴

Exponente	T _R = 25	T _R = 50	T _R = 100
0	1.7511910149	2.0541287267	2.326290517
1	0.3466418803	0.5399266344	0.7401397655
2	-0.0496790546	-0.0416833954	-0.0266446745
3	-0.0074651229	-0.0146536290	-0.0233239627
4	0.0024775221	0.0043409520	0.0059981272
5	-1.3591385988x10 ⁻⁴	6.8988601667x10 ⁻⁵	4.1230520168x10 ⁻⁴
6	-4.6930809625x10 ⁻⁵	-1.6665237062x10 ⁻⁴	-2.9277523071x10 ⁻⁴



$$K = a_0 + a_1g + a_2g^2 + a_3g^3 + a_4g^4 + a_5g^5 + a_6g^6 \quad (21)$$

g = coeficiente de sesgo

c) Método de Weibull

El análisis de probabilidades también puede realizarse en una forma rápida y menos elaborada a través de un procedimiento gráfico, estimando los valores de frecuencia de los datos en la serie ordenada de los mismos.

El procedimiento permite verificar, por comparación gráfica, que la distribución de probabilidades teórica se ajusta adecuadamente a un conjunto ordenado de los datos hidrológicos históricos, cuya frecuencia observada se ha asignado previamente.

La posición se determina por el valor de probabilidad que se asigna a cada uno de los eventos que van a graficarse. Se han propuesto numerosos métodos para la determinación de estas posiciones, la mayoría de los cuales son empíricos y relacionan el total de términos de la serie con el número de orden del mismo. Si el número total de las observaciones es n y m es el número de orden en la serie arreglada en forma descendente, la probabilidad de excedencia del m -ésimo valor mayor, x_m , en el límite de n , se expresa por:

$$P(\geq x_m) = \frac{m}{n} \quad (22)$$

Esta simple fórmula, conocida como método California por ser el lugar donde primero se

usó, produce valores que pueden ser difíciles de graficar en una escala de probabilidades.

De igual manera resulta cuando la relación anterior se modifica a:

$$P(\geq x_m) = \frac{m-1}{n} \quad (23)$$

porque aún cuando esta relación no produce una probabilidad del cien por ciento, sí obtiene una probabilidad cero para el primer dato que también puede ser difícil de graficar.

Las ecuaciones anteriores representan los límites dentro de los cuales deberán localizarse las posiciones gráficas apropiadas; por ello, se han hecho diferentes intentos por modificar esta relación sin perder representatividad en la magnitud de las frecuencias relativas que se asignan a los datos ordenados. La mayor parte de las fórmulas de posición gráfica se representan por la forma general siguiente:

$$P(\geq x_m) = (m - \frac{b}{n} + 1 - 2b) \quad (24)$$

donde b es un parámetro que depende de las condiciones de representatividad de la fórmula.

De todos los planteamientos desarrollados para obtener posiciones gráficas de un conjunto de eventos, la de Weibull constituye un término medio y posee mayor justificación

estadística porque establece que si n valores están distribuidos uniformemente entre 0 y 100% de probabilidad, habrá $n+1$ intervalos, dos en los extremos y $n-1$ entre los datos. La relación se expresa de la siguiente manera:

$$P(\geq x_m) = \frac{m}{n+1} \quad (25)$$

e indica un período de retorno un año más allá que el período de registro histórico. Aquí:

n = es el número de años de registro y,

m = el rango o número de orden de los eventos ordenados en forma descendente.

El inverso de esta expresión es equivalente con el período de retorno T_R y fue adoptado como el método estándar para estimar las posiciones gráficas por el US Water Resources Council en 1981.

Ejemplo 3

Se trata de los caudales instantáneos máximos anuales observados en un curso superficial con aforos y registros de nivel permanentes cuya serie se proporciona en la tabla 3.9 siguiente. Se desea ajustar los registros a una función de distribución experimental por el procedimiento gráfico y estimar el caudal que podría presentarse con un período de retorno de 25 años.

Tabla 3.9 Estación: Dolores; Río: San Juan; Cuenca: San Juan
Caudales Instantáneos Máximos Anuales

Año	Q (m3/seg)	Q (ord)	m	Probabilidad de Weibull
1978	90.6	306.5	1	6.25
1979	22.5	275.1	2	12.50
1980	172.0	265.7	3	18.75
1981	80.2	226.2	4	25.00
1982	98.1	204.4	5	31.25
1983	82.6	172.0	6	37.50
1984	226.2	98.1	7	43.75
1985	306.5	90.6	8	50.00
1986	86.7	86.7	9	56.25
1987	54.0	82.6	10	62.50
1988	37.1	80.2	11	68.75
1989	265.7	72.8	12	75.00
1990	72.8	54.0	13	81.25
1991	275.1	37.1	14	87.50
1992	204.4	22.5	15	93.75
Suma	2074.5	2074.5		

De los valores de la tabla 3.9 anterior :

$$Q_{med} = 9 Q/n = 2074.5 /15 = 138.3 \text{ (m}^3/\text{s)}$$

Luego, las probabilidades de excedencia de los caudales históricos ordenados en forma descendente han sido estimadas por el método de Weibull, sus valores graficados en el papel Log-Probabilidad y a través de sus puntos se ha trazado una recta a estima representada por la línea de trazos que permite valorar los caudales probables extremos de poca frecuencia por extrapolación de la misma.

El valor deseado, es decir el caudal con un período de retorno de 25 años, se estima en:

$$Q_{25} = 500 \text{ m}^3/\text{s}$$

Del mismo modo que los gráficos de las figuras 3.1 y 3.2, la figura 3.3 muestra la tendencia de los valores estimados y permite una rápida verificación preliminar del acomodo de las frecuencias observadas y las probabilidades esperadas estimadas, sin realizar pruebas estadísticas de bondad de ajuste, observando en el gráfico la mayor o menor separación de los puntos que representan los datos muestrales con la gráfica de los valores teóricos obtenidos por un ajuste analítico.

Prueba de Datos Dudosos

Algunas veces, cuando se gratifican los registros, se observan puntos que se apartan significativamente de la tendencia que muestra la mayoría de los datos restantes y su retención o eliminación afecta los parámetros estadísticos muestrales especialmente cuando las series son cortas.

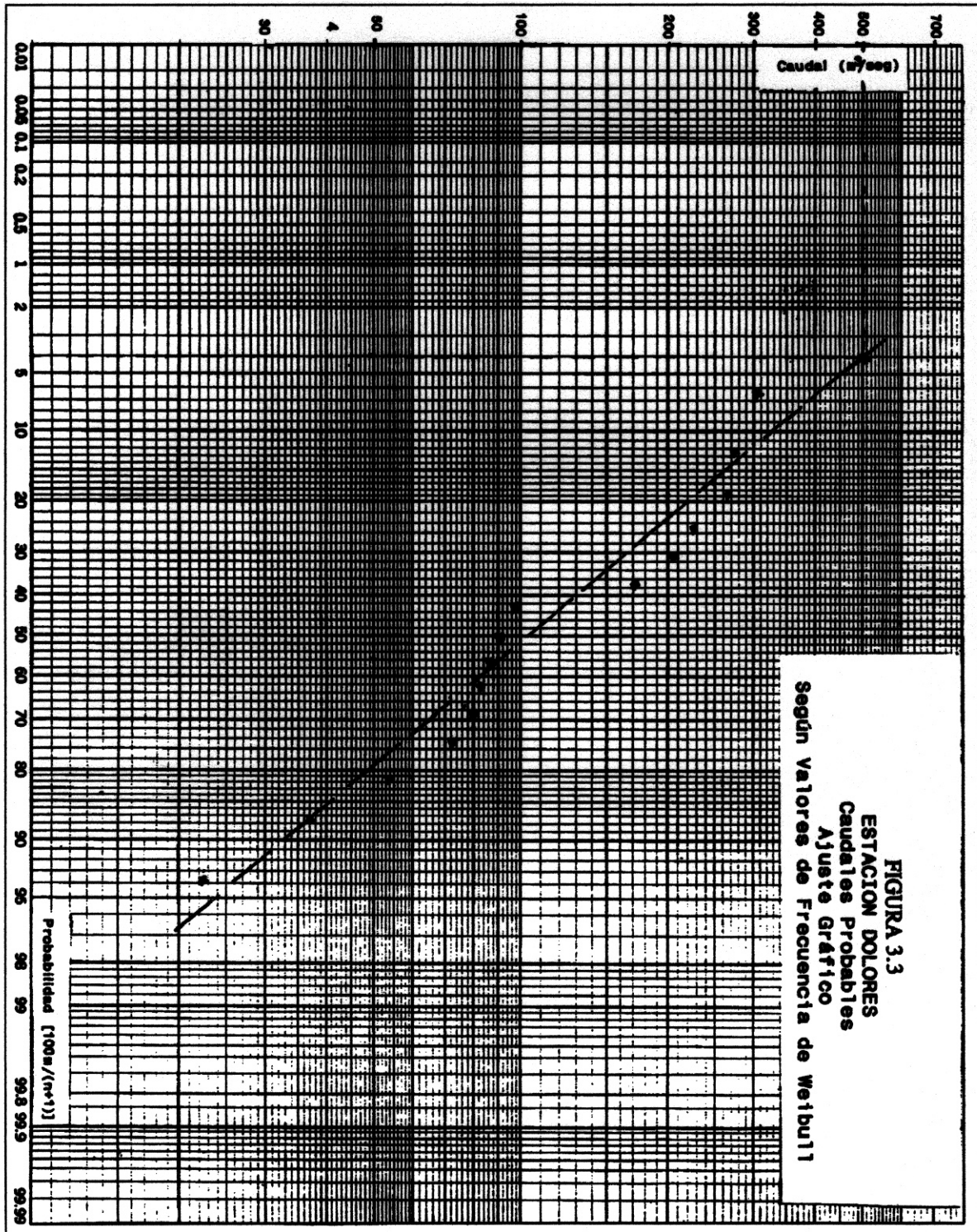
De acuerdo con el Water Resources Council

(WRC), cuando los valores de sesgo puntuales son superiores a 0.4 ($g > 0.4$), deben realizarse pruebas para detectar datos dudosos altos; si $g < -0.4$, deben realizarse pruebas para detectar datos dudosos bajos y cuando la asimetría se encuentra dentro de este rango deben aplicarse pruebas para detectar tanto datos dudosos altos como bajos antes de eliminar cualquier valor. La ecuación de frecuencia siguiente adoptada por el WRC, permite detectar datos dudosos altos:

$$y_A = y_{med} + K_n S_y \quad (26)$$

aquí y_A es el umbral de los datos dudosos altos en unidades logarítmicas, y_{med} y S_y son los parámetros muestrales y K_n es un valor tabulado (Tabla 3-10), para diferentes tamaños de la muestra n , usado por el WRC en pruebas de un lado para detectar valores dudosos al nivel de significación de 10% en datos normalmente distribuidos. Si el logaritmo de un valor de la muestra es mayor que y_A , en la ecuación anterior, éste es considerado un dato dudoso alto.

Sin embargo, los caudales extremos considerados como dudosos siempre deben compararse con los archivos hidrológicos de la estación y de áreas vecinas; muchas veces en la narración de los sucesos históricos se incluye información sobre inundaciones inusuales cuya magnitud no se conoce o no está comprendida en los registros sistemáticos. De acuerdo al Water Resources Council (1981), si la información disponible indica que un dato dudoso alto es el máximo de un período extenso, el valor dudoso es tratado como dato de una inundación histórica excepcional y es excluido del análisis. Si no hay información



histórica disponible para comparar con los datos dudosos altos, entonces el dato debe ser retenido como parte de los registros sistemáticos.

Una ecuación similar fue adoptada por el WRC para detectar datos dudosos bajos:

$$y_B = y_{med} - K_n s_y \quad (27)$$

donde y_B es el umbral de los datos dudosos bajos. Los caudales de avenida considerados bajos, son suprimidos de los registros y luego una distribución de probabilidad conveniente se ajusta a los valores restantes.

Ejemplo 4

Utilizando los datos del Ejemplo 2 anterior,

determine si existen datos dudosos en la serie disponible.

Con $n=17$, el número de registros de la serie y los parámetros muestrales de la misma, obtenemos el umbral de los datos dudosos altos que será:

a) $K_n = 2.309$ (Tabla 3.10)

b) dato dudoso alto

$$y_A = 2.298396 + 2.309 \times 0.29289$$

$$y_A = 2.974679$$

$$Q_A = (10)^{2.974679} = 943.36 \text{ m}^3/\text{s}$$

c) dato dudoso bajo

$$y_B = 2.298396 - 2.309 \times 0.29289$$

$$y_B = 1.622113$$

$$Q_B = (10)^{1.622113} = 41.89 \text{ m}^3/\text{s}$$

Al examinar la serie de datos, tabla 3.6, apreciamos que los valores máximo y mínimo de la misma, están bajo y sobre los umbrales estimados.

Tabla 3.10 VALORES DE K_n PARA LA PRUEBA DE DATOS DUDOSOS

Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n	Tamaño de muestra n	K_n
10	2.036	21	2.408	32	2.591
11	2.088	22	2.429	33	2.604
12	2.134	23	2.448	34	2.616
13	2.175	24	2.467	35	2.628
14	2.213	25	2.486	36	2.639
15	2.247	26	2.502	37	2.650
16	2.279	27	2.519	38	2.661
17	2.309	28	2.534	39	2.671
18	2.335	29	2.549	40	2.682
19	2.361	30	2.563	41	2.692
20	2.385	31	2.577	42	2.700

Adoptada por el WRC (1981)

Confiabilidad del Análisis

La confiabilidad de los resultados, después de un análisis de probabilidades, depende de lo bien que se aplique el modelo estadístico adoptado. La estima de un parámetro poblacional dada por un solo número, se llama estima de punto del parámetro y la estima dada por dos números, entre los cuales se espera que razonablemente caiga el valor correcto, se llama estima de intervalo; el rango entre estos dos números es conocido usualmente como *intervalo de confianza* y su tamaño depende del nivel de confianza β deseado. Cuando la serie de datos es corta, es conveniente adoptar estos niveles extremos y trazar *límites de confianza* alrededor de la relación de probabilidad estimada.

A cada nivel de confianza β , corresponde un nivel de significación " α " dado por la relación:

$$\alpha = \frac{(1-\beta)}{2} \quad (28)$$

Los límites superior e inferior de un evento con período de retorno T, pueden estimarse mediante las ecuaciones siguientes:

$$LS_{T,a} = y_{med} + s K_{T,a} s_y \quad (29)$$

$$LI_{T,a} = y_{med} - i K_{T,a} s_y \quad (30)$$

Donde $sK_{T,a}$ y $iK_{T,a}$ son los factores de los límites de confianza superior e inferior respectivamente y dependen de cada distribución; cuando los datos están

normalmente distribuidos, pueden obtenerse utilizando valores de la distribución t que se encuentra tabulada en los textos de estadística.

Para la distribución Pearson III, el WRC establece las siguientes relaciones:

$$\text{Limite superior } K_{T,a} = \frac{[K + (K^2 - ab)^{0.5}]}{a} \quad (31)$$

$$\text{Limite inferior } K_{T,a} = \frac{[K - (K^2 - ab)^{0.5}]}{a} \quad (32)$$

En las cuales

$$a = 1 - \frac{z^2}{2(n-1)} \quad (33)$$

$$b = K^2 - \frac{z^2}{n} \quad (34)$$

donde z es la variable tipificada de la distribución normal y se encuentra tabulada en los textos de estadística, K es el factor de frecuencia respectivo [Ec (21)].

Ejemplo 5

Se desea determinar los límites de confianza del 90% para el caudal de 25 años estimado mediante la distribución Log Pearson en el ejemplo 2.

Dado:

a) El resumen de los parámetros estimados

previamente:

$$sK_{25,5\%} = (1.66782 + (1.66782^2 - 0.9154 \times 2.622)^{0.5}) / 0.9154$$

$$n = 17$$

$$sK_{25,5\%} = 2.4966$$

$$y_{med} = 2.298396$$

$$iK_{25,5\%} = (1.66782 - (1.66782^2 - 0.9154 \times 2.622)^{0.5}) / 0.9154$$

$$s_y = 0.29289$$

$$iK_{25,5\%} = 1.1473$$

$$g_y = -0.233$$

$$Q_{25} = 612.2 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los límites superior e inferior, dentro de los cuales se espera que caiga razonablemente el caudal Q_{25} estimado, están dados por las Ecs(29) y (30), así,

$$K = 1.66782 \text{ (Factor de frecuencia para } T_R=25 \text{ años)}$$

$$\text{Log LS}_{25,5\%} = 2.298396 + 2.4966 \times 0.29289$$

b) Límite de confianza deseado: $\tilde{\nu} = 90\%$, (0.90)

$$\text{Log LS}_{25,5\%} = 3.029625$$

Se requiere:

$$\text{Log LI}_{25,5\%} = 2.298396 + 1.1473 \times 0.29289$$

c) Nivel de significación para Q_{25}

$$\text{Log LI}_{25,5\%} = 2.634429$$

De la Ec(28)

Luego,

$$\alpha = (1 - 0.90) / 2 = 0.05 \text{ (5\%)}$$

$$Q_s = (10)^{3.029625} = 1069.7 \text{ m}^3/\text{s}$$

d) Factores para los límites de confianza requeridos

$$Q_i = (10)^{2.634429} = 431.0 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los factores $sK_{T,a}$ y $iK_{T,a}$ para los límites de confianza inferior y superior requeridos, están dados por las Ecs(31) y (32), y son función de a y b , Ecs (33) y (34), y la variable tipificada z de la distribución normal; así, para un nivel de significación de 5%, $z = 1.645$

El intervalo de confianza es en este caso bastante amplio debido al tamaño de la serie muestral; a medida que aumenta ésta la amplitud del intervalo de confianza será menor.

La tabla siguiente proporciona nuevamente los caudales probables estimados en el Ejemplo 2 e incluye ahora los valores límite inferior y superior para cada caudal. Los valores también fueron graficados mediante línea de trazos en el gráfico de la figura 3.2 que muestra la distribución Log-Pearson III previamente ajustada.

$$a = 1 - 1.645^2 / (17 - 1) = 0.9154$$

y

$$b = (1.66782)^2 - 1.645^2 / 17 = 2.622$$

los factores serán:

Tabla 3.11 Estación: Gloria; Río: San Juan
Límites De Confianza De Los Caudales Probables Según La Distribución Log Pearson III

Período de retorno (años)	Caudal esperado (m ³ /seg)	Límite superior (m ³ /seg)	Límite inferior (m ³ /seg)
2	204.1	271.0	154.0
5	352.9	520.2	266.1
10	463.1	738.5	339.3
25	612.2	1069.7	431.0
50	728.6	1353.1	498.5

Error Típico de Estima

El error típico de estima a menudo se usa para construir límites de confianza como los considerados en el Ejemplo 5 anterior; en este caso los mismos están definidos, para un nivel de significación " dado, por las ecuaciones siguientes:

$$LS = Q_T + s_e z_a \quad (35)$$

$$LI = Q_T - s_e z_a \quad (36)$$

donde Q_T es el valor del caudal correspondiente a un período de retorno T , z_a la variable tipificada de la distribución normal y s_e el error típico de estima que en la distribución de Gumbel se establece por la siguiente ecuación:

$$s_e = s \left[\frac{1 + 1.14K + 1.1K^2}{n} \right]^{0.5} \quad (37)$$

donde s es la desviación estándar de la serie original de tamaño n y K es el factor de frecuencia respectivo.

Para entender mejor su uso, se proporciona el siguiente ejemplo:

Ejemplo 6

Se desea establecer los límites de confianza de 90% para el caudal probable de 25 años estimado anteriormente mediante la distribución de valores extremos de Gumbel (Ejemplo 1).

a) Datos proporcionados:

$$Q_T = 509.1 \text{ (m}^3\text{/s); } T = 25 \text{ años}$$

$$s = 122.03$$

Nivel de confianza deseado $\tilde{\alpha} = 90\%$

Nivel de significación " = 5%

$$n = 15$$

b) $z_a = 1.645$ (variable tipificada de la distribución normal)

para $n=15$

$$Y_n = 0.5120 \text{ y } S_n = 1.0206$$

$$y = 3.199$$

por tanto

$$K = (y - Y_n) S_n = (3.199 - 0.5120) / 1.0206 = 2.63$$

(factor de frecuencia)

De Ec (37)

$$s_e = 122.03 \left((1 + 1.14 \times 2.63 + 1.1(2.63)^2) / 15 \right)^{0.5}$$

$$s_e = 107.34$$

De Ecs (35) y (36)

$$LS = 509.1 + 107.34 \times 1.645 = 685.67 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$LI = 509.1 - 107.34 \times 1.645 = 332.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

Programas de Computadora y uso de Hojas Electrónicas para Realizar los Cálculos

Existen diferentes herramientas computacionales que pueden aplicarse para realizar los análisis probabilísticos anteriores.

El Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército Americano, tiene a disposición el Programa HECRDW que aplica toda la metodología contenida en el Bulletin 17B del U.S Water Resources Council. El programa, además, es compatible con el manejo y procesamiento de datos con otros programas del Centro, tales como el HEC-1 para simulación en cuencas; HEC-2 para el cálculo de perfiles de agua y el HEC-5 para la simulación de operación de embalses.

También, y de más fácil acceso, están las rutinas en Hojas Electrónicas (Qpro, Excel, Lotus 1-2-3), que pueden ser fácilmente acondicionadas con macros para que operen lo más automáticamente posible.

Pruebas de Bondad de Ajuste

Es evidente que la función de distribución de los datos muestrales es una aproximación de la función poblacional y puede esperarse que la concordancia entre ambas dependa del tamaño de la muestra. Si la aproximación es suficientemente buena no podemos rechazar la hipótesis que la función poblacional es la función de distribución de tales datos; si la distribución muestral se desvía demasiado, es posible rechazarla.

En la estadística hidrológica existen procedimientos que permiten estimar la bondad con que distribuciones teóricas como las anteriormente usadas se ajustan a distribuciones muestrales tales como las series de observación hidrométrica tanto cuando los datos han sido representados por una función relativa o de densidad como por una distribución acumulada.

El criterio de ajuste depende de las diferencias entre ambas distribuciones. Para decidir en este sentido, es preciso, sin embargo, saber qué tanto puede diferir una distribución muestral de una distribución poblacional.

a) Prueba de Chi-cuadrado

Este test está basado en la distribución relativa o densidad de las series cuyos valores son divididos en intervalos de clase. La dificultad para la aplicación de esta prueba radica en lo corto de la serie de datos; la misma se vuelve satisfactoria, cuando se aplica a series independientes de $n > 50$ y una cantidad no menor de cinco en cada intervalo.

Siguiendo el criterio de las diferencias, se procede de la siguiente forma:

Las ordenadas de la función de densidad se multiplican por n y hacemos que el histograma así formado, en base a los intervalos de clase, tenga un área interior también igual a n .

Así, se calcula el estadístico:

$$x^2 = \frac{\sum (O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (38)$$

donde O_i y E_i son los números de valores observados y esperados en cada intervalo de clase en la función de densidad y el histograma respectivamente. Si el ajuste es perfecto, $X^2 = 0$; no obstante, aún con la escogencia de una función teórica apropiada y el método correcto para la estimación de sus parámetros, es inevitable que resulte un valor positivo diferente de cero debido a las fluctuaciones que experimentan los datos muestrales. Dado lo anterior y para probar la bondad del ajuste, se escoge un nivel de significación " α " para indagar si el valor obtenido $X^2_{(v, 1-\alpha)}$ en tales niveles de confianza es significativamente alto.

Valores límites de $X^2_{(v, 1-\alpha)}$ para diferentes grados de libertad v están dados en tablas estadísticas.

El ejemplo siguiente proporcionará el procedimiento seguido para la estimación de X^2 y la evaluación de la bondad de ajuste:

Ejemplo 7

El rango total de los valores de caudales máximos extremos de una serie de 48 años de información han sido divididos en 10 clases que se proporcionan en la tabla 3.12 siguiente. Usar la prueba de X^2 para determinar si la distribución de valores extremos de Gumbel ajusta adecuadamente los datos de la serie al nivel de significación de 5%.

a) Los parámetros estadísticos y los coeficientes de Gumbel de la serie de datos, son los siguientes:

$$n = 48 \quad Q_{\text{med}} = 79.5 \text{ m}^3/\text{s} \quad s_Q = 18.3 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Y_n = 0.5485 \quad \text{y} \quad S_n = 1.1607 \quad (\text{de Tablas Nos. 3-4 y 3-5})$$

Luego con las Ecs(9) y (10):

$$u = Q_{\text{med}} - s_Q \cdot Y_n / S_n = 79.5 - 18.3 \times 0.5485 / 1.1607 = 70.85$$

$$a = S_n / s_Q = 1.1607 / 18.3 = 0.0634$$

así, la función de distribución queda:

$F(x_i) = \text{Exp}(-e^{-0.0634(Qx - 70.85)})$ (Probabilidad de no ocurrencia) luego, en la columna (6) de la tabla siguiente, se proporcionan los valores de probabilidad $(1 - F(x_i))$ que corresponden a los límites superiores de las clases.

Tabla 3.12 Estación: Mercedes; Río: San Ramón; Prueba de Chi-Cuadrado (X^2)

(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
Intervalo	Rango	n_i	$f_m(x_i)$	$F_m(x_i)$	$1-F(x_i)$	$p(x_i)$	X^2
(i)	(m ³ /seg)		(n/n)				
1	< 40	1	0.021	0.021	0.00085	0.0226	0.005
2	40-50	5	0.104	0.125	0.02351	0.1133	0.037
3	50-60	6	0.125	0.250	0.13676	0.2113	1.692
4	60-70	12	0.250	0.500	0.34806	0.2232	0.154
5	70-80	10	0.208	0.708	0.57130	0.1718	0.366
6	80-90	5	0.104	0.812	0.74306	0.1112	0.022
7	90-100	4	0.083	0.895	0.85425	0.0656	0.222
8	100-110	2	0.042	0.937	0.91983	0.0368	0.035
9	110-120	2	0.042	0.979	0.95664	0.0201	1.145
10	>120	1	0.021	1.000	0.97676	0.0232	0.010
Total		48	1.000			1.0000	3.666

$$X^2 = 48((f_m(x_i) - p(x_i))^2/p(x_i))$$

De columna 8:

$$X^2 = 3.666$$

y los grados de libertad correspondientes:

$$v = 10-2-1=7$$

y de las tablas de X^2 :

$$X^2_{(7,95\%)} = 14.1$$

Puesto que $3.666 < 14.1$ la distribución se ajusta adecuadamente a la serie de datos al nivel de confianza deseado.

Métodos Determinísticos

Los fenómenos hidrológicos son extremadamente complejos y posiblemente

nunca se conozca su comportamiento en su totalidad.

Para facilidad y simplificación, definimos como proceso hidrológico al sistema o conjunto de fases sucesivas que se interrelacionan en un *continuo* natural del agua, aceptando dicho proceso como parcialmente fortuito y parcialmente predecible.

Cuando el comportamiento aleatorio y la oportunidad de ocurrencia del proceso son ignorados y se acepta que el mismo sigue una ley indubitable el proceso es considerado determinístico y lo definimos introduciendo las variables de tiempo y espacio en las formulaciones o modelos abstractos con que simulamos el comportamiento físico de las diferentes fases del ciclo del agua en la naturaleza. Una entrada dada produce

siempre una misma salida.

Para los efectos prácticos de este Manual, sin embargo, sólo interesa una pequeña porción del terreno con estructura y fronteras delimitadas que definimos como cuenca que en determinado momento recibe aportes pluviales cuyos excedentes, después de la infiltración en el suelo, drenan sobre el espacio superior a diferentes cursos tributarios que eventualmente convergen para convertirse en el caudal de salida. La evaporación y los flujos del subsuelo también forman parte del caudal pero en condiciones de crecida son pequeños comparados con la magnitud del aporte superficial.

Los procesos hidrológicos varían en las tres dimensiones del espacio, pero tener en cuenta tal variación conduce a formulaciones imprácticas o difíciles de manipular, de allí que los modelos más usados conduzcan a simular una superficie. En este sentido, podemos diferenciar entre un modelo agregado y uno distribuido; en el primero, el sistema es promediado en la superficie o considerado como un punto único sin dimensiones tal como en algunas relaciones del proceso Lluvia-Escorrentía donde la lluvia se considera uniforme en toda la cuenca y se ignora la distribución espacial interna del caudal de aporte; los modelos distribuidos por su parte, consideran que el proceso hidrológico ocurre en varios puntos de la superficie y define las variables del mismo en función de las dimensiones espaciales.

Características de la Información Disponible

La información básica hidrométrica y climática necesaria para la aplicación de los

procedimientos determinísticos depende del método a utilizar, del número y tipo de estaciones de observación, de la longitud y calidad de sus registros, condiciones que en muchos casos dependen de la habilidad y preparación de los observadores.

La serie de los registros deberá ser representativa es decir que los datos concuerden con la realidad de la muestra; también deberá ser adecuada y las distintas series referidas a una misma longitud y, finalmente, precisa o sea que sus datos sean sistemáticamente similares sin cambios sustanciales en sus lecturas.

- a) Caudales. La información dependerá del tipo de estación: lecturas de escala; vertederos (cuyo tipo estará en función de la magnitud de los aportes que desean medirse); caseta con limnógrafo y aforos sistemáticos para determinar variaciones en la relación nivel-caudal.

La información de caudales de los principales cursos de agua es obtenida por unidades especializadas de las instituciones de desarrollo: Departamento de Servicios Hidrológicos y Climatológicos de la Dirección de Recursos Hídricos SHC/DRH), Empresa Nacional de Energía Eléctrica (ENEE), Servicio Autónomo Nacional de Acueductos y Alcantarillados (SANAA) y la Comisión del Valle de Sula (CVS); la recolección y procesamiento de los datos básicos siguen procedimientos similares establecidos con anterioridad por el Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano (PHCA) de la Organización Meteorológica Mundial (OMM).

Básicamente se dispone de información sobre caudales medios, diarios o mensuales y valores extremos; por lo general, las series están interrumpidas o son muy cortas.

- b) Lluvias. Los valores de lluvia más comunes son lecturas de pluviómetros cuya magnitud es escalar y de forma totalizada para un evento. Se obtienen normalmente datos de valores máximos mensuales y anuales y parte de la información nacional es publicada con regularidad en Boletines Climáticos por el Departamento de Servicios Hidrológicos de la Dirección de Recursos Hídricos. En las otras instituciones mencionadas anteriormente, es necesario solicitar los valores en sus respectivas oficinas.

Los datos de lluvia corresponden normalmente a los valores máximos de 24 horas, observados a las 07 horas de cada día. La Red de Observación Pluviométrica es de mayor densidad que la hidrométrica aunque aún existen en el país algunas zonas con poca o ninguna cobertura.

El SHC/DRH también incluye en sus boletines registros pluviográficos para duraciones de 5, 10, 15, 30, 60 y 120 minutos.

Métodos de Determinación de Caudales Mediante la Relación Lluvia - Escorrentía

La derivación de la relación entre la lluvia que cae sobre la superficie de una cuenca y la escorrentía que se concentra en el río

respectivo es un problema básico en la estimación de caudales de diseño.

A falta de investigaciones específicas y de recolección y análisis de la información hidrométrica, los caudales de diseño a menudo se evalúan con métodos indirectos cuya bases descansan en la relación Lluvia-Escorrentía, variando desde ecuaciones simples que relacionan unos pocos parámetros físicos de la superficie tributaria de interés hasta simulaciones matemáticas complejas o tratando, algunas veces, de aproximar los resultados con estudios en cuencas adyacentes o similares o buscando la calibración de tales simulaciones con algún registro específico.

Naturalmente, el tamaño del área bajo consideración afecta la relación citada; en aquellas superficies de drenaje muy pequeñas, cuya naturaleza puede considerarse homogénea, la relación podría ser bastante simple; sin embargo, para cuencas muy grandes y amplios períodos de tiempo, la heterogeneidad de su naturaleza exigirá relaciones más complejas.

A) Método Racional

La Fórmula Racional es el método que tradicionalmente ha sido utilizado en el país para diferentes diseños de obras hidráulicas viales, de riego y de drenaje. La relación tiene la forma siguiente:

$$Q = CiA \quad (39)$$

donde:

C = Coeficiente de Escorrentía, cuyo valor depende de las características de la superficie de drenaje;

i = intensidad de la lluvia en el tiempo de concentración T_c ;

A = área de la cuenca.

A.1) Base Metodológica

El Método Racional, de más de 100 años de uso, es considerado el procedimiento más popularmente difundido y de más amplia aplicación en la práctica del drenaje urbano y de cuencas rurales pequeñas.

Su aplicación y difusión está en función de la simplicidad de sus principios:

- .- Consideración de la cuenca de drenaje como una sola unidad;
- .- Estimación del caudal en el punto más agua abajo del sistema únicamente;
- .- La frecuencia del caudal máximo es igual a la frecuencia del evento de lluvia que lo produce.

A.2) Restricciones de Uso en función del tamaño de la cuenca

Estas consideraciones han sido ampliamente estudiadas en cuencas urbanas con medición de la lluvia y el escurrimiento y los resultados son aceptables con un 25% de error.

Cualquier mejoramiento en la estimación de los caudales por métodos más actualizados, se enfrentará con la falta de una serie de

datos la necesidad de aumentar la campaña de investigación de campo a un costo mayor del estudio o caer en otros coeficientes de estimación que constituyen los parámetros de ecuaciones más complejas.

Para mantener la dimensión de los caudales máximos en un rango aceptable, la extensión del área a aplicarse el Método Racional se limita, en definitiva, a 400 Hectáreas, con superficies hasta 80% urbanizadas y tiempos de concentración de hasta 5 minutos como mínimo.

En el sistema métrico la fórmula puede expresarse:

$$Q = 0.278CiA \quad (40)$$

donde:

$$Q = m^3/s, i = mm/hora \text{ y } A = Km^2$$

A.3) Coeficientes de Escorrentía

El coeficiente C de escorrentía ajusta la relación entre el volumen precipitado por unidad de tiempo (i A), al volumen escurrido por unidad de tiempo; es decir, es una relación de escurrimiento-precipitación. Los valores de C varían desde 0.05 para áreas arenosas planas hasta 0.95 para superficies urbanas impermeables o suelos arcillosos.

Es necesario tener un conocimiento apropiado de la superficie de contribución para estimar valores de C aceptables.

Los valores más usuales de este coeficiente para áreas urbanas y rurales se proporcionan en la tabla siguiente:

Tabla 3.13 Coeficientes de Escorrentia Areas Urbanas

Tipo de Area	Valor de C
Plana, residencial con aproximadamente 30% de área impermeable	0.40
Pendiente moderada, residencial con 50% impermeable	0.65
Pendiente moderada, edificada con un 70% impermeable	0.80

Para áreas rurales se sugiere estimar el coeficiente $C=1-9.C'$. En la tabla siguiente se proporcionan valores de C' :

Tabla 3.14 Valores de C' para la estimación del coeficiente de escorrentía en áreas rurales

a) Topografía	Valor de C'
Plana, pendientes de 0.2 a 0.6 m/km	0.30
Moderada, pendientes de 3 a 4 m/km	0.20
Colinas, pendiente de 30 a 40 m/km	0.10
b) Suelo	Valor de C'
Arcilla compacta impermeable	0.10
Combinación de limo y arcilla	0.20
Suelo limo-arenoso no muy compactado	0.40
c) Cubierta vegetal	Valor de C'
Terrenos cultivados	0.10
Bosques	0.20

Para apoyo en la estimación de caudales en el medio urbano, la literatura de consulta proporciona clasificaciones adicionales según

el medio de escurrimiento; los valores más comunes se muestran en la tabla siguiente:

Tabla No. 3-15 Coeficientes de Escorrentía Areas Pobladas

a) Tipo de área	Valor de C
1) COMERCIAL	
Centro de la ciudad	0.70 a 0.95
Alrededores	0.50 a 0.70
2) RESIDENCIAL	
Unifamiliar	0.30 a 0.50
Multifamiliar separado	0.40 a 0.60
Multifamiliar agrupado	0.60 a 0.75
Zonas Marginales	0.25 a 0.40
3) INDUSTRIAL	
Liviana	0.50 a 0.80
Pesada	0.60 a 0.90
4) OTROS	
Parques y cementerios	0.10 a 0.25
Parques de juegos	0.20 a 0.35
Jardines y zonas verdes	0.30
Praderas	0.20
b) Tipo de superficie	
1) PAVIMENTOS	
Asfalto o concreto	0.70 a 0.95
Adoquín	0.70 a 0.85
2) TECHOS Y AZOTEAS	0.75 a 0.95
3) CAMINOS DE GRAVA	0.30
4) AREAS DE SUELO ARENOSO	
Planas (2%)	0.05 a 0.10
Mediana (2 a 7%)	0.10 a 0.15
Inclinada (7% ó más)	0.15 a 0.20
5) AREAS DE SUELO PESADO	
Planas (2%)	0.13 a 0.17
Mediana (2 a 7%)	0.18 a 0.22
Inclinada (7% ó más)	0.25 a 0.35

Estos coeficientes propuestos son únicamente para períodos de retorno de 5 a 10 años; para valores mayores de período de retorno se

recomiendan los siguientes factores de corrección:

Tabla 3.16 FACTORES DE CORRECCION

Período de retorno (años)	Factor
25	1.10
50	1.20
100	1.25

En ciertas condiciones, en superficies no pavimentadas y edificadas, es conveniente

considerar coeficientes de escurrimiento como los siguientes:

Tabla 3.17 Coeficientes de Escurrimiento

Pendiente media del terreno	Permeabilidad del suelo			
	muy baja (piedra y arcilla)	baja (limo arenoso)	media (limo y grava)	alta (arena)
Llano 0-1%	0.55	0.40	0.20	0.05
Suave 1-4%	0.75	0.55	0.35	0.20
Medio 4-10%	0.85	0.65	0.45	0.30
Empinado > 10%	0.95	0.75	0.55	0.40

Los valores del coeficiente de escurrimiento "C" son promedios ya que éste depende de diferentes variables que para nuestro medio, sin investigación, se tienen que tomar tal como son propuestos.

diferentes valores de C, es recomendable estimar un coeficiente ponderado de acuerdo a la magnitud del área de cada zona.

A.4) Intensidad de la Lluvia

Adicionalmente, en las áreas urbanas, los valores de C pueden verse incrementados por las deficiencias en las superficies de escurrimiento por la falta de mantenimiento y deterioro de las calles, cunetas y tragantes.

En la ecuación $E_c(40)$ anterior, i representa la intensidad media y asume que la tasa de precipitación es constante durante el tiempo de concentración T_c ; además, se estima que toda la lluvia medida sobre el área de interés contribuye al flujo y que el caudal Q es el caudal máximo y ocurre después del tiempo

Cuando existan áreas tributarias en zonas de

T_c .

A.5) Tiempo de concentración - Fórmulas para su Estimación

El tiempo de concentración T_c es el tiempo requerido para que la escorrentía, producto de la lluvia que ha caído en la parte más remota de la cuenca, fluya hasta la sección de interés.

Se han propuesto numerosas fórmulas para su estimación; las siguientes son algunas de las más utilizadas:

Fórmula de California Culverts Practice:

$$T_c = 0.95 \left(\frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (41)$$

donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas;
 L = Longitud del tributario más largo en Km;
 H = diferencia de elevación en metros entre el punto más alto de la cuenca y el punto de interés.

Fórmula de Rizha:

$$T_c = \frac{L}{72(S)^{0.6}} \quad (42)$$

donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas;
 L = Longitud del tributario más largo en

Km;

S = Pendiente del cauce, m/m.

Fórmula de Giandotti:

$$T_c = \frac{4 \sqrt{A} + 1.5 L}{0.8 \sqrt{H}} \quad (43)$$

donde:

T_c = Tiempo de concentración en horas;
 A = Superficie de la cuenca en Km²;
 L = Longitud de tributario mayor en Km;
 H = Diferencia de elevación en la longitud del tributario mayor en mts.

En los problemas de drenaje urbano el tiempo de concentración deberá incluir componentes de:

- 1) Tiempo de entrada, o sea el tiempo necesario para que el agua llegue al tragante o al mecanismo de entrada a las alcantarillas o colector; y
- 2) Tiempo de recorrido dentro de los conductos del sistema hasta el punto de descarga, o el tiempo de traslado que existe en una cierta longitud del colector, comprendida entre dos tragantes consecutivos.

Para la determinación del tiempo de entrada deberá tenerse en consideración:

- 1) La pendiente media de la superficie a drenar;
- 2) La naturaleza de la superficie cubierta;
- 3) La distancia media hasta el punto del tragante de entrada;
- 4) La acción de retardo por el

- almacenamiento de agua en su recorrido; y
- 5) La distancia entre tragantes.

El tiempo de entrada no será menor de 5 minutos.

En distritos comerciales con pendientes relativamente planas y con un espaciamiento mayor, el tiempo se alarga a 10 ó 15 minutos.

En áreas residenciales, comparativamente planas, en las que las entradas de calle tienen un mínimo de pendiente, transcurren de 20 a 30 minutos para la captación. Valores típicos usados son de 10 a 20 minutos.

Para patrones de escurrimiento por rutas diferentes, se tomará el tiempo de concentración como aquél de mayor magnitud.

A.6) Escurrimiento Superficial

El escurrimiento por las superficies puede ser determinado a través de numerosas fórmulas empíricas correlaciones matemáticas y el uso de nomogramas para representar los componentes del tiempo de concentración, longitud, pendiente y factor de rugosidad para la superficie.

Para el drenaje urbano el SANAA, en su propuesta de Normas de Diseño, incluye el uso de una fórmula cinemática para determinar el tiempo de concentración, fórmula basada en la onda cinemática cuyas

consideraciones matemáticas y de análisis están fuera de las consideraciones del Método Racional.

Lo más recomendable es usar expresiones del tiempo de concentración en función de las características físicas del medio de transporte de la escorrentía.

Un ejemplo puede ser el nomograma presentado en el gráfico de la figura 3.4 a continuación:

Para el escurrimiento en superficies específicas, los valores recomendados para el coeficiente de resistencia son:

Tabla 3.18 Coeficientes de Resistencia para Escurrimiento Superficial

Tipo de superficie	"n" de Manning
Concreto o asfalto	0.010 - 0.013
Arena suelta	0.010 - 0.016
Superficie gravosa	0.012 - 0.030
Suelo desnudo de arcilla y limo (erosionado)	0.012 - 0.033
Vegetación dispersa	0.053 - 0.130
Gramina corta en descampado	0.10 - 0.20
Gramina humedecida	0.17 - 0.48

También pueden estimarse a partir de la velocidad de escurrimiento en laderas, conforme al siguiente cuadro:

FIGURA 3.4

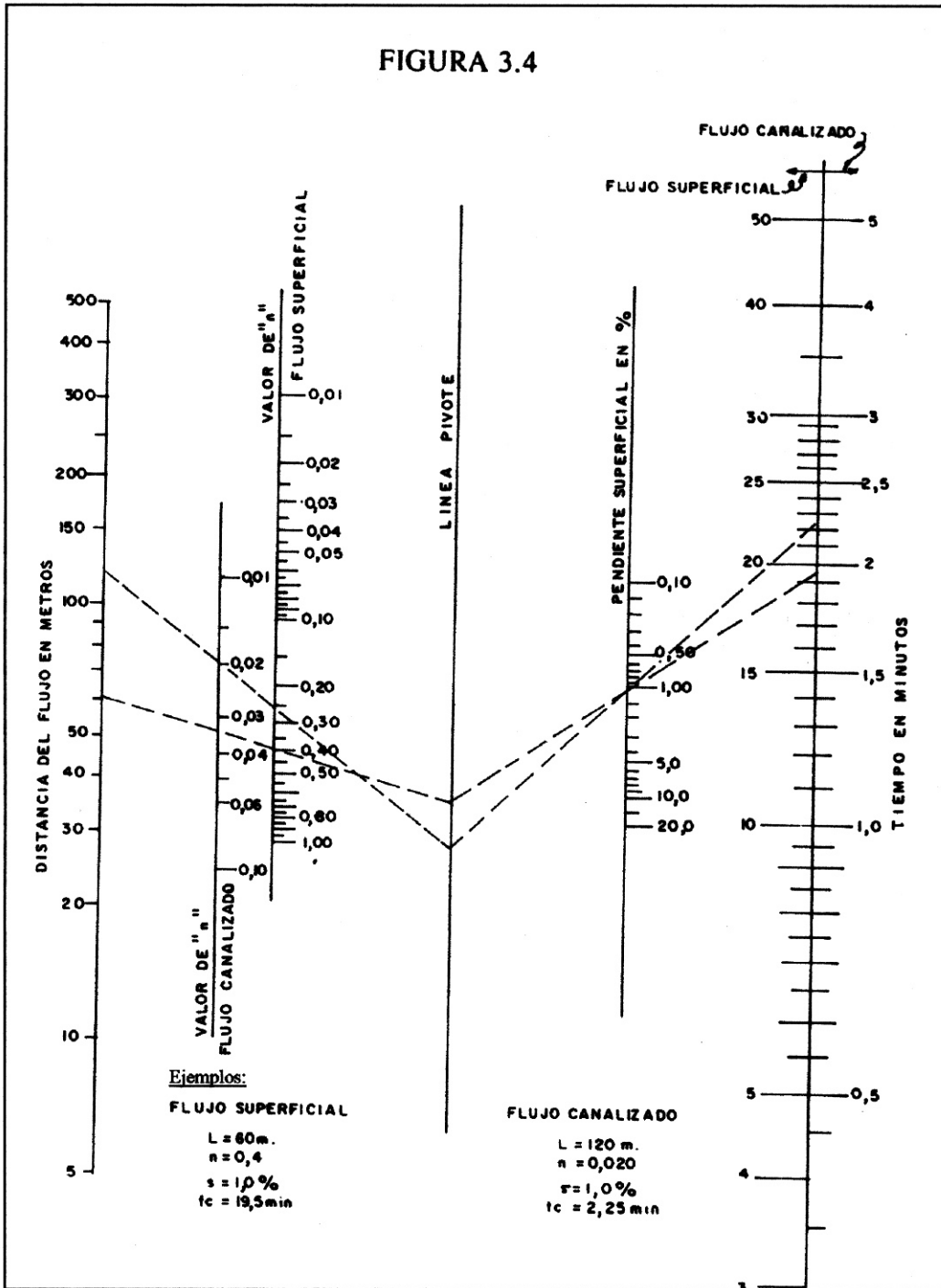


Tabla 3.19 Velocidades de Escurrimiento en Laderas

Pendiente de las laderas (%)	COBERTURA VEGETAL		
	Vegetación densa o de cultivos	Pastos o vegetación ligera	Ninguna vegetación
	(m/min)	(m/min)	(m/min)
0 - 5	25	40	70
5 - 10	50	70	120
10 - 15	60	90	150
15 - 20	70	110	180

Como regla práctica para pequeñas áreas de captación (5 Ha) se tomará un tiempo de concentración de 15 minutos. Este período puede utilizarse para extensiones de hasta 20 Ha. en zonas planas. Un enfoque razonable del problema sería añadir 1 minuto por cada hectárea adicional, hasta un total de 20 Ha.

Para determinar el tiempo de traslado en el colector, existen varios criterios: la velocidad en función del tubo lleno, por proceso iterativo en función de la velocidad real, etc., pero ninguno de ellos exige mayor examen dado el orden de incertidumbre que existe en la Fórmula Racional.

El tiempo de traslado en el colector será calculado, conocidas las características de éste en función de la longitud del colector y

$$t_t = \frac{\text{Longitud del tramo}}{\text{Velocidad del tramo}} \quad (44)$$

de la velocidad real de circulación:

A.7) Intensidad-Duración de la lluvia

Los registros pluviográficos máximos históricos para diferentes duraciones comúnmente son llevados a un gráfico que permite conocer la relación Duración-

Intensidad en los lugares de observación y posibilita la estimación de valores de la intensidad de la lluvia y los caudales respectivos para diferentes duraciones. Tomando los eventos mayores de cada duración, es posible tener una relación envolvente de la intensidad en los lugares de observación.

El gráfico de la figura 3.5 muestra la relación Duración-Intensidad estimada para el litoral Atlántico con los registros mayores de los valores máximos anuales de la ciudad de Tela.

A.8) Aplicación de la Fórmula Racional

El ejemplo siguiente permitirá entender el uso de la Fórmula Racional.

Ejemplo 8

Estimar la crecida en un curso superficial que drena una superficie de contribución de 4.5 Km²; en las vecindades del tramo carretero Tela-Progreso, 50% urbano, plano y 50% cultivado; se observa 120 metros de diferencia vertical y 3400 de diferencia horizontal entre el punto más alto y el desagüe; suelos arcillosos.

Solución:

a) Estimación del coeficiente de escorrentía:

Condición	Zona Urbana	Zona Rural
Plano	C=0.40	
Topografía: 28 m/km		C'=0.12
Suelo: arcilloso		C'=0.10
Vegetación: cultivos		C'=0.10
Suma	0.40	0.32
Valores por zona	$C_1=0.40$	$C_2=1-0.32=0.68$

Por lo tanto $C_{med} = (0.40+0.68)/2=0.54$

Así, $i = 99.4$ mm/hora

b) Estimación del tiempo de concentración:

luego de $E_c(40)$,

Usando las fórmula de California Culverts Practice $E_c(41)$

$$Q = 0.278 \times 0.54 \times 99.4 \times 4.5 = 67.1 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$T_c = 0.95(3.4^3/120)^{0.385} = 0.618 \text{ horas}$$

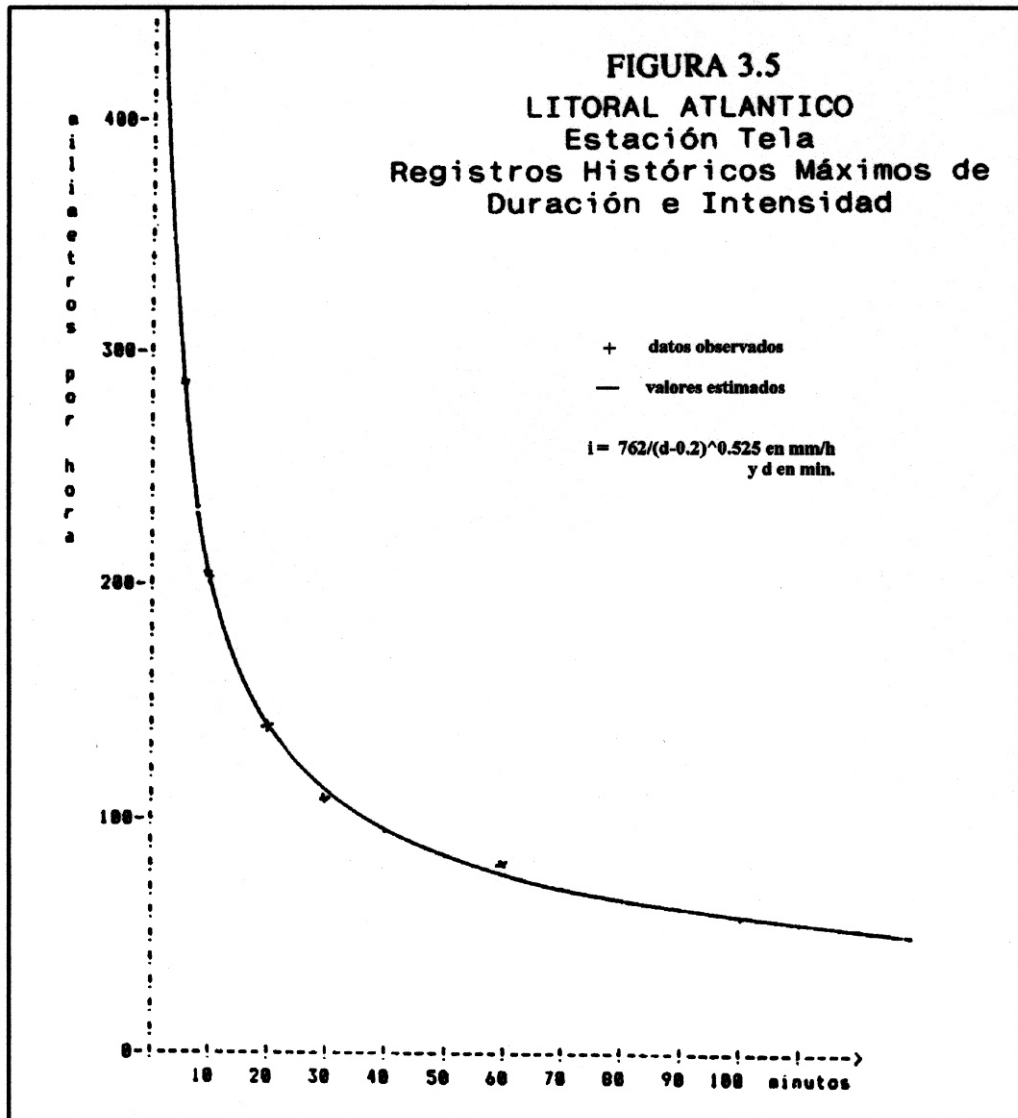
A.9) Curvas de Duración Intensidad-Frecuencia

$$T_c = 37 \text{ minutos}$$

Los registros pluviográficos de duración e intensidad puntuales históricos también son llevados a un análisis de frecuencias como los citados anteriormente a fin de construir curvas que permitan estimar valores de intensidad extremos para diferentes duraciones y períodos de retorno en las vecindades del lugar de observación obteniendo así diferentes caudales al aplicar el Método Racional permitiendo mayores opciones para el diseño.

c) Estimación de la intensidad de la lluvia:

Con los registros pluviográficos históricos más cercanos, figura 3-5, se estimó la intensidad media de la zona entrando en la figura citada con el valor del tiempo de concentración previamente estimado: $T_c = 37$ minutos.



La frecuencia escogida depende de aspectos económicos del daño por inundación. En zonas residenciales, tales frecuencias representan períodos de retorno de 1 a 10 años, en zonas de mayor riesgo se adoptan períodos mayores (ver Sección 2).

Un ejemplo de los resultados de este análisis son las curvas I-D-F (como comúnmente se conocen), calculadas para el valle de Sula que se proporcionan en el gráfico de la figura 3.6.

Se realizaron cálculos similares usando los diferentes registros de la red pluviográfica del país, logrando preparar mapas de precipitaciones a nivel nacional que se anexan a este Manual y que darán mucho apoyo al diseñador de las estructuras de drenaje vial.

B) Método del Hidrograma Unitario

La planificación tanto para el aprovechamiento de los recursos de agua como para el manejo y control de los caudales de avenida hace necesario conocer la magnitud y distribución temporal de los mismos. Los efectos fisiográficos e hidrometeorológicos de la cuenca quedan reflejados en el hidrograma y de ellos depende su forma; comúnmente es representado por un gráfico que muestra las variaciones del flujo en función del tiempo y es obtenido de los registros automáticos gráficos y continuos de nivel o de observaciones directas en lapsos determinados con apoyo de la curva

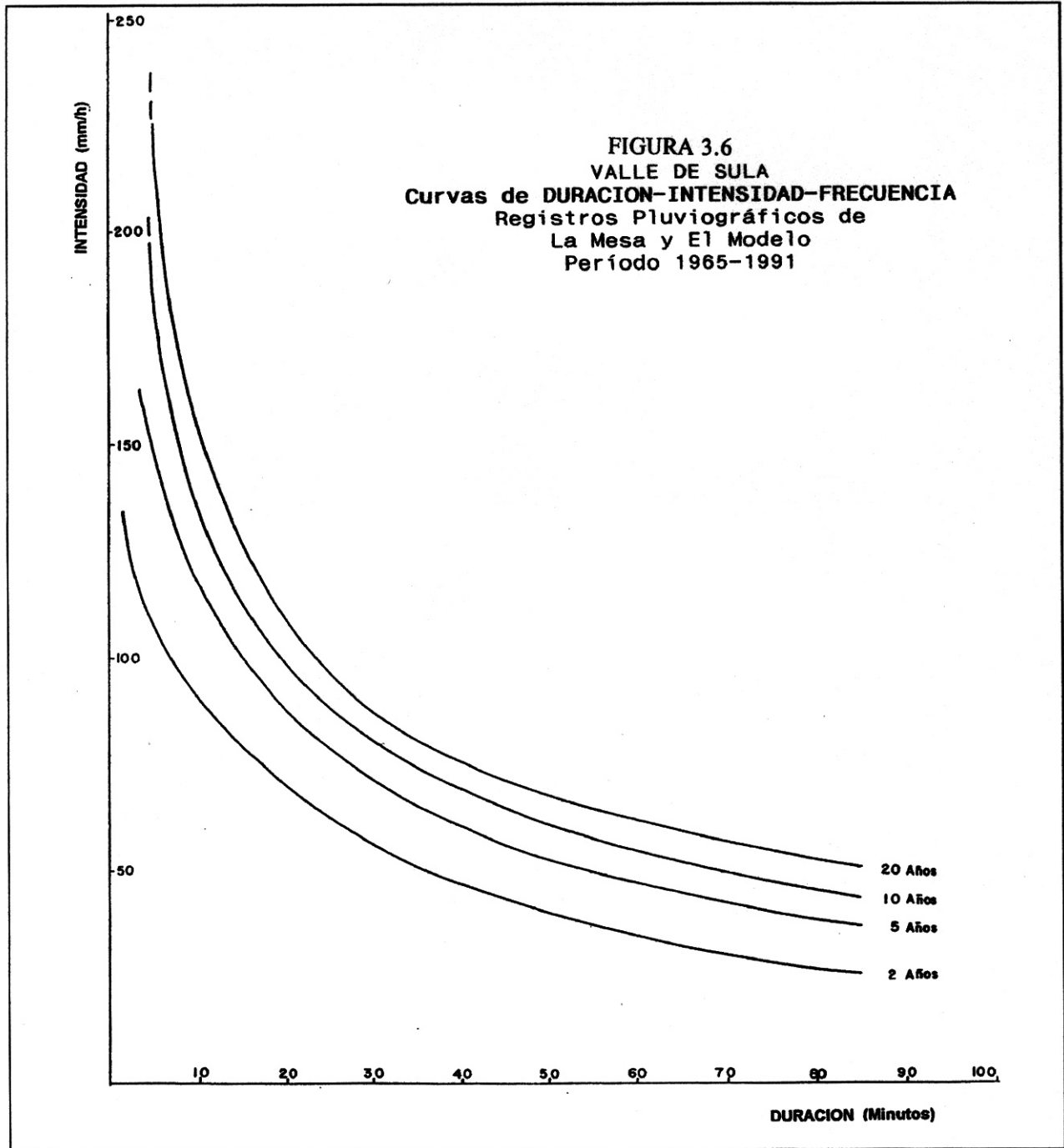
de descarga previamente elaborada en la Estación de Aforos.

Los ríos y quebradas permanentes escurren la mayor parte del año una cierta cantidad de agua que constituye el *flujo base* cuyos orígenes son los manantiales y contribuciones subterráneas que lograron almacenarse en los intersticios y depósitos del suelo en precipitaciones anteriores. Cuando separamos este flujo base del hidrograma de una determinada crecida, construimos un hidrograma de *escorrentía directa* y es posible buscar una relación estrecha entre estos aportes propios de la crecida y la lluvia neta que la produjo.

Un hidrograma puede manifestar una o varias de crecidas dependiendo del tiempo de concentración de las aguas en el cauce y de la variación temporal del aguacero. La parte ascendente del hidrograma es conocida como *curva de concentración*, las vecindades del pico o caudal máximo es conocido como *cresta* y la porción descendente es la *curva de recesión o agotamiento*.

-Hidrograma Unitario Natural

Se han desarrollado diferentes métodos para estimar hidrogramas de crecida o los caudales máximos respectivos, producto de eventos de lluvias extraordinarias conocidas. Entre todos, el procedimiento del *Hidrograma Unitario (HU)* ha tomado mayor atención desde su introducción en los análisis hidrológicos en 1930.



Definido originalmente como el hidrograma de escorrentía directa producto de una lluvia distribuida uniformemente en tiempo y espacio sobre el área total de la cuenca en un tiempo unitario el *HU*, en la práctica, es el resultado de una unidad de lluvia efectiva caída sobre la cuenca durante T horas cuyo valor depende del tamaño de la cuenca y del tiempo de respuesta de la misma a los principales eventos pluviales.

El valor estándar de la lluvia efectiva originalmente adoptado fue la pulgada; no obstante, es común en el sistema métrico adoptar ahora el milímetro o el centímetro. Al expresar las ordenadas en $m^3/seg/mm$, el volumen de escorrentía superficial directa está

representado por el área bajo el hidrograma y es equivalente a un milímetro de lluvia sobre el área de la cuenca.

Cuando se tienen registros gráficos de crecidas en el sitio de interés o próximos a él, es factible la deducción del HU de T-horas siguiendo el procedimiento citado una vez descontado el flujo base; cuando las ordenadas han sido obtenidas a satisfacción, constituye una herramienta básica para la estimación de crecidas producto de lluvias intensas conocidas previamente.

El ejemplo siguiente permitirá entender el uso del HU:

Tabla No. 3-20 Estación San Rubén; Río Manto; Estimación del Hidrograma de Crecida (16 de septiembre 1992)

Horas	HU-2h ($m^3/s mm$)	Hora local	Lluvia efectiva (mm)				Caudal	
			3	10	25	40	Base	Total
0	0.0	06:30	0.0				1.60	1.60
2	4.0	08:30	12.0	0.0			1.60	13.60
4	6.3	10:30	18.9	40.0	0.0		1.55	60.45
6	4.7	12:30	14.1	63.0	100.0	0.0	1.55	178.55
8	3.6	14:30	10.8	47.0	157.5	16.0	1.40	232.70
10	2.7	16:30	8.1	36.0	117.5	25.2	1.60	188.40
12	1.9	18:30	5.7	27.0	90.0	18.8	1.70	143.20
14	1.2	20:30	3.6	19.0	67.5	14.4	1.80	106.30
16	0.7	00:30	2.1	12.0	47.5	10.8	1.80	74.20
18	0.3	02:30	0.9	7.0	30.0	7.6	1.80	43.30
20	0.0	02:30	0.0	3.0	17.5	4.8	1.80	27.10
		04:30		0.0	7.5	2.8	1.80	12.10
		06:30			0.0	1.2	1.80	3.00
		08:30				0.0	1.80	1.80

-Hidrogramas Unitarios Sintéticos

La necesidad de aplicar el método del hidrograma unitario en cuencas sin información de caudales llevó a los investigadores a relacionar rasgos de los hidrogramas unitarios naturales con las características de las cuencas respectivas; el resultado de este procedimiento de síntesis de los datos es conocido comúnmente como Método del Hidrograma Unitario Sintético (HUS).

Método de Snyder

El Cuerpo de Ingenieros del ejército americano emplea, a menudo, las técnicas desarrolladas originalmente por Snyder y ampliadas posteriormente por Taylor. Las relaciones del hidrograma unitario y algunas características físicas de interés de la cuenca están dadas por las siguientes ecuaciones, convertidas al sistema métrico:

$$t_p = 0.75 C_t (LL_{ca})^{0.3} \quad (45)$$

$$t_r = \frac{t_p}{5.5} \quad (48)$$

$$T = 3 + \frac{t_p}{8} \quad (46)$$

$$q_p = 0.275 \frac{C_p}{t_p} \quad (47)$$

donde:

t_p = tiempo pico transcurrido desde el centro de gravedad de la precipitación, hasta el pico de la avenida en horas;

C_t = coeficiente que depende de las características de la cuenca;

C_p = coeficiente que depende del área de la cuenca y de las características del hidrograma;

L = longitud del cauce principal en Km;

L_{ca} = Distancia desde la proyección del centro de gravedad de la cuenca hasta la sección de interés, siguiendo el curso principal;

t_r = duración efectiva de la lluvia en horas;

T = tiempo base del hidrograma en horas;

q_p = caudal pico del hidrograma unitario en $m^3/seg/mm$.

Un mejoramiento en la estimación de t_p consiste en incluir la pendiente media del curso de interés:

$$t_p = 0.508 C_t \left(\frac{LL_{ca}}{S^{0.5}} \right)^{0.38} \quad (49)$$

donde S es la pendiente media del curso de interés expresada en m/m .

Método del Hidrograma Adimensional (SCS)

Este es otro procedimiento del hidrograma sintético, en el cual las abcisas y ordenadas se expresan por las razones del caudal y el caudal pico (q/q_p) y el tiempo y el tiempo al pico (t/T_p); el hidrograma unitario puede estimarse a partir de esta forma de hidrograma adimensional preparado previamente para la cuenca de interés.

El Servicio de Conservación de Suelos (SCS) de los Estados Unidos ha desarrollado un hidrograma adimensional medio, analizando un amplio número de hidrogramas naturales de diferentes tamaños y localidades, aproximando el tiempo de recesión como $1.67T_p$ en una forma triangular simplificada y ajustando el área interior a la unidad de escorrentía directa, obteniendo así la relación siguiente:

$$q_p = \frac{CA}{T_p} \quad (50)$$

donde $C = 2.08$ y A es el área de la cuenca en Km^2 . En el sistema inglés, $C = 483.4$ y el área está expresada en millas cuadradas.

Adicionalmente, se adoptó el tiempo de retardo $t_p = 0.6 t_c$, donde t_c es el tiempo de concentración de la cuenca. El tiempo al pico también fue expresado en términos del tiempo de retardo y la duración de la lluvia efectiva por la relación:

$$T_p = \frac{t_r}{2} + t_p \quad (51)$$

-Aplicación del Hidrograma Unitario

Generalidades

Los rasgos más inmediatos y elementales del

proceso de transformación de las precipitaciones sobre una cuenca en caudales en su punto de desagüe, ya se indicaron anteriormente; procede ahora avanzar con una metodología capaz de deducir los unos en función de las otras, es decir, llegar a una ley cronológica de las salidas de agua (hidrograma), una vez conocidas las entradas de la misma (pluviograma o hietograma).

Proponemos para tales fines el modelo de cálculo que ofrece el hidrograma unitario, cuyos principios ya estableció Sherman en 1932.

Hipótesis básicas

En una cuenca dada, los hidrogramas debidos a aguaceros con lluvias netas de la misma duración D son todos afines con el mismo tiempo de base y caudales proporcionales a sus respectivas escorrentías.

Para que la diferencia en el reparto temporal y espacial de las precipitaciones de unos aguaceros a otros no deje sentir su influencia, es preciso determinar primordialmente los valores de \underline{D} (duración de la lluvia neta) y \underline{A} (superficie de la cuenca). Como órdenes de magnitud se pueden señalar los siguientes: $D < 1/5 T_c$ y $A < 2,000 \text{ km}^2$. A los hidrogramas que cumplen estas condiciones se los denomina unitarios o elementales.

Si el episodio lluvioso es de mayor duración, habrá que dividirlo en períodos más cortos que cumplan con la limitación impuesta, admitiendo que el hidrograma total será la suma de los correspondientes a los aguaceros parciales. En todo lo que sigue supondremos que le área objeto del estudio no sobrepasará el límite marcado.

Las hipótesis anteriores no son rigurosas, sino de trabajo, pero suficientemente aproximadas a los fines prácticos, como se ha podido comprobar empíricamente.

Morfología

Los hidrogramas unitarios se pueden asimilar a triángulos en una primera aproximación generalmente suficiente a los fines prácticos.

El tiempo de base cumplirá la condición de todo hidrograma $T_b = D + T_c$

El tiempo al pico T_p se puede expresar como $T_p = D/2 + K T_c$, siendo K variable de unas cuencas a otras, pues cuanto más concentradas estén en la cabecera la superficie y las precipitaciones, tanto mayor será K . En cuencas de morfología no singular, mientras se incorporan experiencias locales, se adoptará el valor deducido experimentalmente por el Soil Conservation Service (SCS):

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6T_c \quad (52)$$

Resulta así el hidrograma de la figura 3.7

Igualando el área del triángulo a la lluvia neta E caída durante el intervalo D resulta, en unidades métricas, Q (m^3/seg), E (mm), T_c (hr), D (hr).

$$Q = \frac{A E}{1.8 T_b} = \frac{A E}{1.8 (T_c + D)} \quad (53)$$

Proceso de cálculo

El cálculo del hidrograma de escorrentía superficial debido a un aguacero, cuyo pluviograma es conocido, se hace en dos pasos fundamentales:

- i) Se desglosa del pluviograma su componente neta mediante la correspondiente ley del Soil Conservation Service, según se indica en la figura 3.8c.
- ii) Una vez obtenido el pluviograma neto, se descompone en intervalos de duración $D < 1/5 T_c$, y la escorrentía entrante en cada uno de ellos sale por el punto de desagüe según el correspondiente hidrograma unitario. El hidrograma total será la suma de los parciales (convolución de hidrogramas).

El proceso se detalla en la figura 3.8d donde se desarrolla un ejemplo.

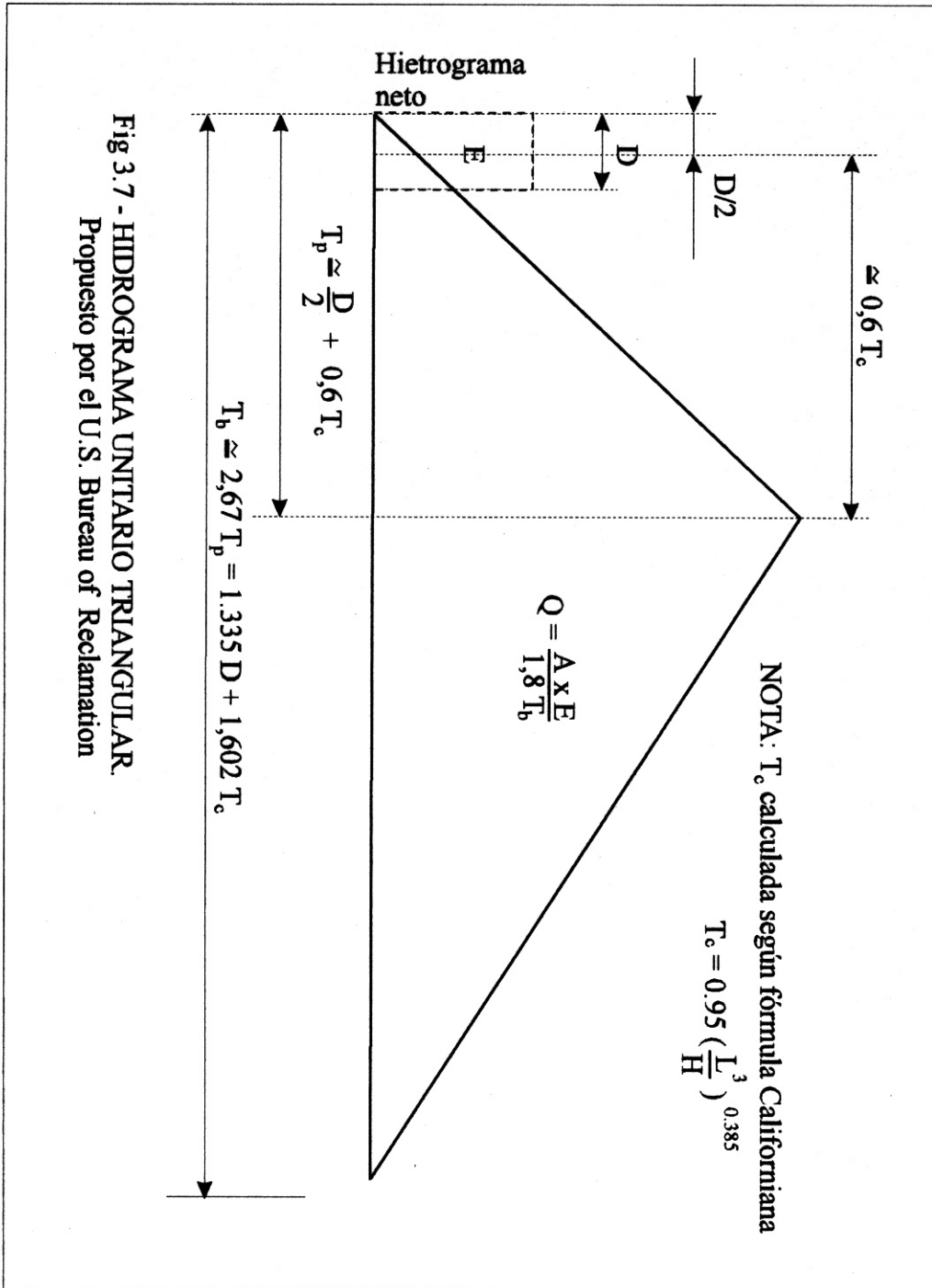


Fig 3.7 - HIDROGRAMA UNITARIO TRIANGULAR.
 Propuesto por el U.S. Bureau of Reclamation

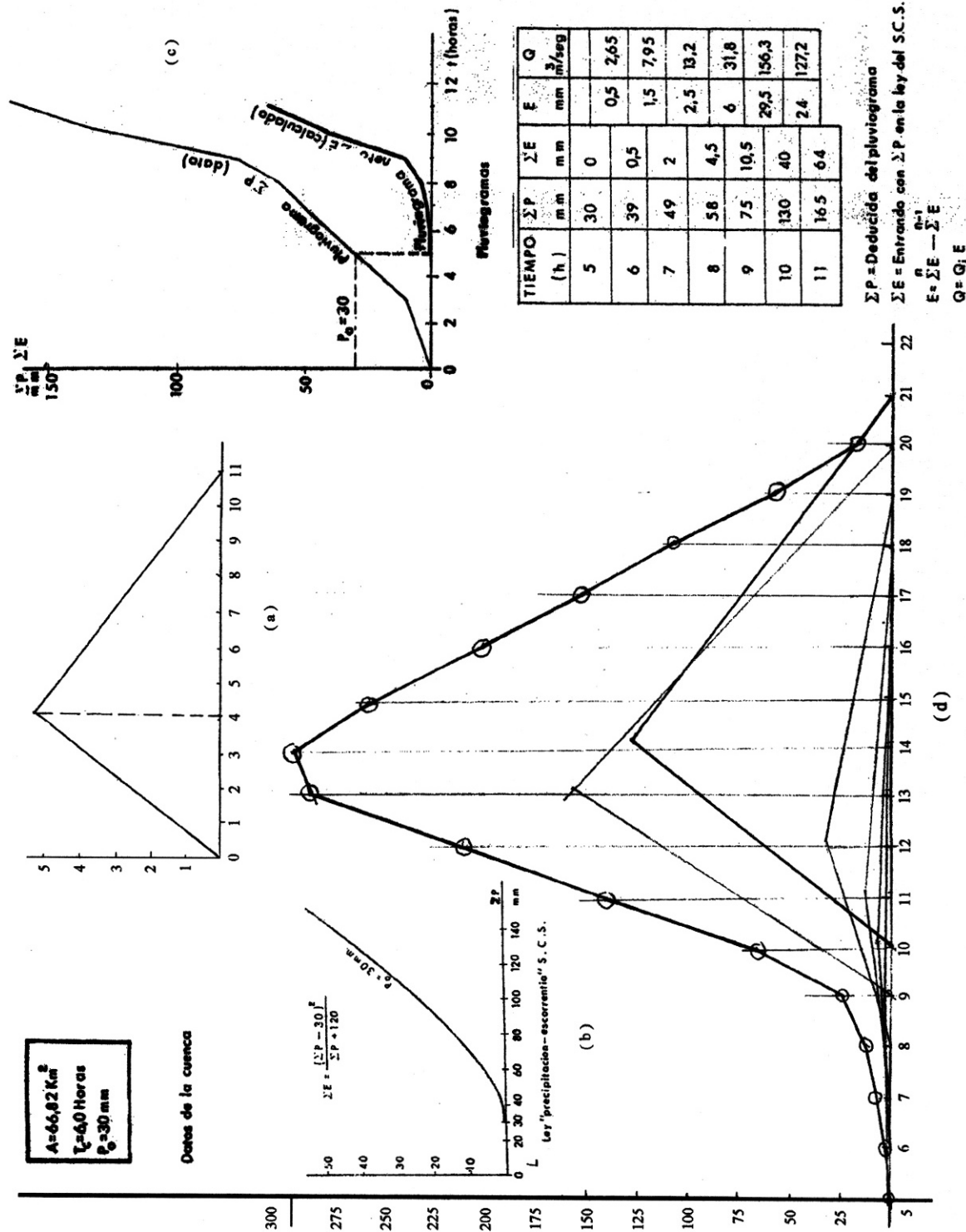


Fig 3.8 EJEMPLO DE APLICACIÓN DEL HIDROGRAMA UNITARIO

Método de Nakayasu

En Honduras se ha utilizado extensivamente el Hidrograma Unitario del Dr. Nakayasu, recomendado en el Manual de Diseño y Procedimientos de Construcción de Obras Hidráulicas, del Ing. Civil Yoshihiro Takemoto de la Misión Japonesa JICA.

El método establece las siguientes ecuaciones:

$$Q_{m\acute{a}x} = \frac{AR_0}{3.6 (0.3T_1 + T_{0.3})} \quad (54)$$

en el tramo creciente.

Cuando

$$0 < t < T_1 ; \frac{Q_d}{Q_{m\acute{a}x}} = \left(\frac{t}{T_1}\right)^{2.4} \quad (55)$$

en el tramo decreciente.

Cuando

$$1 > \frac{Q_d}{Q_{m\acute{a}x}} > 0.3; \frac{Q_d}{Q_{m\acute{a}x}} = 0.3 \frac{t - T_1}{T_{0.3}} \quad (56)$$

Cuando

$$0.3 > \frac{Q_d}{Q_{m\acute{a}x}} > 0.3^2; \frac{Q_d}{Q_{m\acute{a}x}} = 0.30 \frac{t - T_1 + 0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}} \quad (57)$$

$$0.3^2 > \frac{Q_d}{Q_{m\acute{a}x}}; \frac{Q_d}{Q_{m\acute{a}x}} = 0.30 \frac{t - T_1 + 1.8T_{0.3}}{2.0T_{0.3}} \quad (58)$$

donde:

$Q_{m\acute{a}x}$ = Máxima descarga en el Hidrograma Unitario (m³/seg);

Q_a = Descarga en el Hidrograma Unitario Creciente (m³/seg);

Q_d = Descarga en el Hidrograma Unitario Decreciente (m³/seg);

A = Area de la cuenca (Km²);

R_0 = Precipitación Efectiva Unitaria (mm);

T_1 = Tiempo entre el comienzo y la descarga máxima (horas);

L = Distancia máxima a lo largo del cauce (Km);

Cuando $L < 15$

$$t_g = 0.21 L^{0.7} \quad (59)$$

Cuando $L \sim 15$

$$t_g = 0.4 + 0.058 L \quad (60)$$

$T_{0.3}$ = Tiempo hasta que la descarga decrece a 0.3 $Q_{m\acute{a}x}$;

$$T_{0.3} = 0.47(AL)^{0.25} \quad (61)$$

$$T_1 = t_g + 0.8 t_r \quad (62)$$

Se muestra a continuación un ejemplo de la aplicación del Hidrograma Unitario del Dr. Nakayasu:

Ejemplo

Un río tiene una cuenca con un área de 110.8 km² y 14 km de longitud de cauce.

Estimar el Hidrograma unitario de este río por el método del Dr. Nakayasu, utilizando $R_0 = 1$ mm.

Solución

$$T_{0.3} = 0.47 (A.L)^{0.25} = 0.47 (110.8 \times 14)^{0.25} = 3 \text{ hr}$$

$$t_g = 0.21 L^{0.7} = 0.21 \times 14^{0.7} = 1.33 \text{ hr}$$

$$T_1 = t_g + 0.8 t_R = 1.33 + 0.81 \times 1 = 2 \text{ hr}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = A.R_0/3.6(0.3 T_1 + T_{0.3}) = 110.8 \times 1/3.6(0.3 \times 2 + 3) = 8.55 \text{ m}^3/\text{s mm}$$

A continuación se efectúa el cálculo del hidrograma unitario:

Para el tramo creciente:

$$t = 1 \text{ hr}$$

$Q_a/Q_{m\acute{a}x} = (t/T_1)^{2.4}$ sustituyendo los valores obtenemos:

$$Q_{a1}/8.55 = (1/2)^{2.4} = 0.189; \quad Q_{a1} = 1.62 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 2 \text{ hr}$$

$$Q_{m\acute{a}x} = 8.55 = (Q_{a2}) = (Q_{d0})$$

$$Q_{a2} = 8.55 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

Para el tramo decreciente:

$$1 > Q_d / Q_{m\acute{a}x} > 0.3$$

donde

$$Q_d / Q_{m\acute{a}x} = 0.31 \frac{(t - T_1)}{(T_{0.3})}$$

Sustituyendo valores es posible conocer el valor de Q_d

$$t = 3 \text{ hr}$$

$$Q_{d1}/8.55 = 0.3^{(3-2/3)} = 0.6694; \\ Q_{d1} = 5.72 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 4 \text{ hr}$$

$$Q_{d2}/8.55 = 0.3^{(4-2/3)} = 0.4481; \\ Q_{d2} = 3.83 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 5 \text{ hr}$$

$$Q_{d3}/8.55 = 0.3^{(5-2/3)} = 0.3; \\ Q_{d3} = 2.57 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

Segundo caso

$$\text{Cuando } 0.3 > Q_d/Q_{m\acute{a}x} > 0.3^2$$

donde:

$$Q_d/Q_{m\acute{a}x} = 0.3^{(t-T_1+0.5 T_{0.3}/1.5T_{0.3})}$$

Sustituyendo valores se tiene:

$$t = 6 \text{ hr}$$

$$Q_{d4}/8.55 = 0.3^{(6-2+0.5 \times 3/1.5 \times 3)} = 0.2296; \\ Q_{d4} = 1.96 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 7 \text{ hr}$$

$$Q_{d5}/8.55 = 0.3^{(7-2+0.5 \times 3/1.5 \times 3)} = 0.1757;$$

$$Q_{d5} = 1.50 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 8 \text{ hr}$$

$$Q_{d6}/8.55 = 0.3^{(8-2+0.5 \times 3/1.5 \times 3)} = 0.134;$$

$$Q_{d6} = 1.15 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 9 \text{ hr}$$

$$Q_{d7}/8.55 = 0.3^{(9-2+0.5 \times 3/1.5 \times 3)} = 0.1029;$$

$$Q_{d7} = 0.879 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 10 \text{ hr}$$

$Q_{d8}/8.55 = 0.3^{(10-2+0.5 \times 3/1.5 \times 3)} = 0.078$; este valor es menor que 0.3^2 , por lo tanto no cumple la condición y se debe pasar al siguiente caso:

Tercer caso:

Cuando $0.3^2 > Q_d/Q_{\text{máx}}$ donde $Q_d/Q_{\text{máx}} = 0.3^{(t-T1+1.5 \text{ TO.3}/2\text{TO.3})}$

Sustituyendo valores se tiene:

$$Q_{d8}/8.55 = 0.3^{(10-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.0814 < 0.3^2 \text{ OK}$$

$$Q_{d8} = 0.70 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 11 \text{ hr}$$

$$Q_{d9}/8.55 = 0.3^{(11-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.0666;$$

$$Q_{d9} = 0.57 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 12 \text{ hr}$$

$$Q_{d10}/8.55 = 0.3^{(12-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.0545;$$

$$Q_{d10} = 0.47 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 13 \text{ hr}$$

$$Q_{d11}/8.55 = 0.3^{(13-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.04459; Q_{d11} = 0.38 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 14 \text{ hr}$$

$$Q_{d12}/8.55 = 0.3^{(14-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.03648;$$

$$Q_{d12} = 0.31 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 15 \text{ hr}$$

$$Q_{d13}/8.55 = 0.3^{(15-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.02985;$$

$$Q_{d13} = 0.26 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 16 \text{ hr}$$

$$Q_{d14}/8.55 = 0.3^{(16-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.0244;$$

$$Q_{d14} = 0.21 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 17 \text{ hr}$$

$$Q_{d15}/8.55 = 0.3^{(17-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.02 ;$$

$$Q_{d15} = 0.18 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

$$t = 18 \text{ hr}$$

$$Q_{d16}/8.55 = 0.3^{(18-2+1.5 \times 3/2 \times 3)} = 0.016 ;$$

$$Q_{d16} = 0.14 \text{ m}^3/\text{seg.mm}$$

Con los valores de Q y t podemos graficar el hidrograma unitario y luego preparar una tabla donde se colocan los valores de Q_a , $Q_{\text{máx}}$, y Q_d .

Modelos Hidrológicos Disponibles

Con el desarrollo de las computadoras y el acceso a las mismas a través de las Computadoras Personales (Personal Computers) PC, la aplicación de los modelos de simulación hidrológica ha tomado mayor vigencia.

Los grandes modelos para sistemas de computación tipo "main frame" han sido transformados para aplicaciones en microcomputadoras, sin restarles capacidad operativa, y son ahora el auxiliar más preciso y conveniente para el análisis de trabajos hidrológicos.

Los modelos de computación más aplicados son aquéllos que provienen de los Estados Unidos, ya sean de Instituciones de Gobierno o de Universidades. Sin embargo, recientemente se ha promovido en el país la aplicación de modelos de desarrollo europeo como son los HYDRA de Inglaterra y el MIKE 11 de Dinamarca, de este último, algunos módulos en propiedad de la UNAH, ENEE y SECPLAN.

La aplicación de los modelos estará en consonancia con la disponibilidad de datos, el tamaño y tipo de área a estudiar, sean cuencas urbanas o rurales, y el costo de realizar campañas de topografía de calidad y extensión e investigaciones de uso del suelo. A continuación se presenta el detalle de aquellos modelos más importantes de utilización en el país.

HEC-1

El Centro de Ingeniería Hidrológica (HEC) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército

Americano ha producido uno de los programas más populares para el análisis hidrológico, el HEC-1, como parte de más de una veintena de programas para aplicación en recursos hidráulicos.

La utilización del Programa HEC-1 viene siendo una necesidad porque el mismo es ampliamente aceptado por las agencias de financiamiento y además es el modelo de simulación hidrológica incorporado en los sistemas computacionales de ingeniería civil que operan en ambiente AutoCAD.

Consta de un programa principal que llama a seis subrutinas. Las dos primeras de ellas determinan el hidrograma unitario, las abstracciones hidrológicas o pérdidas y los parámetros para el tránsito hidrológico mejorado por el método de Muskingum-Cunge. Las otras subrutinas realizan los tránsitos hidrológicos finales.

El programa acepta la discretización de múltiples cuencas, cauces, embalses, etc., para varios caudales y escenarios de desarrollo de cuencas y permite realizar análisis económicos sobre las medidas de mitigación de avenidas.

El Modelo HEC-1 puede ser aplicado para cuencas sin datos.

La presentación del uso del modelo es muy accesible y consta de pantallas de menús, editor de datos compatibles con otros programas del Cuerpo de Ingenieros, salidas personalizables y compatibilidad con impresoras y plotters. Para una optimización del uso del HEC-1 se requiere de un coprocesador matemático.

El modelo HEC-1 posee una amplia literatura de manuales y textos que muestran la bondad de las aplicaciones. Además, para Centro América, el IICA es el representante de estos modelos y ofrece, mediante convenios interinstitucionales, la asistencia para el desarrollo de las aplicaciones tal como ha sucedido en la cuenca del Valle de Sula.

HYMO

El Programa HYMO (Hydrologic Modeling) es un modelo de evento, de tipo lluvia-escorrentía. Es de los modelos que primeramente se desarrollaron para cálculos manuales y se programaron sus rutinas en FORTRAN IV para los análisis de cuencas.

La escorrentía se calcula mediante la técnica del Hidrograma Unitario de tipo adimensional de forma tal que puede ser aplicado a cuencas sin datos.

El tránsito de los hidrogramas es mediante el método hidrológico de Muskingum, mejorado mediante un coeficiente de almacenamiento variable para cuando los caudales transitados se salen del cauce principal e inundan la planicie.

El programa HYMO acepta el tránsito de avenidas por sistemas fluviales que incluyen embalses.

La salida del HYMO consiste en presentar los diferentes hidrogramas ya transitados los cuales sirven para el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas.

El Modelo HYMO fue aplicado en Honduras para el Embalse de Los Laureles, con una versión de los años setenta, que tuvo que ser perforado en tarjetas y luego ser compilado en una computadora IBM 1130 de la UNAH.

Recientemente el HYMO ha sido mejorado y, por su simplicidad, incorporado a programas de manejo de cuencas agrícolas, programas que son distribuidos por las agencias del gobierno norteamericano.

SWMM

Es un modelo de un sólo evento y se aplica al drenaje urbano, ya sea pluvial, sanitario o combinado. Posee módulos para el análisis de la calidad de las aguas.

Como dato de entrada requiere el diagrama de lluvias del evento; la infiltración se determina mediante el modelo de Horton. La cuenca de drenaje se divide en subcuencas de las cuales se toman las características de forma, dimensión, pendiente y condiciones de cobertura. A estas subáreas se les aplica el correspondiente diagrama de lluvia efectiva, resultando un diagrama de escurrimiento, el cual es transitado por las superficies de flujo hasta llegar a los colectores; a los colectores se les agrega el agua por infiltración y los caudales sanitarios.

El tránsito de los caudales se realiza por métodos cinemáticos no permanentes, que es una buena aproximación del proceso hidráulico que se produce en la realidad.

Bibliografía

- 1- Drenaje Urbano, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, J.J. Bolinaga, Caracas Venezuela, 1979.
- 2- Engenharia de Drenagem Superficial, CETESB, Paulo Sampaio Wilken, Sao Paulo, Brasil, 1978.
- 3- Drenaje Urbano, Simón Arocha, Ediciones Vega s. de R.L, Caracas Venezuela, 1990.
- 4- Abastecimiento de Agua y Remoción de Aguas Residuales, Fair G.M., Geyer J.C., Okun D.A., Editorial Limusa-Wiley S.A., Méjico, 1968.
- 5- Ingeniería de los Recursos Hidráulicos, Linsley R.K., Franzini J.B., Primera Edición en Español, CECSA, Méjico, Enero de 1984.
- 6- Manual de Diseño y Procedimientos de Construcción de Obras Hidráulicas. Ing. Civil Yoshihiro Takemoto - Honduras, 1981.

SECCIÓN 4: OBRAS DE DRENAJE LONGITUDINAL

Generalidades

Se entiende por drenaje longitudinal el conjunto de obras que recogen las aguas que escurren en forma laminar por taludes y calzada y las conducen hasta las obras de descarga transversal, esto es, alcantarillas y puentes. Esta definición, aplicada a una carretera de tipo rural, puede extenderse a obras de pavimentación urbana: las obras asociadas al drenaje longitudinal incluyen los bordos, zanjas paralelas a las calzadas, los tragantes y cajas colectoras y las conducciones subterráneas necesarias para descargar los excedentes pluviales en un cuerpo receptor adecuado. Esta definición es sólo a los efectos del ordenamiento conceptual de las obras y, como se vio, en algunos casos a los efectos de las pautas de dimensionamiento en relación al período de retorno (en la metodología de valores fijados vista en la Sección 2); en lo que respecta a la realidad, el sistema de drenaje es único y la importancia relativa de sus componentes varía de un caso a otro.

Las obras que integran lo que en este manual se define como drenaje longitudinal incluyen:

- cunetas laterales
- bordillos en zonas de terraplén
- zanjas de desagüe
- contracunetas
- bordos
- tuberías
- obras de captación, inspección y enlace (tragantes y cajas colectoras)
- obras de control de la erosión (retardadores, saltos y rápidas)

Todo el instrumental de obras listadas responde, a los efectos de su dimensionamiento, a las expresiones de cálculo que se plantean en el punto relativo a hidráulica de canales.

Asimismo se incluyen tablas con los parámetros básicos para el diseño, como así también aspectos relacionados con el trazado, análisis de las secciones típicas, revestimientos y recomendaciones constructivas.

Tipos de Cunetas y Análisis de su Necesidad

Las cunetas son canales abiertos junto y a lo largo de la carretera, generalmente paralelos a ella, construidos con el propósito de conducir los escurrimientos del agua del pavimento, hombros y áreas adyacentes.

A continuación se dan algunos usos y características de las mismas:

- En perfiles en terraplén suele construirse una cuneta de ancho variable a menudo no por necesidades hidráulicas sino como préstamo lateral para satisfacer la demanda de suelo para el terraplén. Estas cunetas tienen sección trapecial; el ancho de base mínimo absoluto es de medio metro siendo preferible en todos los casos no bajar de un metro, para facilitar la construcción y mantenimiento con equipo mecánico. La altura mínima entre rasante y fondo de cuneta suele fijarse en 1.2 m. Los taludes de las cunetas en terraplén tendrán pendientes variables de 6:1 a 1 1/2:1

con talud de corte hasta de 1/2:1.

Por las razones apuntadas no requieren en general de cálculo hidráulico de capacidad. Sin embargo, en zonas onduladas o montañosas, donde las pendientes longitudinales pueden ser elevadas, conviene verificar las velocidades resultantes desde el punto de vista de la erosión.

En perfiles en corte es necesario construir cunetas laterales para evitar el escurrimiento de las aguas en la zona próxima a los hombros, si los hubiera, o directamente sobre la calzada. Por razones de seguridad al tránsito, suele elegirse la sección triangular de talud 3:1 y talud de corte variable. La profundidad de estas cunetas no será inferior a 0.30 m con respecto al nivel mínimo de la estructura de pavimento que necesite ser drenado (ver figura 4.1) y en lo posible deben revestirse para evitar el contacto del agua con la subrasante en algunos casos (sobre todo en presencia de suelos expansivos) y para evitar la erosión en otros.

En algunos casos puede reemplazarse esta sección por una media caña de concreto simple de 0.40 m de diámetro.

En perfiles de autopista con calzadas colectoras o en distribuidores de tránsito, a fin de evitar riesgos para los vehículos, se adoptan cunetas de sección trapecial con los vértices redondeados y taludes suaves conformando secciones de tipo parabólica.

En secciones de corte suele proyectarse una contracuneta o cuneta de coronamiento para interceptar las aguas provenientes de afuera de la zona de vía, las que de no existir correrían por el talud erosionándolo. Se trata generalmente de canales de sección trapecial de 0.60 a 0.80 m de ancho de fondo y 0.40 a 0.60 m de profundidad. En todos los casos deberán revestirse (a menos que sean

excavadas en roca sana) para evitar el humedecimiento del talud con el consiguiente peligro de deslizamiento.

Bajo puentes, por razones de espacio, suele reemplazarse las cunetas trapeciales por canaletas rectangulares revestidas de capacidad hidráulica equivalente. Generalmente debe tratarse de evitarse el uso de estas cunetas por el riesgo que implican para el tránsito reemplazándose por conductos o trazando la divisoria de aguas (donde sea posible) en correspondencia con el puente.

Bordillos en Terraplenes

En terraplenes de cierta altura ($h > 3\text{m}$) construidos en suelos erosionables, se construye un bordillo (figura 4.2) en el borde de la calzada o del hombro. El agua se colecta en puntos espaciados de 60 a 100 m (más adelante se plantean las ecuaciones correspondientes al cálculo hidráulico de capacidad) y se las descarga al pie del talud por una rápida.

Canales de Entrada o Salida de Alcantarillas

Las zanjas de desagüe son surcos trazados directamente en el terreno, destinados a conducir las aguas de una alcantarilla pequeña a un punto adecuado situado fuera de la zona de vía.

Dentro de esta categoría se incluyen las rectificaciones y/o desvíos de cauces a fin de cruzarlos bajo el camino con un ángulo adecuado como se indica en el capítulo correspondiente al alineamiento de las alcantarillas.

Figura 4.1 y 4.2

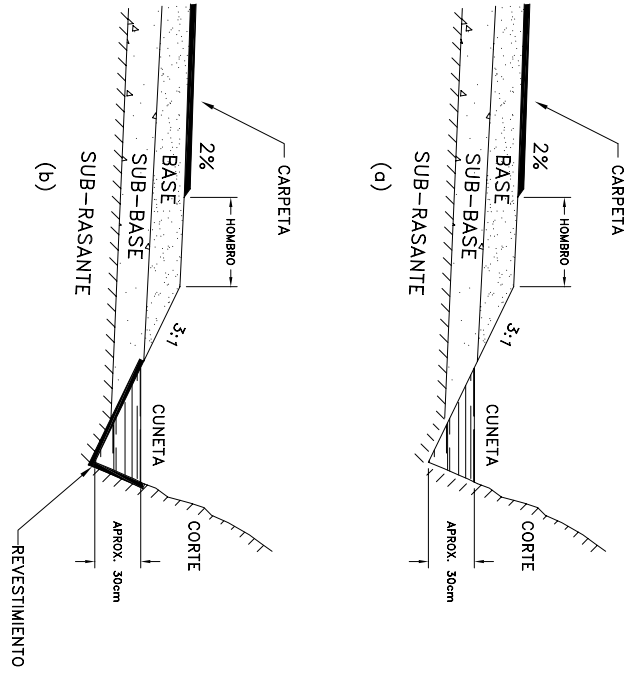


FIGURA 4-1

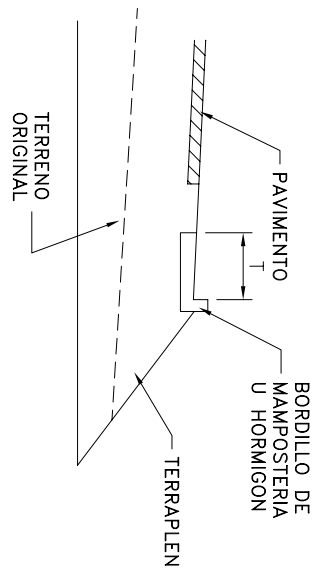


FIGURA 4-2

Hidráulica de Canales

El cálculo hidráulico de canales se efectúa en régimen uniforme mediante la expresión de Manning:

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{A}{p}\right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} \quad (1)$$

en la cual:

V: velocidad de escurrimiento, en m/seg

n: coeficiente de rugosidad

A: sección de escurrimiento, en m²

p: perímetro mojado, en m

i: pendiente longitudinal, m/m

y la ecuación de continuidad:

$$Q = V \cdot A \quad (2)$$

donde Q es el caudal de diseño, en m³/seg.

La resolución conjunta de las ecuaciones (1) y (2), para las secciones de forma más común (trapezoidal, rectangular y triangular) puede hacerse con el empleo de los comandos para resolución de ecuaciones incorporados en las planillas electrónicas de uso corriente (QPRO, EXCEL) que permiten resolver una ecuación trascendente definiendo la celda conteniendo la expresión a resolver, el valor de la función en el punto de interés y la celda conteniendo la variable a iterar por el método

de Newton - Raphson¹.

La ecuación general a resolver en cualquiera de sus términos será:

$$Q - \frac{1}{n} \frac{(Bh + 1/2 (m_1 + m_2) h^2)^{\frac{5}{3}} \sqrt{i}}{(B + h(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}))^{\frac{2}{3}}} = 0 \quad (3)$$

donde los elementos geométricos tienen el significado que se indica gráficamente en la figura 4.3

Del análisis de la figura surgen dos conclusiones inmediatas:

.- la expresión es válida para secciones rectangulares con sólo hacer $m_1 = m_2 = 0$

.- Asimismo resulta válida para canales triangulares con $B = 0$

Ejemplo:

$$Q = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$n = 0.023$$

$$i = 0.01$$

$$B = 1.00 \text{ m}$$

$$m_1 = m_2 = 2$$

$$h = 0.50 \text{ m}$$

$$V = 2.0 \text{ m/seg}$$

¹ **Los comandos en cuestión son: SOLVE FOR (QPRO) y BUSCAR OBJETIVO (EXCEL versión en español)**

Figura 4.3 y 4.4

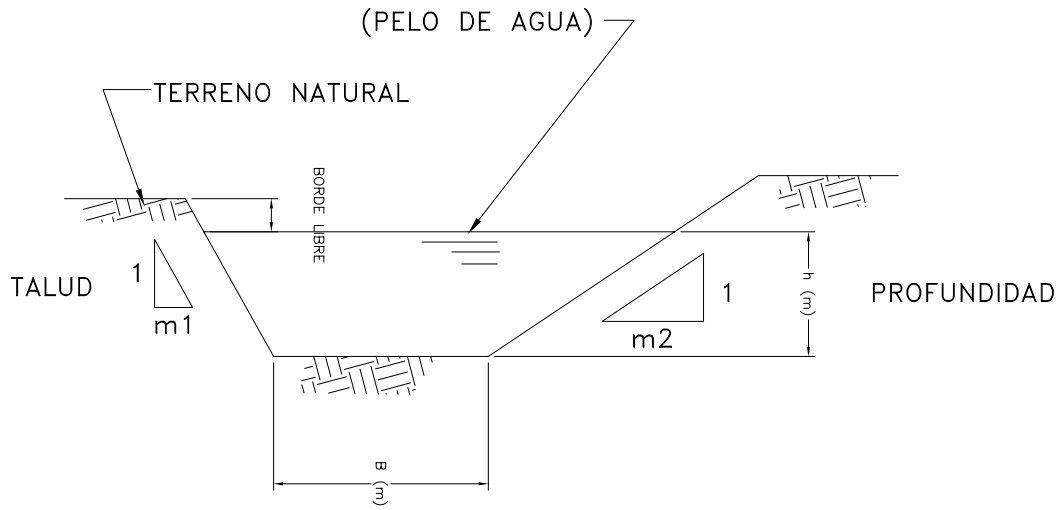


FIGURA 4-3

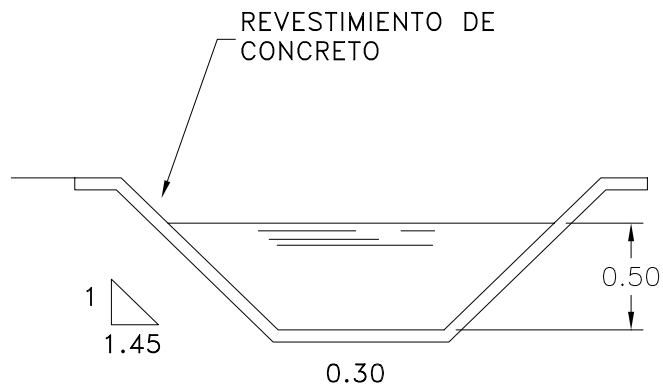


FIGURA 4-4

Será importante determinar el área a efectos de cuantificar la excavación y el perímetro mojado para estimar cantidades de recubrimiento del canal si fuera necesario. En todos los casos deberá proveerse un borde libre de 0,50 a 1 m.

La evaluación del coeficiente de rugosidad en canales es una de las tareas clásicamente más subjetivas en hidráulica. Al respecto se recomienda la lectura del capítulo correspondiente del libro de Ven Te Chow "Hidráulica de los canales abiertos" (Ediciones Mc Graw - Hill).

Para el diseño de cunetas en la mayoría de los casos es suficiente el empleo de la siguiente tabla tomada del Manual de Drenaje y Productos de Construcción de ARMCO:

TABLA 4.1 VALORES DEL COEFICIENTE "n" PARA ZANJAS ANCHAS

Tipo de recubrimiento	Valor del coeficiente n
Tierra compactada	0.020
Césped con más de 15 cm de profundidad de agua	0.040
Césped con menos de 15 cm de profundidad de agua	0.060
Revestimiento rugoso de piedra	0.040
Cunetas pavimentadas de hormigón	0.016

Fuente: Manual de ARMCO

En todos los casos, al dimensionarse un canal en la forma antes vista deberá verificarse la velocidad de escurrimiento. Esta deberá ser menor que el valor admisible fijado para el material de fondo. Como referencia pueden

adoptarse las velocidades límite dadas en la Tabla 4.2 tomada del Manual de Drenaje y Productos de Construcción de ARMCO según análisis de la fuerza de tracción realizados por Fortier y Scobey.

TABLA 4.2 COMPARACIÓN DE VELOCIDADES MÁXIMAS Y ESFUERZOS DE TRACCIÓN PARA DISEÑO DE CANALES ESTABLES (CAUCES RECTOS CONSOLIDADOS - PROFUNDIDAD DEL CAUCE 0.90 m)

Tipo de material	Agua limpia	Agua con sedimento
	Velocidad (m/seg)	Velocidad (m/seg)
Arena fina	0.46	0.76
Greda arenosa	0.53	0.76
Greda limosa	0.61	0.91
Limo	0.61	1.07
Greda firme ordinaria	0.76	1.07
Arcilla consistente	1.14	1.52
Greda aluvial coloidal	1.14	1.52
Esquistos y tierra compacta	1.83	1.83
Grava fina	0.76	1.52
Grava gruesa	1.22	1.83
Guijarros y ripio	1.52	1.68

Fuente: Manual de ARMCO

Asimismo puede utilizarse el programa HY-15 de la Administración Federal de Autopistas de los Estados Unidos (Federal

Highway Administration - FHWA). El programa posee opciones para distintos tipos de revestimiento de fondo y paredes que van desde el lecho natural de vegetación hasta revestimientos de hormigón; asimismo posee opciones para el cálculo del coeficiente de rugosidad de Manning. Más adelante se presenta una descripción más detallada y un ejemplo de aplicación.

Cuando la velocidad supere la admisible podrá recurrirse en algunos casos² al revestimiento del canal. El revestimiento puede hacerse con césped, lajas, piedras, ladrillo o concreto según el material local disponible y la velocidad del escurrimiento. Como en términos generales el revestimiento es costoso y con el objeto de abaratar costos, se aplica el criterio de máxima eficiencia (también llamado de mínima resistencia).

Cada forma geométrica tiene dimensiones de máxima eficiencia; la forma de máxima eficiencia, por su parte, es la semicircular pero por razones constructivas (excepto en los casos donde pueden utilizarse medias cañas prefabricadas) se prefiere la trapecial. La condición que exige menos longitud de revestimiento (mínimo perímetro mojado) y en consecuencia posee costo mínimo está dada por la expresión:

$$\frac{M_p}{M_h} = 0 \quad (4)$$

donde p son el perímetro mojado y h la profundidad respectivamente.

² *Retardores y saltos son opciones alternativas*

Las relaciones de mínima resistencia que se deducen para esa condición son:

$$A = h^2(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}) - \frac{h^2}{2}(m_1+m_2) \quad (5)$$

$$B = h(\sqrt{1+m_1^2} + \sqrt{1+m_2^2}) - h(m_1+m_2) \quad (6)$$

$$R = \frac{h}{2} \quad (7)$$

Fijado Q se adopta $V = V_{adm}$ para el revestimiento elegido y se calcula $A = Q/V$. Con la pendiente disponible i se calcula h de la expresión:

$$V = \frac{1}{n} \left(\frac{h}{2}\right)^{\frac{2}{3}} \sqrt{i} \quad (8)$$

y con A y h se calcula $m_1 = m_2$; por último se calcula B .

Ejemplo: (fig. 4.4)

$$\begin{aligned} Q &= 2.0 \text{ m}^3/\text{seg} \\ n &= 0.016 \text{ (concreto)} \\ i &= 3\% \\ V_{adm} &= 4 \text{ m/seg} \\ A &= Q/V = 0.50 \text{ m}^2 \\ h &= 0.50 \text{ m} \\ m_1 &= m_2 = 1.45 \\ B &= 0.30 \text{ m} \end{aligned}$$

Alineamiento Vertical de Cunetas

Es práctica aceptada que el fondo de las cunetas sea aproximadamente paralelo al perfil del terreno natural. Como la velocidad no debe exceder el valor admisible para el tipo de suelo de que se trate, deben aplicarse

las medidas correctivas necesarias para tal fin.

En primer lugar, la forma más sencilla de limitar la velocidad es ensanchar la solera. Si ello no fuera posible puede recurrirse a uno de los siguientes métodos:

a) Retardadores

Son pequeños diques sumergidos colocados transversalmente a la cuneta, contruidos con postes y ramas, piedra en seco, mampostería o concreto. Si H es la altura del umbral del vertedero del retardador e i la pendiente de fondo de la cuneta, la distancia entre retardadores será (ver figura 4.5):

$$L_R = \frac{H}{i} \quad (9)$$

El retardador embalsa el agua, previniendo la erosión del fondo; el fondo de la cuneta se va rellenando con material de sedimentación y termina por constituir un perfil escalonado estable. La altura recomendable de los retardadores es de 0.40 a 0.50 m.

b) Saltos

En algunas casos la pendiente de fondo del canal puede fijarse menor que la del terreno natural y de tanto en tanto colocar un escalón que compense la diferencia de ambas pendientes (ver figura 4.6). Estos escalones -

llamados saltos - tienen normalmente alturas que oscilan entre 0.60 m y 2.0 m y se construyen de mampostería o concreto simple. Eventualmente se utilizarán alturas mayores recurriéndose en tales casos al concreto reforzado.

Al pie del salto debe construirse una batea (ver figura 4.7) en la que se forme un colchón de agua que actúe como disipador de energía; de no construirse esta batea, la fundación del salto deberá preverse por lo menos al doble de la altura del mismo, teniendo en cuenta los efectos erosivos al pie. No obstante, para obras de cierta envergadura es siempre aconsejable la construcción de la batea disipadora.

El dimensionamiento hidráulico de la batea puede hacerse en base a las siguientes relaciones empíricas:

$$a = \frac{8}{3} h \sqrt{H} \text{ (resalto ahogado)} \quad (10)$$

$$H = \sqrt[3]{h} \sqrt{z+z} \quad (11)$$

H se adopta en función del material utilizado y h es la profundidad de régimen uniforme para el caudal de diseño y la pendiente i , en la sección de cuneta elegida. De la figura 4.7:

Figuras 4.5, 4.6 y 4.7

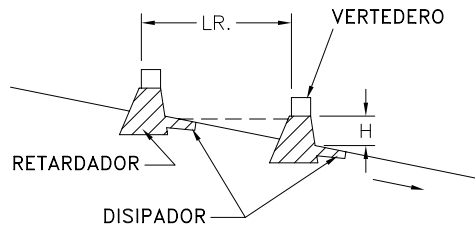


FIGURA 4-5

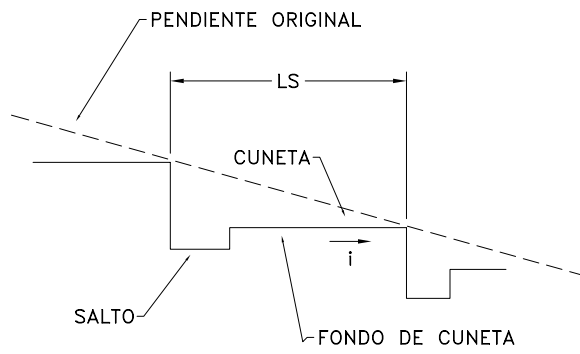


FIGURA 4-6

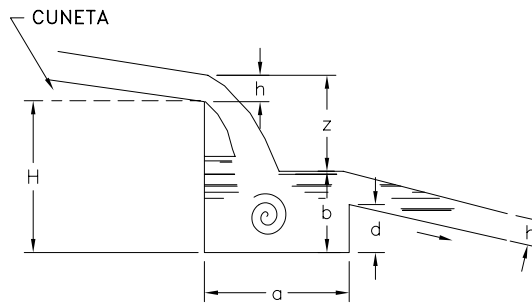


FIGURA 4-7

$$H+y = z+b = z+y+d \quad (12)$$

$$d = H - z = \sqrt[3]{y} \sqrt{z} \quad (13)$$

La distancia entre saltos será:

$$L_s = \frac{H - d - ai}{i_t - i_c} \quad (14)$$

donde i es la pendiente de cuneta para la cual la velocidad es admisible desde el punto de vista de la erosión (ver tabla 4.2).

c) Rápidas

Cuando existe un fuerte desnivel a salvar en una longitud reducida, como sería el caso de la bajada de la descarga de un bordillo (ver figura 4.8), se recurre a una rápida que no es otra cosa que un canal con fuerte pendiente que acompaña al terreno natural con un cuenco o batea disipadora en el extremo.

Las rápidas se construyen de concreto simple o mampostería de piedra y se las dimensiona como se indica a continuación (ver figura 4.9).

Aplicando el teorema de Bernouilli entre las secciones I y II:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + H + a = d_{II} + \frac{V_{II}^2}{2g} + h_f \quad (15)$$

$$d_{II} = \frac{q}{V_{II}} \quad (16)$$

q = caudal por unidad de ancho en $m^3/\text{seg m}$

$$V_{II} = \sqrt{2 g h_v} \quad (17)$$

$$h_f = \text{pérdida por fricción} = \frac{3}{8} L \frac{(2gh_v)^{\frac{5}{3}}}{q^{\frac{4}{3}}} n^2 \quad (18)$$

$$n = \text{coeficiente de rugosidad} \quad (19)$$

$$L = (H+a) \sqrt{\frac{1}{i_R^2} + 1} \quad (20)$$

$$a = d_2 - y_2 \quad (21)$$

Figura 4.8

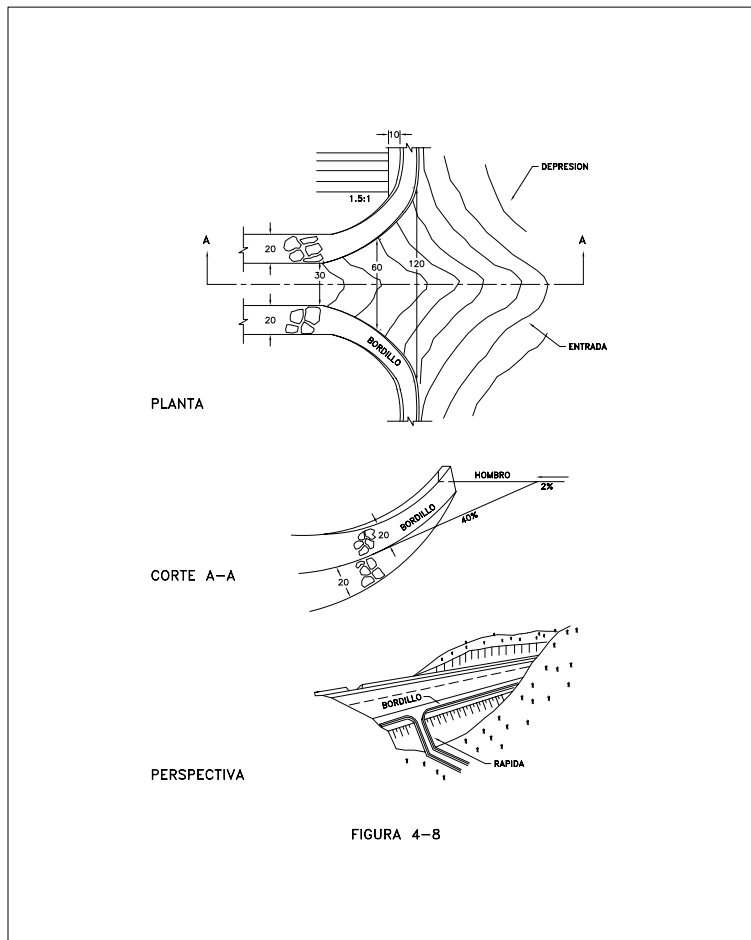


Figura 4.9

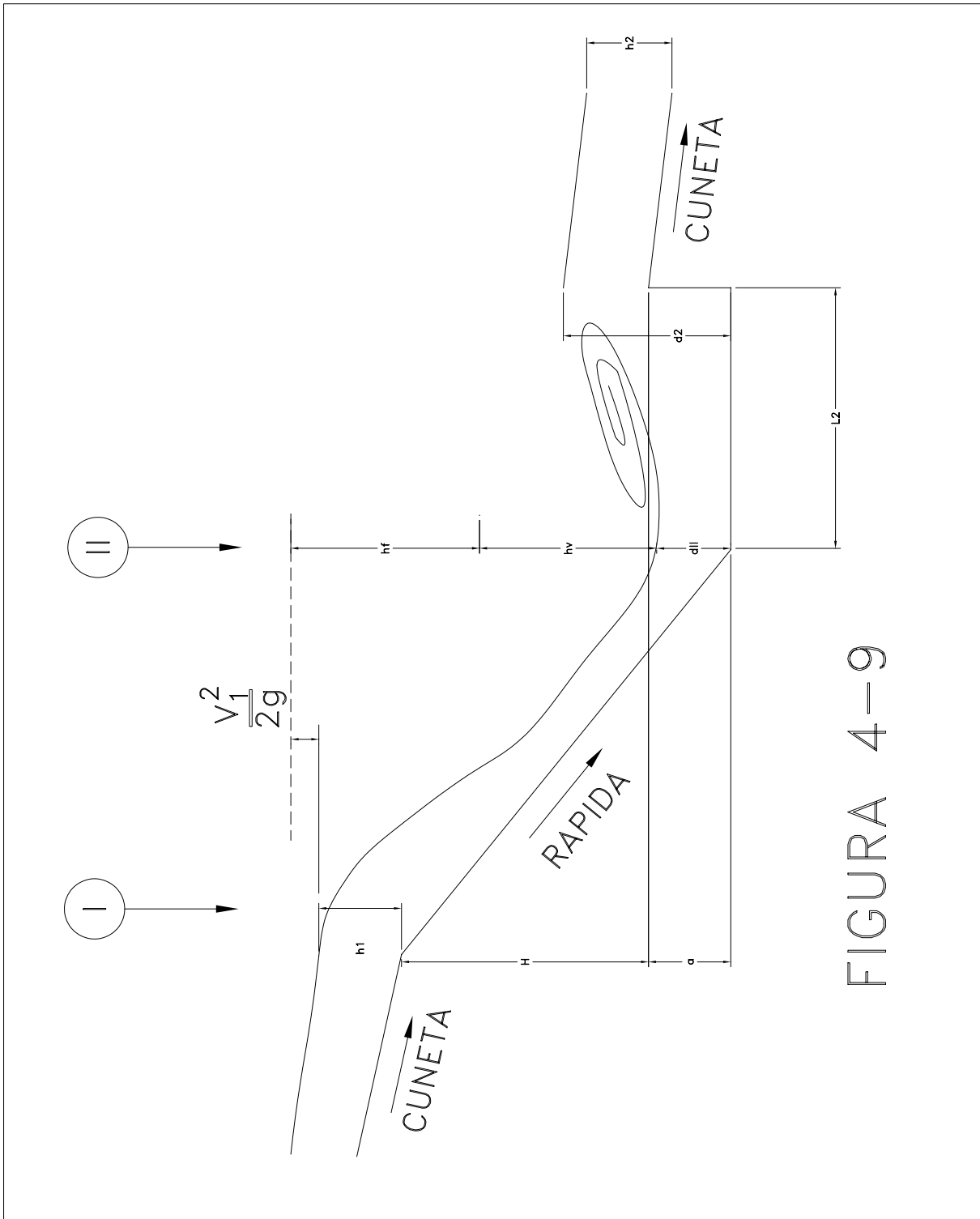


FIGURA 4-9

$$d_2 = \text{tirante conjugado de } d_{II} = \frac{1}{2} d_{II} (\sqrt{8 F_{II}^2 + 1} - 1) \quad (22)$$

$$F_{II} = \text{No de Froude en la sección II} = \frac{V_{II}}{\sqrt{g d_{II}}} \quad (23)$$

Reemplazando y agrupando:

$$y_1 + \frac{V_1}{2g} + H + \left(\frac{1}{2} \frac{q}{\sqrt{2gh_v}} \left(\sqrt{16 \frac{h_v}{q} \sqrt{2gh_v} + 1} - 1 \right) - y_2 \right) - \frac{q}{\sqrt{2gh_v}} - \frac{3}{8} (H + a) \sqrt{\frac{1}{i_R^2} + 1} \frac{(2gh_v)^{\frac{5}{3}}}{q^{\frac{4}{3}}} n^2 - h_v = 0 \quad (24)$$

Esta ecuación en h_v puede resolverse conocidos $y_1=h_1$, V_1 , H , q , h_2 , i_R , y n , utilizando el resolvidor incorporado a las planillas electrónicas (Método de Newton-Raphson) antes comentado.

Una vez hallado h_v pueden obtenerse los demás parámetros hidráulicos en particular d_2 que permite determinar la altura del cuenco dissipador. La longitud del cuenco está dada, según Gómez Navarro, por la expresión:

$$L_2 = 5(d_2 - d_{II}) \quad (25)$$

Ejemplo:

$$\begin{aligned} h_1 &= 1 \text{ m} \\ V_1 &= 2.3 \text{ m/seg} \\ H &= 3.97 \text{ m} \\ q &= 1.8 \text{ m}^3/\text{seg m} \\ h_2 &= 0.80 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} i_R &= 0.5 \\ n &= 0.014 \\ h_v &= 5.26 \text{ m} \\ V_{II} &= 10.1 \text{ m/seg} \\ d_{II} &= 0.18 \text{ m} \\ F_{II} &= 7.7 \\ d_2 &= 1.84 \text{ m} \\ a &= 1.04 \text{ m} \\ L_2 &= 8.3 \text{ m} \end{aligned}$$

Una variante interesante de lo anterior son las llamadas rápidas amortiguadas donde una sucesión de peldaños (ver figura 4.10) produce una disipación parcial para flujos menores y un efecto de macrorugosidad (a través del aumento del valor "n" equivalente) para caudales mayores.

En la tabla 4.3 se dan dimensiones típicas para rápidas amortiguadas.

Figura 4.10

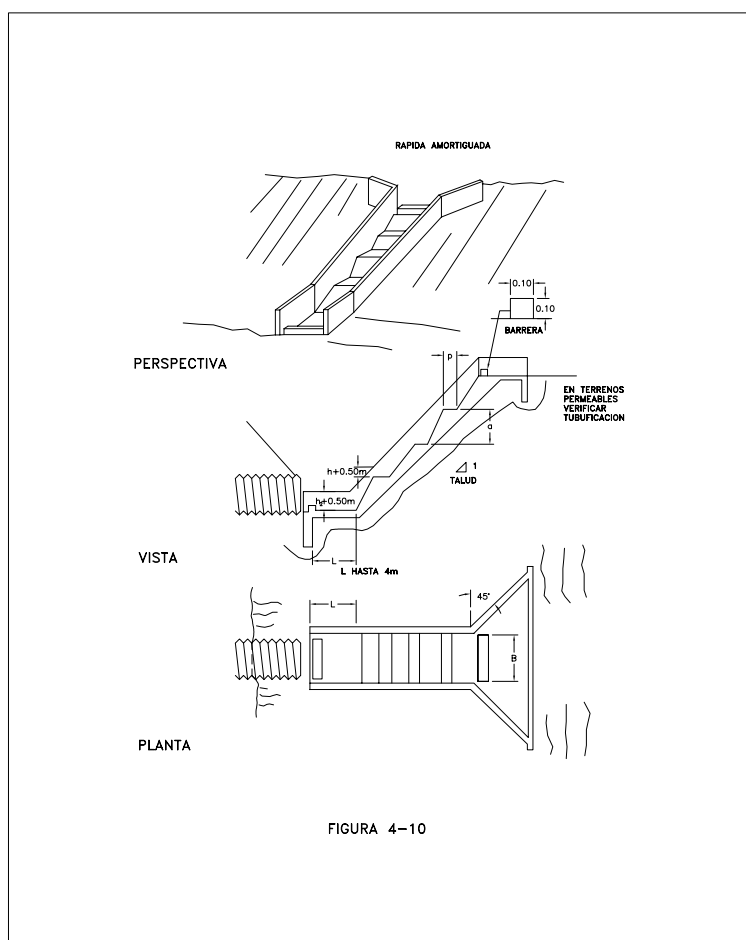


FIGURA 4-10

Tabla 4.3 Dimensiones Típicas Rápidas Amortiguadas.

TABLA 4.3

DIMENSIONES TIPICAS RAPIDAS AMORTIGUADAS

Q(m ³ /s)	h(m)	B(m)	v(m/s)	q(m ² /s)	k(m)	TALUD 1:	F1	h2(m)	L(m)
0.10	0.04	1.00	2.25	0.10	0.26	0.25	3.40	0.19	1
0.10	0.05	1.00	2.08	0.10	0.23	0.50	3.04	0.18	1
0.10	0.05	1.00	2.04	0.10	0.22	0.67	2.93	0.18	1
0.10	0.05	1.00	1.99	0.10	0.18	1.00	2.84	0.18	1
0.20	0.06	1.00	3.46	0.20	0.26	0.25	4.59	0.35	1
0.20	0.06	1.00	3.13	0.20	0.23	0.50	3.95	0.33	1
0.20	0.07	1.00	3.02	0.20	0.22	0.67	3.75	0.32	1
0.20	0.07	1.00	2.90	0.20	0.18	1.00	3.53	0.31	1
0.30	0.07	1.00	4.38	0.30	0.26	0.25	5.34	0.48	2
0.30	0.08	1.00	3.91	0.30	0.23	0.50	4.50	0.45	2
0.30	0.08	1.00	3.75	0.30	0.22	0.67	4.23	0.44	2
0.30	0.08	1.00	3.57	0.30	0.18	1.00	3.94	0.43	2
0.40	0.08	1.00	5.14	0.40	0.26	0.25	5.89	0.61	3
0.40	0.09	1.00	4.55	0.40	0.23	0.50	4.90	0.57	2
0.40	0.09	1.00	4.35	0.40	0.22	0.67	4.58	0.55	2
0.40	0.10	1.00	4.12	0.40	0.18	1.00	4.23	0.53	2
0.50	0.07	1.50	4.69	0.33	0.26	0.25	5.62	0.53	2
0.50	0.08	1.50	4.18	0.33	0.23	0.50	4.73	0.49	2
0.50	0.08	1.50	4.01	0.33	0.22	0.67	4.44	0.48	2
0.50	0.09	1.50	3.82	0.33	0.18	1.00	4.13	0.47	2
0.60	0.08	1.50	5.19	0.40	0.26	0.25	5.98	0.61	3
0.60	0.09	1.50	4.60	0.40	0.23	0.50	4.99	0.57	2
0.60	0.09	1.50	4.41	0.40	0.22	0.67	4.67	0.56	2
0.60	0.10	1.50	4.18	0.40	0.18	1.00	4.32	0.54	2
0.70	0.08	1.50	5.65	0.47	0.26	0.25	6.29	0.69	3
0.70	0.09	1.50	4.99	0.47	0.23	0.50	5.22	0.64	3
0.70	0.10	1.50	4.77	0.47	0.22	0.67	4.87	0.63	3
0.70	0.10	1.50	4.51	0.47	0.18	1.00	4.48	0.61	3
0.80	0.09	1.50	6.08	0.53	0.26	0.25	6.56	0.77	3
0.80	0.10	1.50	5.35	0.53	0.23	0.50	5.41	0.71	3
0.80	0.10	1.50	5.10	0.53	0.22	0.67	5.04	0.69	3
0.80	0.11	1.50	4.82	0.53	0.18	1.00	4.62	0.67	3
0.90	0.09	1.50	6.48	0.60	0.26	0.25	6.80	0.85	4
0.90	0.11	1.50	5.68	0.60	0.23	0.50	5.58	0.78	3
0.90	0.11	1.50	5.41	0.60	0.22	0.67	5.19	0.76	3
0.90	0.12	1.50	5.10	0.60	0.18	1.00	4.75	0.73	3
1.00	0.10	1.50	6.85	0.67	0.26	0.25	7.01	0.92	4
1.00	0.11	1.50	5.99	0.67	0.23	0.50	5.74	0.85	4
1.00	0.12	1.50	5.70	0.67	0.22	0.67	5.32	0.82	4
1.00	0.12	1.50	5.36	0.67	0.18	1.00	4.85	0.79	3

p=0.30 m

a=0.50 m

k=macrorugosidad equivalente

TABLA 4.3 Dimensiones Típicas Rápidas
Amortiguadas, continuación.

TABLA 4.3 (continuación)

DIMENSIONES TIPICAS RAPIDAS AMORTIGUADAS

Q(m ³ /s)	h(m)	B(m)	v(m/s)	q(m ² /s)	k(m)	TALUD 1:	F1	h2(m)	L(m)
0.10	0.04	1.00	2.34	0.10	0.23	0.25	3.74	0.20	1
0.10	0.04	1.00	2.28	0.10	0.20	0.50	3.64	0.20	1
0.10	0.05	1.00	2.21	0.10	0.19	0.67	3.16	0.19	1
0.10	0.05	1.00	2.13	0.10	0.16	1.00	3.04	0.19	1
0.20	0.06	1.00	3.62	0.20	0.23	0.25	4.72	0.36	2
0.20	0.06	1.00	3.36	0.20	0.20	0.50	4.38	0.34	1
0.20	0.06	1.00	3.22	0.20	0.19	0.67	4.20	0.33	1
0.20	0.07	1.00	3.06	0.20	0.16	1.00	3.69	0.32	1
0.30	0.07	1.00	4.58	0.30	0.23	0.25	5.53	0.50	2
0.30	0.07	1.00	4.16	0.30	0.20	0.50	5.02	0.47	2
0.30	0.08	1.00	3.97	0.30	0.19	0.67	4.48	0.46	2
0.30	0.08	1.00	3.75	0.30	0.16	1.00	4.24	0.44	2
0.40	0.07	1.00	5.37	0.40	0.23	0.25	6.48	0.63	3
0.40	0.08	1.00	4.81	0.40	0.20	0.50	5.43	0.59	3
0.40	0.09	1.00	4.58	0.40	0.19	0.67	4.88	0.57	2
0.40	0.09	1.00	4.31	0.40	0.16	1.00	4.59	0.55	2
0.50	0.07	1.50	4.90	0.33	0.23	0.25	6.00	0.54	2
0.50	0.08	1.50	4.44	0.33	0.20	0.50	5.17	0.51	2
0.50	0.08	1.50	4.24	0.33	0.19	0.67	4.82	0.50	2
0.50	0.08	1.50	4.00	0.33	0.16	1.00	4.42	0.48	2
0.60	0.07	1.50	5.43	0.40	0.23	0.25	6.38	0.63	3
0.60	0.08	1.50	4.88	0.40	0.20	0.50	5.44	0.59	3
0.60	0.09	1.50	4.64	0.40	0.19	0.67	5.05	0.57	2
0.60	0.09	1.50	4.37	0.40	0.16	1.00	4.61	0.55	2
0.70	0.08	1.50	5.90	0.47	0.23	0.25	6.70	0.71	3
0.70	0.09	1.50	5.27	0.47	0.20	0.50	5.66	0.67	3
0.70	0.09	1.50	5.01	0.47	0.19	0.67	5.25	0.65	3
0.70	0.10	1.50	4.71	0.47	0.16	1.00	4.78	0.62	3
0.80	0.08	1.50	6.34	0.53	0.23	0.25	6.98	0.79	4
0.80	0.09	1.50	5.64	0.53	0.20	0.50	5.85	0.74	3
0.80	0.10	1.50	5.35	0.53	0.19	0.67	5.42	0.72	3
0.80	0.11	1.50	5.02	0.53	0.16	1.00	4.92	0.69	3
0.90	0.09	1.50	6.75	0.60	0.23	0.25	7.23	0.87	4
0.90	0.10	1.50	5.98	0.60	0.20	0.50	6.02	0.81	4
0.90	0.11	1.50	5.67	0.60	0.19	0.67	5.57	0.78	3
0.90	0.11	1.50	5.30	0.60	0.16	1.00	5.04	0.75	3
1.00	0.09	1.50	7.13	0.67	0.23	0.25	7.45	0.94	4
1.00	0.11	1.50	6.29	0.67	0.20	0.50	6.18	0.87	4
1.00	0.11	1.50	5.96	0.97	0.19	0.67	5.70	0.85	4
1.00	0.12	1.50	5.57	0.67	0.16	1.00	5.15	0.81	3

p=0.30 m

a=1.0 m

k=macrorugosidad equivalente

Obras de Drenaje Urbano

Si bien los alcances del manual no incluyen todos los aspectos relacionados con el dimensionamiento y construcción de los sistemas de desagüe urbanos³, a menudo los proyectistas viales se ven involucrados en este tipo de diseño. Por lo tanto se incluyen aquí algunos elementos de utilidad para tales fines.

Los mismos incluyen:

- .- Bordillos
- .- Tragantes
- .- Pozos de inspección
- .- Pozos de enlace
- .- Pozos de caída
- .- Conductos

A continuación se describe cada uno de ellos por separado incluyendo los criterios básicos de diseño y dimensionamiento hidráulico.

Tragantes y Bordillos

También llamados bocas de toma o sumideros, son aberturas horizontales y/o

³Se recomienda para tal fin la consulta de los siguientes textos:

Stormwater: Best Management Practices and Detention for Water Quality, Drainage and CSO Management; Ben Urbonas/Peter Stahre

Hydraulic Engineering Circular No. 12 "Drainage of Highway Pavements". Federal Highway Administration U.S. Department of Transportation. March 1984.

Elements of Urban Stormwater Design; H. Rooney Malcom, University of North Carolina

Capítulo I - 108

verticales destinados a interceptar las aguas y dirigir las a conductos de evacuación que a su vez las descarguen en cuerpos receptores adecuados. Algunos de sus usos más frecuentes son:

- .- En puntos bajos de calzadas con bordillo
- .- En zonas peraltadas extensas, con cantero separador elevado
- .- A lo largo de calzadas con bordillo en función de la anegación admisible
- .- En separadores centrales deprimidos
- .- En cunetas laterales sobre alcantarillas

Antes de continuar con el análisis hidráulico de estas estructuras es necesario hacer algunas consideraciones sobre las secciones con bordillo. El caudal que escurre por la calzada contigua al bordillo, para un ancho de anegación T dado (ver figura 4.11) es, según Hicks:

$$Q_c = \frac{0.38}{nS_x} h^{\frac{8}{3}} S_0^{\frac{1}{2}} \quad (26)$$

donde:

Q = caudal en m³/seg

n = coeficiente de rugosidad de Manning (en general se adopta el valor $n = 0.016$)

h = tirante en metros = $S_x \cdot T$

S_x = pendiente transversal de la calzada

S_0 = pendiente longitudinal de la calzada

El valor T se denomina anegación y depende de la recurrencia de diseño que se adopte; en general no deberá superar el ancho de un carril para $T_r = 2$ años.

Los tragantes de reja horizontal son aberturas hechas en el fondo del canal de acceso (cuneta, calzada, cantero separador) protegidas por rejas (ver figura 4.12)

Figura 4.11 y 4.12

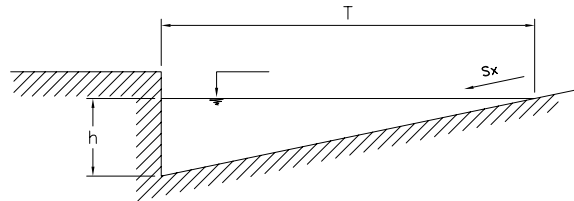


FIGURA 4-11

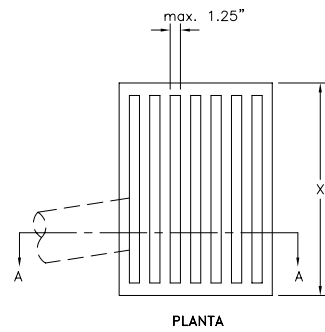
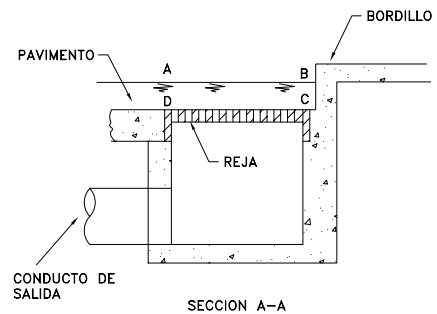
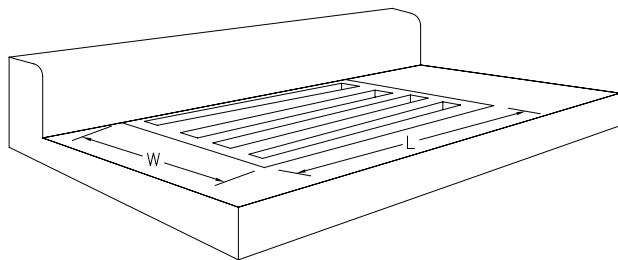


FIGURA 4-12

Situadas en una calzada con pendiente longitudinal, estas aberturas podrán captar el flujo que pasa sobre ellas (sección ABCD de la figura 4.12) siempre que tengan una longitud adecuada. Para diferentes tipos de rejillas, experiencias de laboratorio demostraron que la longitud libre x (en metros) debe ser como mínimo:

$$x = m h \frac{V}{(g h)^{1/2}} \quad (27)$$

donde V es la velocidad media de llegada al tragante en la sección interceptada por la rejilla en m/seg, h es el tirante sobre el tragante en metros y m un coeficiente que depende de la disposición y forma de las rejillas según la figura 4.13.

Cuando el tragante está situado en un punto bajo de la calzada, si la carga H es menor que 0.12 m funciona como un vertedero con una longitud de cresta L igual al perímetro de la rejilla⁴ y un coeficiente C de descarga aproximadamente igual a 1.7.

Su capacidad estará dada por la siguiente expresión:

$$Q = 1.7 L h^{\frac{3}{2}} \quad (m^3/seg) \quad (28)$$

donde L = perímetro de la rejilla.

Si $h > 0.42$ m la rejilla funciona como un orificio, con un área igual a las aberturas de los claros de las barras y un coeficiente de descarga $C = 0.7$:

$$Q = 0.7 A \sqrt{2 g h} \quad (m^3/seg) \quad (29)$$

Teniendo en cuenta el probable atascamiento con basura, se adoptará un área $2A$.

Con $0.12 \text{ m} < h < 0.42 \text{ m}$ el comportamiento del tragante es intermedio entre el del vertedero y el del orificio, adoptándose en ese caso las dimensiones que resulten mayores según uno u otro funcionamiento.

Tragantes de Abertura Lateral

En este tipo de tragantes el agua penetra lateralmente como se indica en el esquema de la figura 4.14.

La figura 4.15 permite calcular la capacidad de aberturas laterales situadas en calzadas con pendiente longitudinal, en pies³/seg por pie de longitud de abertura L . Los parámetros de diseño son el tirante de escurrimiento h en el canal de llegada y el abatimiento a la entrada (ver figura 4.14 anterior). La longitud de abertura L_a necesaria para la intercepción total es igual al caudal total Q_a dividido por la relación Q_a/L_a de la entrada según el gráfico a) de la figura. Si la longitud L disponible no es suficiente para captar la totalidad del escurrimiento, la porción que interceptará puede obtenerse del gráfico b) en función de las relaciones a/h y L/L_a .

Si el tragante está situado en un punto bajo de la calzada y la carga h es menor que la altura H de la abertura, puede considerarse que funciona como un vertedero. En ese caso:

$$Q = 1.7 L h^{\frac{3}{2}} \quad (m^3/seg) \quad (30)$$

Si el tirante h es mayor que el doble de la altura H , el funcionamiento será el de un orificio:

⁴ Si uno de los lados de la rejilla está adyacente al bordillo, no debe incluirse en el perímetro.

Figura 4.13

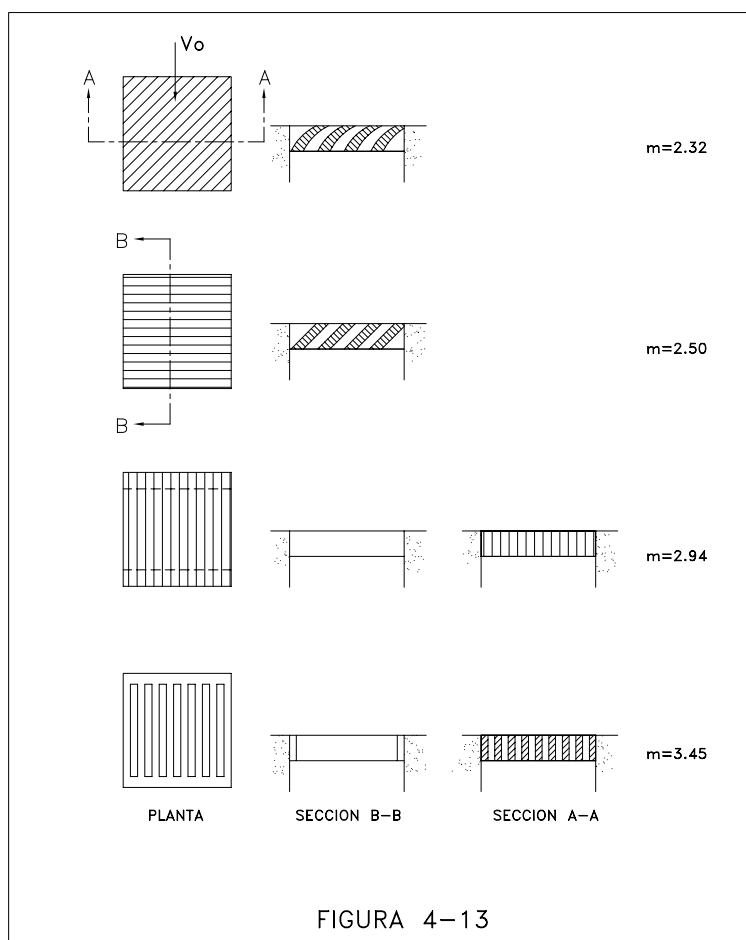


Figura 4.14

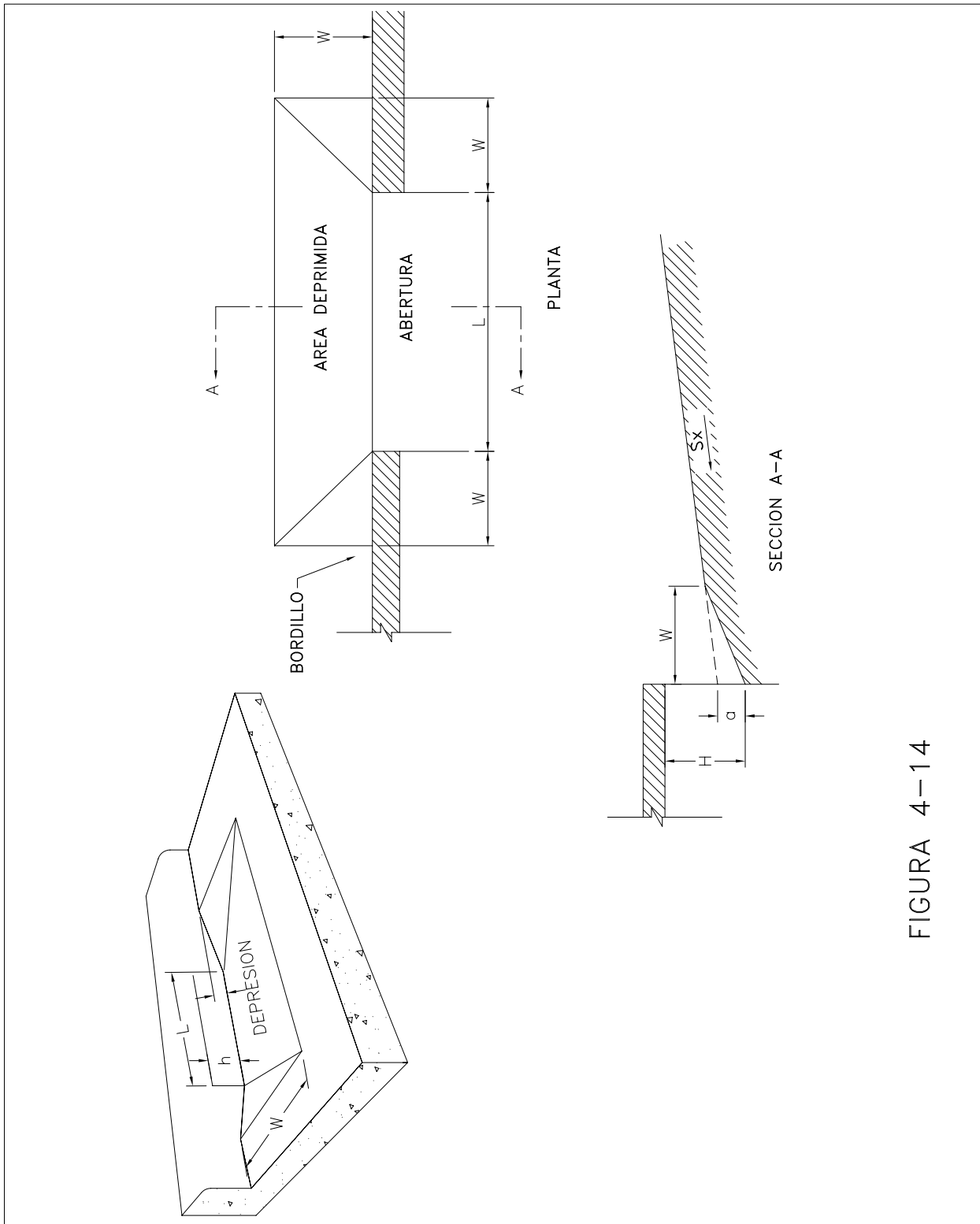


FIGURA 4-14

Figura 4.15

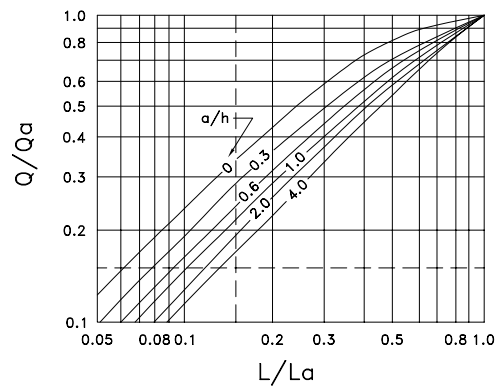
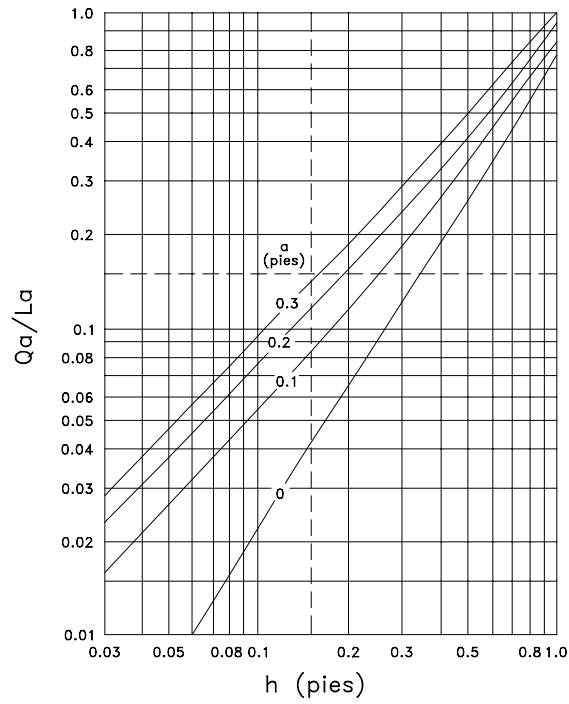


FIGURA 4-15
CURVAS PARA CALCULAR LA CAPACIDAD
DE ENTRADAS CON ABERTURA LATERAL.

$$Q = 0.7 L H \sqrt{2 g h} \quad (m^3/seg) \quad (31)$$

Para $H < h < 2H$ valen las mismas consideraciones hechas para el funcionamiento intermedio en rejas horizontales.

Frecuencia de los Tragantes

En tramos de calzada con pendiente longitudinal, si la capacidad del canal de acceso en función de la anegación admisible excede la capacidad de la toma, la capacidad de esta última gobernará el espaciamiento; por el contrario si la capacidad de la toma es mayor que la del canal de acceso, esta última determinará el número de bocas necesario para que la anegación no exceda la admisible.

Pozos de Inspección

Se disponen para tener un fácil acceso a los conductos para la inspección, limpieza y reparación de los mismos.

Se ubican en cambios de dirección de más de 15E, en los empalmes de conductos afluentes, y en tramos rectos cada 60 a 100 m para diámetros de 0.60 a 1.00 m y cada 100 a 200 m para diámetros mayores de un metro. Para compensar la pérdida de carga en la cámara, el fondo del conducto de salida se coloca de 5 a 10 cm por debajo del conducto de entrada, teniendo en cuenta la importancia relativa de las perturbaciones que sufra la corriente. Cuando existe variación del diámetro, se mantiene el alinamiento del

intradós del conducto.

El acceso debe tener un mínimo de 0.60 m de ancho en cualquier dirección siendo generalmente de sección rectangular con tapa circular. En correspondencia con el invertido de los tubos debe tener 1.20 x 1.20 m, pero también se construyen de 1.50 x 0.90 m.; las tapas son de hierro fundido o concreto reforzado.

Cámaras de Enlace

Las cámaras de enlace pueden ser con acceso o sin acceso (cámaras ciegas). Las que tienen acceso son similares a las de inspección, cuando los conductos tienen diámetros hasta 1.20 m; para diámetros mayores se diseñan cámaras de formas especiales. Conviene que los conductos que entran a la cámara tengan la misma cota de invertido y las aguas aportadas similares velocidades; ello se consigue dando mayor pendiente en sus últimos tramos al tubo más alto, o intercalando una cámara de caída. Deben evitarse, en lo posible, pérdidas de carga en la cámara, eliminando las perturbaciones a la corriente mediante cojinetes.

El ángulo de incidencia de los afluentes debe ser de 45E a 60E lo cual puede lograrse con una curva suave antes del empalme. Debe prestarse especial atención, para confluencias con velocidades de 1.5 m/seg o mayores, a canalizar convenientemente la dirección de ambas corrientes; al igual que en el caso anterior, si el caudal es grande se requiere diseñar una cámara especial.

Pozos de Caída

Cuando es necesario limitar la pendiente del

conducto para no exceder la velocidad máxima admisible se puede disponer un pozo de caída que tendrá un colchón de agua al pie para disipar la energía; aquél podrá ser con acceso o sin él.

Pueden diseñarse con las mismas expresiones dadas en el punto relativo a saltos.

Conductos

Para el cálculo de conductos se empleará el gráfico de la figura 4.16 basado en la fórmula de Manning para la obtención del caudal máximo adoptándose aquellos diámetros cuyo caudal según el gráfico exceda en un 10% aproximadamente el caudal de diseño.

La autolimpieza del conducto depende de la velocidad en su fondo, que es del orden del 60% de la velocidad media del conducto lleno. Como lo más frecuente es que el conducto trabaje parcialmente lleno, la velocidad de fondo será aproximadamente un 40% de la velocidad media del conducto lleno:

$$V_{fondo} = 0.40V_{lleno} \quad (32)$$

Las velocidades de arrastre de diversos materiales se presentan en la tabla siguiente:

Tabla 4.4 Velocidad necesaria para arrastrar sólidos

Material	Velocidad (m/seg)
Arcilla fina y limo	0.07
Arena fina	0.15
Grava fina	0.30
Grava gruesa	0.60

Fuente: Manual de ARMCO

Lo expuesto conduce a fijar una pendiente mínima en el conducto que asegure, a conducto lleno, una velocidad media de 0.60 m/seg como mínimo y excepcionalmente 0.45 m/seg para lograr la autolimpieza.

$$V_{fondo} = 0.40V_{lleno} \text{ Y } V_{fondo} \text{ Y } 0.40 \times 0.60 = 0.24 \text{ m/seg} \quad (33)$$

La pendiente mínima está dada en la tabla 4.5 para distintos diámetros de conducto:

FIGURA 4.16
Gráfico para el cálculo de conductos

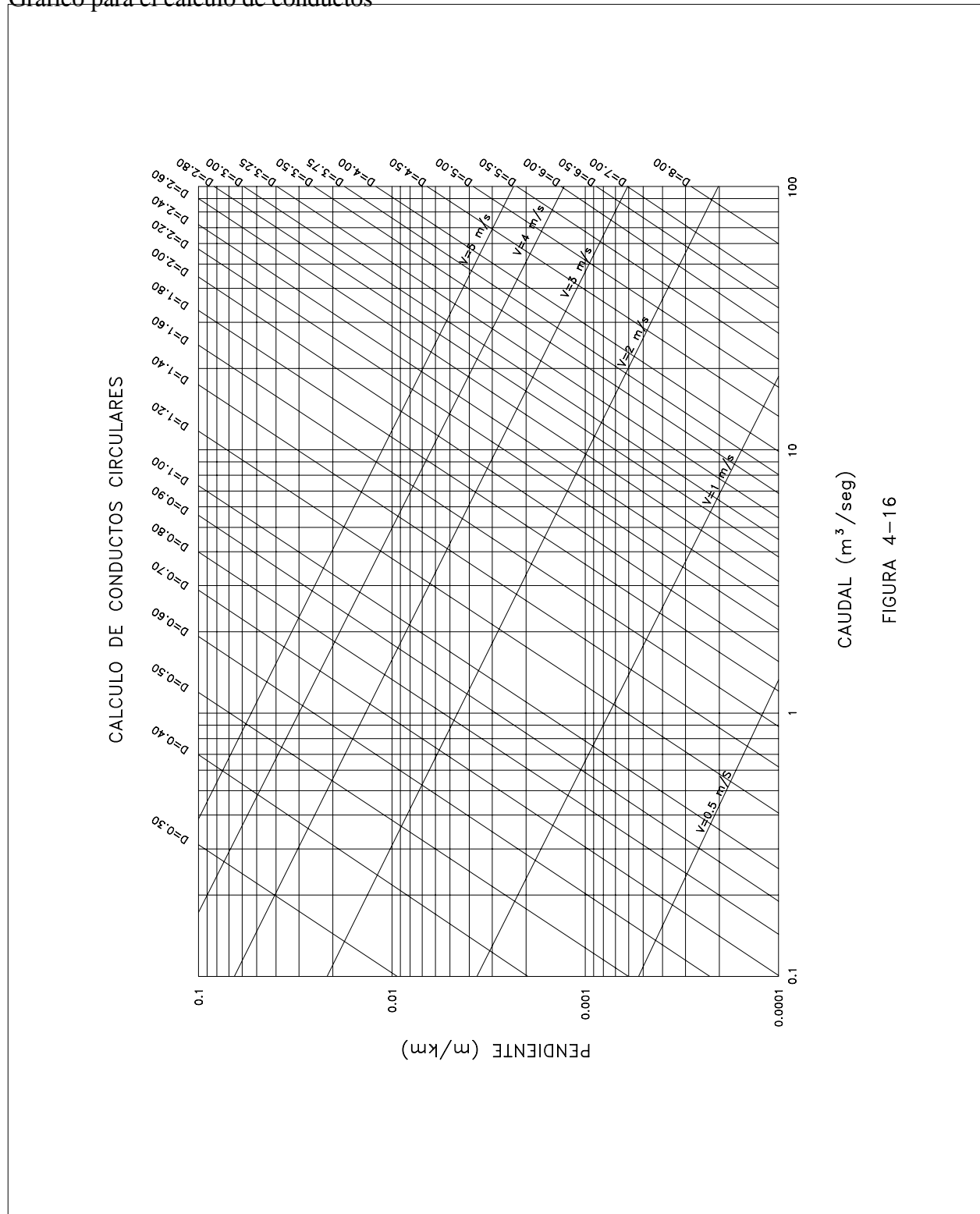


FIGURA 4-16

TABLA 4.5 PENDIENTE MÍNIMA EN CONDUCTOS CIRCULARES (n = 0.013)

Diámetro	0.60	0.80	0.90	1.00	1.20	1.40
Pendiente mínima recomendable (m/km)	1.00	0.75	0.60	0.50	0.40	0.33
Pendiente mínima absoluta (m/km)	0.60	0.46	0.38	0.34	0.27	0.21

Fuente: Elaboración propia

Por otra parte la posibilidad de erosiones, como así también los remansos e impactos en los cambios de sección y cámaras de limita la

velocidad máxima a 3 m/seg, lo que conduce las pendientes máximas siguientes (conducto lleno):

TABLA 4.6 PENDIENTE MÁXIMA EN CONDUCTOS CIRCULARES (n = 0.013)

Diámetro	0.60	0.80	0.90	1.00	1.20	1.40
Pendiente máxima %	1.5	1.0	0.85	0.80	0.75	0.50

Fuente: Elaboración Propia

Por último, en la tabla 4.7 se dan los valores

del coeficiente de rugosidad para los tipos más usuales de tuberías:

TABLA 4.7 VALORES DEL COEFICIENTE "N" PARA DISTINTOS TIPOS DE TUBERÍAS

Tipo de superficie	Valores para proyectar
Tuberías de concreto fabricadas "in situ"	0.015
Tuberías de concreto prefabricadas con juntas bien ejecutadas	0.013
Tubería de concreto prefabricado con juntas imperfectas	0.016
Tubería de metal corrugado	0.023
Tuberías de PVC	0.011

Fuente: Elaboración propia en base a distintas fuentes

Dimensionamiento de Cunetas Típicas

El proyectista debe analizar en cada caso las características de la precipitación y los aportes laterales para dimensionar y determinar las necesidades de pavimentación de las cunetas laterales.

Para el cálculo hidrológico de los aportes laterales se utiliza el Método de Izzard (para pequeñas áreas sin cauces definidos en las cuales el derrame ocurre como escurrimiento laminar) aplicado a taludes laterales y calzada; el esquema de análisis supone una faja de aporte, talud lateral y una calzada

(conservadoramente supuesta peraltada) contribuyendo a una cuneta longitudinal que configura una situación típica en zonas de corte o de media ladera (ver figura 4.17).

Las expresiones utilizadas son⁵:

$$t_c = \frac{527bL_0^{\frac{2}{3}}}{(L_0)^{\frac{2}{3}}} \quad (34)$$

$$b = \frac{0.0000276 I + C_r}{S_0^{\frac{1}{3}}} \quad (35)$$

donde⁶:

- tc: tiempo de concentración en minutos;
- I: intensidad de precipitación en mm/hr;
- L₀: longitud de escurrimiento en metros;
- k: coeficiente de escorrentía según tabla 4.8
- Cr: coeficiente de retardo superficial según tabla 4.9
- S₀: pendiente media superficial.

Tabla 4.8 Valores del coeficiente de Escurrimiento "k" para diversas superficies

Superficie	K
Area residencial urbana:	
Sólo casas residenciales	0.30
Apartamentos con espacios verdes	0.50
Áreas de edificios comerciales e industriales	0.90

⁵Tomado de "Open Channel Hydraulics", Ven Te Chow, Mc Graw-Hill, 1978.

⁶Las ecuaciones dadas son aplicables cuando $IL_0 < 3871$

Áreas boscosas, dependiendo del suelo	0.05 - 0.20
Parques, terrenos agrícolas y pastizales	0.05 - 0.20
Asfalto o pavimento de concreto	0.85

Fuente: Open Channel Hydraulics, Ven Te Chow, Ed. Mc Graw - Hill

Tabla 4.9 Valores del Coeficiente de Retardo Cr

Superficie	Cr
Superficies lisas asfálticas	0.007
Pavimento de concreto	0.012
Pavimento de grava	0.017
Césped muy tupido	0.046
Pastizales	0.060

Fuente: Open Channel Hydraulics, Ven Te Chow, Mc Graw - Hill

Nótese que t_c es función de I y viceversa; la resolución implica un proceso iterativo ejecutado automáticamente por las planillas electrónicas.

El caudal combinado de aporte se calcula utilizando la expresión del Método Racional descrito en la Sección 3 aplicada a cada una de las superficies considerando una longitud unitaria de aporte; el valor de caudal específico hallado considerando el tiempo de concentración de la faja de mayor retardo se utiliza para determinar la longitud máxima de conducción de las cunetas.

Volviendo al problema de calcular t_c no conociendo a priori I se adopta para ésta una de las expresiones propuestas en la Sección 1 en función de t_c :

Figura 4.17

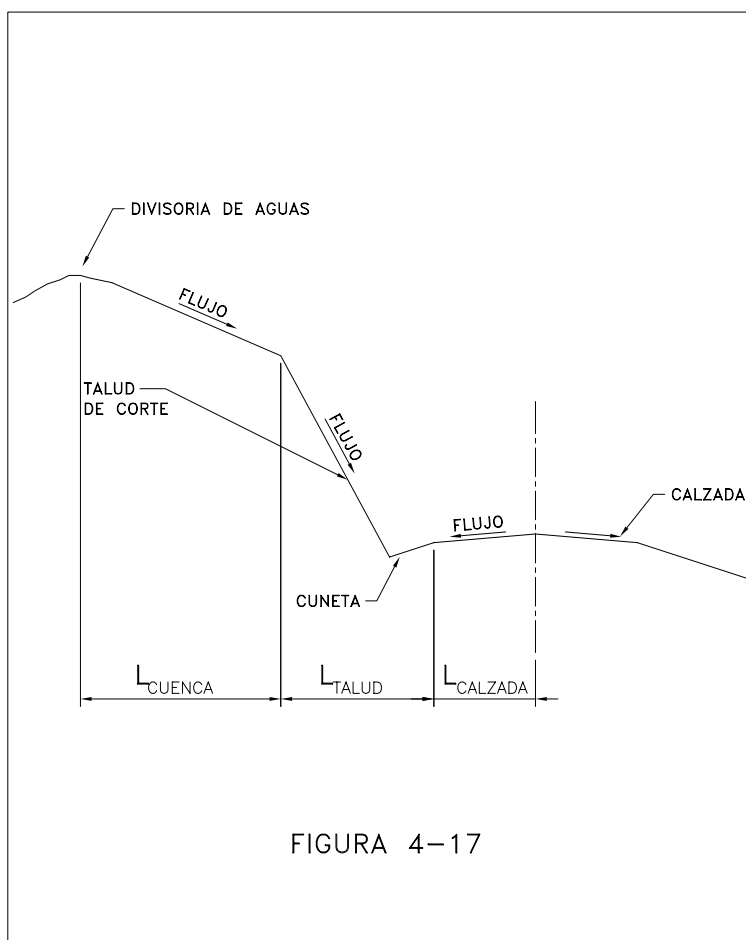


FIGURA 4-17

$$I = \frac{a}{(t+c)^b} \quad (36)$$

La ecuación a resolver será entonces:

$$t_c - 527 (0.0000276 \frac{a}{(t_c + c)^b} + C_r) (\frac{L_0}{S_0})^{\frac{1}{3}} \frac{1}{(\frac{ak}{(t_c + c)^b})^{\frac{2}{3}}} = 0 \quad (37)$$

Ejemplo:

$$a = 166$$

$$b = 0.34$$

$$c = 0$$

$$C_r = 0.007$$

$$L_0 = 7 \text{ m}$$

$$S_0 = 0.02$$

$$k = 0.85$$

$$t_c = 1.7 \text{ minutos}$$

$$I = 139 \text{ mm/hr}$$

En general cuando el tiempo de concentración resulta menor de cinco minutos suele adoptarse este último valor como mínimo.

En el caso analizado, el perfil de aportes típico se presenta en la figura 4.17. El mismo contempla tres fajas de aporte con

características diferentes: calzada, talud y cuenca aledaña al talud. Para cada una de ellas se ha determinado el tiempo de concentración, la intensidad de precipitación y los respectivos caudales específicos. El conjunto de fajas se uniformiza en cuanto a la intensidad de precipitación adoptando para todas el tiempo de concentración mayor. El caudal total para el dimensionamiento del canal lateral y la determinación de su frecuencia de alivio es la suma de los caudales individuales.

Determinación de la Capacidad de Conducción de los Distintos Tipos de Cunetas

A continuación se presenta el análisis de tres tipos de cunetas laterales de uso común, a saber:

- .- De sección triangular de 0.50 m de profundidad y taludes 1V:1.5H y 2V:1H sin revestir;
- .- Idem anterior revestida;
- .- De medias cañas de concreto.

Se han determinado utilizando la expresión de Manning las capacidades de conducción de las primeras. Los resultados se presentan

en las figura 4.18 en forma de ábaco de cálculo. El gráfico permite calcular para cada tipo de cuneta la distancia máxima de conducción en función de la pendiente con limitaciones de velocidad máxima en el caso de las secciones sin revestir⁷.

Según las determinaciones realizadas (que son válidas para cada caso en particular) cuando la pendiente longitudinal excede el 2.5% la cuneta debe ser pavimentada; no obstante se ha incluido un eje secundario que presenta las distancias máximas hasta un alivio para pendientes mayores del 2.5% es decir existe una doble entrada para la verificación de las cunetas; si la pendiente es menor del valor límite, la rama inferior proporciona las distancias máximas de captación sin alivio; a partir de las mismas las cunetas deben pavimentarse por cuestión de capacidad. Si la pendiente excede el 2,5% deberá pavimentarse siempre y cuando la distancia al alivio más próximo exceda la distancia límite indicada en el eje secundario.

El tercer tipo de cunetas (medias cañas) se prevé donde la plataforma disponible es muy estrecha y no se desea cortar el talud. Se trata

de una sección de segmento circular estrecha y pavimentada que puede materializarse mediante el empleo de medias cañas de concreto prefabricadas de 0.40 m de diámetro (ver figura 4.19).

Por su relativamente reducida capacidad requiere de alivio frecuente; debe verificarse en el campo la disponibilidad física de tales alivios, es decir, la existencia de puntos de descarga adecuados o alcantarillas transversales; en caso que no se disponga de la frecuencia de alivios necesaria debe colocarse una alcantarilla aliviadora cuya función es permitir el pasaje de las aguas desde el lado de aguas arriba de la calzada hacia aguas abajo. Si la sección de carretera se desarrolla en zona de media ladera, siempre será posible descargar esas aguas tomando las debidas precauciones en cuanto a la erosión del terraplén; si la sección se desarrolla en corte, el traspaso de caudales desde aguas arriba permitirá una mejor distribución de los caudales a ambos lados del camino. Si aún así la capacidad resultara insuficiente deberá pensarse en ampliar el corte para dar cabida a una cuneta de mayor tamaño.

⁷ Una vez agotada la capacidad de conducción de la cuneta, es necesario prever una obra de alivio lateral (derramadero) o una alcantarilla.

Figura 4.18

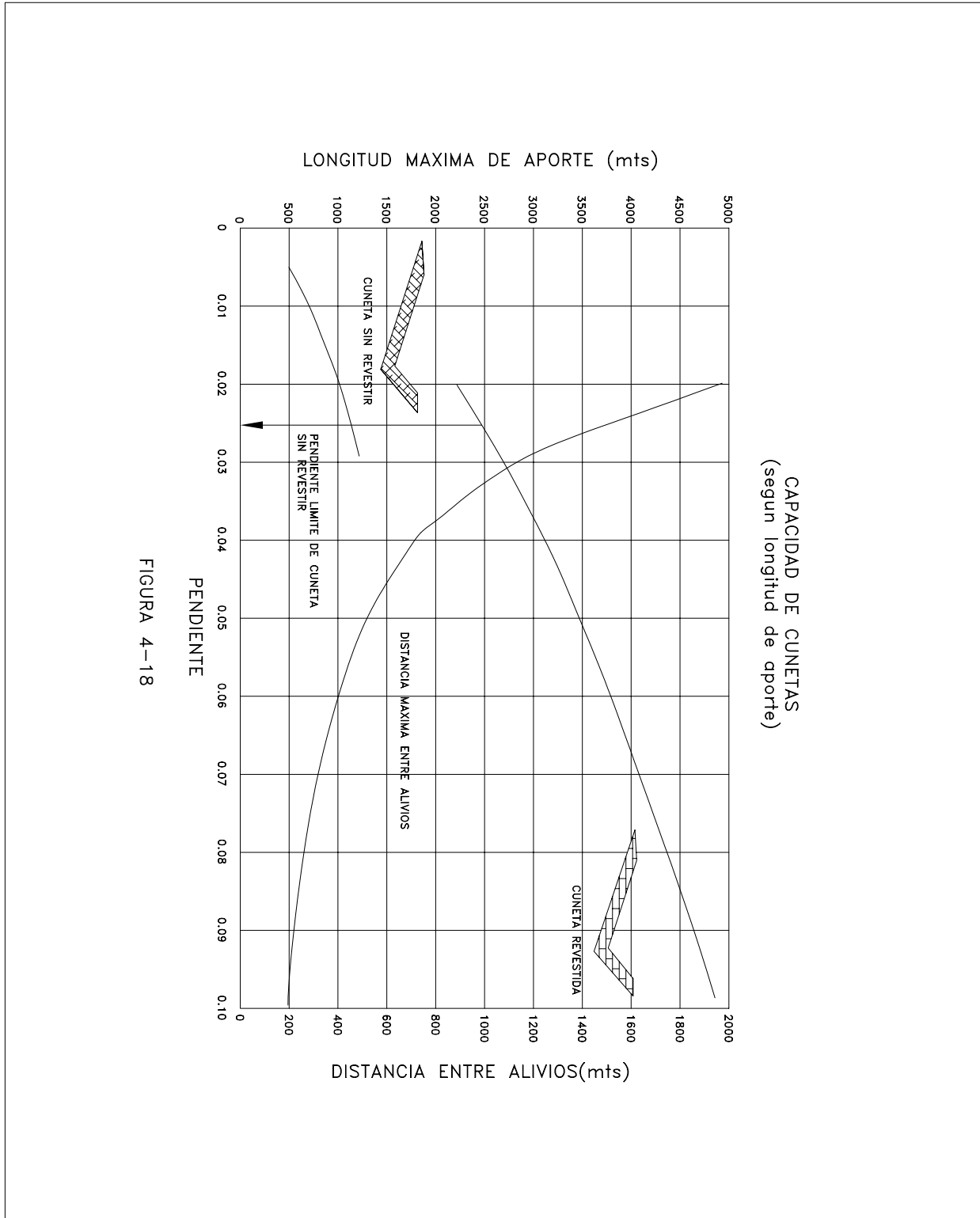


FIGURA 4-18

FIGURA 4.19

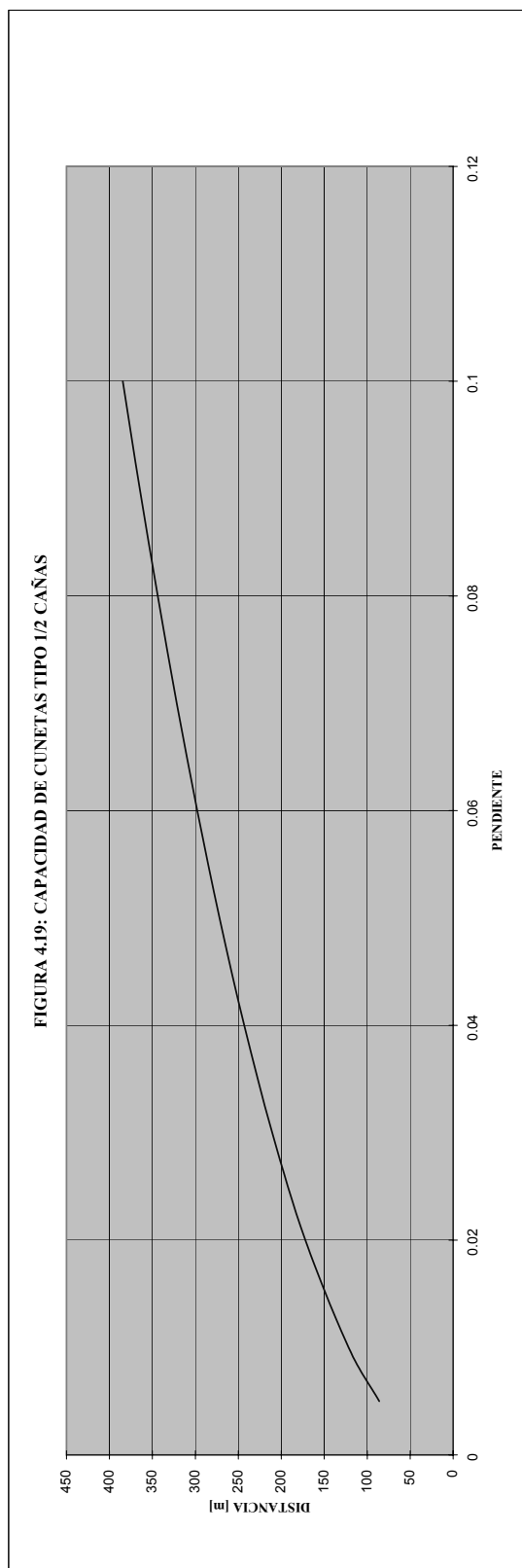


Figura 4.20

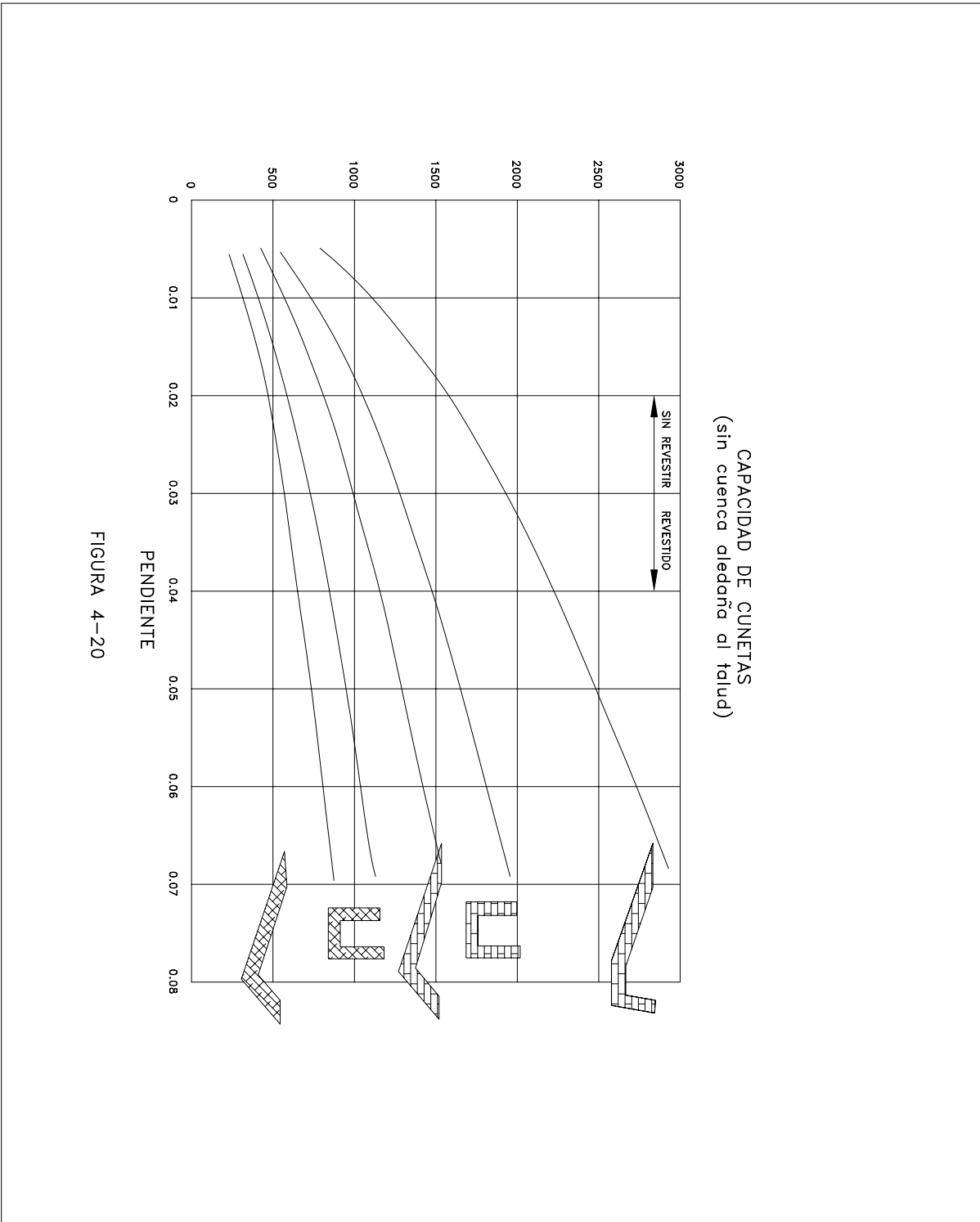


FIGURA 4-20

Figura 4.21

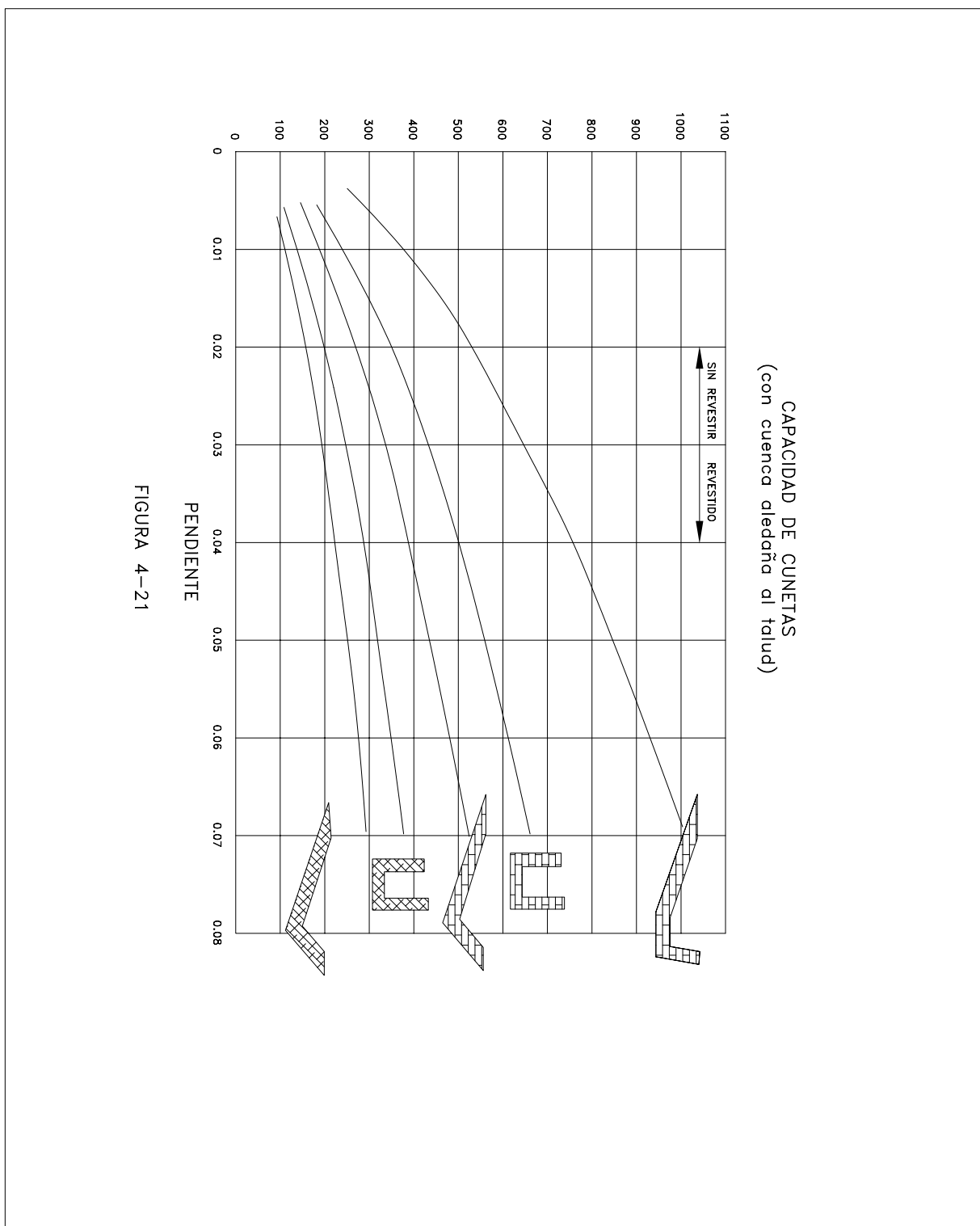
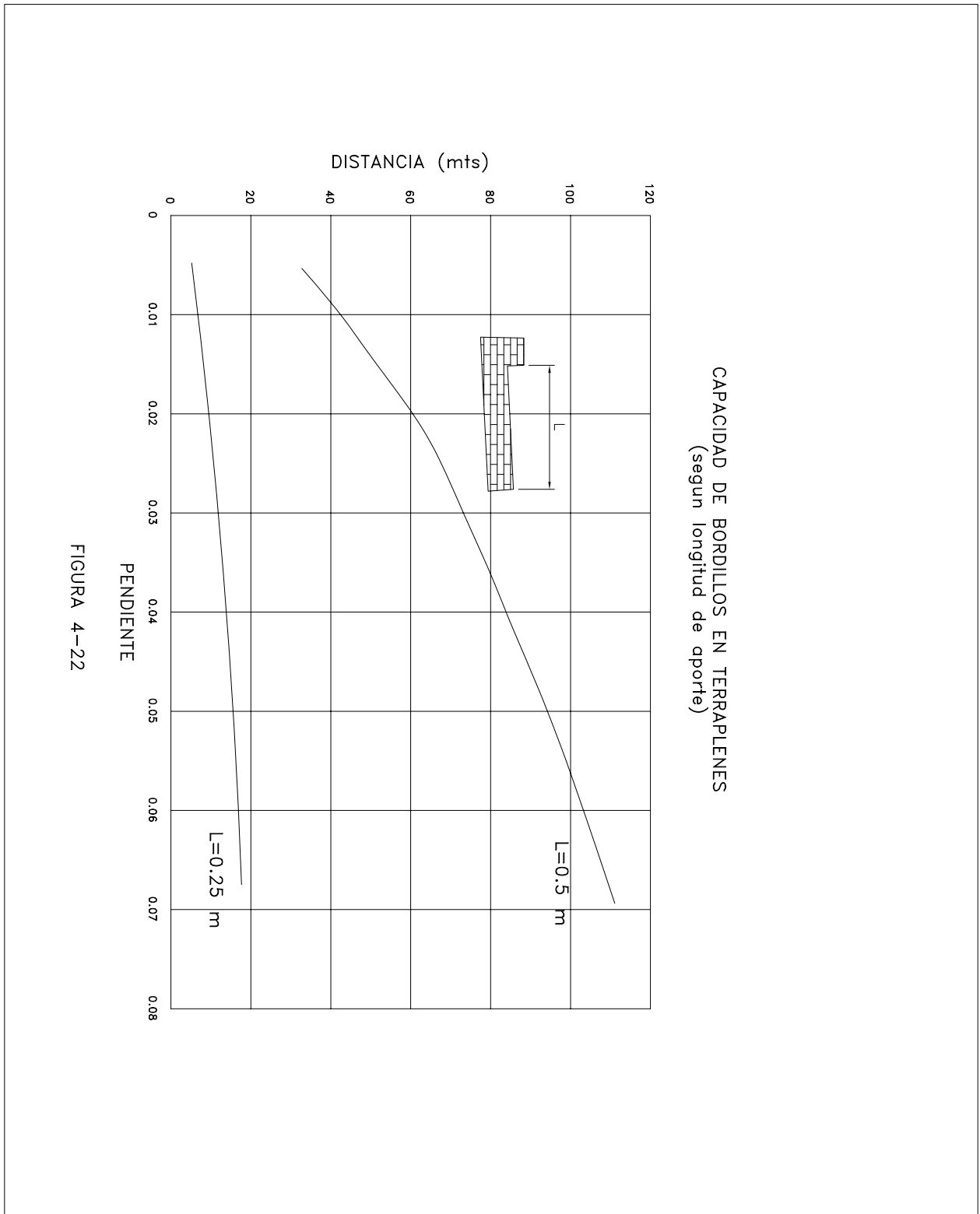


Figura 4.22



Uso de Programas de la Federal Highway Administration

Como se adelantó, algunas de las determinaciones que podrían resultar más complejas en el análisis de las obras de conducción longitudinal han sido programadas por la Federal Highway Administration de los Estados Unidos.

En lo que sigue se describen dos aplicaciones de utilidad para el análisis hidráulico de conducciones:

- .- Drenaje de Pavimentos - Programa HY12
- .- Diseño de Canales Laterales con Revestimientos Flexibles - Programa HY15

Se trata de programas BASIC de aplicación sencilla y que constituyen una herramienta práctica para el diseñador. Estos programas pueden ser adquiridos con facilidad por correo vía catálogo y su precio es reducido por lo que se recomienda su incorporación a la biblioteca de cada proyectista.

A continuación se describen brevemente las características de cada uno y se adjuntan ejemplos de aplicación.

Drenaje de Pavimentos - Procedimientos de la Hydraulic Engineering Circular HEC No. 12 - Federal Highway Administration, USA.

El programa ha sido diseñado para analizar el flujo en bordillos y la capacidad de intercepción de sumideros de rejillas, sumideros de abertura vertical y canaletas con ranuras (figura 4.23) como así también combinaciones de los anteriores (figura 4.24).

El programa utiliza los procedimientos de diseño de la Circular HEC - 12.

Las sucesivas pantallas de uso incluyen:

- .- Datos de identificación del proyecto y del proyectista
- .- Menú de análisis, que comprende:
 1. Entrada de datos
 2. Edición de datos
 3. Selección del tipo de tragante
 4. Impresión
 5. Salida

El menú de entrada de datos incluye:

1. Pendiente longitudinal de la calzada
2. Pendiente transversal del pavimento
3. Pendiente transversal del canal (aledaño al bordillo)
4. Coeficiente de Manning
5. Ancho del bordo
6. Depresión del bordo
7. Descarga (caudal)
8. Ancho de anegación

Cualquiera de estas variables puede ser desconocida; para entrar esa característica se coloca -1.

El menú de selección del tipo de tragante comprende:

1. Parámetros del escurrimiento en el canal
2. Tragantes de reja horizontal
3. Tragantes de abertura vertical
4. Tragantes de canaleta con ranuras
5. Combinación de tragantes de abertura vertical y reja horizontal
6. Combinación de tragantes de canaleta con ranuras y rejillas horizontales

Figura 4.23 y 4.24

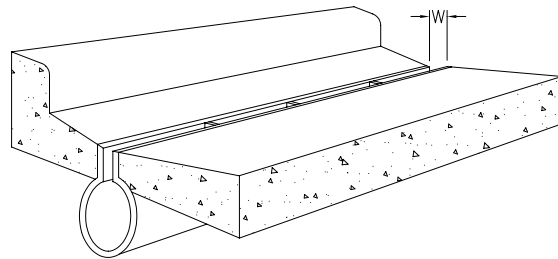
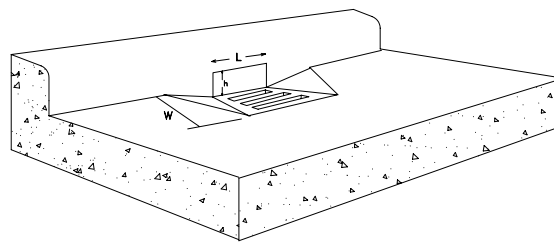


FIGURA 4-23



COMBINACION DE ABERTURAS HORIZONTAL Y VERTICAL

FIGURA 4-24

Los resultados se presentan en tres filas:
La primera fila incluye los datos de pendiente longitudinal S , pendiente transversal S_x , coeficiente de rugosidad n , caudal Q y anegación T .

La segunda fila presenta los resultados del escurrimiento sobre el cordón cuneta: ancho W , pendiente Sw , depresión a , eficiencia de la conducción E_0 profundidad d y velocidad V .

La tercera fila presenta las características de la intercepción por parte del sumidero: tipo de sumidero, largo del sumidero L , ancho del sumidero W , caudal interceptado Q_i , caudal pasante Q_b , y eficiencia de la intercepción E . En la página siguiente se incluye un ejemplo de aplicación como muestra.

**Diseño de Canales Laterales con
Revestimientos Flexibles -
Procedimientos de la Hydraulic
Engineering Circular HEC No. 15 -
Federal Highway Administration**

El programa analiza canales trapezoidales y triangulares sobre fondo natural vegetado o con revestimientos flexibles o de concreto, en tramos rectos. El programa utiliza los procedimientos de diseño de la Circular HEC - 15. El valor del coeficiente de Manning y la profundidad que se calculen con el programa pueden diferir de las obtenidas por aplicación de ábacos y tablas. Los valores del coeficiente "n" son calculados con mayor exactitud por el programa. Entrando -1 para la descarga, el programa calcula el máximo caudal admisible para un revestimiento dado.

Las pantallas de análisis incluyen:
- Datos de identificación del proyecto y del

proyectista
- El menú principal que comprende:
1. Entrada de datos
2. Edición de datos
3. Operación del programa/resultados
4. Impresión
5. Salida

La entrada de datos, por su parte, comprende:
1. Descarga
2. Pendiente longitudinal del canal
3. Ancho de fondo
4. Talud izquierdo (horizontal a 1 vertical)
5. Talud derecho (horizontal a 1 vertical)
6. Tipo de revestimiento

Los tipos de revestimiento propuestos incluyen:

- a) Revestimientos de tipo permanente
 - 1. Vegetación (incluyendo cinco niveles de detención o retardo según la altura de la vegetación)
 - 2. Rip Rap (caracterizado por el D50); esta opción puede utilizarse para canales en suelo natural desnudo
 - 3. Concreto (con diferentes opciones de rugosidad para tener en cuenta juntas, terminaciones, etc.)
- b) Revestimientos temporales
 - 4. Entramado de papel
 - 5. Entramado de paja
 - 6. Enfajinado de ramas
 - 7. Fibra simple
 - 8. Fibra doble
 - 9. Sintético
- c) Revestimientos compuestos
 - 10. Combinación de los anteriores para fondo y paredes respectivamente

Diseño de drenaje carretero (Roadway drainage design)

 ***** ROADWAY DRAINAGE DESIGN *****

DESIGNER: Marcelo de la Rosa DATE: 09-06-1996
 PROJECT: Manual de Carreteras PROJECT NO.: 000
 INLET NO.: 1 STATION: 1
 DRAINAGE AREA: .7 Acres DESIGN FREQUENCY: 2 Years

ROADWAY & DISCHARGE DATA

Cross-Slope	S (ft/ft)	Sx (ft/ft)	n	Q (cfs)	T (ft)
Composite	0.020	0.020	0.017	0.97	4.66

GUTTER FLOW

W (ft)	Sw (ft/ft)	a (in)	Eo	d (ft)	V (fps)
3.00	0.047	1.00	0.972	0.18	2.84

INLET INTERCEPTION

Inlet Type	L (ft)	W (ft)	E	Qi (cfs)	Qb (cfs)
P-1-7/8	3.00	3.00	0.970	0.94	0.03

Los resultados provistos por el programa incluyen:

- Esfuerzo de corte admisible para el material de fondo y paredes
- Radio hidráulico
- Coeficiente de Manning
- Profundidad normal
- Área hidráulica
- Velocidad
- Esfuerzo de corte calculado
- Condición estable o inestable de fondo y paredes en función de los esfuerzos de corte admisible y calculado.

En la página siguiente se incluye un ejemplo de aplicación como muestra.

Otros tipos de cunetas pueden ser analizados con la misma metodología utilizando las expresiones básicas definidas en el punto relativo a hidráulica de canales.

Se presentan ejemplos (figuras 4.20 y 4.21) para otros tipos de cunetas (trapezoidal y rectangular incluidas) con y sin cuenca de aporte aledaña al talud y un ábaco (figura 4.22) para la determinación de la capacidad de bordillos en zonas de terraplén.

Las figuras 4.20 y 4.21 representan las capacidades de conducción para tres tipos básicos de geometrías: (i) trapezoidal, (ii) triangular, (iii) rectangular; las dos últimas incluyen variantes con y sin revestir.

La línea de pendiente del 3% marca el límite entre las cunetas revestidas y sin revestir: a partir de esa pendiente las cunetas deben ser en general revestidas (excepto que la distancia al alivio más próximo sea menor que lo indicado en el ábaco de la figura 4.18 para cunetas de tipo triangular).

La diferencia entre ambas figuras, radica en que la segunda (figura 4.21) incluye una cuenca de 300 m de ancho de faja aledaña al talud y por lo tanto las capacidades de conducción de las cunetas resultan menores para la misma pendiente que en la figura 4.20.

El ábaco de la figura 4.22 permite calcular las distancias de conducción de bordillos en terraplén para dos anchos diferentes: (i) $L = 0.25$ m, y (ii) $L = 0.50$ m. Estos bordillos captan los excedentes provenientes de la calzada, en particular en sectores peraltados y curvas verticales cóncavas. El proyectista verificará que las distancias de conducción dadas en el gráfico son superiores a las longitudes de captación; en caso contrario proveerá los derramaderos correspondientes. En general es deseable que las descargas se realicen sobre terreno natural en uno o ambos extremos del terraplén.

Cabe aclarar que todos los ábacos presentados son a título demostrativo ya que corresponden a situaciones específicas no susceptibles de extrapolación; en cada caso deben crearse los gráficos correspondientes para cada proyecto en particular.

Channel lining analysis

 ***** CHANNEL LINING ANALYSIS *****

DESIGNER: Marcelo de la Rosa DATE: 09-06-1996

PROJECT: Manual de Carreteras PROJECT NO.: 000

STATION: 0 TO STATION: 1

DRAINAGE AREA: 3.0 Acres DESIGN FREQUENCY: 5 Years

CHANNEL DESCRIPTION: CHANNEL SLOPE: 0.005 ft/ft

 Bottom Width: 3.00 ft

 Left Side Slope: 2.0

 Right Side Slope: 2.0

Lining	Permissible Shear (lb/sf)	Discharge (cfs)	Hydraulic Radius (ft)	Manning Coefficient
Veget.- B	2.10	36.0	1.61	0.104

Normal Depth (ft)	Area (sf)	Velocity (ft/sec)	Calculated Shear (lb/sf)	Remarks
2.92	25.93	1.38	0.91	Stable

(1) Check for channel bends

Conclusiones y Recomendaciones

Sobre la base de las expresiones básicas de la hidráulica de canales en régimen permanente y uniforme es posible resolver la mayoría de los problemas relativos al drenaje longitudinal de carreteras.

La utilización de planillas electrónicas tipo LOTUS 1-2-3, QPRO o EXCEL es un auxiliar indispensable para tales fines dada la forma relativamente compleja de las ecuaciones utilizadas.

Los elementos de control principales son el nivel de las aguas en los diferentes tipos de conducciones y la velocidad de escurrimiento; ellos determinan la necesidad de alivijs y/o revestimiento.

Se recomienda a los proyectistas procurar los programas de la Federal Highway Administration para facilitar los cálculos de dimensionamiento.

Bibliografía

- 1) "Curso de Drenaje de Obras Viales". SAE Sociedad Argentina de Estudios. Ministerio de Obras Públicas, Ecuador, 1980.
- 2) "Normas de Diseño de Obras de Drenaje". Consorcio Berger - Protecvia. Ministerio de Obras Públicas, Ecuador, 1990.
- 3) "Design of Roadside Drainage Channels". Hydraulic Design Series No.4, US Department of Transportation. Federal Highway Administration, march 1983.
- 4) "Design of Roadside Channels with Flexible Linings". Hydraulic Engineering Circular (HEC) No.15, US Department of Transportation. Federal Highway Administration, April 1988.
- 5) "Drainage of Highway Pavements". Hydraulic Engineering Circular (HEC) No.12, US Department of Transportation. Federal Highway Administration, march 1984.
- 6) "Manual de Productos de Acero para Drenaje y Construcción Vial". ARMCO, 1981.
- 7) "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". VOL 2. A.Rico Rodríguez - H.del Castillo. Ed.LIMUSA, Méjico, 1978.
- 8) "Open Channel Hydraulics". Ven Te Chow. Ed. Mc Graw-Hill, 1978.



Los aspectos relativos al drenaje deben incluirse en los análisis preliminares para evitar problemas irreversibles o soluciones costosas. Las calzadas elevadas retienen las crecidas y anegan las vecindades manteniendo el agua mucho tiempo.



Obstrucción lateral por maleza en zona peraltada.



Bordillo de conducción longitudinal en zona peraltada. Tramo: Pito Solo-Santa Bárbara.

La conducción por medio de bordillos en zonas de relleno peraltadas, especialmente con fuerte pendiente, es adecuada para evitar la erosión de los terraplenes; deberá además preverse una rápida de descarga.



Erosión en cunetas.



Revestimiento de cuneta y diques retardadores (check dams). Tramo: Pito Solo-Santa Bárbara.

El revestimiento de cunetas y los diques retardadores son soluciones alternativas para la protección de cunetas en este caso utilizadas en conjunto.



Obstrucción del escurrimiento lateral por malezas.



Obstrucción lateral por maleza en el lado cóncavo de la curva horizontal.

El mantenimiento de las conducciones longitudinales es fundamental para evitar que las aguas escurran sobre hombros y calzada y debe ejecutarse antes de cada temporada lluviosa.



Erosión en cunetas y talud.



Tratamiento de taludes con bermas. Tramo: La Unión-Mame.

El tratamiento con bermas, siempre que se les proporcione adecuado drenaje, es una solución recomendable para taludes inestables de altura superior a los tres metros.



Desagüe zona central de autopista. Boulevard Villanueva- San Pedro Sula.

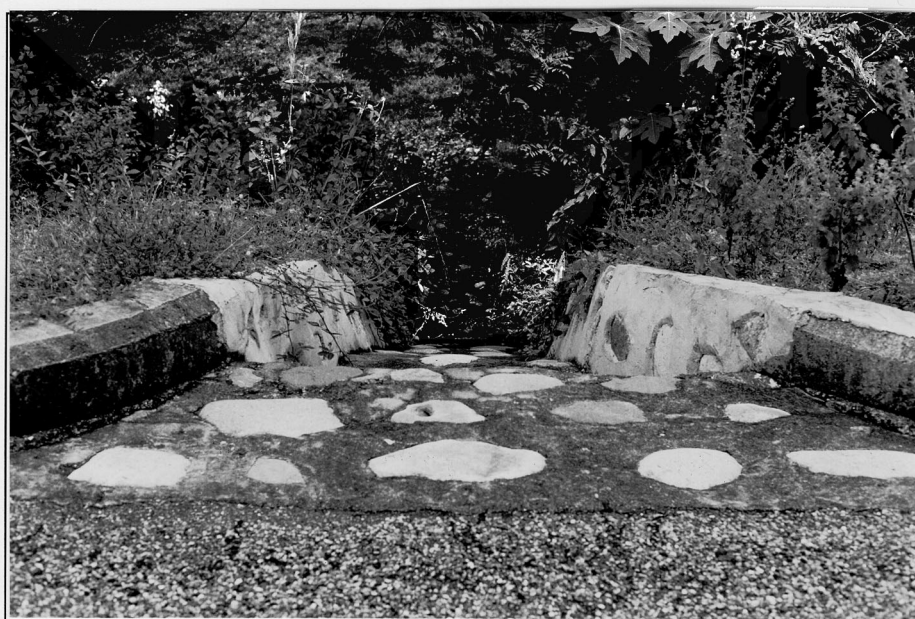


Captación de cunetas laterales conducida por tubería para evitar deslizamientos y erosión.

Ver comentario página siguiente.



Descarga lateral de cuneta. Tramo: Pito Solo-Santa Bárbara.



Lavadero de descarga de bordillo en zona de relleno. Tramo: Pito Solo-Santa Bárbara.

La descarga de cunetas y bordillos debe proporcionar adecuada protección a los taludes canalizando las aguas hasta un punto donde no produzcan erosión.



Erosión del hombro y socavación del bordillo; excesivo recorrido de las aguas.



Socavación en zona de hombro y conducción lateral.

La junta entre asfalto y concreto debe ser adecuadamente sellada y mantenida para evitar infiltraciones; asimismo deben investigarse posibles escurrimientos subsuperficiales y prever drenaje subterráneo en caso necesario.



Conducción a cielo abierto. San Pedro Sula.



Revestimiento de cuneta. Tramo: Pito Solo-Santa Bárbara.

Los canales de sección trapezoidal revestida en concreto proporcionan adecuada solución en conducciones urbanas y rurales disminuyendo la necesidad de mantenimiento y protegiendo de la erosión. No obstante, es necesario realizar mantenimientos periódicos para evitar que la cuneta revestida quede aislada.



Los puntos bajos en calzadas sin descarga lateral deben ser cuidadosamente drenados para evitar acumulaciones de agua; en este caso no se observa tragante en correspondencia con el punto bajo.



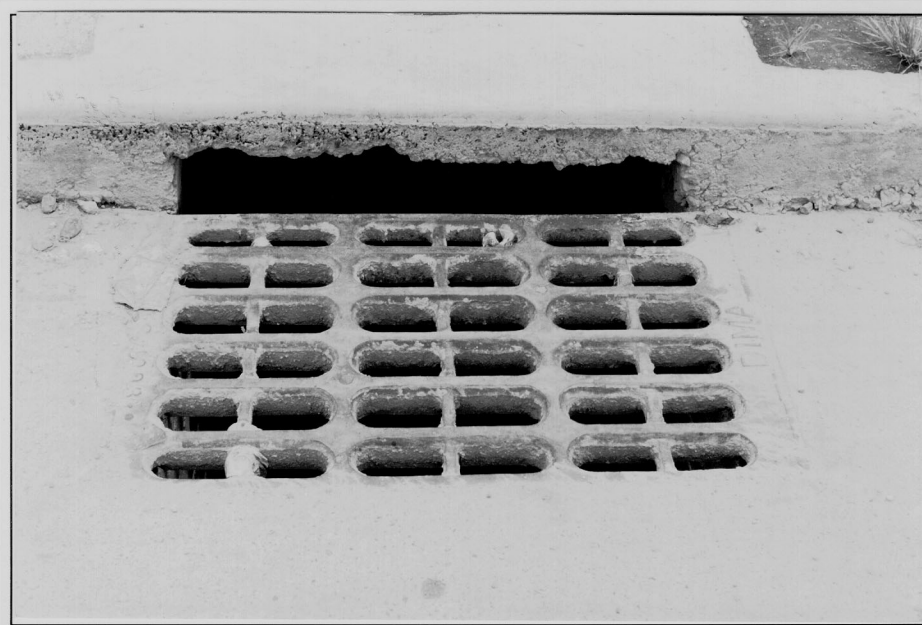
Playa de peaje. Autopista Chamelecón. San Pedro Sula.

En pavimentos anchos debe preverse adecuada pendiente transversal (incremento del 1% por cada carril adicional) para evitar la formación de láminas de agua de espesor excesivo.



Bordillo de concreto junto a carpeta de rodadura asfáltica. Progreso-Yoro.

El asfalto no es adecuado para la conducción de las aguas por lo que debe preverse ancho de concreto suficiente para la evacuación de los caudales de diseño; el ancho es variable en cada caso.



Tragante mixto. San Pedro Sula.

Los tragantes mixtos (abertura vertical y reja de hierro fundido) son la solución más recomendable en conducciones superficiales urbanas; deben cuidarse las terminaciones para evitar atascamientos de basura.



En conducciones urbanas entubadas debe preverse suficiente frecuencia de pozos de inspección para acceso y limpieza.

Las distancias máximas recomendables según el diámetro son:

Diámetro (m)	Distancia Máxima (m)
0.60	60
0.80	80
1.00	100
≥ 1.20	100 a 200



Cabezal tipo "L" con descarga lateral. Autopista Villanueva. San Pedro Sula.

Es importante seleccionar el tipo de captación más adecuado contemplando todas las fuentes de aportes.



Captación múltiple tipo pozo de cunetas laterales y quebrada. Tramo: Pito Solo-Santa Bárbara.



Talud de gran altura. Tramo: San Pedro Sula-Santa Bárbara.

Deben evaluarse cuidadosamente los aportes laterales para el dimensionamiento de las cunetas de corte y/o su frecuencia de alivio. En este caso, aunque no fuera necesaria una cuneta revestida por motivos de erosión, es recomendable su uso para aumentar la capacidad hidráulica.

SECCIÓN 5: ALCANTARILLAS

Generalidades

Una alcantarilla es un conducto hidráulicamente corto que sirve para proveer las facilidades necesarias para el paso de las aguas de un lado al otro de la vía manteniendo, en lo posible, las condiciones naturales del drenaje.

Estas aguas, provenientes principalmente de lluvias, pueden escurrir por ríos, quebradas o correderos de invierno y aún provenir de la captación de las precipitaciones por cunetas y escurrir paralelamente por la superficie aledaña a la calzada.

Para caudales de mayor magnitud y para cruces de mayor ancho los puentes resultan ser más apropiados dependiendo de otros factores tanto geológicos, estructurales como económicos.

De no utilizarse las alcantarillas como conductos de paso para las aguas bajo el terraplén, se puede ocasionar la inundación de la calzada, su debilitamiento por acciones como la filtración, erosión, y depositación de materiales sólidos pétreos o arbustos y hasta árboles de gran tamaño, causando graves perjuicios a los servicios que prestan las vías de comunicación llegando a provocar la reconstrucción de las mismas.

Hidráulicamente, las alcantarillas se definen como conductos cerrados ya que pueden operar con una línea de carga de la corriente de agua por encima de su corona y, por consiguiente, trabajar a presión. Si no opera a caudal lleno es considerada como un canal

a superficie libre. La Figura 5.1 presenta las características del flujo en una alcantarilla.

Las alcantarillas pueden ser construidas de diferentes formas: redondas, ovaladas, abovedadas, cuadradas, rectangulares o la combinación de las mismas geometrías.

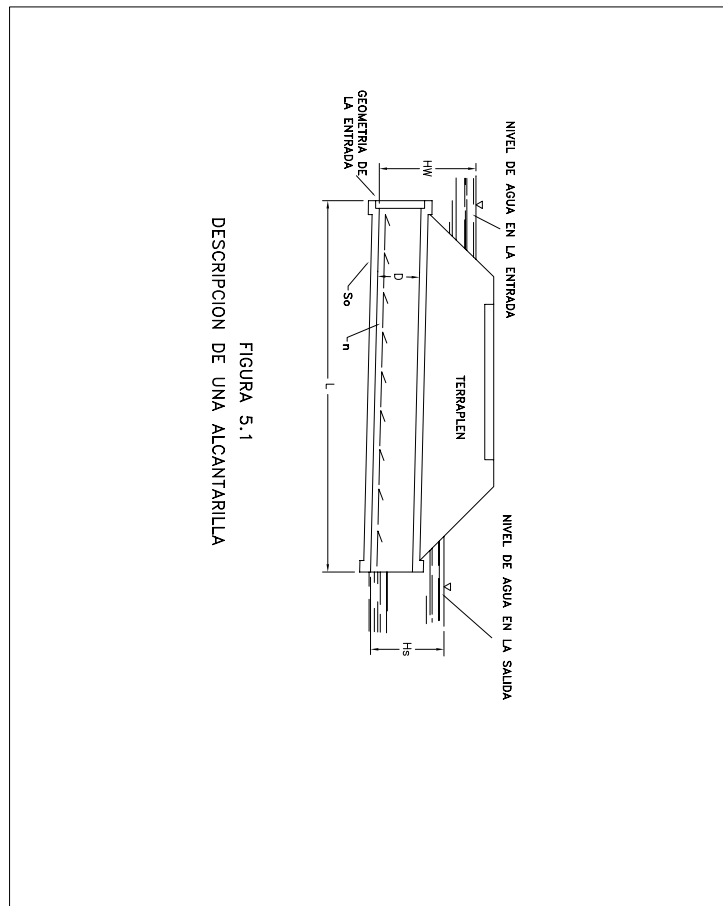
Los materiales podrán ser concreto reforzado o sin reforzar, mampostería de piedra o metal corrugado.

El diseño de alcantarillas requiere de una serie de estudios previos que pueden agruparse en:

- Hidrológicos,
- Topográficos,
- Hidráulicos,
- Geotécnicos,
- Estructurales
- Económicos
- Estéticos, y
- Medio Ambientales

Los estudios hidrológicos, tratados anteriormente predicen las condiciones de Caudales Máximos, sus Períodos de Retorno y, en casos de obtener suficiente información confiable sobre precipitaciones y caudales en estaciones fluviales, se podrá conseguir la distribución de los mismos en el tiempo, es decir su hidrograma, que servirá para "transitar" los picos y examinar las condiciones de atenuación de los mismos por efectos del represamiento natural dado por las características del cauce aguas arriba o impuestas en el diseño por lagunas de detención de avenidas (Sección 7).

Figura 5.1 Descripción de una alcantarilla



La información topográfica será necesaria para definir los cursos de agua y su efecto en la localización de la vía. Siendo las alcantarillas estructuras hidráulicas operando generalmente como canal las características de pendiente longitudinal y secciones transversales son necesarias; algunos otros factores morfológicos de los ríos como cambios de sección y meandros es también importante definirlos topográficamente como así también los elementos de la naturaleza o construidos por el hombre que puedan interferir en las condiciones normales de flujo en avenidas extremas.

La precisión de la información topográfica dependerá de la etapa del estudio, sea prefactibilidad, factibilidad o diseño final, para lo cual se utilizan fotografías aéreas, investigaciones preliminares de campo, hojas cartográficas o levantamientos topográficos de precisión.

La extensión de la información topográfica, referida a aguas arriba, aguas abajo y secciones transversales, dependerá de las características geométricas particulares del curso de agua, es decir cambios de pendiente y secciones disímiles, existencia de tributarios y/o ramificaciones, etc. En algunas circunstancias, para desniveles muy bruscos será necesario realizar el levantamiento hasta la descarga final de los caudales en sitios muy aguas abajo de las alcantarillas, por ejemplo en zonas montañosas que requieran protección de taludes por medio de torrenteras. Los niveles de aguas máximas deben ser levantados, ya sea definidos por marcas de avenidas anteriores o referencias de moradores cercanos.

Estos elementos topográficos auxiliarán a los

proyectistas viales a definir tipos de alcantarillas, emplazamiento, y los niveles de operación de las mismas con respecto a los niveles del terraplén.

Las condiciones hidráulicas en las que operará incidirán fundamentalmente en el comportamiento de los flujos en las inmediaciones de la alcantarilla, ya que ésta produce un estrechamiento de la sección del cauce ocasionando un remanso hacia aguas arriba, aumentando la velocidad dentro del conducto y a la salida de la misma, provocando acarreo de sedimentos y eventualmente deteriorando la estructura misma por la erosión violenta de sus paredes. Los criterios de análisis consistirán por lo tanto en determinar las velocidades y niveles que se darán para las diferentes condiciones de caudal.

La finalidad del diseño hidráulico de las alcantarillas será encontrar el tipo y tamaño de las mismas que permitan dar pasaje al flujo de diseño de la manera más económica y sin repercusiones en la estructura misma o en la vialidad.

Los elementos de geotecnia incidirán en la determinación de las condiciones de soporte del suelo por acción del peso propio de la alcantarilla, altura del terraplén y las cargas debidas al tráfico. Los efectos de estas cargas también permitirán analizar las posibilidades de asentamiento de la alcantarilla. La distribución de los esfuerzos en la interacción suelo-alcantarilla determinarán, en conjunto con las condiciones hidráulicas, la forma y material a utilizar y podrá aplicarse un criterio de decisión final teniendo en cuenta el factor riesgo / costo.

El análisis de las condiciones del suelo y su efecto sobre las alcantarillas se determinará mediante la Teoría de Marston aplicada por Spangler. Para cada tipo de alcantarilla, dependiendo de la forma y el material, se dan tablas de cargas máximas de terreno que se pueden aplicar (ver Capítulo II de este mismo tomo).

En lo que respecta a los aspectos estéticos, en un origen las alcantarillas eran consideradas como las "obras de arte" de las carreteras; realmente una estructura de este tipo bien concebida, diseñada y construida mostrará la madurez técnica de los autores, máxime en Honduras donde la prevalencia de fallas de las vías son producto de las deficiencias del drenaje.

En cuanto a los criterios ambientales, las alcantarillas se ubican directamente en el medio de transporte del agua y en relación con aquellos seres o elementos de la naturaleza que se verán perturbados por la construcción de las obras o su operación. Todos los análisis de impacto ambiental tienen que estar en consonancia con la legislación ambiental vigente y hasta con los vecinos de las comunidades aledañas.

También la calidad del agua incidirá en la decisión de instalar o no una alcantarilla metálica, por los efectos de la corrosión.

Finalmente, el juicio, criterio y aptitudes del proyectista tendrán un efecto complementario a los parámetros descritos por lo que para mejorar el discernimiento de los diseñadores y constructores la evaluación continua de las alcantarillas ya existentes es un factor importante, alcanzando esta actividad el grado de investigación por parte de los

organismos responsables.

Selección del Tipo de Estructura más Conveniente

El diseño hidráulico de una alcantarilla requiere la evaluación de un gran cantidad de datos como se ha descrito anteriormente.

La selección del tipo de estructura más conveniente dependerá finalmente de un estudio económico en el cual todas las variables hidrológicas, hidráulicas y estructurales convergirán en soluciones de máxima economía, utilidad y seguridad, en función de los costos anuales de construcción, mantenimiento y riesgos de falla de la alcantarilla y la vía. Cabe señalar que las condiciones hidráulicas de operación de la alcantarilla no deben ser sacrificadas por aspectos de reducción de costos.

Aspectos Físicos

Localización

Una alcantarilla debe localizarse, preferiblemente, en el trayecto o alineamiento de un curso de agua y en su proyección vertical lo más conformada con el lecho del río o quebrada, para evitar excavaciones estructurales mayores o trabajos de mejoramiento del cauce (ver Figura 5.2).

No siempre se encuentran en la práctica condiciones ideales de localización de alcantarillas; los casos de la Figura 5.3 son una muestra de la variedad de dichas

Figura 5.2 Localización de alcantarilla en su drenaje natural.

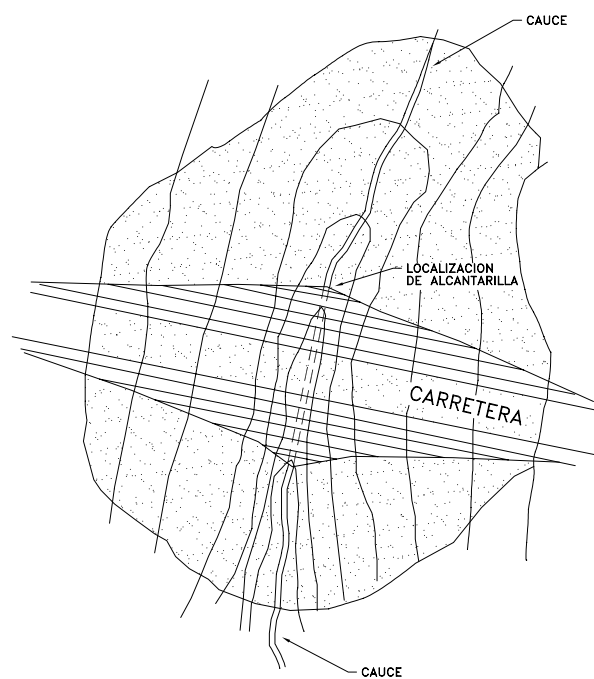
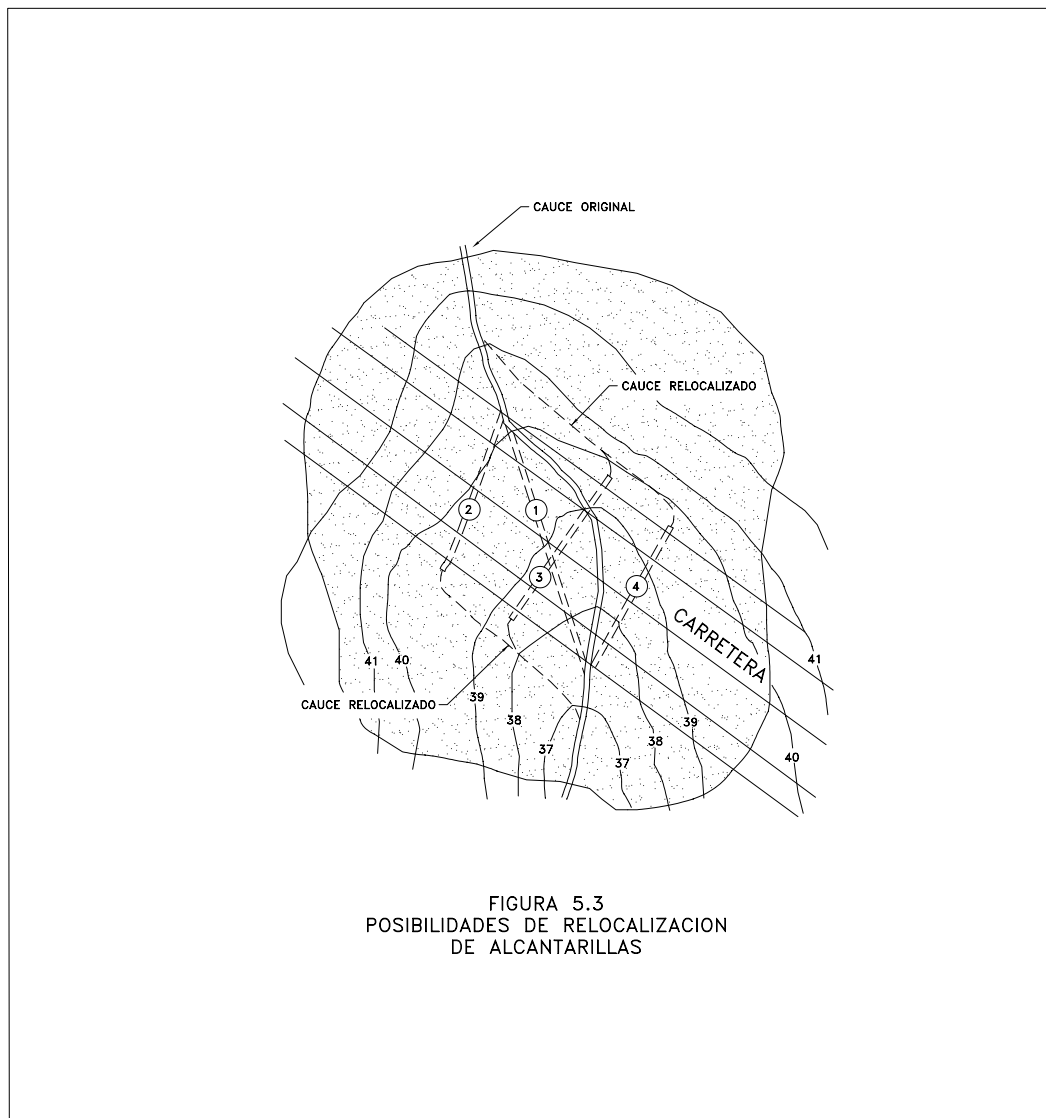


FIGURA 5.2

Figura 5.3 Posibilidades de relocalización de alcantarillas



- Alternativa 1. Cruce esviado, no se requiere relocalización.
- Alternativa 2. Entrada por cauce original, cauce aguas abajo relocalizado (recomendado).
- Alternativa 3. Entrada y salida relocalizadas del cauce original.
- Alternativa 4. Salida en el cauce original.

condiciones, de forma tal que en ciertos casos es mejor desviar el curso para lograr entrar lo más perpendicular posible a la vía, evitando en lo posible estructuras para direccionar el flujo o extender la longitud de las alcantarillas.

En el plano vertical las opciones dependerán del tipo de desplante de la vía, sea relleno o corte, de la altura del terraplén y de la pendiente del cauce. La figura 5.4 ilustra diferentes condiciones de emplazamiento vertical.

Los criterios de localización horizontal de alcantarillas dependerán en algunos casos de las características morfológicas de los cauces, tal como se indica en la figura 5.5.

Es importante anotar que existe un ajuste de factores que producen un balance natural, de los cuales los más importantes son la pendiente, velocidad y capacidad de transporte de sedimentos y cualquier alteración a uno de ellos será compensado por el cambio de alguno de los otros.

Curso de Agua

La instalación de una alcantarilla para conducir el agua a través del terraplén significa una contricción drástica del cauce natural. Para predecir las consecuencias de esta alteración, deben ser levantados datos precisos del cauce y de su planicie en las inmediaciones de la alcantarilla.

Estos datos incluyen: **i)** sección transversal, **ii)** pendiente, **iii)** características de resistencia hidráulica (rugosidad) tanto del cauce como de sus riberas, hasta un ancho de referencia como se tenga información de niveles de

aguas máximos alcanzados; **iv)** cualquier otra restricción que pueda afectar el paso del agua por la alcantarilla o desbordes laterales que afecten otros sectores de la vía, poblaciones o sembrados.

Al menos tres secciones deben ser levantadas para determinar la pendiente del río y preferentemente en la localización de la entrada y salida de la alcantarilla y al centro del terraplén; las secciones no deben de ser espaciadas a más de 30 mts aguas arriba y abajo de la alcantarilla. Las secciones deben ser suficientemente largas a efectos de analizar, mediante el método de sección, pendiente y rugosidad del cauce y su planicie, el caudal para avenidas máximas.

Las secciones deben especificar al menos la sección mojada, el punto más bajo del cauce y los cambios de pendiente transversal en la planicie.

Las secciones se tomarán viendo el cauce hacia aguas abajo, de izquierda a derecha, lo cual es una convención que tiene que ser atendida cuando se utilicen modelos de simulación hidráulica como el HEC-2.

Rugosidad del cauce

El coeficiente de resistencia hidráulica debe ser evaluado para el cauce principal y sus planicies; varios métodos pueden ser aplicados para tal fin. No obstante, comúnmente el coeficiente de resistencia hidráulica (referido como valor "n" de Manning) se encuentra en tablas como la siguiente:

Figura 5.4

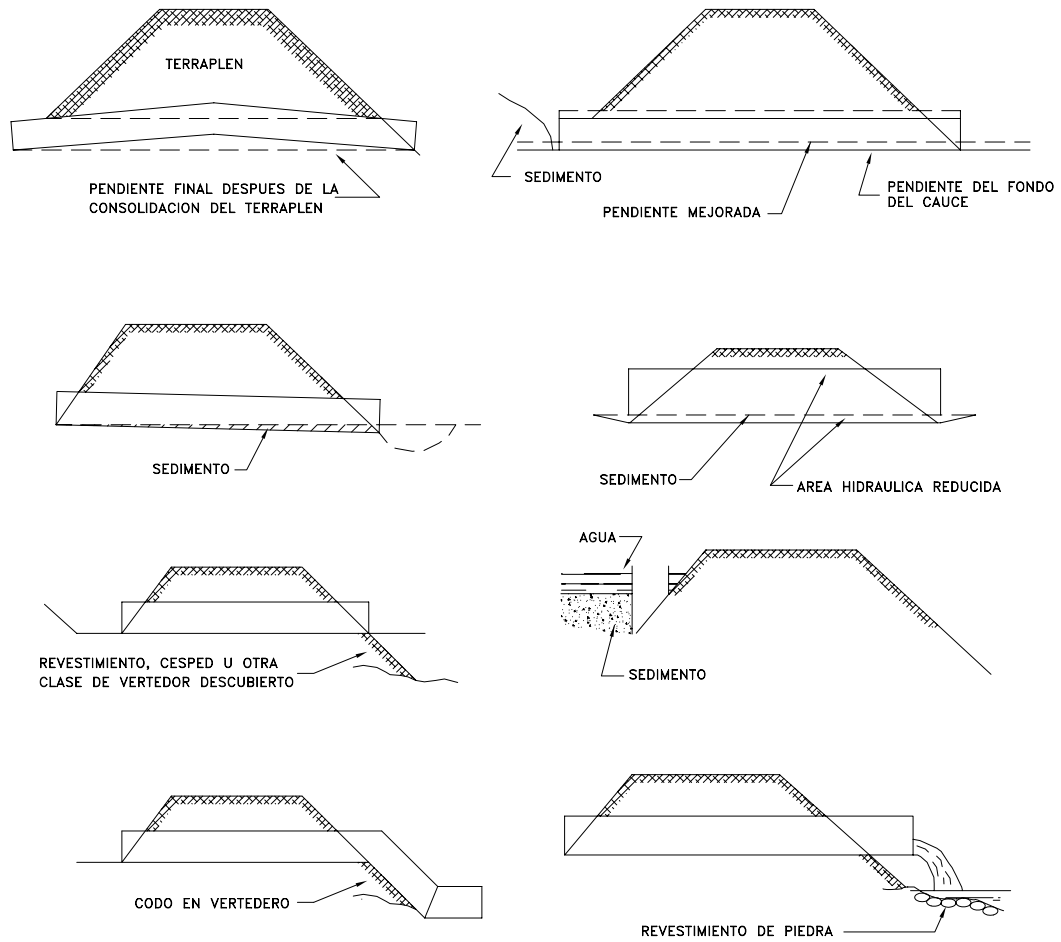


FIGURA 5.4
VARIACION EN LA INSTALACION DE
ALCANTARILLAS BAJO TERRAPLEN

Figura 5.5

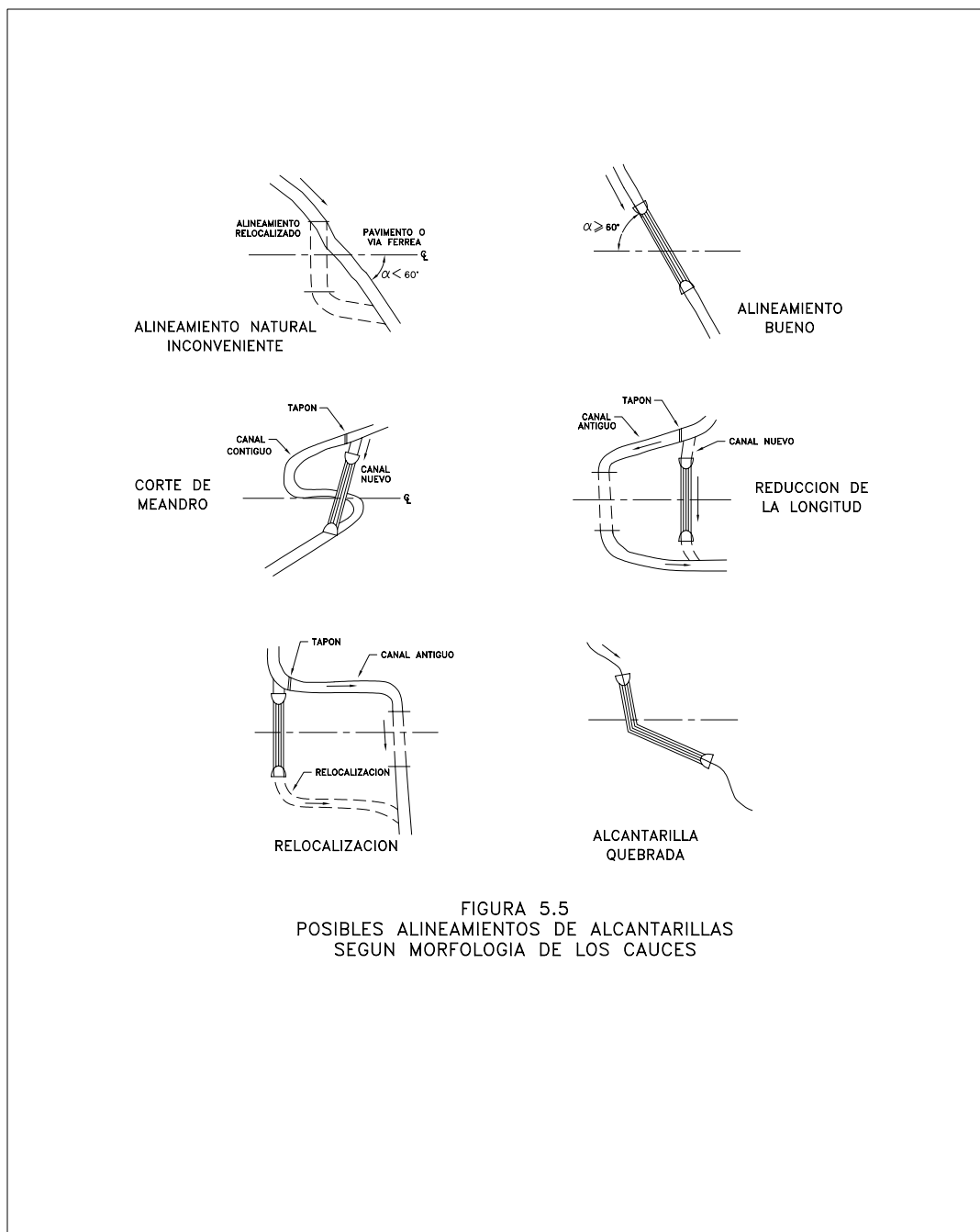


FIGURA 5.5
POSIBLES ALINEAMIENTOS DE ALCANTARILLAS
SEGUN MORFOLOGIA DE LOS CAUCES

Tabla 5.1 VALOR n DE MANNING PARA PEQUEÑOS CAUCES NATURALES
(Ancho superficial en crecida menor de 30 m)

Descripción	"n"
1. Sección Bastante Regular:	
a) Algunos pastos y hierbas, poca o ninguna maleza	0.030-0.035
b) Denso crecimiento de maleza de altura menor que la profundidad del flujo	0.035-0.050
c) Algunas hierbas, maleza liviana sobre las barrancas	0.035-0.050
d) Algunas hierbas, maleza pesada sobre las barrancas	0.050-0.070
e) Algunas hierbas, densos sauces sobre las barrancas	0.060-0.080
f) Para árboles dentro del canal, con ramas sumergidas durante la crecida, incrementar todos los valores anteriores en:	0.010-0.020
2. Secciones irregulares, con pozos, ligeros meandros; aumentar los valores dados en:	0.010-0.020
3. Cursos de montaña, cauces sin vegetación, barrancas empinadas, árboles y malezas a lo largo de barrancas sumergidas durante la etapa de crecida:	
a) Fondo de grava, guijarros y pocos cantos rodados	0.040-0.050
b) Fondo de guijarros, con grandes cantos rodados	0.050-0.070

También orientan en la determinación del valor "n" las fotografías de casos típicos que se encuentran en los Manuales de Hidráulica de Canales anotados en la bibliografía.

Otro método utilizado es el de Sección y Pendiente: aforando el río en un tramo recto y de sección uniforme y aplicando después la ecuación de Manning, se despeja el valor de la rugosidad.

Finalmente la calibración por medio de modelos computacionales de avenidas registradas o niveles máximos ocurridos dan lugar a un proceso más acorde con las actuales disponibilidades de instrumentos de análisis ingenieril.

Datos de la Vía

Las características de la vía afectan los costos de la alcantarilla, su capacidad hidráulica y alineamiento. Del reconocimiento de campo y de los planos correspondientes se pueden

obtener la planta y el perfil de la vía y su sección transversal, en el punto exacto donde se cruza el cauce. Esta sección está por lo general esviada respecto al cauce.

De los datos de vía se obtendrá la longitud de la alcantarilla, la cota de la invertida a la entrada y a la salida, y la cota del nivel de aguas máximas permitida. Estas elevaciones y la longitud son aproximadas porque se requerirán los cálculos hidráulicos específicos para las acotaciones finales.

Los puntos bajos de los perfiles longitudinales de la vía próximos a la alcantarilla son importantes para evitar derrames alternos.

Alcantarillas de Tuberías

Las conducciones de agua de forma circular son las más comunes por la eficiencia de su sección, sus facilidades de fabricación en diferentes materiales y la forma práctica de

instalación. Su análisis hidráulico corresponde fácilmente a una sección prismática de manera que nomogramas y fórmulas explícitas pueden describir sus variables hidráulicas.

Los materiales para estas conducciones circulares podrán ser de concreto, PVC en

pequeños diámetros y metal corrugado (tipo ARMCO).

Tuberías de Concreto

Las tuberías de concreto fabricadas en el país de acuerdo a las especificaciones ASTM son:

Tabla 5.2. ESPECIFICACIONES ALCANTARILLAS DE CONCRETO

ESPECIFICACIÓN ASTM-C-14 (Sin refuerzo)						
Diámetro (plg) (mm)		Peso del Tubo (Lbs) (Kgs)		Espesor Pared (Plg) (mm)		Largo (m)
6	150	140	64	1 1/4"	32	1.25
8	200	200	91	1 1/2"	38	1.25
10	250	260	118	1 3/4"	44	1.25
12	300	540	245	2"	50	2.00
15	380	780	355	2 1/4"	57	2.00
18	460	1,060	482	2 1/2"	64	2.00
24	610	1,520	691	3"	76	2.00

ESPECIFICACIÓN ASTM-C-76 (Con refuerzo)						
Diámetro (plg) (mm)		Peso del Tubo (Lbs) (Kgs)		Espesor Pared (Plg) (mm)		Largo (m)
15	380	790	359	2 1/4"	57	2.00
18	460	1,060	482	2 1/2"	64	2.00
24	610	1,520	691	3"	76	2.00
30	762	2,590	1,177	3 1/2"	89	2.00
36	915	3,220	1,464	4"	102	2.00
42	1,067	4,000	1,818	4 1/2"	114	2.00
48	1,220	5,550	2,523	5"	127	2.00
60	1,525	8,570	3,895	6"	152	2.00
72	1,830	12,170	5,532	7"	178	2.00

También en estructuras de concreto se pueden fabricar "in situ" alcantarillas de forma rectangular o cajas, a veces sencillas de una sola unidad, otras dobles y hasta triples, pudiendo ser utilizadas como una alternativa de sustitución de puentes. En algunos casos son necesarias tuberías de

pequeño diámetro para pasaje de caños de agua potable o caudales de riego; en tales casos pueden emplearse materiales plásticos.

Para PVC, con especificación ASTM para drenaje D-3034, la fabricación local es en los diámetros siguientes:

Tabla 5.3. ESPECIFICACIONES PARA ALCANTARILLAS DE PVC
ESPECIFICACIÓN ASTM D-3034

Diámetro (mm) (plg)	SDR	Longitud (m)	Peso (Kgs)
100 4	33.5	5.0	7.58
	35	5.0	7.25
150 6	35	5.0	16.22
200 8	41	4.0	19.87
	42	4.0	19.40
250 10	41	4.0	31.05
	42	4.0	30.34
300 12	41	4.0	44.03
	42	4.0	43.36

En relación a la eficiencia de la sección siempre la de forma circular tendrá la mayor eficiencia hidráulica aunque habrá circunstancias limitantes, como ser altura del terraplén, en las que secciones ovaladas pueden ser más convenientes.

La rugosidad de las alcantarillas de concreto es menor que para alcantarillas metálicas. La Tabla 5.4 muestra las comparaciones entre las alcantarillas de concreto y las de acero corrugado:

Tabla 5.4 COMPARACIÓN DE EFICIENCIA ENTRE ALCANTARILLAS DE CONCRETO Y LAS DE ACERO CORRUGADO.

TABLA 5.4 COMPARACION DE EFICIENCIA ENTRE ALCANTARILLAS DE CONCRETO Y DE ACERO CORRUGADO

CAUDAL PARA $S_0=1\%$ (Q_{100})	TUBERIA DE METAL CORRUGADO $n=0.025$	TUBERIA DE CONCRETO $n=0.015$	TUBERIA EN ARCO DE METAL CORRUGADO $n=0.025$
4.6	17	12	14
8.4	21	15	17
13.6	25	18	21
20.6	30	21	24
29.4	34	24	28
55	42	30	34
87	51	36	40
131	60	42	
187	68	48	

VALORES DEL DIAMETRO EN PULGADAS

Hidráulica de Alcantarillas

Un análisis exacto del flujo en alcantarillas es extremadamente complejo debido a que el mismo es usualmente no uniforme con transiciones entre flujo gradualmente variado hasta rápidamente variado, incluyendo fenómenos de vórtices, resaltos hidráulicos, caídas y remansos.

Las variables que intervienen son típicas en la hidráulica de canales: pendiente, forma, rugosidad de los conductos, condiciones de aguas abajo y aguas arriba de la alcantarilla y el tipo de entrada a la misma.

Un diseño apropiado requerirá compatibilidad entre el flujo pasante y la carga de agua permitida para condiciones normales y extremas.

La carga de agua permitida en la entrada dependerá fundamentalmente de criterios del análisis de riesgo de daño a propiedades adyacentes, daños a la alcantarilla y a la vía, interrupción del tráfico, daños a la vida humana y daños a las condiciones naturales del cauce y a su medio ambiente.

Un criterio comúnmente adoptado consiste en que el máximo nivel deberá garantizar un borde libre mínimo de 0.40 m entre la superficie del agua y el nivel de la subrasante de la carretera, considerando siempre los efectos hacia aguas arriba sobre propiedades y personas.

La condición del nivel de agua aguas arriba de la alcantarilla ofrece la energía que permite el flujo a través de la misma. Esta energía toma la forma de carga o columna de agua medida desde la invertida a la entrada.

El nivel del agua a la salida podrá ser el nivel normal de flujo aguas abajo, y este podrá verse incrementado por las condiciones de rugosidad del cauce y por obstrucciones.

La velocidad a la salida es siempre importante de conocer, ya que una vez concentrado el flujo la velocidad será más alta que la normal aguas arriba y determinará las condiciones de erosión, la necesidad de mejoramiento del cauce en las inmediaciones de la salida o la necesidad de disipadores de energía.

El problema de análisis consiste en definir las condiciones de caudales máximos, geometría y materiales de las alcantarillas y sus dispositivos de entrada y salida.

Con lo anterior, las condiciones hidráulicas del diseño estarán siempre definidas por el nivel de agua en la entrada, regulado éste por las características de control hidráulico a la entrada o a la salida, entendiéndose como control aquella sección donde existe una relación única entre el caudal y la profundidad, es decir una sección crítica, donde el valor del número de Froude es igual a la unidad.

Mientras que la profundidad del flujo en la alcantarilla sea menor que el valor crítico la alcantarilla operará bajo control a la salida. Si la profundidad de flujo alcanza su valor crítico o mayor dominará el control a la entrada.

La elevación del agua en la entrada que permita el mayor caudal, analizando las secciones de control a la entrada y a la salida, será la condición de diseño y expresará la situación más adversa de comportamiento

hidráulico de la alcantarilla. los controles de operación (entrada y salida)
Para examinar las variables dependientes de de las alcantarillas, se incluye la Tabla 5.5:

Tabla 5.5 FACTORES HIDRÁULICOS A CONSIDERAR EN CADA TIPO DE CONTROL

Factor	Control a la Entrada	Control a la Salida
- Elevación de nivel de agua a la entrada	X	X
- Area de entrada	X	X
- Configuración a la entrada	X	X
- Biseles de entrada	X	X
- Rugosidad del conducto		X
- Área del conducto		X
- Forma del conducto		X
- Longitud del conducto		X
- Pendiente del conducto	*	X
- Elevación del nivel de aguas abajo		X

* La pendiente del conducto con control a la entrada puede ser despreciada.

Los esquemas presentados en la Figura 5.6 expresan las diferentes condiciones del efecto del control en el diseño.

para investigar detenidamente la condición de operación, sea con control a la entrada o a la salida.

Procedimientos de Cálculo

El procedimiento de cálculo en las alcantarillas estará definido por:

- 1° Determinar preliminarmente el tamaño de una alcantarilla, teniendo como datos el caudal y el tipo de sección transversal de conducto.
- 2° Analizar las condiciones de caudal; pendiente; máxima elevación de agua permitida a la entrada y los dispositivos de mejoramiento en la entrada de la alcantarilla, mediante los gráficos de la Oficina de Vías Públicas (Bureau of Public Roads) de los Estados Unidos.
- 3° Si los rangos de aplicación de los gráficos fueran excedidos, se utilizarán los criterios hidráulicos

Predimensionamiento de Alcantarillas

El Nomograma de la Figura 5.7 facilita el predimensionamiento de alcantarillas circulares y de caja.

Alcantarillas de Paso para Accesos

La forma más simple de alcantarilla es la que consiste en la continuación de una cuneta para permitir el acceso de peatones o vehículos a una propiedad, condición en la cual no se prevén grandes caudales; generalmente la capacidad de la alcantarillas debe ser igual o ligeramente mayor que la capacidad de la cuneta.

Figura 5.6 Descripción de los controles de flujo en alcantarillas.

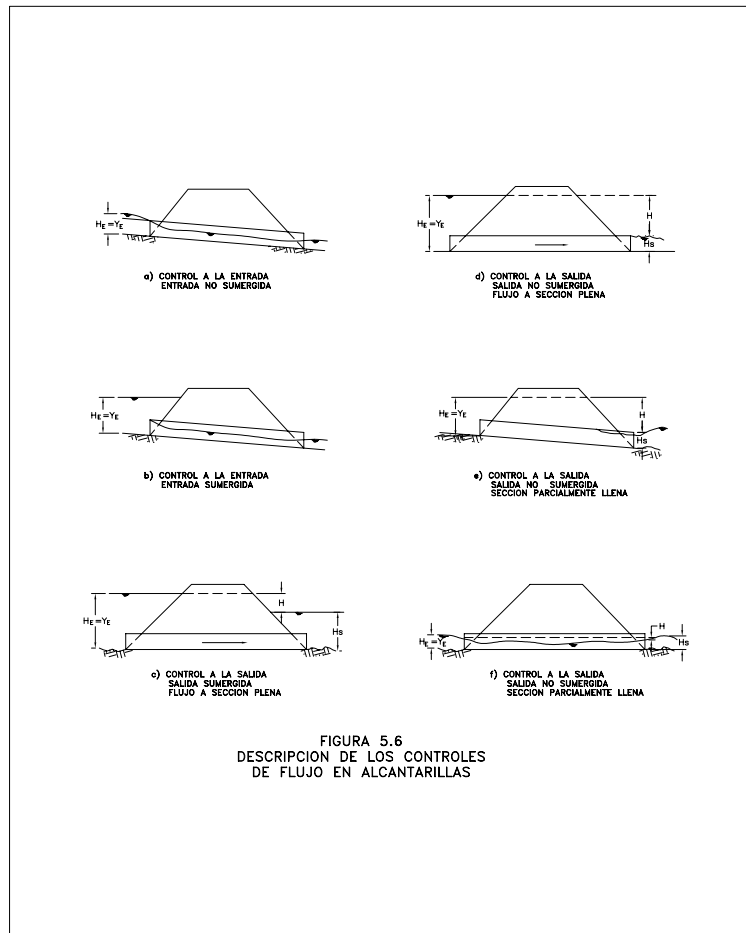


FIGURA 5.6
DESCRIPCION DE LOS CONTROLES
DE FLUJO EN ALCANTARILLAS

Figura 5.7 Nomograma para predimensionamiento de alcantarillas

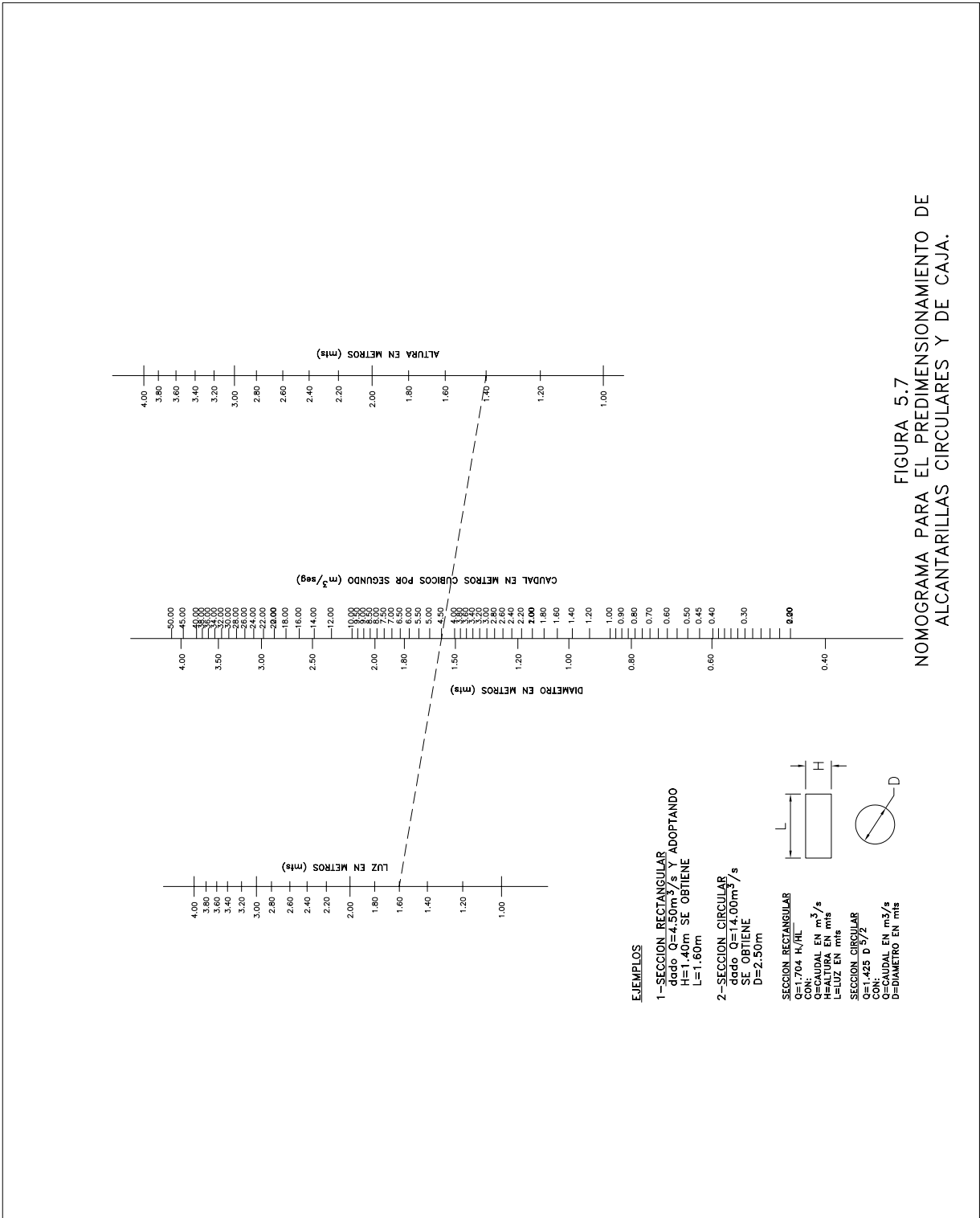


FIGURA 5.7
 NOMOGRAMA PARA EL PREDIMENSIONAMIENTO DE
 ALCANTARILLAS CIRCULARES Y DE CAJA.

La Tabla 5.6 permite dimensionar esta condición, basada en una equivalencia de la capacidad hidráulica de una cuneta de forma trapezoidal y $n= 0.030$ con la de la tubería.

Tabla 5.6 DIMENSIONAMIENTO DE ALCANTARILLAS DE ACCESO
VALORES DE LA RELACION d/D

d / b	z = 1 z = 1½ z = 2 z = 3 z = 4									
	No. de Tubos		No. de Tubos		No. de Tubos		No. de Tubos		No. de Tubos	
	1	2	1	2	1	2	1	2	1	2
0.4	0.465	0.821	0.400	0.758	0.350	0.702	0.277	0.611	0.224	0.533
0.6	0.640	0.950	0.550	0.890	0.489	0.830	0.364	0.718	0.294	0.625
0.8	0.755	0.950	0.640	0.640	0.950	0.552	0.421	0.778	0.328	0.677
1.0	0.830	0.950	0.709	0.950	0.606	0.932	0.460	0.815	0.357	0.710
1.2	0.880	0.950	0.754	0.950	0.647	0.950	0.490	0.842	0.376	0.731
1.4	0.913	0.950	0.788	0.950	0.677	0.950	0.510	0.860	0.391	0.747
1.6	0.942	0.950	0.814	0.950	0.702	0.950	0.526	0.872	0.405	0.760
1.8	0.950	0.950	0.835	0.950	0.719	0.950	0.540	0.884	0.416	0.772
2.0	0.950	0.950	0.850	0.950	0.734	0.950	0.552	0.89	0.421	0.778
2.5	0.950	0.950	0.880	0.950	0.762	0.950	0.572	0.908	0.436	0.792
3.0	0.950	0.950	0.900	0.950	0.780	0.950	0.585	0.918	0.448	0.804
3.5	0.950	0.950	0.914	0.950	0.783	0.950	0.596	0.926	0.454	0.810
4.0	0.950	0.950	0.924	0.950	0.803	0.950	0.602	0.929	0.460	0.815
5.0	0.950	0.950	0.939	0.950	0.818	0.950	0.939	0.939	0.466	0.821

donde

d= profundidad del flujo
D= Diámetro de la tubería
b= ancho de la base de la cuneta
z= inversa del talud de la cuneta

del talud de la cuneta se encuentra la relación de d/D para una tubería o dos y luego se despeja el valor del diámetro.

La máxima profundidad permitida en la tubería corresponde al 95% del diámetro.

Con la relación de d/b y el valor de la inversa

La facilidad de usar dos tuberías en tándem es para disminuir la altura del terraplén en el acceso.

Ejemplo

Dada una zanja lateral cuyas características son:

Caudal = $2.2 \text{ m}^3/\text{seg}$

Ancho de fondo $b = 1.0 \text{ m}$

Taludes laterales $z = 2$

Pendiente $i = 0.0098$

Determinar el diámetro de una alcantarilla de acceso a propiedad equivalente con uno y dos tubos.

Con las características dadas y $n = 0.03$, resulta $d = 0.60 \text{ m}$; en esas condiciones

$$d/b = 0.60/1.0 = 0.6$$

Entrando a la Tabla 5.6 con $d/b = 0.6$ y $z = 2$, los valores de d/D son:

Un tubo: 0.489

Dos tubos: 0.830

Los diámetros correspondientes serán:

Para un tubo: $D = 0.60/0.489 = 1.22$; se adopta $D = 1.2 \text{ m}$

Para dos tubos: $D = 0.60/0.830 = 0.72$; se adopta $D = 0.70 \text{ m}$

Alcantarillas Transversales

Para capacidades mayores y situaciones más complejas de flujo conviene utilizar los nomogramas propuestos por la Oficina de Vías Públicas de los Estados Unidos de América (Bureau of Public Roads) contenidos en las Figuras 5.8 a la 5.17.

Estos nomogramas permiten la selección directa de las alcantarillas sin considerar detalladamente las alternativas de control dado que analizan una alcantarilla con una altura de agua baja en la entrada lo cual presupone un sobredimensionamiento de la estructura o caudales bajos; otra limitación son las unidades inglesas.

Observando los nomogramas, para cada tamaño corresponden dos curvas: una sólida o la otra punteada.

Las líneas discontinuas indican las condiciones límites de salida; las líneas continuas señalan las condiciones de control de entrada para los diámetros indicados.

Cada curva está asociada a un número que es la relación entre la longitud en pies y su pendiente en porcentaje. La línea punteada corresponde al máximo valor de $L/100 S_0$ para el que pueden ser utilizadas directamente las curvas. Para valores mayores que los indicados habrá que verificar con los gráficos dados más adelante para determinar el valor de la carga de agua en la entrada.

Para valores de $L/100 S_0$ menores que los indicados sobre las curvas sólidas, el conducto estará trabajando con el control a la entrada; en tal caso se utiliza la curva llena como valor mínimo.

El valor intermedio de las curvas $L/100 S_0$ se lee interpolado linealmente para encontrar la altura a la entrada.

La altura de agua máxima admisible a la entrada dada como dato, se establece en función de las características de la vía y el emplazamiento como se indicó.

INSERTAR GRÁFICOS DEL BUREAU OF
PUBLIC ROAD, APENDICE C PCA

Figuras 8 - Fig. 17

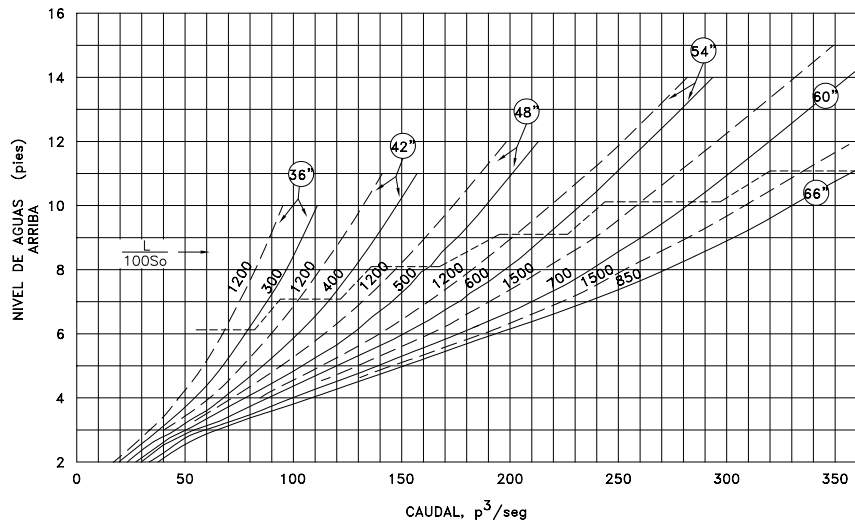
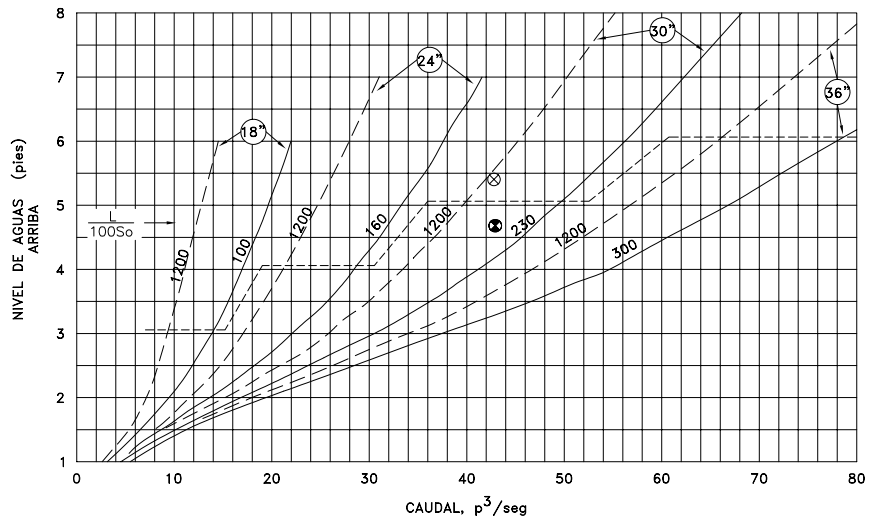


FIGURA 5.8
CAPACIDAD DE ALCANTARILLAS
TUBO DE CONCRETO
ENTRADA REDONDEADA DE 18" A 66"

Figura 5.9

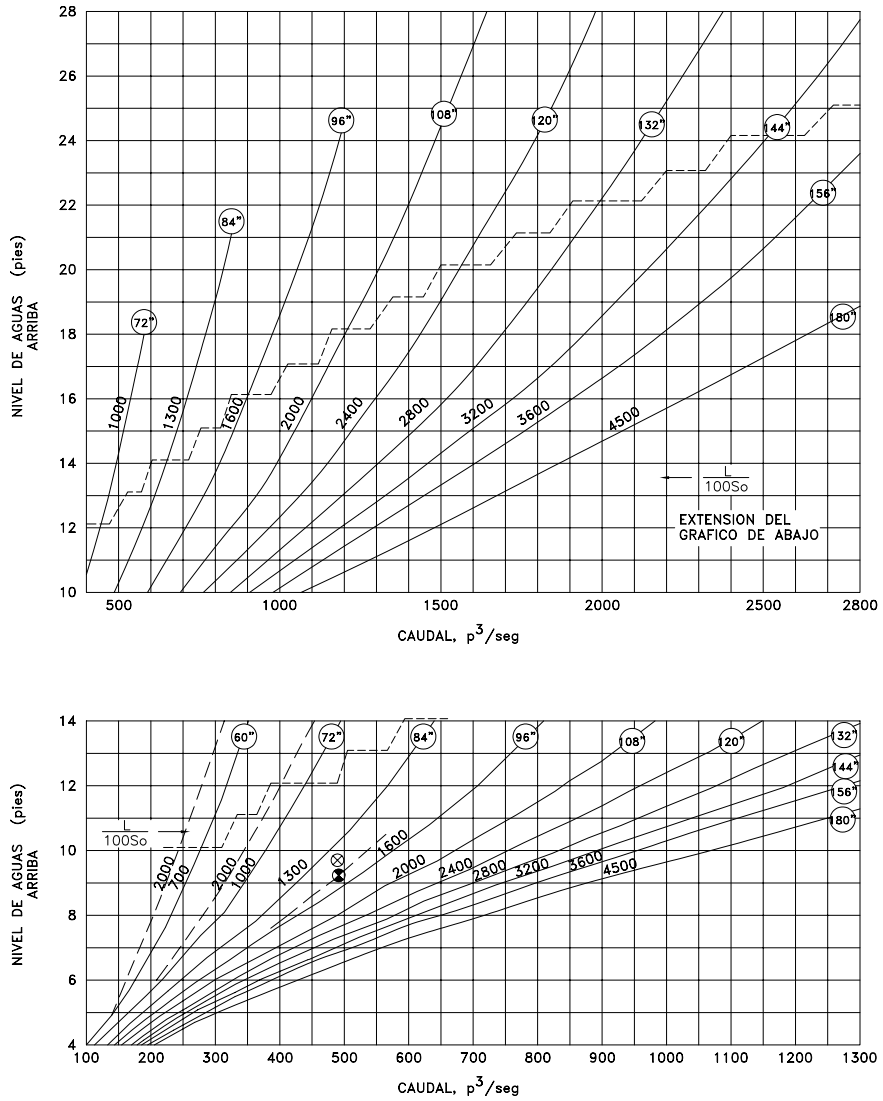


FIGURA 5.9
CAPACIDAD DE ALCANTARILLAS
TUBO DE CONCRETO
ENTRADA REDONDEADA DE 60" A 180"

Figura 5.10

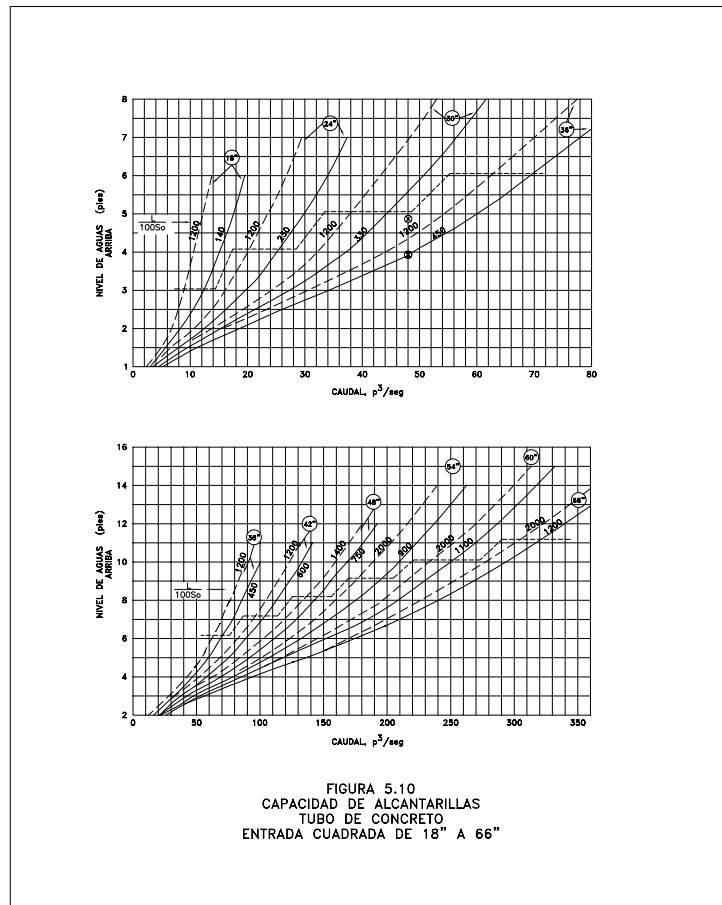


Figura 5.11

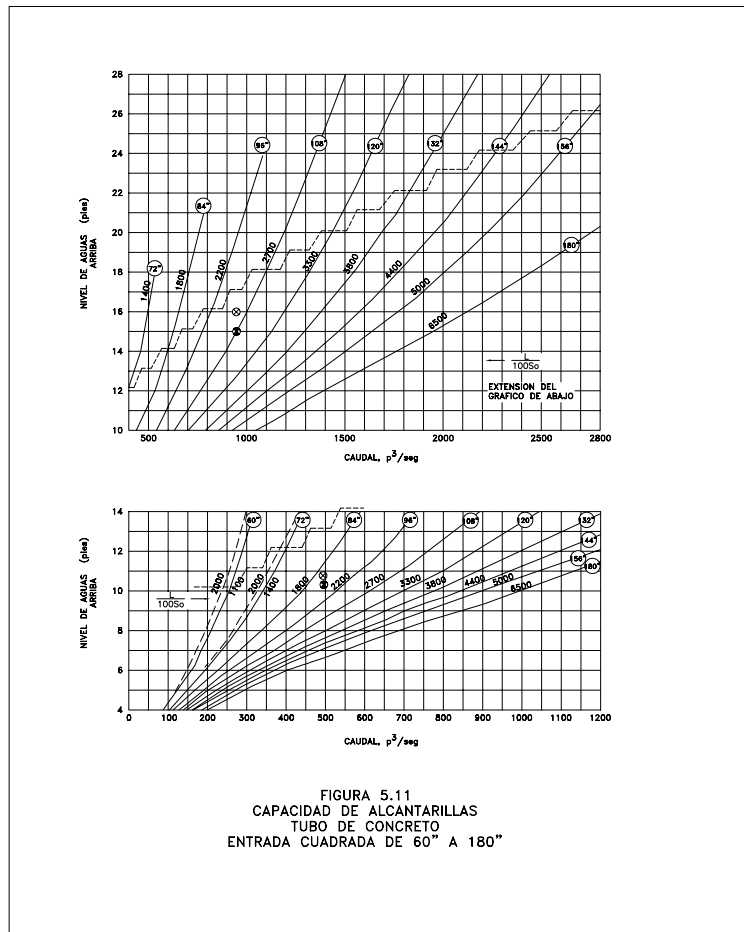


Figura 5.12

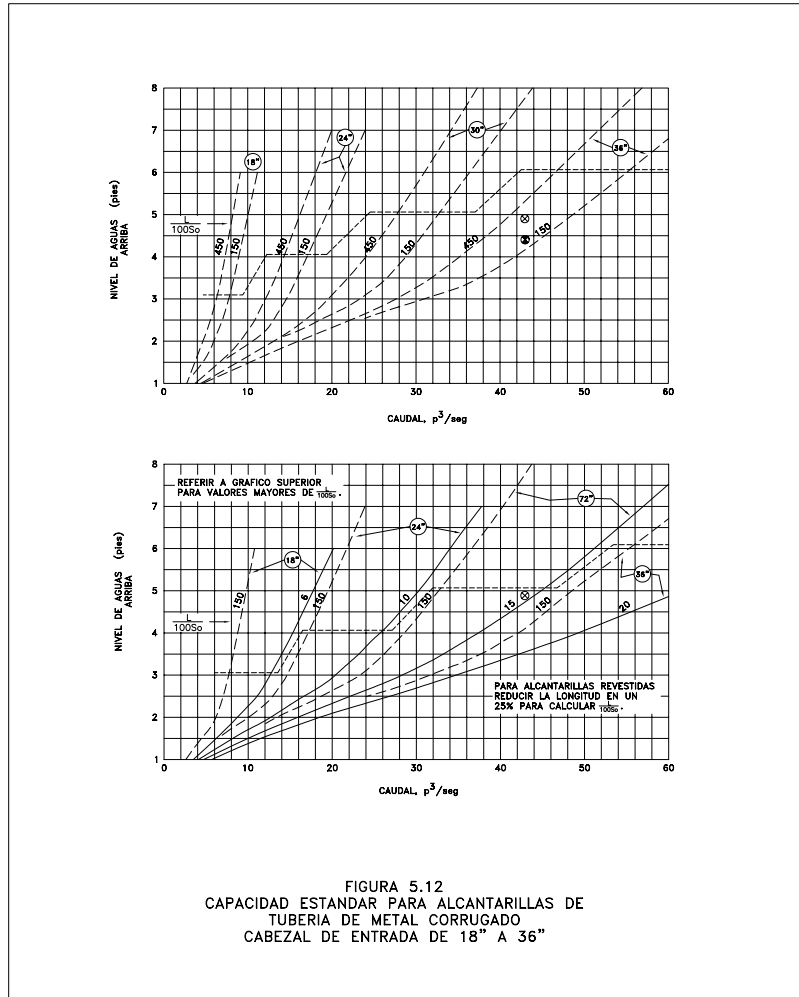


Figura 5.13

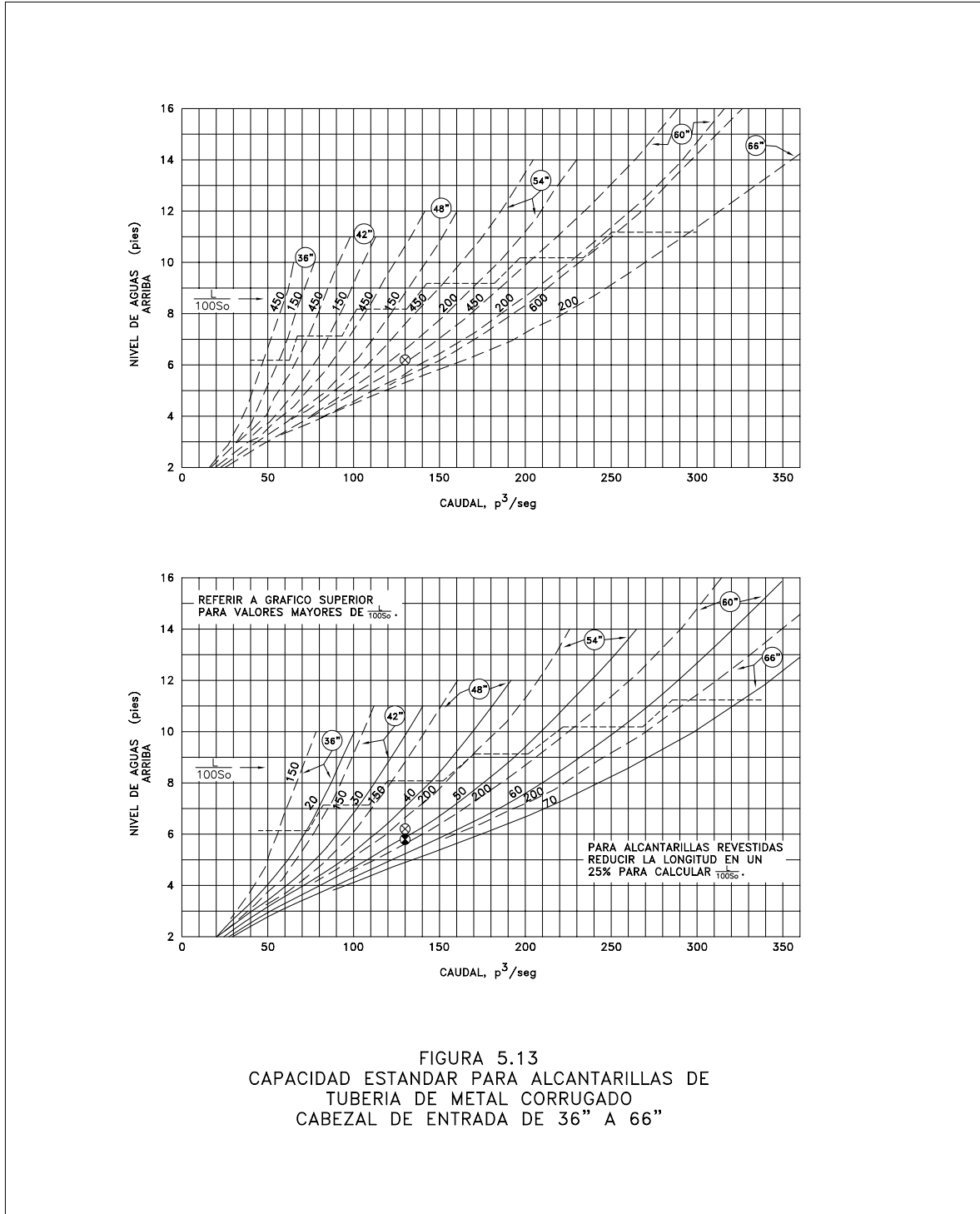


FIGURA 5.13
 CAPACIDAD ESTANDAR PARA ALCANTARILLAS DE
 TUBERIA DE METAL CORRUGADO
 CABEZAL DE ENTRADA DE 36" A 66"

Figura 5.14

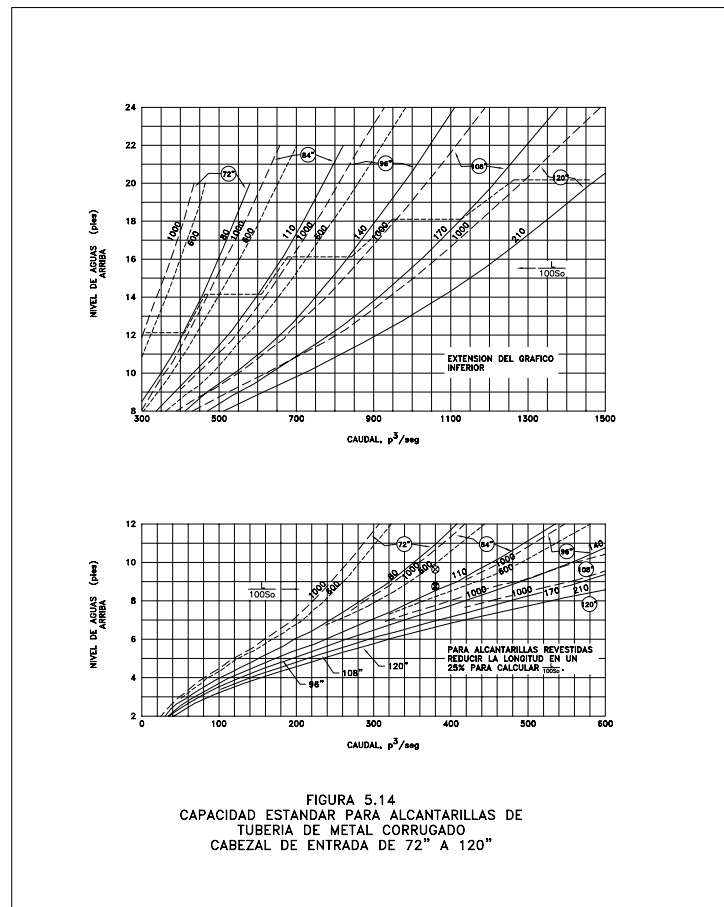


Figura 5.15

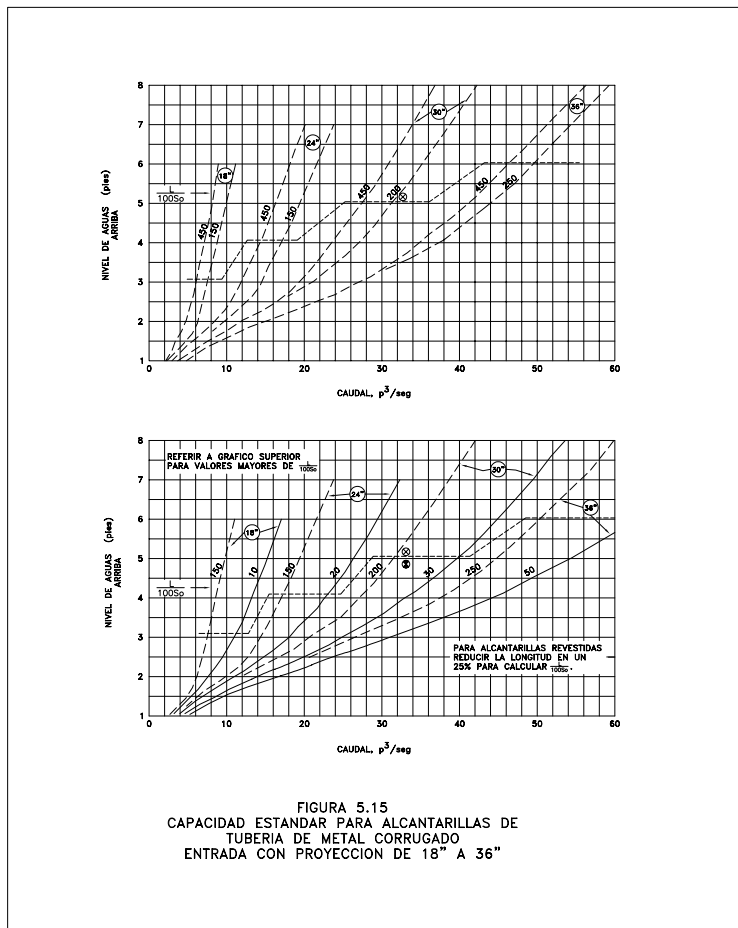


Figura 5.16

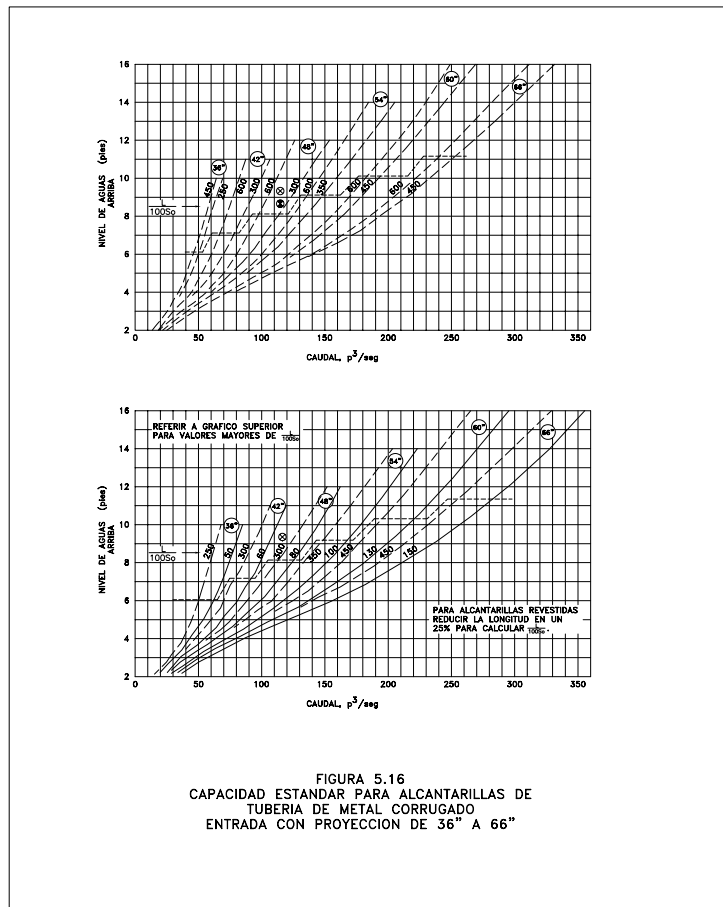
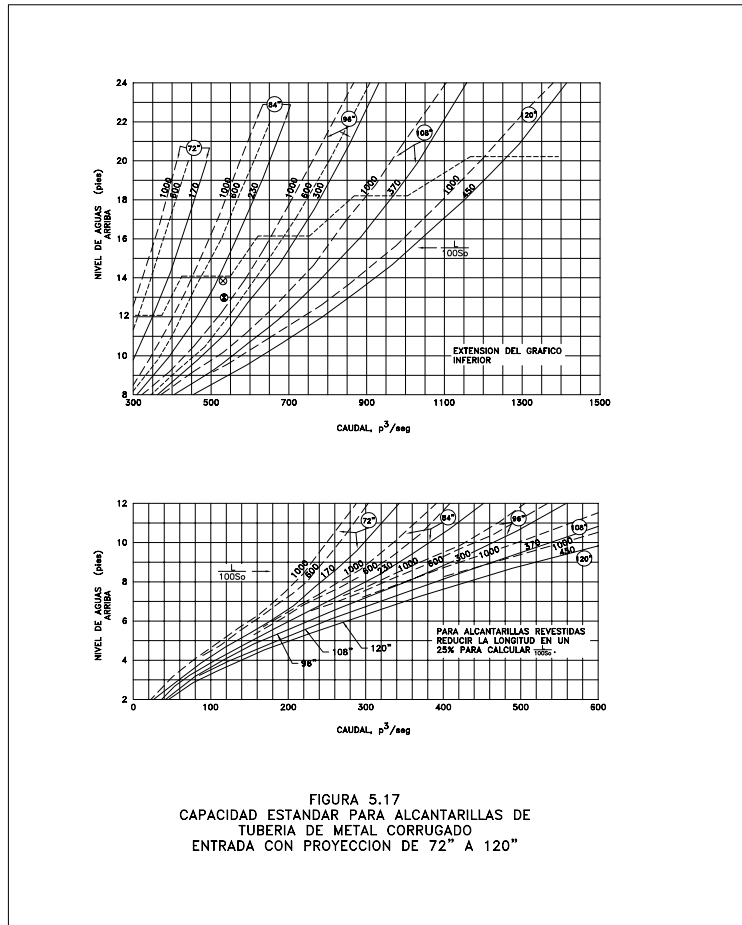


Figura 5.17



Control a la Entrada

El control a la entrada ocurre cuando la alcantarilla es capaz de conducir más caudal del que el dispositivo de entrada permite. La sección de control se localiza inmediatamente en la entrada, la profundidad crítica se presenta cercana a este control y el régimen de flujo inmediatamente aguas abajo es super crítico.

Para el análisis del control a la entrada solamente intervienen en el nivel aguas arriba y el área a la entrada, la configuración de la sección y las condiciones de borde o bisel en la entrada.

El nivel de aguas arriba es medido desde la invertida hasta la elevación de diseño permitida.

Las características hidráulicas aguas abajo de la sección de control no afectan la capacidad de la alcantarilla.

Para el cálculo hidráulico de una alcantarilla con control a la entrada pueden utilizarse los nomogramas contenidos en las Figuras 5.18 hasta la 5.27, para diferentes secciones transversales de conducto, materiales, y configuraciones de entrada, incluyendo las condiciones de mejoramiento con alerones y depresiones.

Las alcantarillas requieren del mejoramiento de sus dispositivos de entrada y salida para aumentar su capacidad de paso de los caudales de diseño.

Cuando a las alcantarillas no se les provee del mejoramiento hidrodinámico de sus entradas, existen fuertes constricciones al

flujo como se observa en la Figura 5.28.

Los mejoramientos hidráulicos típicos para el comportamiento de las alcantarillas consisten en la ampliación de los cabezales, alerones y depresiones constructivas que ligeramente incrementan la carga para vencer las pérdidas a la entrada.

Las entradas biseladas aumentan la capacidad de una alcantarilla en un 20%; las entradas con lados convergentes (formando una especie de embudo), la incrementan entre un 25% y un 40% y cuando se proyecta una depresión a la entrada la capacidad de la alcantarilla se mejora hasta en un 100%.

Los cabezales y alerones pueden eventualmente también cumplir una función de retención del terreno aledaño a la alcantarilla.

Estos mejoramientos pueden observarse en la Figura 5.29.

Control a la Salida

El control a la salida ocurre cuando la alcantarilla no es capaz de conducir el caudal que las condiciones de entrada permiten; la sección de control está localizada a la salida de la alcantarilla.

Con control a la salida, las características del conducto, su entrada, salida y el nivel aguas abajo regirán su comportamiento hidráulico.

El criterio de análisis parte de la premisa que para pasar una cantidad de agua se requiere una energía capaz de suministrar la carga de

Figura 5.18

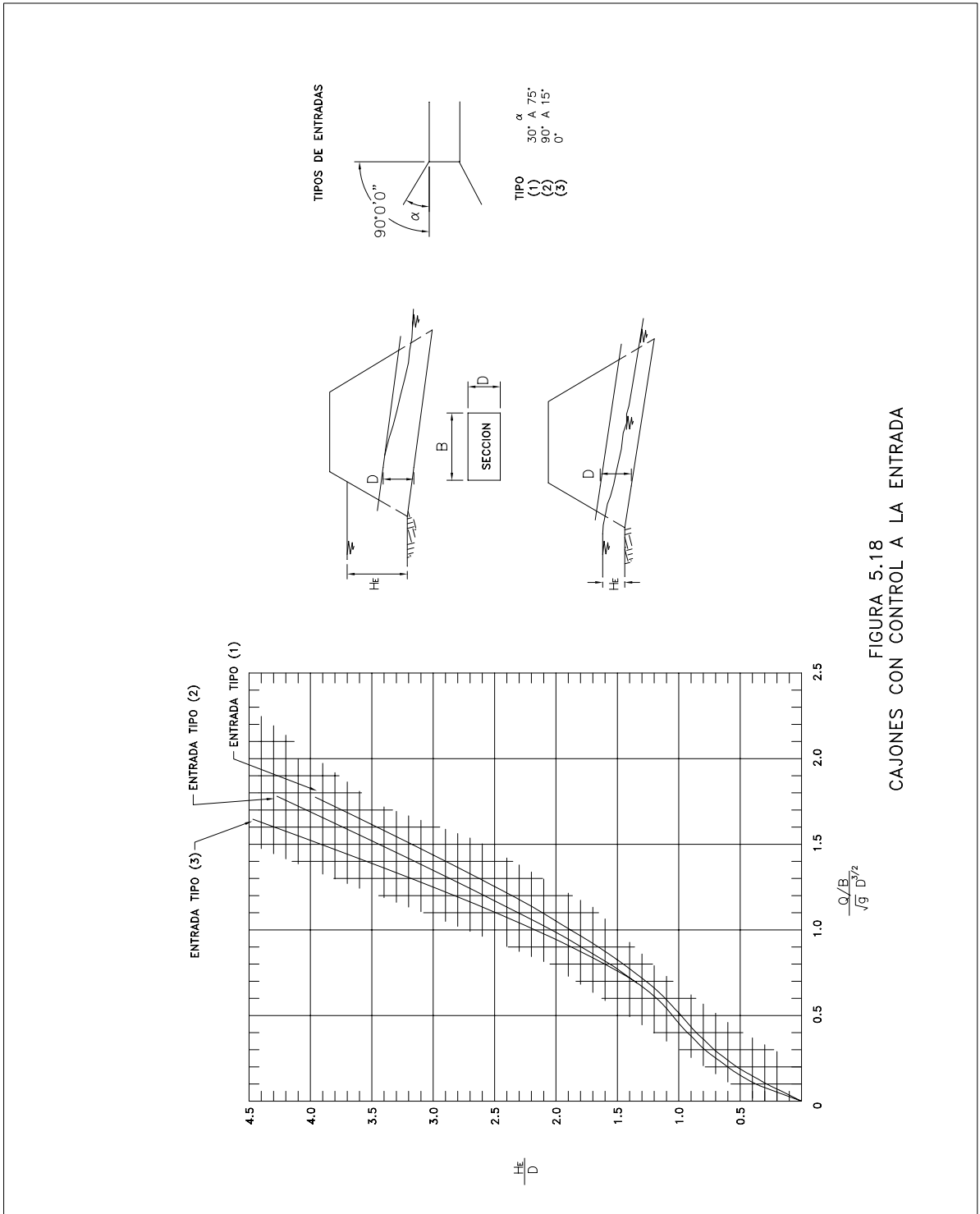


FIGURA 5.18
CAJONES CON CONTROL A LA ENTRADA

Figura 5.19

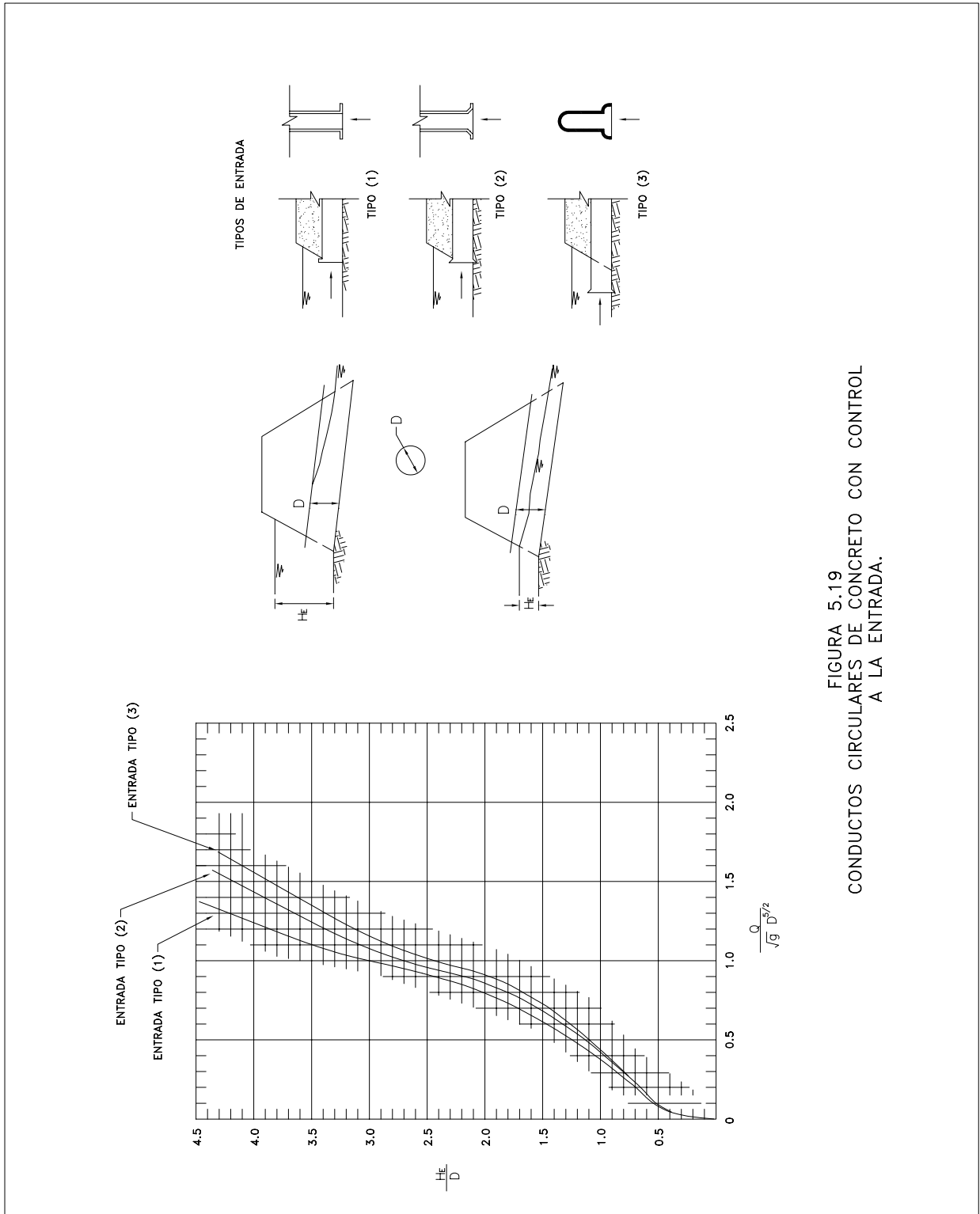


FIGURA 5.19
CONDUCTOS CIRCULARES DE CONCRETO CON CONTROL
A LA ENTRADA.

Figura 5.20

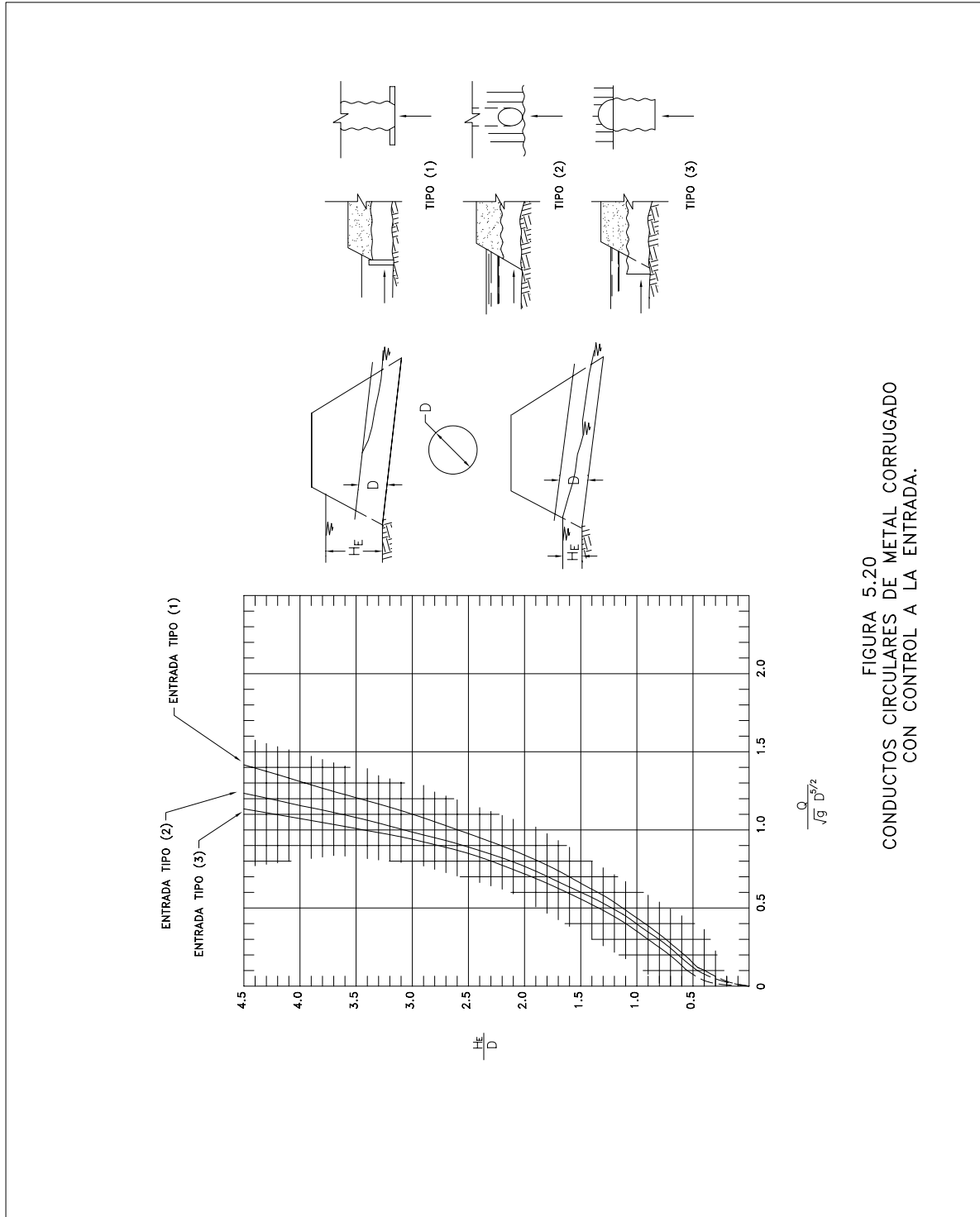


FIGURA 5.20
CONDUCTOS CIRCULARES DE METAL CORRUGADO
CON CONTROL A LA ENTRADA.

Figura 5.21

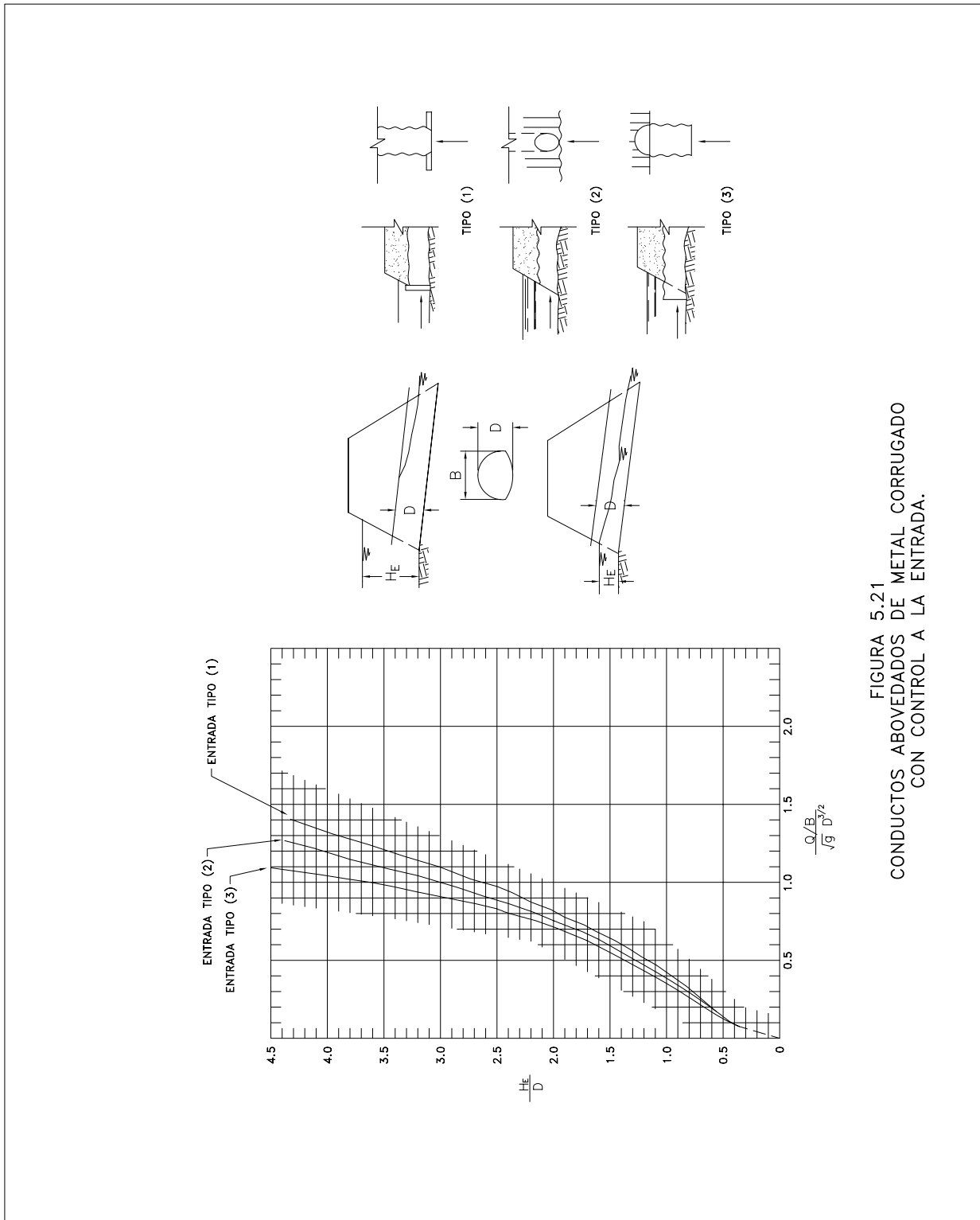


FIGURA 5.21
CONDUCTOS ABOVEDADOS DE METAL CORRUGADO
CON CONTROL A LA ENTRADA.

Figura 5.22

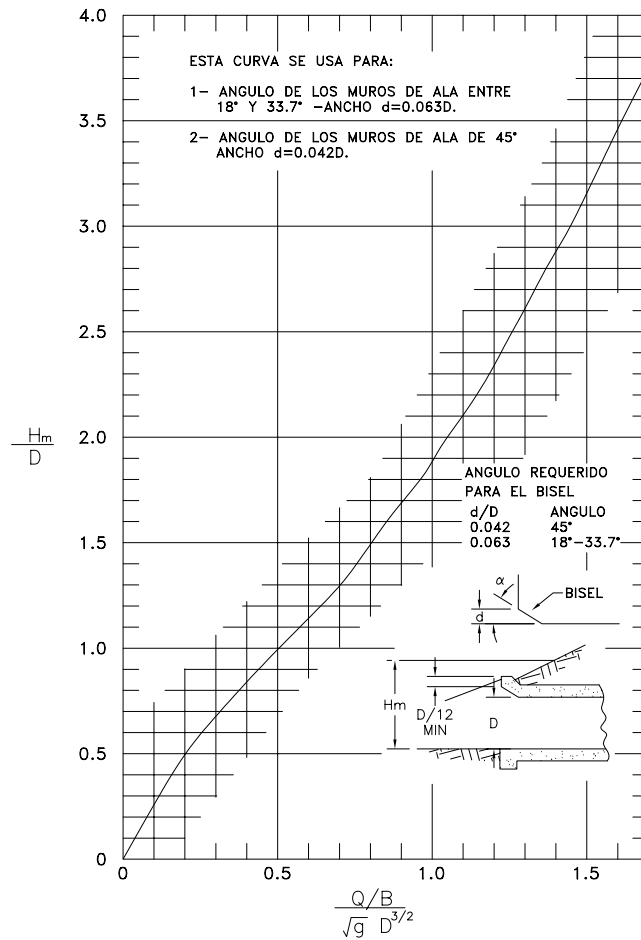


FIGURA 5.22
 PROFUNDIDAD EN LA ENTRADA PARA CAJONES RECTANGULARES
 CON CONTROL A LA ENTRADA Y ENTRADA BISELADA EN LA PARTE SUPERIOR.

Figura 5.23

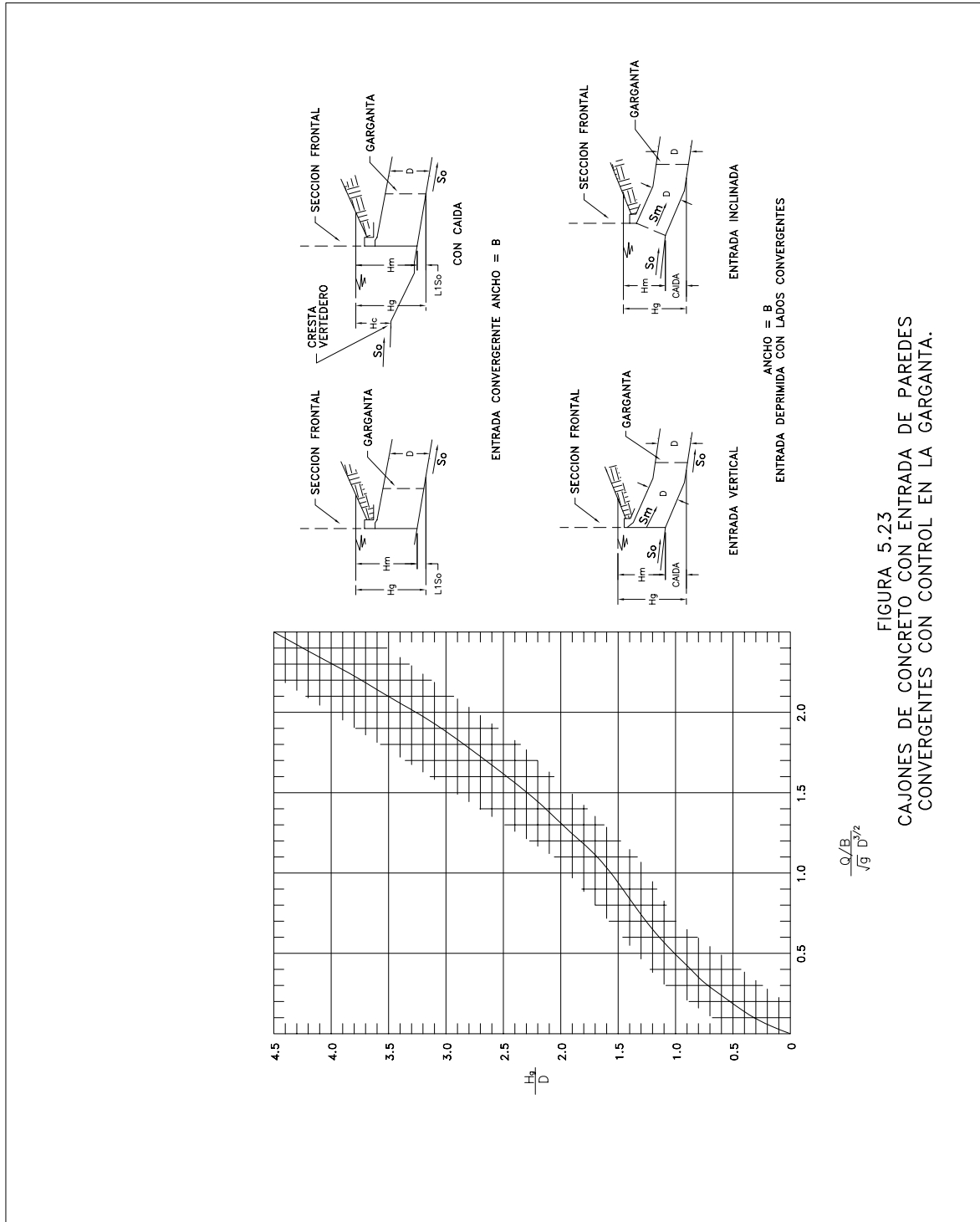


FIGURA 5.23
CAJONES DE CONCRETO CON ENTRADA DE PAREDES
CONVERGENTES CON CONTROL EN LA GARGANTA.

Figura 5.24

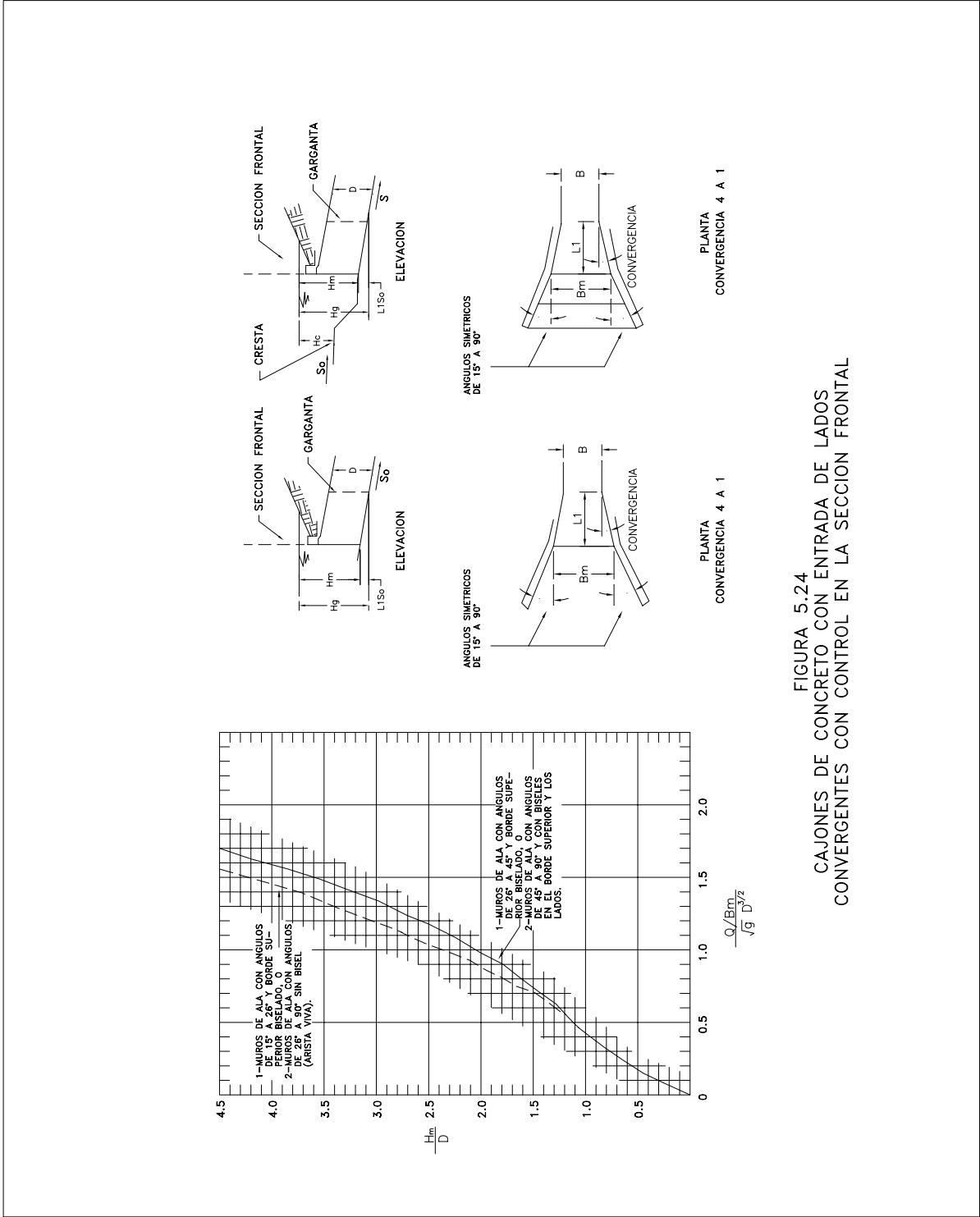


FIGURA 5.24
CAJONES DE CONCRETO CON ENTRADA DE LADOS
CONVERGENTES CON CONTROL EN LA SECCION FRONTAL

Figura 5.25

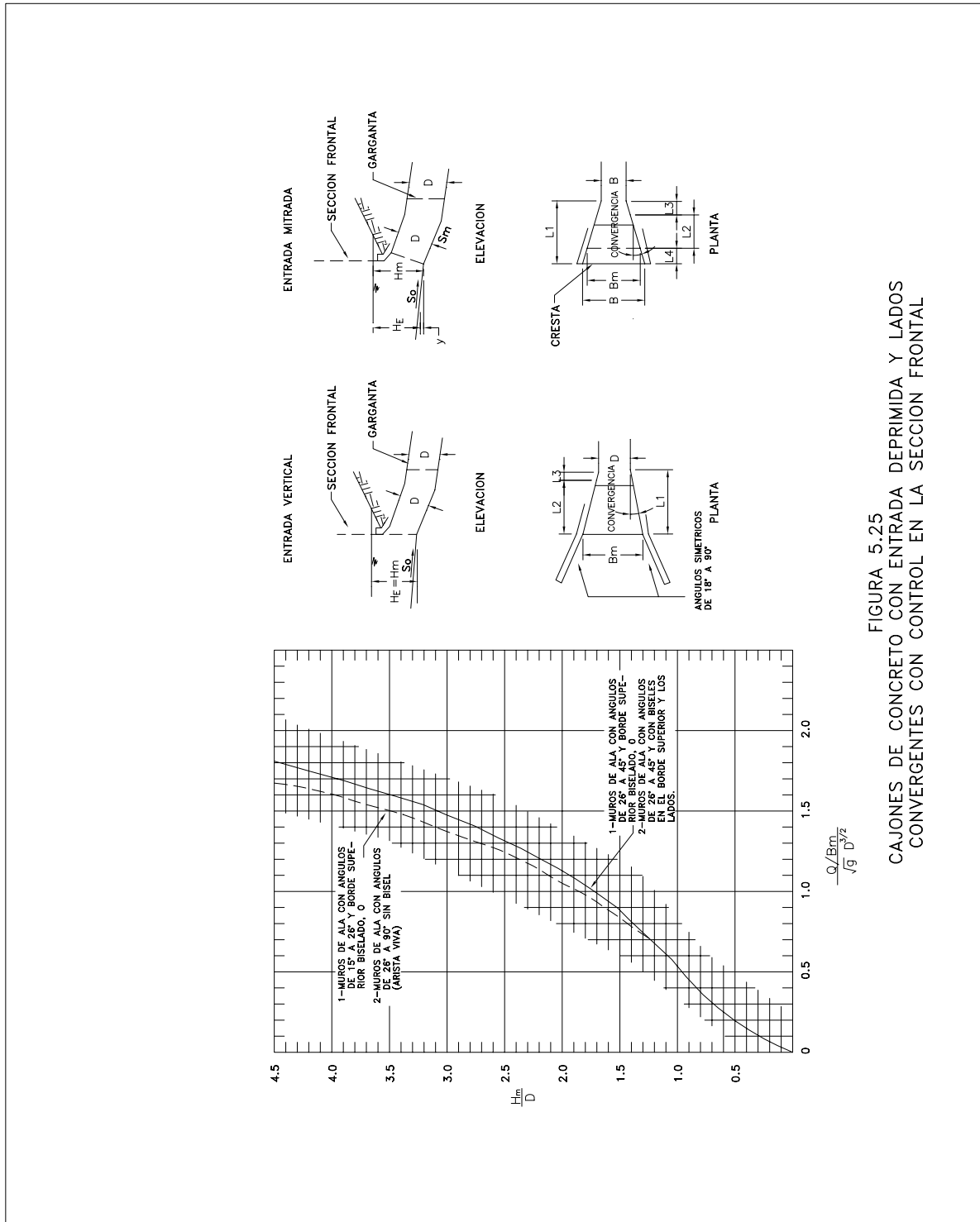


FIGURA 5.25
CAJONES DE CONCRETO CON ENTRADA DEPRIMIDA Y LADOS CONVERGENTES CON CONTROL EN LA SECCION FRONTAL

Figura 5.26

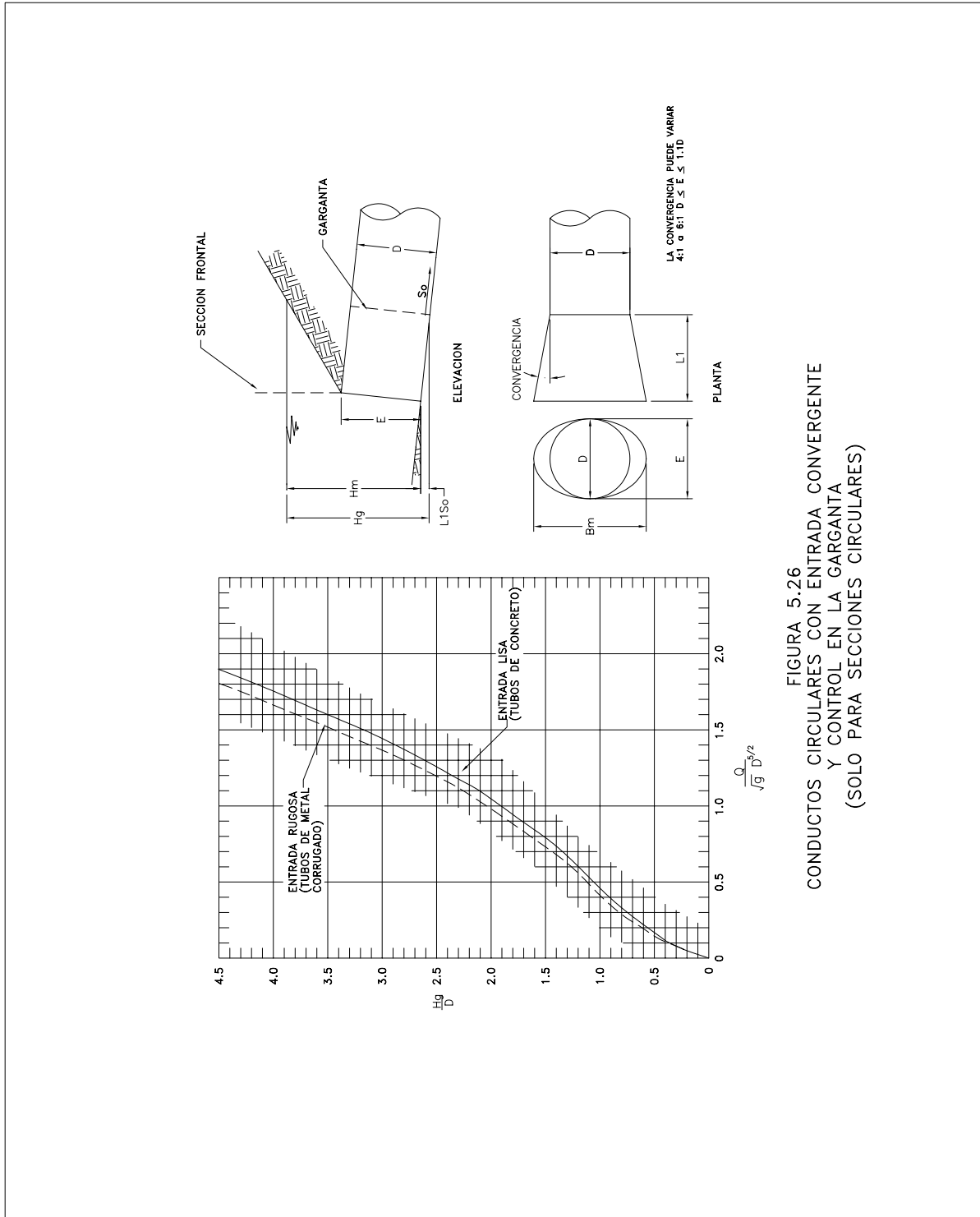


FIGURA 5.26
CONDUCTOS CIRCULARES CON ENTRADA CONVERGENTE
Y CONTROL EN LA GARGANTA
(SOLO PARA SECCIONES CIRCULARES)

Figura 5.27

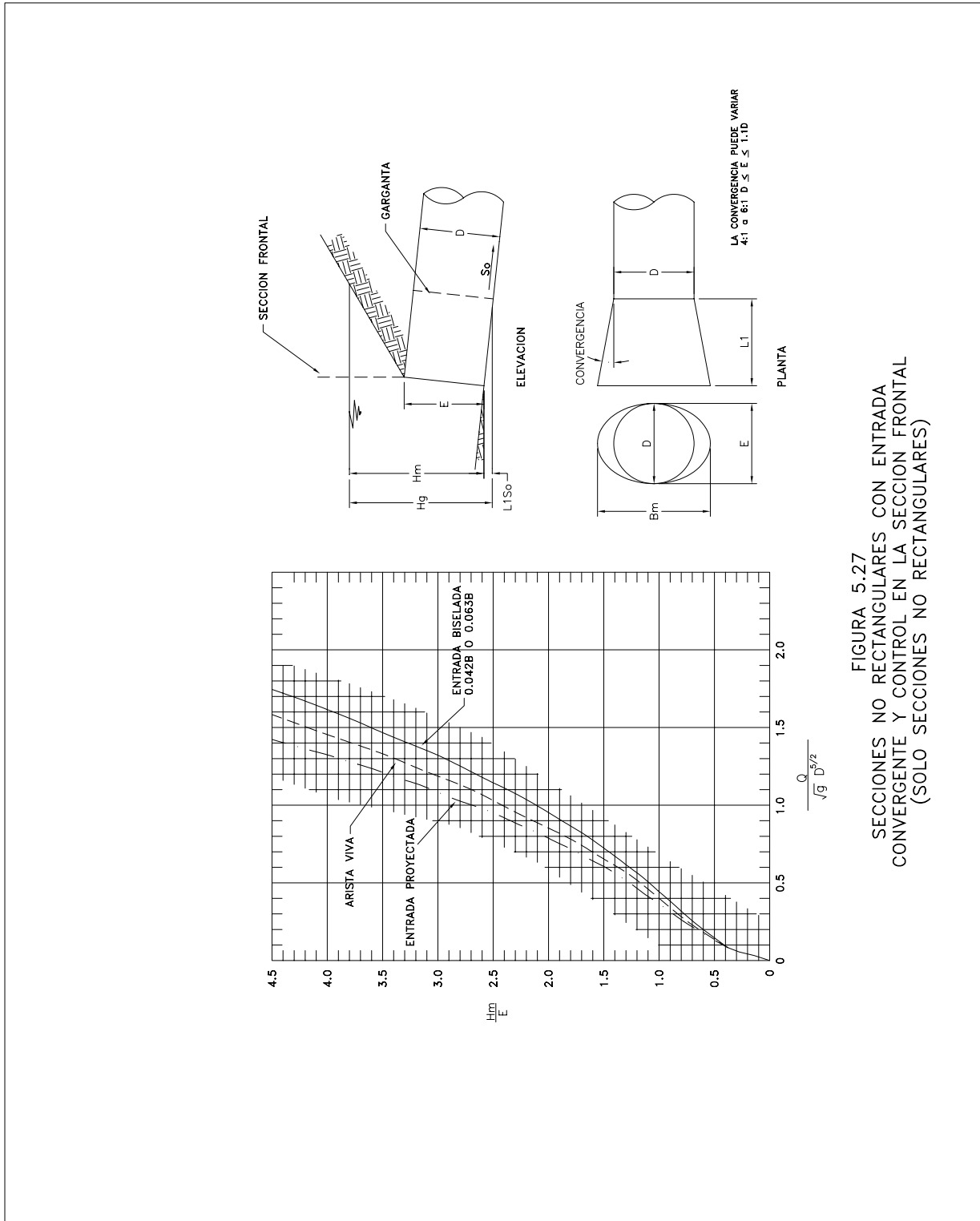
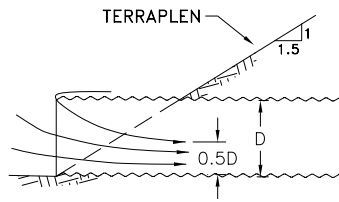


FIGURA 5.27
SECCIONES NO RECTANGULARES CON ENTRADA
CONVERGENTE Y CONTROL EN LA SECCION FRONTAL
(SOLO SECCIONES NO RECTANGULARES)

Figura 5.28 Comportamiento hidrodinámico de la entrada a las alcantarillas

(a) Entrada con proyeccion de paredes delgadas



(b) Entrada con proyeccion con tuberia de concreto

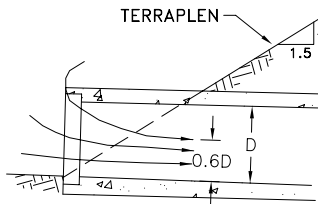
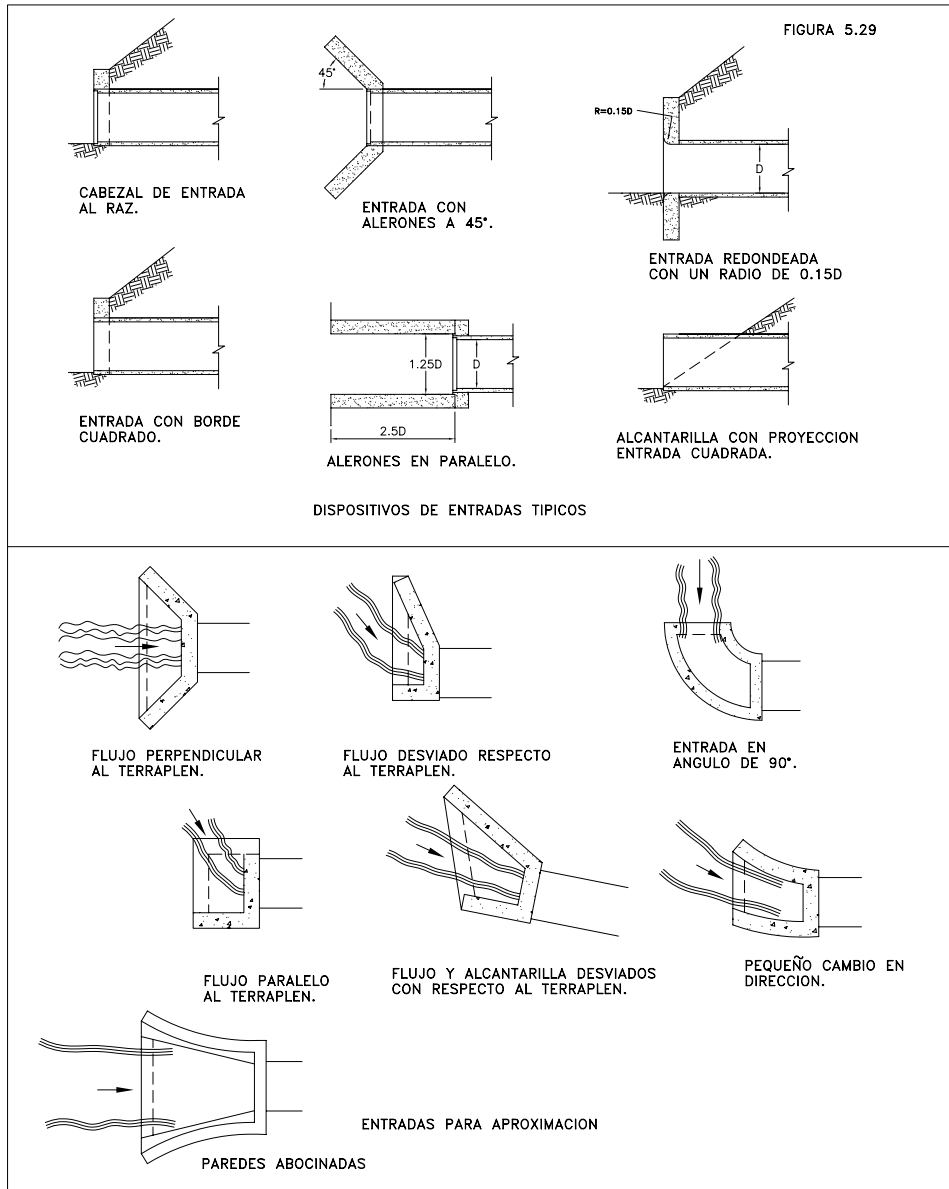


FIGURA 5.28
COMPORTAMIENTO HIDRODINAMICO DE LA ENTRADA A LAS ALCANTARILLAS

Figura 5.29



velocidad $v^2/2g$, más la pérdida de carga en la entrada h_e más la pérdida de carga por fricción en el conducto h_f .

Estas variables pueden ser observadas en la Figura 5.30.

Se necesita por lo tanto establecer una ecuación de Balance de Energía:

$$H = \frac{v^2}{2g} + h_e + h_f \quad (1)$$

con $g = 9.81 \text{ m/s}^2$

La ecuación de la energía para hacer pasar el agua a través del conducto puede escribirse como:

$$H = \frac{v^2}{2g} \left(1 + C_e + \frac{19.62 n^2 L}{R^{\frac{4}{3}}} \right) \quad (2)$$

donde:

H = Energía Total, m

g = Aceleración de la gravedad, 9.81, m/s²

v = Velocidad en el conducto,

$$v = \frac{Q}{A} \quad (\text{m/seg}) \quad (3)$$

Q = Caudal (m³/s , l/s)

A = Area del conducto, m²

C_e = Coeficiente de pérdidas por entrada al conducto

n = Coeficiente de fricción de Manning

L = Longitud del conducto

R = Radio hidráulico, m

La pérdida de carga a la entrada depende de la geometría a la entrada; el coeficiente de pérdida C_e para aplicarlo a la carga de velocidad se encuentra dado en la Tabla 5.7.

La pérdida por fricción en el conducto se calcula mediante la Fórmula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} A R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

donde

Q= Caudal de diseño (m³/seg ó l/s)

n= Factor de rugosidad (adimensional)

A= Area de la sección (m²)

R= Radio Hidráulico (mts)

S= Pendiente de la alcantarilla (m/m)

Figura 5.30 Variable hidráulicas en alcantarillas

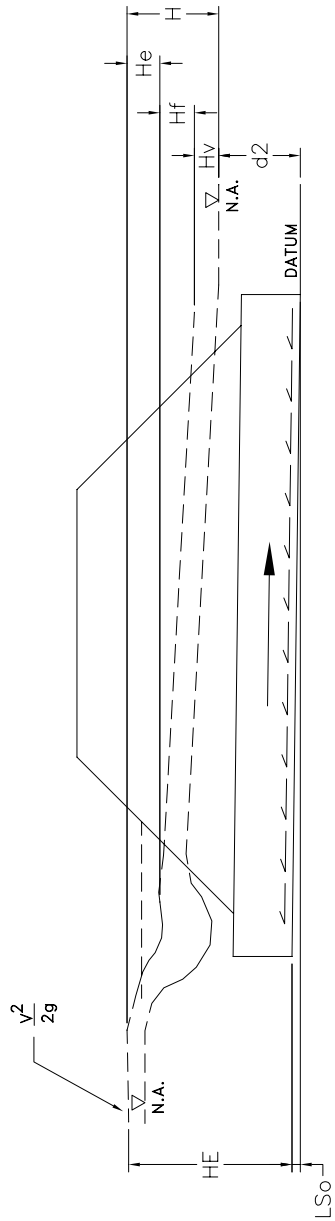


FIGURA 5.30
VARIABLES HIDRAULICAS EN ALCANTARILLAS

Tabla 5.7 COEFICIENTES DE PÉRDIDAS POR ENTRADA

Pérdida de carga a la entrada, flujo lleno o parcialmente lleno, control de salida $H_e = C_e \cdot (V^2/2g)$	
Tipo de Estructura y Diseño de la Entrada	Coefficiente C_e
Tubo Concreto	
Sobresaliente del terraplén, extremo enchufable (extremo abocinado)	0.2
Sobresaliente del terraplén, extremo cortado cuadrado	0.5
Muro de cabecera, o muro de cabecera con alas	
Extremo abocinado	0.2
Borde cuadrado	0.5
Redondeado (radio = 1/12D)	0.2
Biselado según talud terraplén	0.7
*Sección extrema conformada al talud del terraplén	0.5
Bordes biselados, biseles a 33.7° ó 45°	0.2
Entrada de lados o pendiente estrechada	0.2
Tubo o Arco-Bóveda, Metal Corrugado	
Sobresaliente del terraplén (sin muro de cabecera)	0.9
Muro de cabecera o muro de cabecera y alas	
borde cuadrado	0.5
Biselado según talud terraplén, talud pavimentado o no	0.7
*Sección extrema conformada al talud del terraplén	0.5
Bordes biselados, biseles a 33.7° ó 45°	0.5
Embocadura de lado o pendiente estrechada	0.2
Cajón Concreto Reforzado	
Muro de cabecera paralelo al terraplén (sin muro de ala)	
3 bordes cuadrados	0.5
3 bordes redondeados, radio 1/12 dimensión del conducto, o bordes biselados en los 3 lados	0.2
Muros de ala en 30° a 75° del conducto	
Borde del coronamiento cuadrado	0.4
Borde del coronamiento redondeado, radio 1/12 dimensión del conducto, o borde de coronamiento biselado	0.2
Muros de ala en 10° a 25° del conducto	
Borde del coronamiento cuadrado	0.5
Muros de ala paralelos (extensión de los lados)	
Borde de coronamiento cuadrado	0.7
Embocadura de lado o pendiente estrechada	0.2

***Nota: Hechas de metal o concreto, son las secciones comúnmente provistas por los fabricantes (prefabricadas).**

Para un conocimiento gráfico de estos valores, la Tabla 5.8 muestra los esquemas de

los dispositivos de entrada y los valores del coeficiente de pérdida correspondientes:

Tabla 5.8 ESQUEMAS DE DISPOSITIVOS DE ENTRADA Y SUS COEFICIENTES DE PÉRDIDA

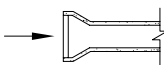
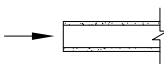
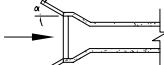
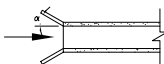
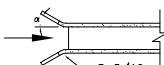
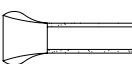
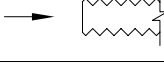
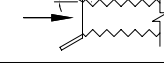

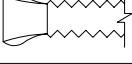



		DESCRIPCION	Ce
TUBOS DE CONCRETO		CAMPANA SALIENTE.	0.2
		ESPIGA SALIENTE (No se recomienda su uso).	0.5
		CON ALETAS (α 0° A 90°) CAMPANA EN EL EXTREMO.	0.2
		CON ALETAS (α 0° A 90°) ESPIGA EN EL EXTREMO. (No se recomienda su uso)	0.5
		CON ALETAS (α 0° A 90°) REDONDEADA (RADIO = D/12).	0.2
		SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD.	0.5
TUBOS O ARCOS METAL CORRUGADO		EXTREMO SALIENTE.	0.9
		CON ALETAS (α 0° A 90°).	0.5
		CHAFLANADO DE ACUERDO CON TALUD.	0.7
		SECCION TERMINAL PREFABRICADA DE ACUERDO CON TALUD.	0.5
CAJONES DE CONCRETO ARMADO		ALETAS O MUROS DE CABECERAS. ARISTAS SIN REDONDEAR. $\alpha = 0^\circ$ $10^\circ < \alpha < 25^\circ$ $30^\circ < \alpha < 75^\circ$ $\alpha = 90^\circ$	0.7 0.5 0.4 0.5
		MURO DE CABECERA. TRES ARISTAS REDONDEADAS (RADIO=1/12 DIMENSION CAJON).	0.2
		ALETA (α ENTRE 30° Y 75°). TRES ARISTAS REDONDEADAS (RADIO=1/12 DIMENSION CAJON).	0.2

TABLA 5.8
ESQUEMAS DE DISPOSITIVOS DE ENTRADA
Y SUS COEFICIENTES DE PERDIDA

Los valores de la rugosidad del conducto para diferentes materiales se presentan en la Tabla 5.9:

Tabla 5.9 VALORES DE MANNING PARA DIFERENTES CONDUCTOS

Tipo de Conducto y Descripción Muro/Junta	n Manning
<u>Tubo de Concreto</u>	
Juntas buenas, muros suaves	0.011-0.013
Juntas buenas, muros rugosos	0.014-0.016
Juntas pobres, muros rugosos	0.016-0.017
<u>Cajón de Concreto</u>	
Juntas buenas, paredes suavemente terminadas	0.012-0.015
Juntas pobres, muros rugosos sin terminación	0.014-0.018
<u>Tubos y Cajones de Metal Corrugado, Corrugaciones Anulares (n varía con el tamaño del conducto)</u>	
Corrugación 68x13	0.027-0.022
Corrugación 152x25	0.025-0.022
Corrugación 127x25	0.028-0.025
Corrugación 76x25	0.028-0.027
Corrugación 152x51	0.035-0.033
Corrugación 229x63	0.037-0.033
<u>Tubos de Metal Corrugado, Corrugación Helicoidal. Flujo Circular Lleno.</u>	
Corrugación 68x13, chapa de 61 cm. de ancho	0.012-0.024
Metal Metálico Costilla Espiral Interrupciones 19x19 espaciadas 30 cm., juntas buenas	0.012-0.013

Para las alcantarillas que operan con control a la salida también se requiere calcular la altura de agua a la entrada H_e . (Ver Figura 5.31)

Figura 5.31 Altura del nivel de agua a la entrada

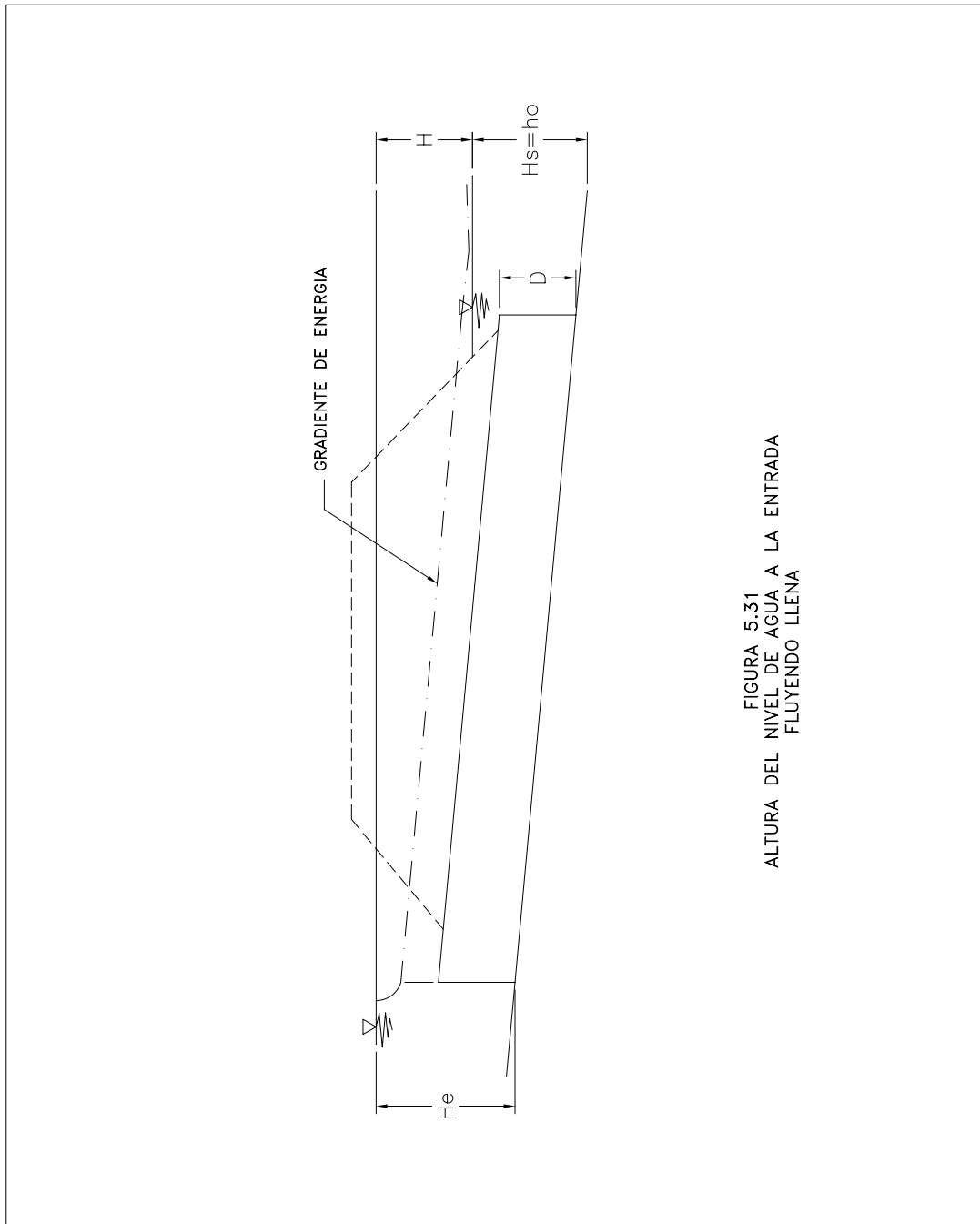


FIGURA 5.31
ALTURA DEL NIVEL DE AGUA A LA ENTRADA
FLUYENDO LLENA

donde se cumple que:

$$H_e = H + h_o - L * S_o \quad (5)$$

siendo h_o igual a la altura del conducto cuando éste fluye lleno o a la altura de aguas abajo de la alcantarilla cualquiera fuera mayor. Para alcantarillas que fluyen parcialmente llenas h_o podrá ser igual a $(d_c + D)/2$ o la altura de agua a la salida cualquiera sea mayor. El esquema de la Figura 5.32 ilustra las condiciones descritas.

La velocidad a la entrada generalmente es despreciable y la carga de velocidad se puede aproximar a la carga por la velocidad producida en el conducto.

Los nomogramas contenidos en la Figuras 5.33 a la 5.38 son los de uso más frecuente para alcantarillas de forma circular o rectangular.

Cuando los controles de operación de una alcantarilla no están bien definidos será necesario elaborar una Curva de Operación donde se muestre la eficiencia de los dispositivos de entrada y la altura del nivel de agua al ingreso de la alcantarilla.

Finalmente, el procedimiento y formato descrito a continuación facilitará el proceso de análisis para el diseño.

Los cálculos para el proyecto de alcantarillas pueden ser ejecutados utilizando las Figuras específicas que se describieron anteriormente. Se recomienda ordenarlos en una planilla como la mostrada en la Tabla 5.10, la cual consta de tres recuadros, cuyo significado se explica a continuación:

a) Recuadro Superior Izquierdo

Donde se colocarán los datos relativos al caudal, frecuencia de diseño, y la correspondiente profundidad de agua en el canal de salida.

b) Recuadro Superior Derecho

Donde se hará un esquema del funcionamiento de la alcantarilla, indicando todas las cotas necesarias para el cálculo.

c) Recuadro Inferior

Columna 1: Tipo de entrada y alcantarilla. En esta columna se indicará si se trata de un conducto circular, abovedado, o rectangular, el material del que está fabricado, así como el tipo de entrada utilizada para la estimación del correspondiente coeficiente.

Columna 2: Tamaño: Se indicará en metros los dimensiones características del conducto, dependiendo del tipo de sección.

Columna 3: Q. El valor calculado con control a la entrada, se colocará en la mitad derecha del cuadro; el valor calculado con control a la salida irá en la mitad izquierda. Si se tratase de alcantarillas múltiples con caudal conocido, se colocará el caudal que pasa por cada alcantarilla en la mitad derecha, y el caudal total en la mitad izquierda del cuadro.

Columna 4: No. de alcantarillas. Es el número total de conductos necesarios para conducir el caudal total.

Columna 5: H_e/D Se trata del valor leído de las figuras correspondientes incluidas en esta sección, para el caso de conductos con control a la entrada.

Columna 6: H_e Es el valor de la altura de agua a la entrada, resultante del producto de D por el valor de la columna anterior.

Figura 5.33

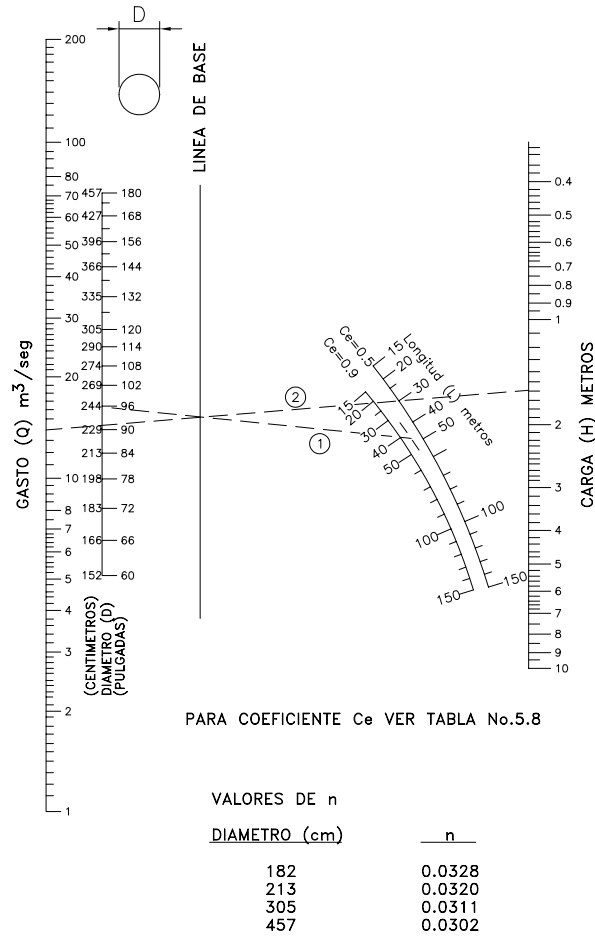


FIGURA 5.33
 CONDUCTOS CIRCULARES DE LAMINAS ESTRUCTURALES DE METAL
 CORRUGADO A SECCION PLENA $n=0.0328$ A $n=0.0302$
 CONTROL A LA SALIDA.

Figura 5.34

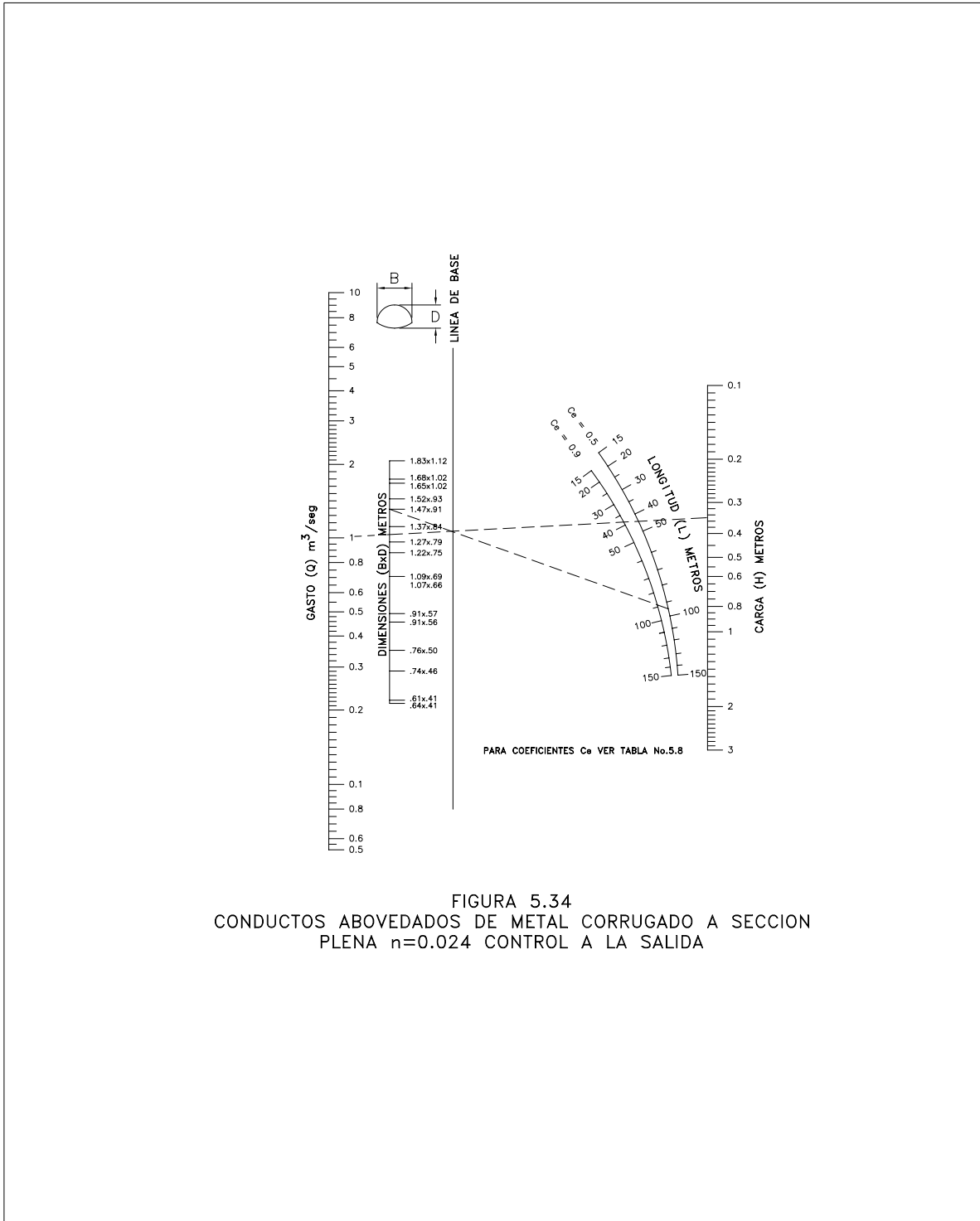


FIGURA 5.34
 CONDUCTOS ABOVEDADOS DE METAL CORRUGADO A SECCION
 PLENA $n=0.024$ CONTROL A LA SALIDA

Figura 5.35

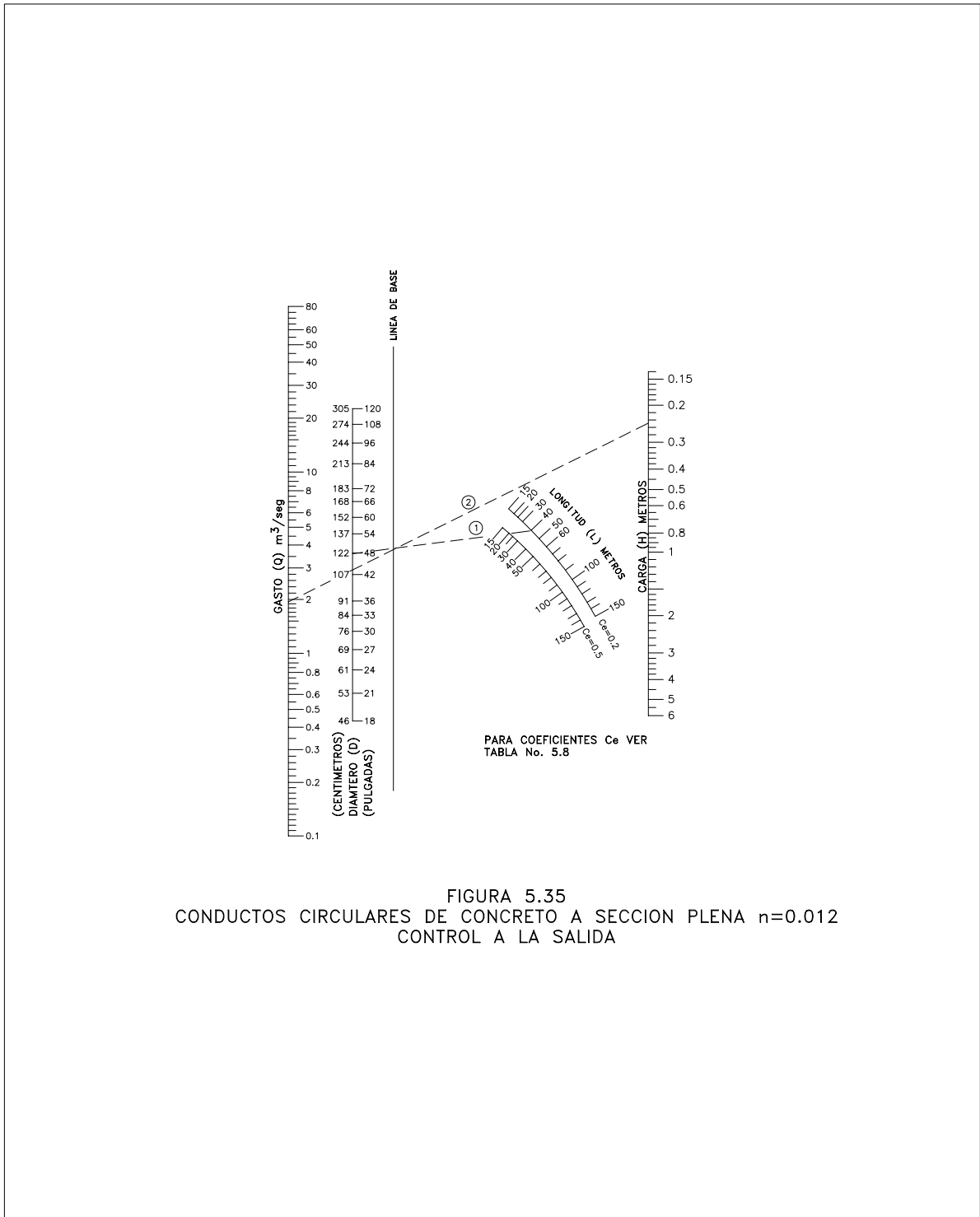


FIGURA 5.35
CONDUCTOS CIRCULARES DE CONCRETO A SECCION PLENA $n=0.012$
CONTROL A LA SALIDA

Figura 5.36

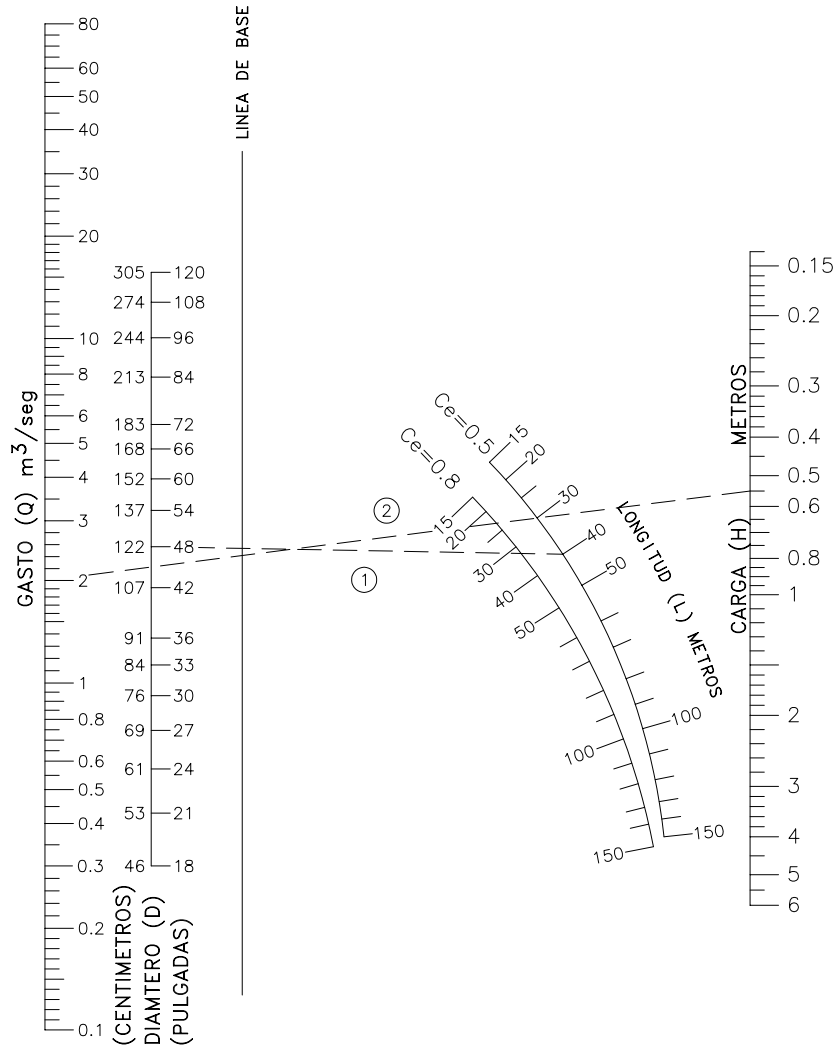


FIGURA 5.36
 CONDUCTOS CIRCULARES DE METAL CORRUGADO A SECCION
 PLENA $n=0.024$ CONTROL A LA SALIDA

Figura 5.37

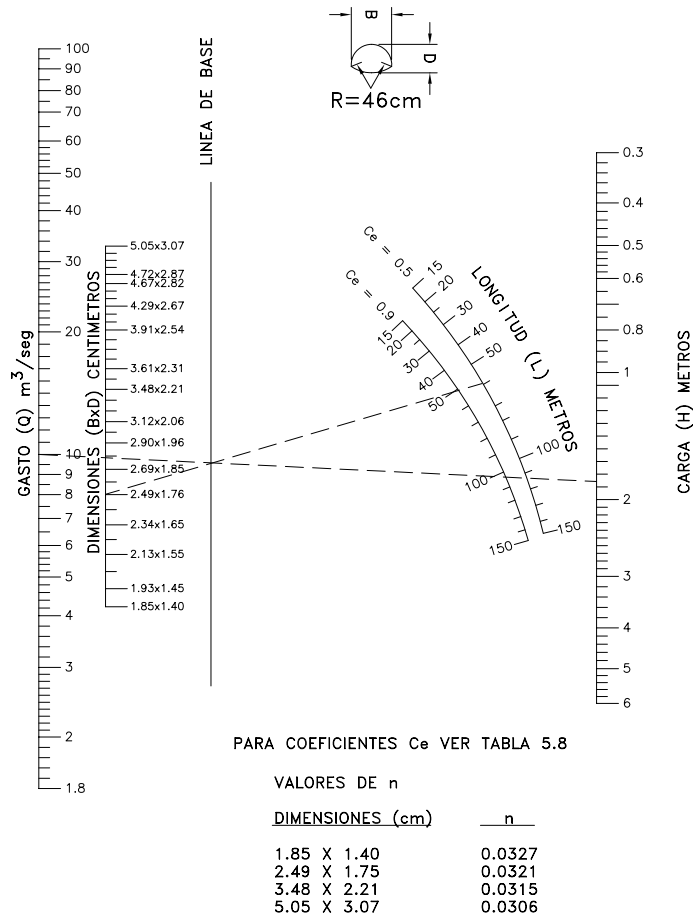


FIGURA 5.37
 CONDUCTOS ABOVEDADOS DE LAMINAS ESTRUCTURALES DE METAL
 CORRUGADO A SECCION PLENA $n=0.0327$ A $n=0.0306$
 CONTROL A LA SALIDA.

Figura 5.38

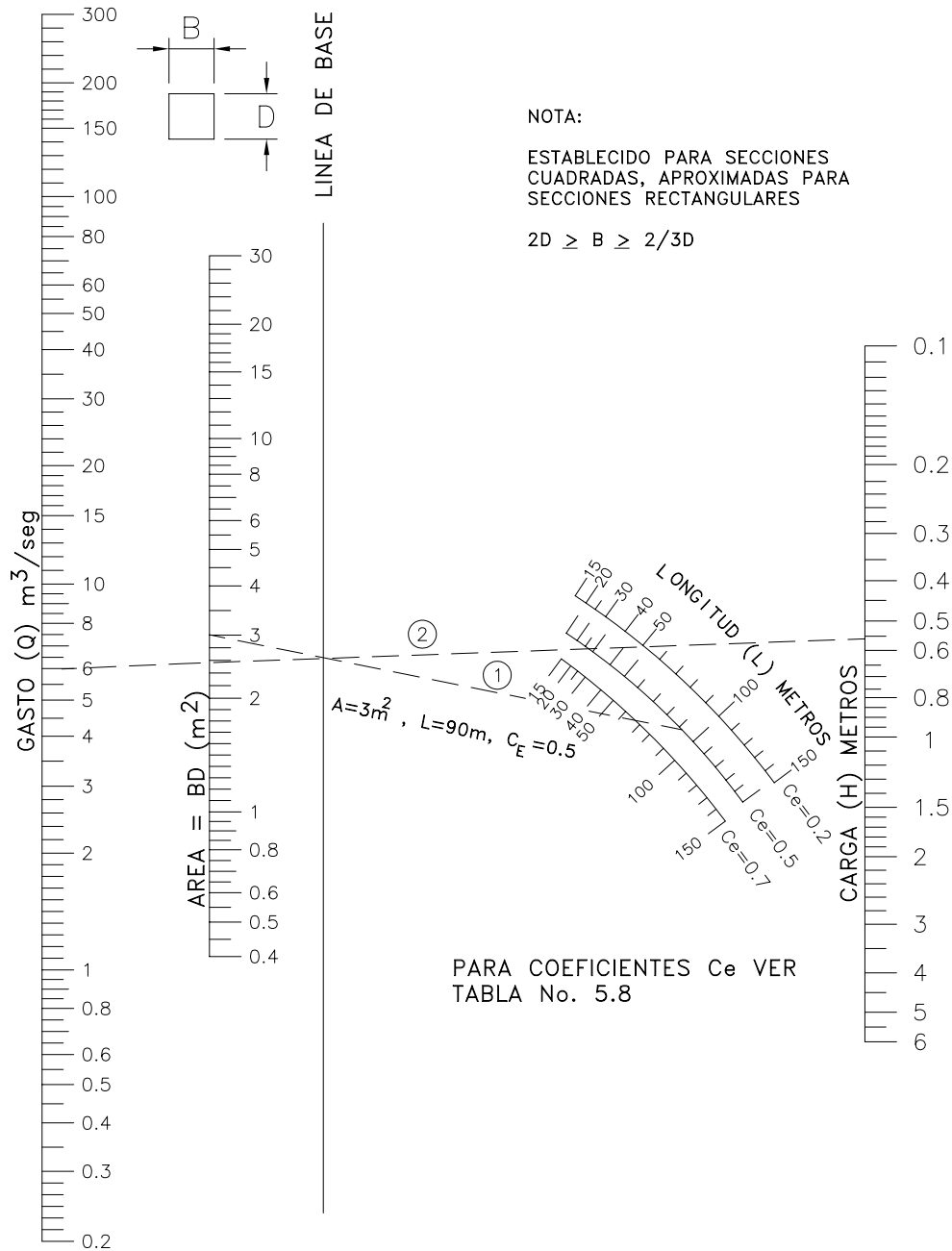


FIGURA 5.38
CAJONES DE CONCRETO A SECCION PLENA $n=0.012$
CONTROL A LA SALIDA

Columna 7: Ke. Es el valor del coeficiente correspondiente al tipo de entrada seleccionado.

Columna 8: H. Es la diferencia de valores entre la altura de agua a la entrada y la cota de agua a la salida, leída de la figura correspondiente.

Columna 9: Yc. Profundidad crítica en el conducto.

Columna 10: (Yc + D)/2. Es la semisuma del valor de la profundidad crítica y la dimensión vertical del conducto.

Columna 11: Ys. Valor de la profundidad de agua en el canal de salida, calculada, estimada o supuesta.

Columna 12: h. Es el mayor de los valores entre (Yc + D)/2 e Ys.

Columna 13: LSo. Es el producto de la longitud de la alcantarilla por el valor de la pendiente del fondo; es decir, el desnivel entre las rasantes de entrada y salida del conducto.

Columna 14: He. Es el valor de la carga de agua a la entrada, calculada tomando el control a la salida según la ecuación:

$$He = H + h - L So \quad (6)$$

Columna 15: Control He. Se trata del mayor de los valores calculados para He sea con control a la entrada o a la salida. Este valor máximo será el de diseño.

Columna 16: Velocidad a la salida. Es el valor de la velocidad media en la sección de salida del conducto.

Columna 17: Tipo de salida y comentarios. Sirve para indicar si habrá alguna estructura especial a la salida, y cualquier otro comentario u observación importante.

Los procedimientos de análisis pueden ser facilitados por medio de Hojas Electrónicas

o Programas que han sido desarrollados para las agencias de carreteras del Gobierno Americano.

El Programa HY8 realizado por la Federal Highway Administration (FHWA) automatiza el diseño de alcantarillas, siguiendo la metodología de la Circular N° 5 de la misma institución.

El programa HY8 contiene módulos para el diseño de diferentes formas y tamaños de alcantarillas, sean éstas de una sola estructura o varias de ellas en batería. También realiza el tránsito de avenida cuando se presentan condiciones de empozamiento aguas arriba de las alcantarillas y permite el análisis para cuando el caudal rebosa por la calzada.

Incluye también el análisis de las curvas de operación para ir optimizando el diseño de la alcantarilla con mejoramientos en los dispositivos de entrada.

La presentación del programa HY8 es sumamente amigable, con menús de ayudas auxiliares de variables y errores, y facilidades de impresión de resultados.

Control de Arrastre

La acción erosiva del agua, desde el impacto por la lluvia en el suelo, hasta su llegada a los cauces, provoca el transporte de sedimentos u otros elementos que deben ser considerados para el diseño de estructuras complementarias de atrape o desvío y prever las acciones de mantenimiento, ya sea de control de torrentes o revegetación, que tendrán que ser aplicadas para que los pasos del agua sean lo más libres posible.

El fenómeno de control de sedimentos abarca dos aspectos: erosión y transporte.

Antes que el sedimento sea movido, debe primero ser desprendido de las masas de suelo. A medida que este proceso de erosión se agrava, el suelo vegetal queda al descubierto y se inicia un desprendimiento de la vegetación que transportada en una crecida obstruye las estructuras de drenaje y retiene el flujo, provocando que se viertan las aguas sobre la calzada en condiciones desastrosas.

El sedimento no sólo afectará las alcantarillas sino a todo el sistema de drenaje, incluyendo cunetas, cajas de registro o de cambio de dirección de flujo, cabezales y obras complementarias.

Las variables que intervienen son múltiples como ser el área de la cuenca; la pendiente; la intensidad y cantidad de lluvia, la erosionabilidad del terreno; el peso específico del suelo, su forma y tamaño, la cohesión del sedimento, su oportunidad de iniciación al movimiento en función de la disposición de los granos, etc.; y se podría aumentar la lista de variables lo cual hace que el problema sea tratado en forma simplificada apoyado en la experimentación por medio de fórmulas empíricas o mediante modelos físicos.

En Honduras, por el desarrollo incipiente de

la aplicación de métodos hidrológicos e hidráulicos en el análisis de estructuras de drenaje mayor, habrá que concientizar a las Instituciones de Gobierno y de Educación Superior sobre la necesidad de investigar sobre condiciones locales del transporte de sedimentos.

El producto de la erosión que llega a los ríos consiste en pequeñas partículas sueltas de mayor o menor finura, que dependiendo del modo de transporte en la corriente, se denomina material en suspensión y material de fondo.

Es siempre necesario conocer algunos elementos que por observación permiten una evaluación de campo, por ejemplo la clasificación de los sedimentos según su tamaño y tipo mostrado en la Tabla 5.11.

Las formas de fondo presentadas en la Figura 5.39 también describen cualitativamente el potencial de transporte de sedimentos y las características de flujo: por ejemplo con la formación de rizados por lo general la corriente lleva muy poco material del lecho en suspensión, las dunas tienen que ver con flujos subcríticos y los pozos y rápidos causados por corrientes de pendientes muy pronunciadas y con formación de resaltes hidráulicos con flujos supercríticos respectivamente.

Tabla 5.11 CLASIFICACIÓN DE SEDIMENTOS POR TAMAÑO

Nombre	Tamaño	Tamizado
SUELOS GRANULARES		
CANTO RODADO		
- Muy grande	4 m - 2 m	
- Grande	2 m - 1 m	
- Mediano	1 m - 0.5 m	
- Pequeño	0.5 m - 0.25 m	
GUIJARRO		
- Grande	256 mm - 128 mm	
- Pequeño	128 mm - 64 mm	
GRAVA		
- Muy Gruesa	64 mm - 32 mm	Pasa el Tamiz 3" y es retenido por el Tamiz N° 4
- Gruesa	32 mm - 16 mm	
- Mediana	16 mm - 8 mm	
- Fina	8 mm - 4 mm	
- Muy Fina	4 mm - 2 mm	
ARENA		
- Muy Gruesa	2 mm - 1 mm	Pasa el Tamiz No. 4 y es retenido por el Tamiz N° 200
- Gruesa	1 mm - 1/2 mm	
- Mediana	1/2 mm - 1/4 mm	
- Fina	1/4 mm - 1/6 mm	
SUELOS COHESIVOS		
LIMO	1/6 mm - 1/256 mm	Pasa Tamiz No. 200
ARCILLA	1/256 mm - 1/4096 mm	Pasa Tamiz No. 220

Figura 5.39 Formas de fondos en cauces aluviales

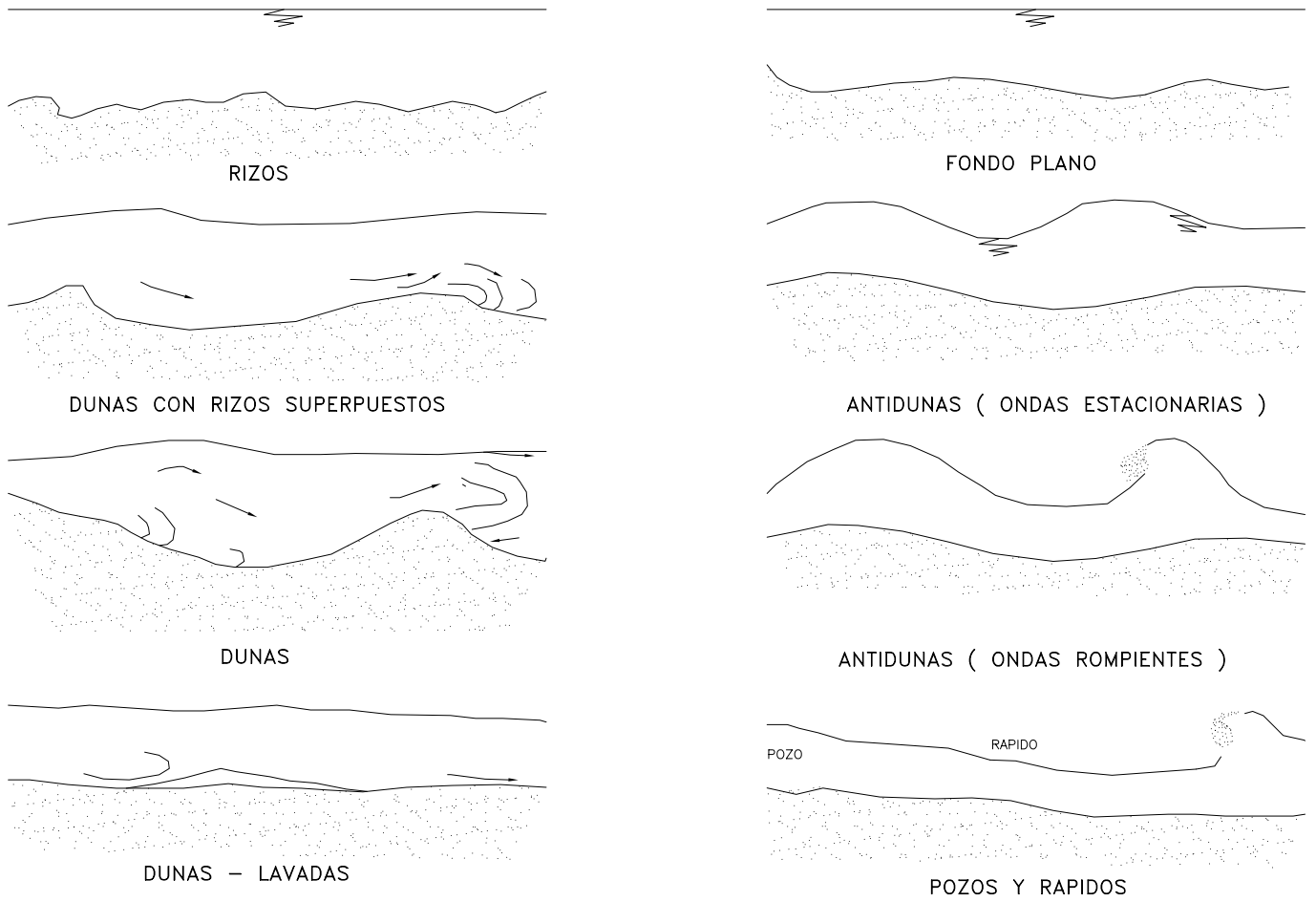


FIGURA 5.39
FORMAS DE FONDO EN CAUCES ALUVIALES

De la observación de las formas de fondo se pueden obtener valores de la rugosidad del cauce, tal como se describe en la Tabla 5.12.

Tabla 5.12 VALORES DEL COEFICIENTE n DE MANNING EN CAUCES ALUVIALES

Forma de Fondo	Mínimo	Máximo
Rizos	0.018	0.028
Rizos sobre Dunas	0.019	0.032
Dunas	0.020	0.040
Fondo Plano	0.010	0.013
Antidunas Estacionarias	0.010	0.015
Antidunas Rompientes	0.012	0.012
Pozos y Rápidos	0.018	0.035

De esta tabla se recomienda utilizar los valores mínimos para caudales de crecida y los valores máximos para caudales pequeños.

Existen varios métodos para determinar la capacidad de transporte de sedimentos; el de mayor aplicación por su simplicidad es el de Meyer-Peter y Müller aplicable cuando el transporte es principalmente de fondo.

El transporte de fondo en un cauce es igual a:

$$g_b = 9.0 \left(\frac{q}{y_0}\right)^{\frac{3}{2}} \left(\frac{d_{90}}{S_0}\right)^{\frac{1}{4}} - 90 \text{ dm}^{\frac{3}{2}} \quad (7)$$

donde:

g_b = Caudal sólido del fondo por unidad de ancho, Kg/seg/m;

q = Caudal por unidad de ancho;

d_{90} = Tamaño del material de fondo para el cual el 90% es más fino, en metros;

S_0 = Pendiente del fondo del cauce, m/m;

d_m = Es el diámetro medio del material de fondo; se puede calcular mediante la curva granulométrica;

y_0 = Profundidad del flujo, m.

Para cauces con material grueso, con un fondo granular de diámetro mayor que 2 mm el transporte de sedimentos se realiza casi totalmente bajo la forma de transporte de fondo y la fórmula de Meyer-Peter y Müller resulta válida.

En otros casos deberá reunirse a expresiones más complejas, como el Método de Toffaleti, que escapan a los alcances de este Manual.

Control de Sedimentos

Siempre será más apropiado retener los sedimentos en sus propias fuentes, de forma que las políticas de conservación de cuencas serán la solución más provechosa y económica para la protección de las estructuras de drenaje.

Estas acciones siempre tendrán un costo e involucrarán un cambio en las actitudes de los moradores aledaños que implicará demanda de recursos humanos para capacitación, operación y mantenimiento.

Los métodos más tradicionales para el control de los sedimentos son: **i)** los que se aplican al control de la erosión superficial y

ii) los de control en el cauce mismo.

Los que se aplican a la erosión superficial dependen del tipo de suelo, la pendiente de los terrenos y las condiciones climáticas de la zona.

Las medidas más comunes son las de protección mediante reforestación; restablecimiento de la cobertura vegetal con la siembra de semillas y césped y finalmente la protección directa del terreno por medio de terrazas para evitar pendientes excesivas.

Para el control en los cauces, se construyen estructuras que sirven para controlar la erosión generalizada, la socavación; la deposición y los sólidos flotantes.

Para la erosión generalizada los diques de control o espigones perpendiculares al flujo son los mayormente utilizados; se construyen de roca, gaviones, concreto o madera.

Para el control de la socavación y deposición local, las protecciones de roca son eficaces; revestimiento de taludes y enchape del cauce suelen ser medidas también comunes.

Para el control de sólidos flotantes o desperdicios como árboles, arbustos, escombros, basuras y eventualmente desperdicios domésticos se utilizan interceptores y deflectores de escombros. La selección del sistema de control depende del tamaño, cantidad y tipo de material flotante así como de los costos de operación y mantenimiento.

En todas estas estructuras hay que analizar los efectos del remanso que producen y para prevenir daños mayores conviene utilizarlas

en lugares donde se disponga de una cierta capacidad de almacenaje.

En relación al efecto de los sedimentos y escombros sobre las estructuras, no conviene que éstos pasen por las alcantarillas por el impacto que se produce en sus paredes desarticulando las tuberías o reduciendo su capacidad hidráulica.

Las Figuras 5.40, 5.41 y 5.42 que a continuación se presentan describen algunas estructuras de control de escombros para protección de alcantarillas.

Lineamientos para la Selección de Estructuras Menores

Al momento de realizar la selección de las estructuras menores (tuberías, alcantarillas tipo caja, alcantarilla tipo losa) surge la duda sobre la mejor solución a adoptar. Esta selección involucra dos aspectos principales: (i) técnicos, (ii) económicos.

En lo que respecta al primer aspecto, pueden servir de guía los siguientes lineamientos:

.- las alcantarillas, desde el punto de vista de la sección transversal, se dividen en dos grandes grupos: (i) las de sección circular y (ii) las de sección rectangular. Las primeras son en general prefabricadas en forma de tubos e hidráulicamente son más eficientes (menor perímetro mojado a igualdad de sección).

Figura 5.40

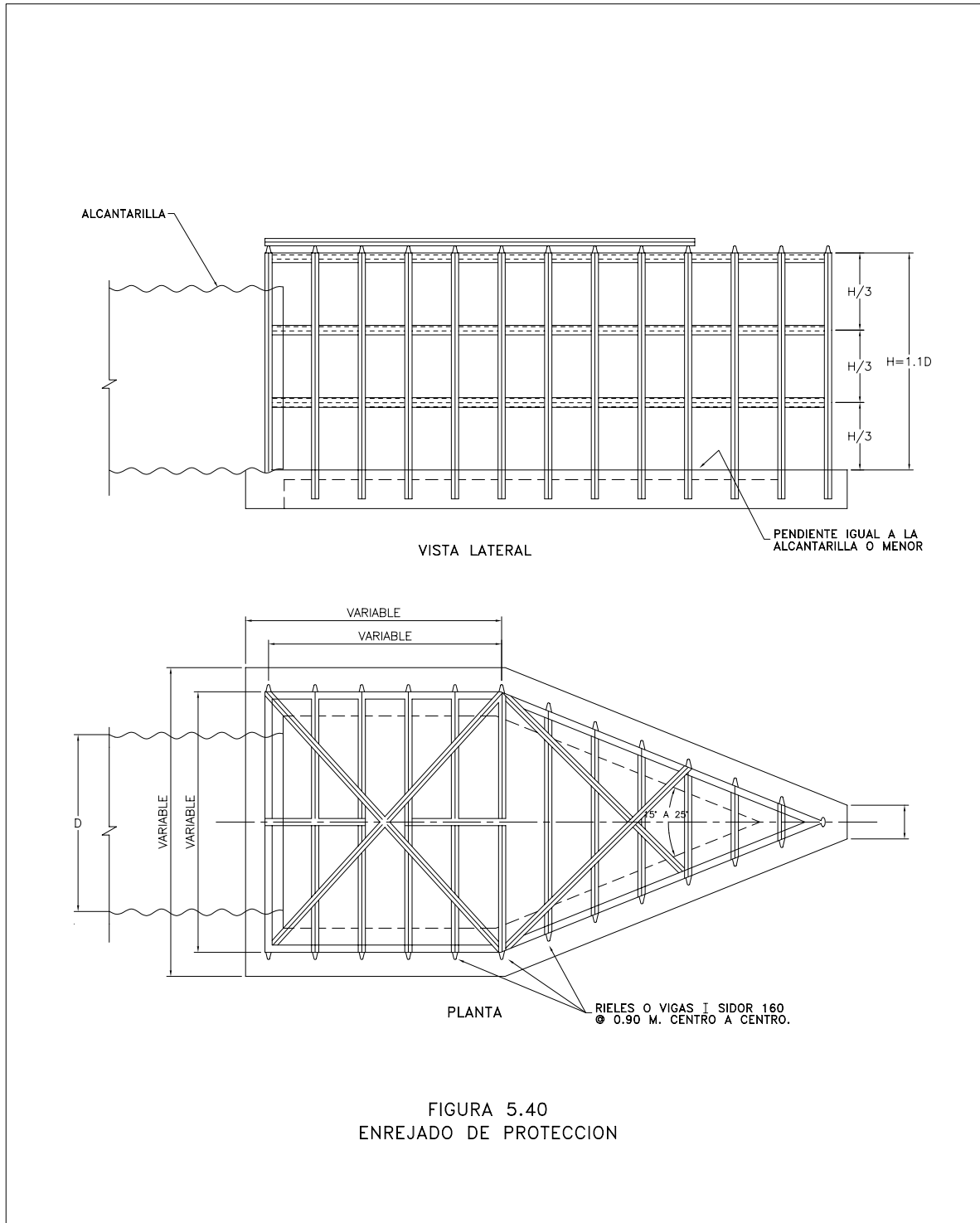


FIGURA 5.40
ENREJADO DE PROTECCION

Figura 5.41

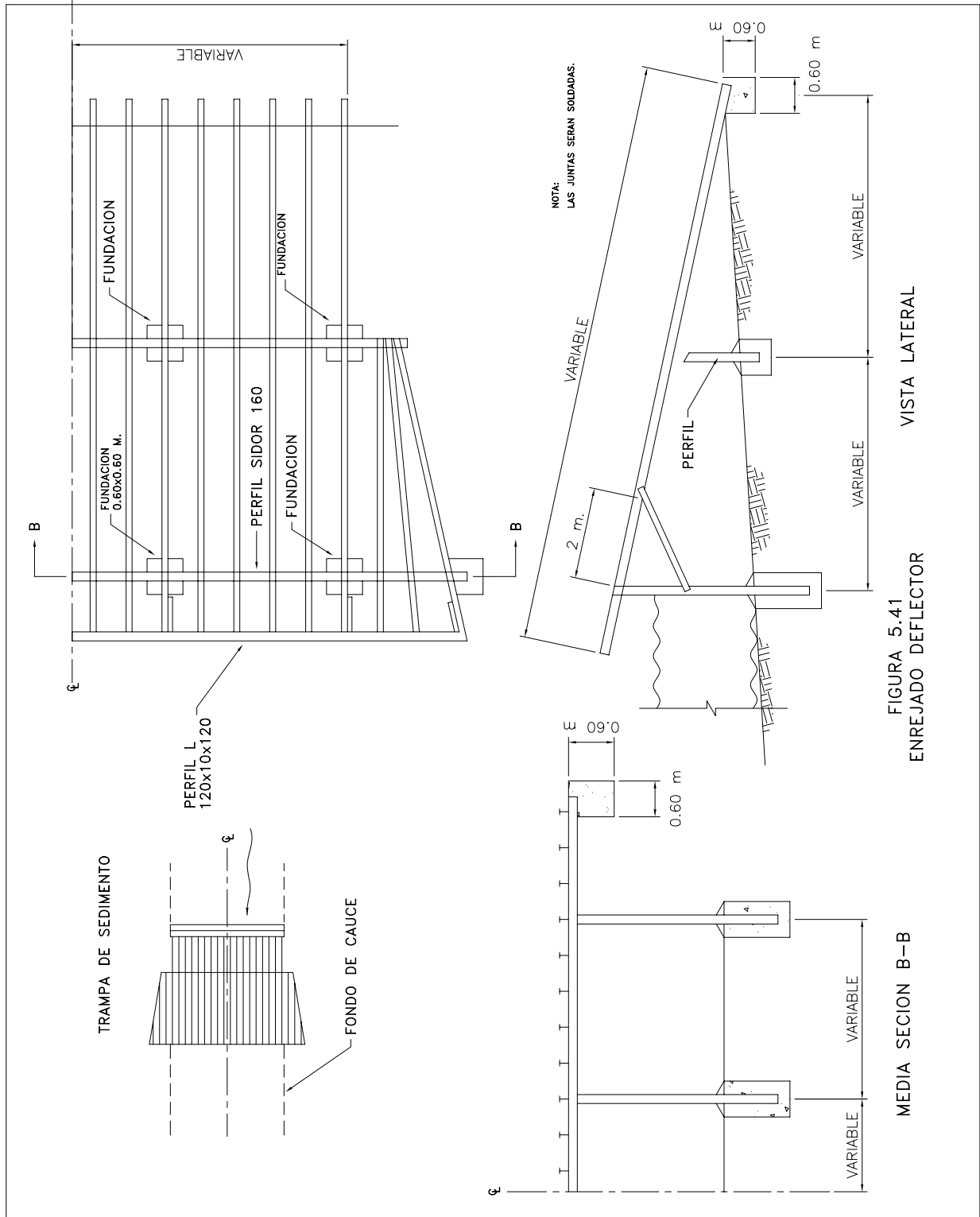
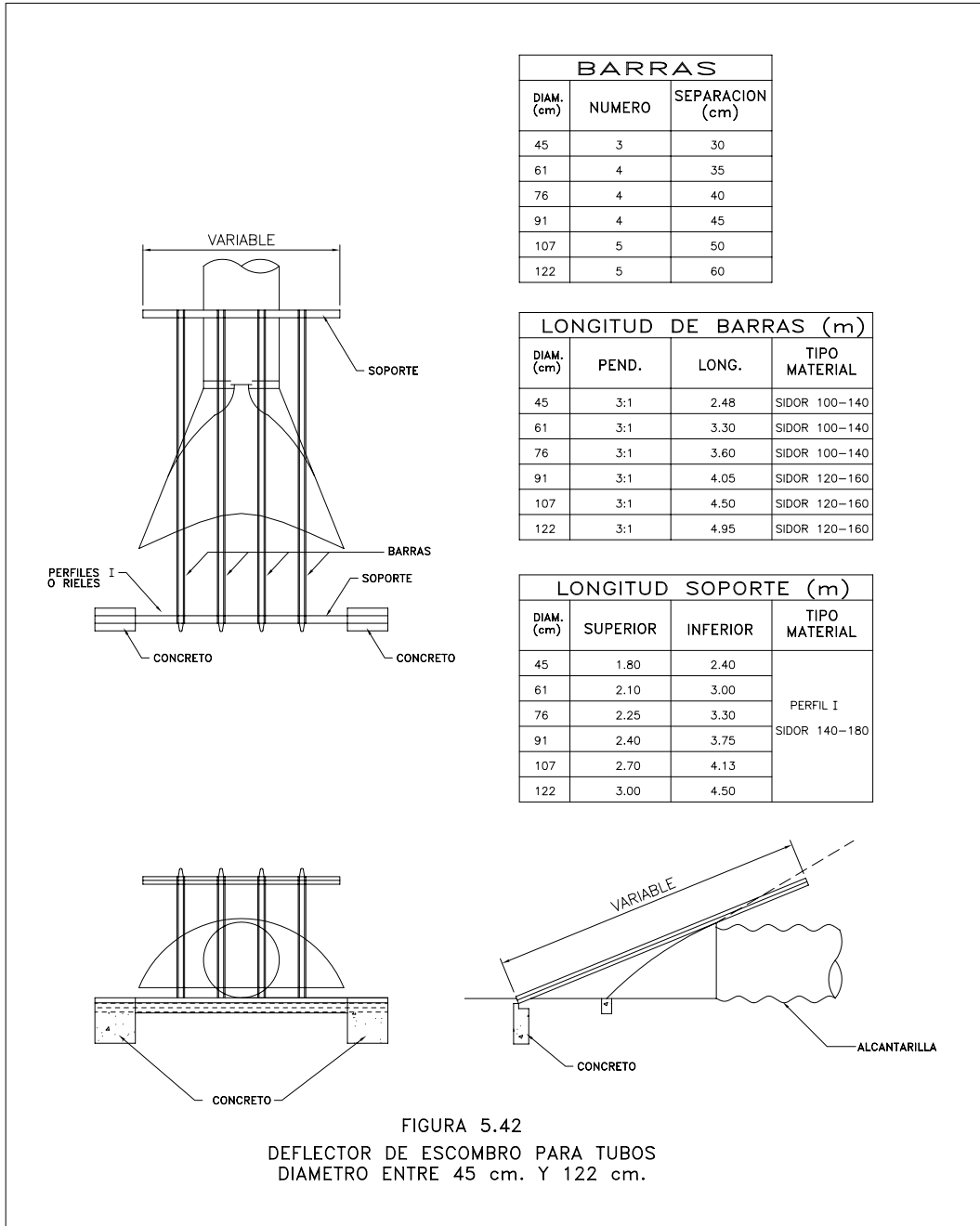


FIGURA 5.41
ENREJADO DEFLECTOR
VISTA LATERAL

MEDIA SECCION B-B

Figura 5.42



.- Existen dos tipos comerciales de alcantarillas de tubos: (i) metal corrugado, (ii) de concreto reforzado o sin reforzar;

.- Cuando existen fuertes pendientes las alcantarillas de metal corrugado son recomendables para reducir la velocidad de salida dada su mayor coeficiente de rugosidad frente a las de concreto y por permitir lograr mejores juntas entre los caños en pendientes extremas. Los factores limitantes para su uso se basan en consideraciones de durabilidad por efecto de aguas o suelos agresivos (pH bajo, sulfatos, etc.). Estas alcantarillas son estructuralmente flexibles por lo que su adopción es recomendable en emplazamientos de suelos inestables. Este tipo de tubería soporta importantes cubiertas en diámetros grandes lo que las hace ideales para su empleo bajo terraplenes de gran altura en cursos de agua con caudales considerables. Su rapidez de colocación es otro de los factores a favor lo cual a menudo se traduce en ahorros de dinero. Otro factor económico a tomar en consideración es su volumen a los efectos del transporte: como la forma de prefabricación es en medios caños o planchas, la capacidad de transporte es mayor que en el caso de los tubos de concreto. En las tablas de la sección dedicada a alcantarillas flexibles de tubo de acero corrugado del Capítulo III de Estructuras Menores se indican las combinaciones de diámetro, calibre, ondulaciones y cubierta más usuales.

.- Los tubos de concreto son la alternativa más económica para pequeños caudales; existen dos limitaciones fundamentales a su empleo.

Las grandes cubiertas

El diámetro

En efecto, aún las tuberías de la Clase V (las

más resistentes) tienen limitaciones excepto para la cama Tipo A en lo que respecta a la cubierta que las hace menos recomendables que las de metal bajo terraplenes de gran altura.

En cuanto al tamaño, las tuberías de concreto suelen prefabricarse para diámetros de hasta 1.60 m lo que también restringe su uso a caudales pequeños; sin que exista una regla fija al respecto dicho límite estaría en los 5 m³/seg. Las tablas 1 y 2 presentadas en el Capítulo III de Estructuras Menores permiten determinar las combinaciones diámetro, tipo de cama y cubierta para tuberías sin armar; a partir de los límites establecidos en dichas tablas deben utilizarse tuberías reforzadas con distintas cuantías de refuerzo en función del tipo de cama y la cubierta. Las Tablas 3 y 4 de la sección indicada facilitan la elección de las mismas.

En lo que respecta a las alcantarillas de sección rectangular, su uso es recomendable para caudales grandes o donde haya restricciones a la altura de remanso. Pueden ser construidas en baterías, usualmente de hasta tres bocas en luces parciales que oscilan entre un metro y cuatro metros. Dentro de este tipo de alcantarillas pueden considerarse dos grupos: las de estructura tipo caja y las tipo losa con muros de mampostería. Las primeras se recomiendan cuando el terreno de fundación no tiene suficiente resistencia; las estructuras tipo losa con muros de mampostería se utilizan cuando las características del suelo (resistencia) así lo permiten (roca, arcillas compactadas); para protegerlas de la erosión suele dotárselas de un zampeado de protección. En lo que respecta a las cubiertas admisibles, las mismas varían entre 0.60 m como mínimo y

alrededor de 12 como máximo.

Otra variable de decisión técnica con la que se enfrenta el proyectista se refiere al número de tubos, celdas o aberturas a considerar. En términos de eficiencia hidráulica, casi sin excepción es más eficiente el menor número de aberturas. Sin embargo cuando existen limitaciones de tapada es común recurrir a baterías de tubos de pequeño diámetro o alcantarillas tipo losa según sea el caudal de diseño. En regímenes de tipo torrencial o donde existan arrastres flotantes de gran porte (como árboles) se desaconseja interponer obstáculos en el cauce con lo cual los tabiques divisorios de las celdas múltiples o las baterías de tubos no son recomendables.

Estos elementos de tipo técnico son restricciones a los grados de libertad del proyectista y facilitan el mecanismo de selección sin hacer todavía ninguna consideración de tipo económico.

En lo que respecta a las variables de decisión de tipo económico, por su parte, los siguientes aspectos deben ser considerados:

.- Prefabricación versus fabricación in situ: es evidente que la prefabricación presenta ventajas relativas que resultan más evidentes cuanto mayor es el costo de la mano de obra. En un país con las características actuales de Honduras esta ventaja no es tan evidente dado lo barato de la mano de obra. Sin embargo ésta puede ser una situación transitoria que se revierta en corto tiempo. Esta reversión daría ventajas relativas a las tuberías tanto de concreto como de metal corrugado frente a las estructuras de sección rectangular que normalmente son construidas in situ. El tiempo de colocación es otra

variable a favor de la prefabricación en particular atendiendo a la estacionalidad de las lluvias en el país.

.- Materiales nacionales versus materiales de importación: es también evidente en esta coyuntura que el aprovechamiento de materiales locales como el concreto presenta ventajas frente a la pérdida de divisas que representa el uso de productos importados, en particular el acero. Similares consideraciones valen para las obras construidas in situ con relativamente poca cuantía de hierro, como serían las estructuras tipo losa con estribos de mampostería frente a las secciones tipo caja.

El siguiente diagrama de flujo (figura 5.43) facilita el proceso de selección; debe aclararse que éstas son consideraciones de carácter muy general y que el proyectista debe en cada caso utilizar su criterio para aplicarlo a las condiciones particulares de cada proyecto.

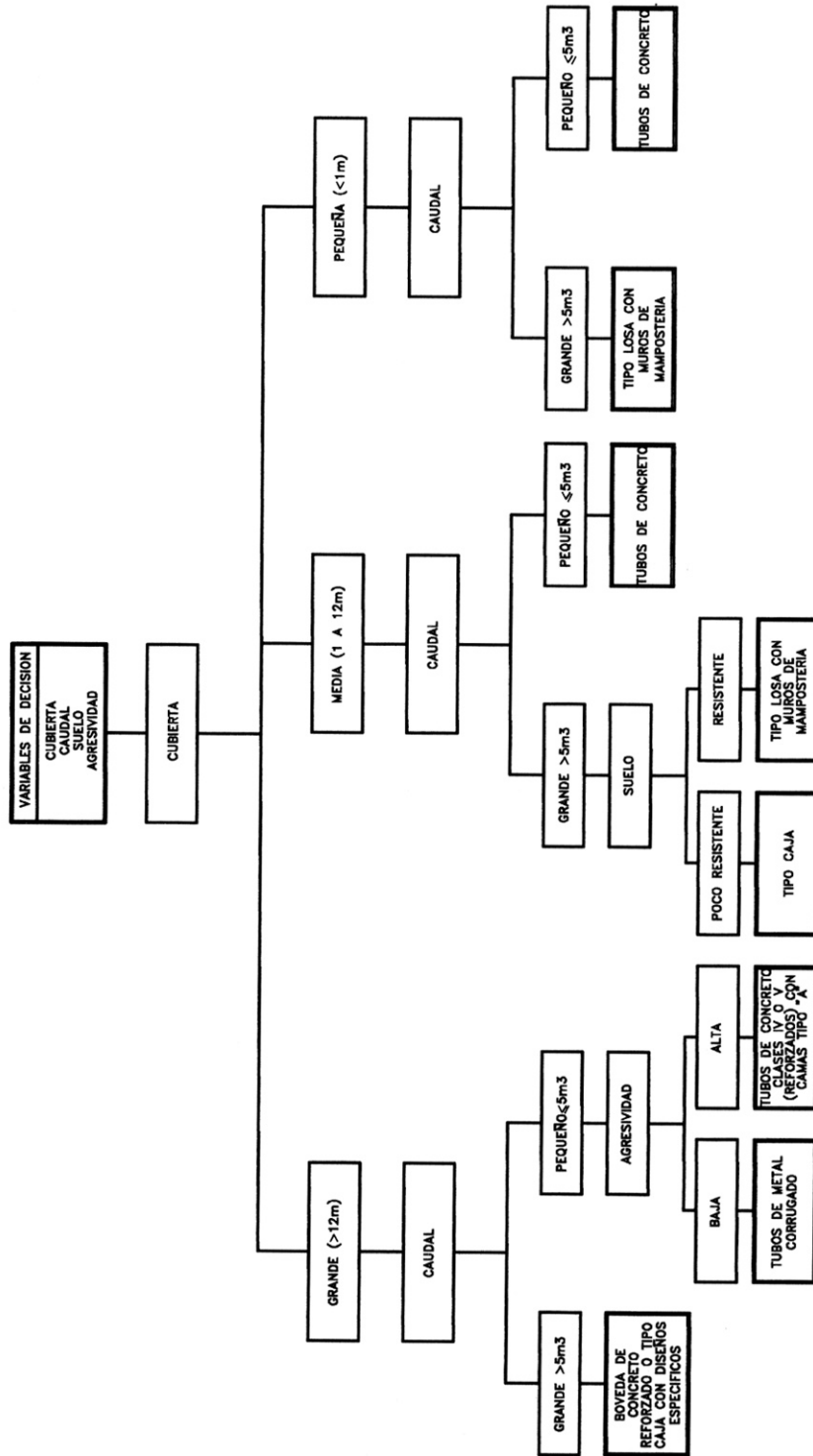
En lo que respecta a los cabezales, es preciso hacer algunas consideraciones relativas a la función de los mismos para establecer parámetros para definir su tipo y necesidad.

Cabe destacar que la función de ambos cabezales es diferente pese a su habitual simetría con respecto al eje de la carretera.

El cabezal de aguas arriba resulta necesario para encauzar las aguas provenientes de un curso hacia la alcantarilla produciendo una sobreelevación (remanso) que provoca la sedimentación de parte del material de arrastre; si la corriente de llegada está suficientemente concentrada un cabezal recto

Figura 5.43

FIGURA 5.43
 DIAGRAMA DE FLUJO PARA LA SELECCION
 DE ESTRUCTURAS MENORES



resulta suficiente; si por el contrario la corriente no está definida o resulta necesario encauzar el canal hacia la alcantarilla, un muro con aletones de abertura amplia (45 grados) es recomendable para guiar el flujo y provocar la menor pérdida de carga posible lo cual contribuirá a un menor remanso y menor sedimentación; es aconsejable dotarlo de un delantal o platea que también contribuirá a acelerar la descarga de material sólido por la menor rugosidad.

El cabezal de aguas abajo tiene dos propósitos fundamentales desde el punto de vista del escurrimiento:

.- Controlar la expansión brusca del flujo evitando la erosión de los terraplenes laterales;

.- Inhibir la erosión retrogradante del lecho inmediatamente aguas abajo.

Por estas razones resulta imprescindible que tenga aleros en ángulo y dotarlo de un delantal y un profundo (un metro mínimo) dentellón; sólo en casos donde la expansión está controlada (como sería el caso de la existencia de un canal de salida) o para cursos de agua pequeños se justifica un muro recto; en tal caso la longitud del mismo será de tres a cuatro veces el diámetro según puede verse en los planos típicos correspondientes.

En cuanto a los materiales, se ha observado que los bloques de concreto proporcionan una alternativa interesante a la mampostería de piedra o concreto ciclópeo por su facilidad de colocación y prolijidad de terminación.

Uso de Dispositivos Especiales con Pendientes Fuertes

Existen tres motivos posibles que ameritan el empleo de dispositivos especiales cuando las

pendientes de las alcantarillas superan un cierto valor:

.- Aspectos relacionados con la erosión;

.- Aspectos relacionados con la tubificación;

.- Aspectos relacionados con el deslizamiento.

Si se trata de consideraciones por fenómenos erosivos, la pendiente límite estaría relacionada con la velocidad admisible a la salida de las alcantarilla. En la Sección 7 "Obras Complementarias" en el punto "Protección de salidas de alcantarillas con enrocado" se indican los dispositivos de protección recomendados por la Federal Highway Administration; asimismo se adjuntan ejemplos de aplicación.

En relación al segundo aspecto, en la Sección 8 bajo el título: "Determinación del riesgo de tubificación - Ley de Bligh y Lane" se dan los lineamientos para el cálculo de la seguridad a la tubificación; en este caso la pendiente límite es variable según el suelo de fundación de la alcantarilla y el desnivel entre el remanso aguas arriba y el nivel de la restitución aguas abajo. Los dispositivos para contrarrestar este efecto, también indicados en la misma sección, consisten en aumentar el recorrido de los filetes líquidos mediante la interposición de dentellones de profundidad tal que se satisfagan los valores mínimos del coeficiente de Bligh para el suelo de que se trate; en algunos casos los dispositivos se prolongan alrededor de la alcantarilla en forma de collares.

Por último, en relación con el deslizamiento de las estructuras por efecto de la inclinación, un análisis expeditivo ha permitido establecer que el valor crítico en tal caso (para un valor del coeficiente de fricción de 0.4 y

considerando un coeficiente de seguridad adecuado) sería del orden del 25 %.

Si este fuera el caso, las consideraciones a tomar en cuenta para evitar el deslizamiento incluyen:

.- Para alcantarillas con muros de cabecera: solidarizar el cuerpo de la alcantarilla con el muro de cabecera y disponer en ambos cabezales un dentellón suficientemente profundo para evitar el deslizamiento;

.- Si la tubería carece de ambos muros de cabecera (lo cual no es aconsejable por razones hidráulicas) la solución consiste en colocar aguas abajo un dispositivo de remate que incluya un dentellón como se indica en el plano "salida de tubos sin cabezal" del TOMO 7;

Conclusiones y Recomendaciones

Conclusiones

- 1.- Las estructuras de drenaje en general y las alcantarillas en particular son fundamentales en la durabilidad de las obras viales del país, y en la prevalencia de falla en las carreteras del país.
- 2.- El deterioro de las cuencas ha ocasionado que los caudales máximos se incrementen. El efecto de los sedimentos y escombros ha prácticamente anulado la funcionalidad de las alcantarillas.
- 3.- Los métodos hidrológicos e hidráulicos para el diseño de alcantarillas han descansado en la opinión particular en base a recomendaciones empíricas, reglas "de dedo" o aumento de la secciones en la reconstrucción.

4.- No existe en el país una oficina de monitoreo vial en relación al seguimiento específico de las estructuras de drenaje, que investigue detenidamente las obras ya construidas, los mejoramientos que requieren y en caso de falla, la determinación de la causa y soluciones factibles.

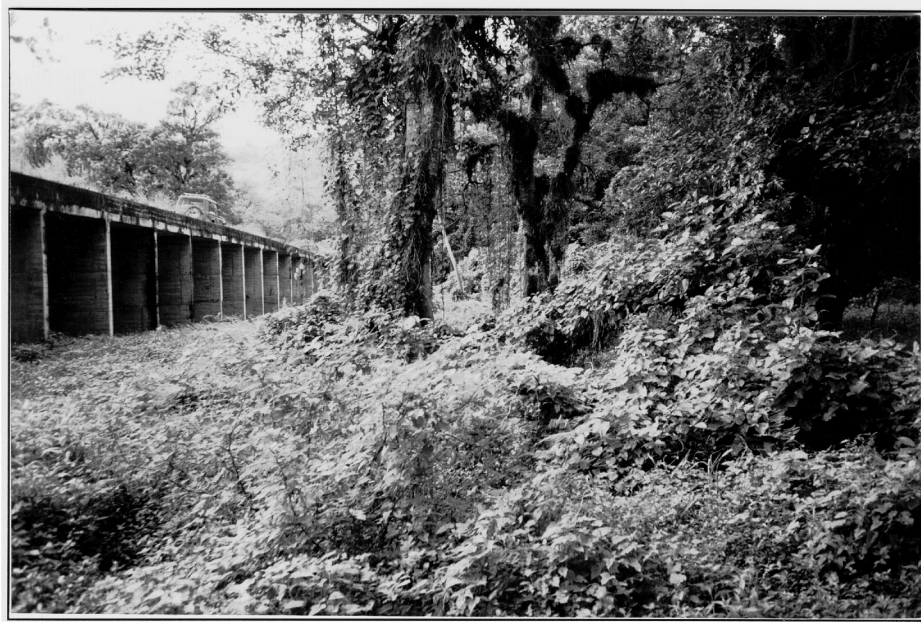
5.- Tradicionalmente no se ha incluido en el análisis de las alcantarillas el factor económico y de riesgo de falla y los costos de su operación y mantenimiento.

Recomendaciones

1. La selección del trazado y emplazamiento de las estructuras no debe involucrar únicamente a los expertos viales, estructurales y geotecnistas sino que se debe incluir especialistas de drenaje.
2. Se tienen que superar los métodos de estimación de caudales mediante fórmulas empíricas y mejorar el análisis con procedimientos hidrológicos e hidráulicos más acordes con la tecnología disponible. Las alcantarillas deben de monitorearse como estructuras de medición de caudales, para examinar las condiciones de operación de las mismas y mejorar los procedimientos de estimación de los caudales.
3. Es necesario implementar medidas de control de sedimentos, involucrando a las comunidades aledañas y las instituciones del Estado afines como COHDEFOR y Recursos Naturales.
4. Se requiere que se mejoren en los dispositivos de entrada a las alcantarillas para optimizar las condiciones de operación de las mismas.

Bibliografía

- 1.- Diseño de Carreteras, Capítulo 7, Drenaje Superficial de Carreteras, J. Carciente, Venezuela.
- 2.- Hydraulic Design of Highway Culverts, HEC N° 5, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- 3.- Foundation Engineering, Editado por Leonards, G.A. , 1962, McGraw Hill, Book Co., New York, USA, Capítulo 11, Culverts and Conduits, Spangler M.G.
- 4.- Manual y Directorio, Cámara Hondureña de la Industria de la Construcción.
- 5.- Drenaje Urbano, Instituto Nacional de Obras Sanitarias, Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables, República de Venezuela, Bolinaga J.J, Caracas, 1979
- 6.- Handbook of Concrete Culvert Pipe Hydraulics. Portland Cement Association, USA, 1964.
- 7.- Hidráulica de Canales Abiertos, French R.H. , Mc Graw Hill, México, 1988.
- 8.- Manual de campo para la ordenación de cuencas hidrográficas. Diseño y Construcción de Caminos en Cuencas Hidrográficas Frágiles, FAO, Roma, 1990.



Caja múltiple aliviadero Lago Yojoa



El mismo esquema sobre el río Gila; falla por socavación.

La solución con cajas múltiples ($>$ tres) ocasiona demasiada pérdida de carga que induce sobreelevación del nivel y socavación. Su comportamiento es adecuado como niveladora. La solución recomendable en el primer caso es la construcción de un puente o un vado según la importancia de la vía.



Cabezal recto de bloques sólidos de concreto. Reconstrucción Carretera Tela-Ceiba.



Vista frontal.

Los bloques de concreto proporcionan una alternativa interesante a la mampostería de piedra o concreto ciclópeo por su facilidad de colocación y prolijidad de terminación.



Alcantarilla sin cabezales. Tramo: Pito Solo - Santa Bárbara.



Alcantarilla con aletones. Camino vecinal. Tramo: Astillero-San José de Texiguat.

Los aletones proporcionan una adecuada solución para la concentración del flujo aguas arriba y el control de la erosión por expansión brusca aguas abajo.

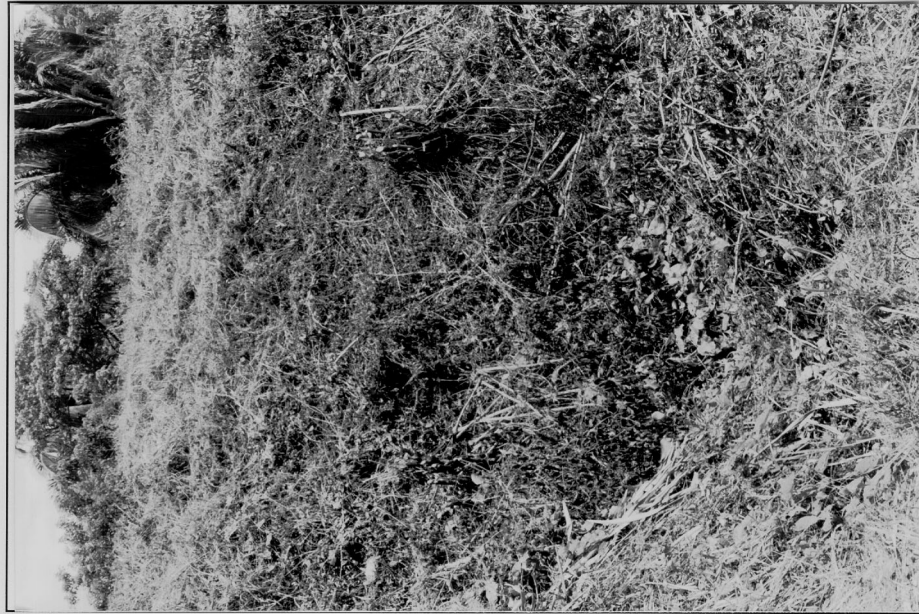


Alcantarilla de tubo de concreto reforzado Clase IV D = 72". Reconstrucción Carretera Tela-Ceiba.

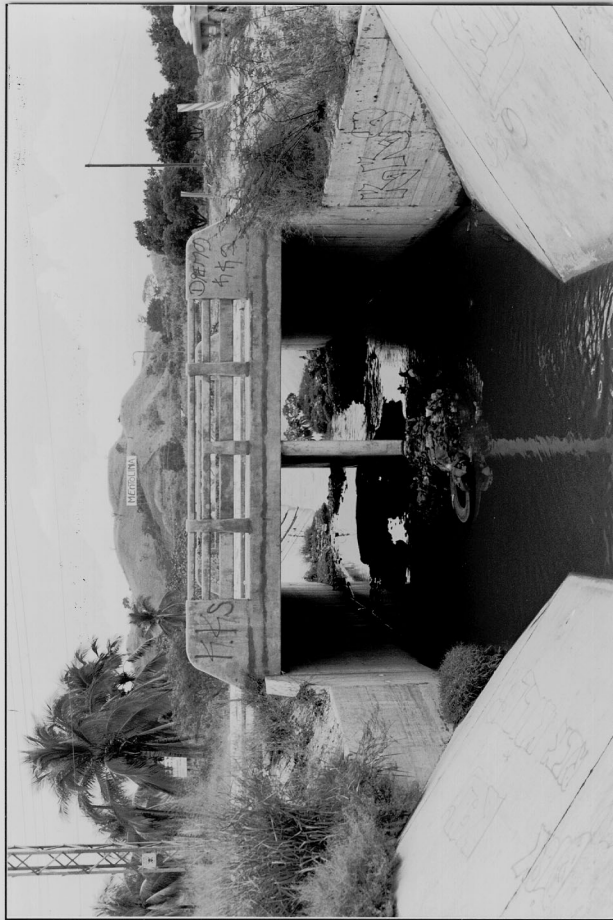


Conducto en tubería de concreto reforzado. Boulevard Villanueva. San Pedro Sula.

Los tubos prefabricados de gran diámetro son una alternativa interesante a las alcantarillas de sección rectangular por su facilidad de colocación y mayor eficiencia hidráulica.



Alcantarilla totalmente obstruida. Tramo Olanchito-Mame.



Caja de concreto en San Pedro Sula. Nótese la acumulación de basura detrás de la pila central. Las transiciones bruscas producen pérdidas de carga adicionales.

El diseño inadecuado y la falta de mantenimiento provocan la pérdida total o parcial de la sección. En estas circunstancias se recomienda: (i) incluir cabezales, (ii) sobredimensionar, (iii) elevar la cota de desagüe.

SECCIÓN 6: PUENTES

Generalidades

Dada la profusión metodológica que existe en la materia resulta complejo establecer una normativa de diseño de las obras de puentes; no obstante, existen lineamientos básicos que sí es posible enunciar, procurando que los diseños se ajusten a esas pautas básicas.

Para establecer esas pautas es preciso determinar en primer lugar cuáles son los datos de que dispone el proyectista para diseñar y es aquí donde aparece la primera dificultad: la información disponible en materia de meteorología, agronomía, geología, topografía, geotecnia y economía, que constituyen las ciencias básicas en que se apoya el diseño de los puentes, es a menudo dispersa e insuficiente. Por lo tanto, resulta necesario agrupar, simplificar y completar esa información recurriendo a técnicas indirectas que permitan paliar estas carencias.

Cabe aclarar aquí que aquellas pautas no son únicas ni estáticas; el objetivo principal será entonces recurrir a técnicas probadas procurando su adaptación a las características de Honduras y recomendar un proceso de revisión periódica que permita adaptarlas a medida que se tenga mayor conocimiento de la evolución de estas variables.

Localización - Emplazamiento en Relación al Trazado

Muy pocas veces es posible adoptar un emplazamiento que cumpla con las condiciones óptimas, relacionadas a los aspectos hidráulicos y de economía. En términos generales será necesario tomar muy

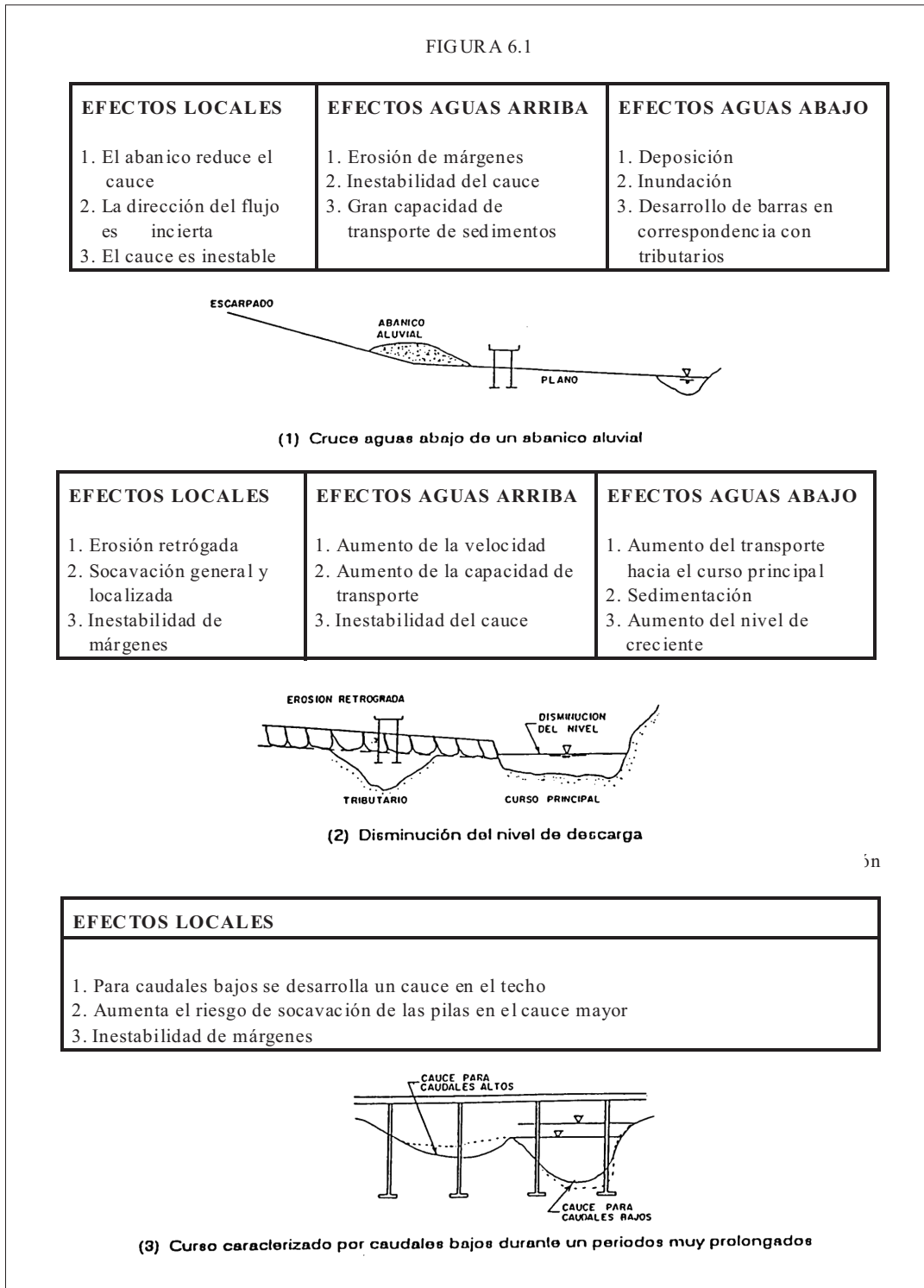
en cuenta las siguientes condiciones para un buen emplazamiento:

- .- Economía de la estructura, menor luz posible y fundaciones a poca profundidad;
- .- Permanencia del cauce.

En forma gráfica se presentan en las páginas siguientes (figura 6.1) los efectos locales, agua abajo y agua arriba de distintas localizaciones de puentes y obstrucciones longitudinales:

1. Cruce aguas abajo de un abanico aluvial
2. Disminución del nivel de descarga
3. Curso caracterizado por caudales bajos durante períodos muy prolongados
4. Rectificación del cauce
5. Exceso de sedimento en el puente debido a un tributario inmediatamente aguas arriba
6. Canalización de un tramo de río
7. Elevación de nivel aguas abajo
8. Reducción del sedimento aguas arriba
9. Efecto combinado de aumento de nivel de descarga y disminución en la carga del sedimento
10. Cambio de la descarga líquida sin modificar la descarga sólida
11. Cauce naturalmente cambiante
12. Canalización del curso
13. Fallas tectónicas y otras causas naturales
14. Estrechamiento y ocupación del cauce.
 - (a) Estrechamiento longitudinal
 - (b) Ocupación del cauce
 - (c) Estrechamiento de la planicie

figura 6.1

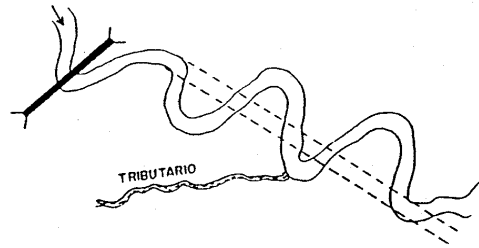


5n

figura 6.1

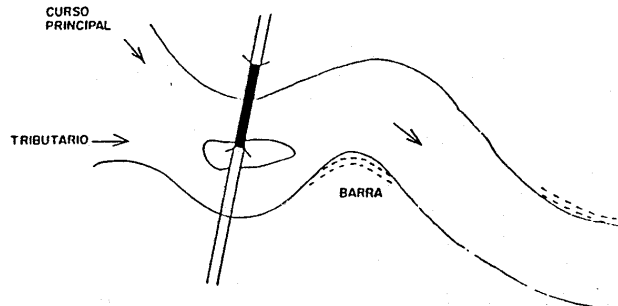
FIGURA 6.1 continuación

EFFECTOS LOCALES	EFFECTOS AGUAS ARRIBA	EFFECTOS AGUAS ABAJO
<ol style="list-style-type: none"> 1. Mayor pendiente 2. Mayor velocidad 3. Aumento del transporte 4. Degradación y posible erosión retrograda 5. Inestabilidad de márgenes 6. El río puede divagar 7. Peligro de erosión y socavación de las fundaciones 		<ol style="list-style-type: none"> 1. Deposición aguas abajo de la re 2. Aumento del nivel en creciente 3. Pérdida de capacidad de conducción del cauce 4. Degradación en los tributarios



(4) Reclificación del cauce

EFFECTOS LOCALES	EFFECTOS AGUAS ARRIBA	EFFECTOS AGUAS ABAJO
<ol style="list-style-type: none"> 1. Contracción del río 2. Aumento de la velocidad 3. Erosión general y estabilizada 4. Inestabilidad de márgenes 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Sedimentación 2. Remanso 3. Cambios en el comportamiento del tributario 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Deposición del exceso de material erosionado en aguas abajo del puente 2. Alaque más severo de la primera curva aguas abajo 3. Posible desarrollo de un corte a través del segundo meandro

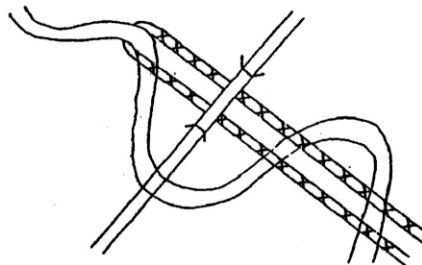


(5) Exceso de sedimento en el puente debido a un tributario inmediatamente agua arriba

figura 6.1

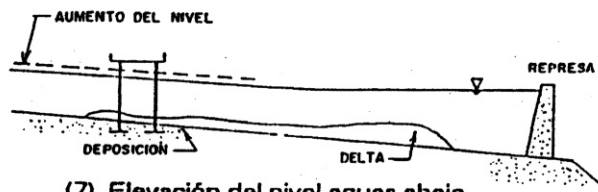
FIGURA 6.1 continuación

EFECTOS LOCALES	EFECTOS AGUAS ARRIBA	EFECTOS AGUAS ABAJO
Ninguno si la nueva sección se diseña para transportar la carga de material del río y se comporta en forma estable. De otro modo idem caso (4)		



(6) Canalización de un tramo de río

EFECTOS LOCALES	EFECTOS AGUAS ARRIBA	EFECTOS AGUAS ABAJO
<ol style="list-style-type: none"> 1. Sedimentación 2. Pérdida del cauce 3. Cambios en la geometría del río 4. Aumento de los niveles de crecida 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Cambios en el nivel de descarga de los tributarios 2. Deposición en los tributarios en las proximidades de la confluencia 3. Sedimentación del tramo puede producir cambios en la alineación del cauce principal 	

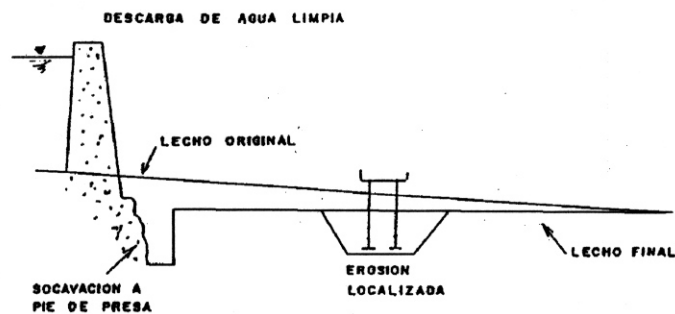


(7) Elevación del nivel aguas abajo

figura 6.1

FIGURA 6.1 continuación

EFECTOS LOCALES	EFECTOS AGUAS ARRIBA	EFECTOS AGUAS ABAJO
<ol style="list-style-type: none"> 1. Degradación del techo 2. Posibles cambios en la forma del río 3. Erosión localizada 4. Posible inestabilidad de márgenes 5. Posible destrucción de la estructura por falla de la presa 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Degradación 2. Reducción del nivel de descarga para los tributarios, aumento de la velocidad y disminución de la estabilidad del canal causando transporte de sedimentos hacia el canal principal 3. Mayor nivel en crecidas 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Degradación 2. Aumento de la velocidad y capacidad de transporte en los tributarios



(B) Reducción del sedimento aguas arriba

figura 6.1

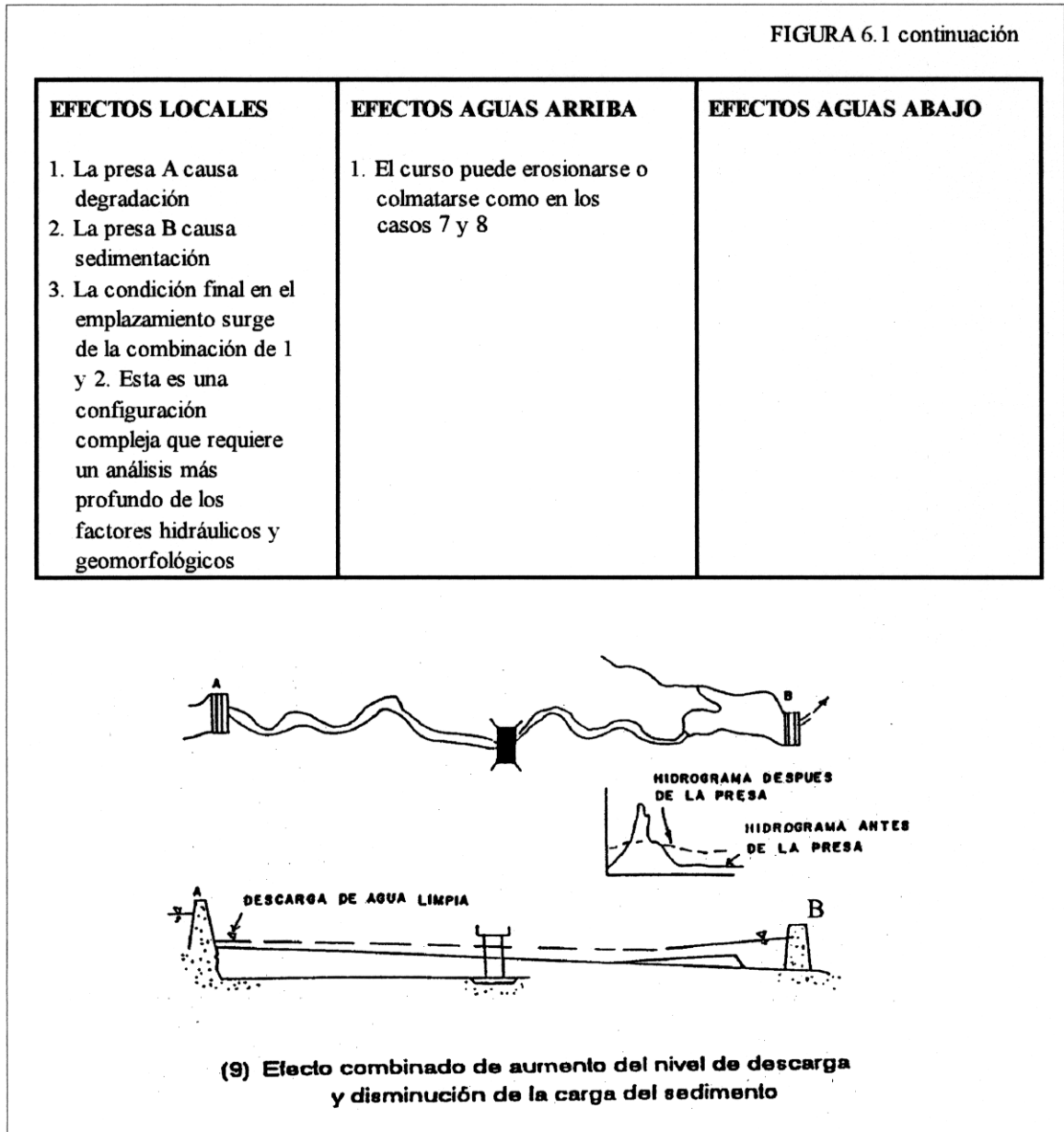
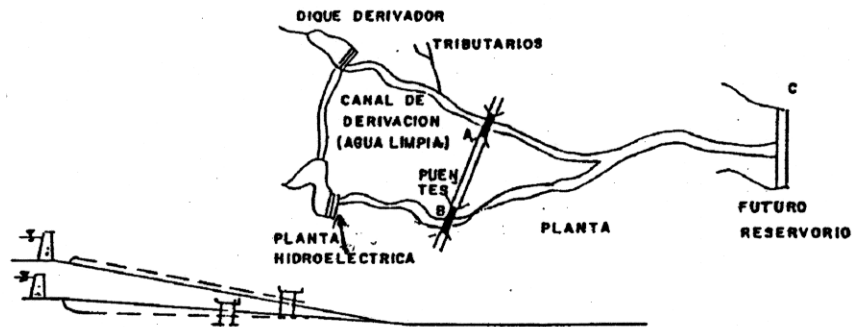


figura 6.1

FIGURA 6.1 continuación

EFECTOS LOCALES	EFECTOS AGUAS ARRIBA	EFECTOS AGUAS ABAJO
<ol style="list-style-type: none"> 1. El puente A puede estar sujeto a sedimentación debido al exceso de sedimento producido por la derivación de agua limpia 2. El puente B puede estar sujeto a erosión por el aumento de descarga 3. Si se construye un reservorio en C inducirá sedimentación en ambos brazos 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Aguas arriba del puente A se producirá sedimentación y probable cambio en la geometría del curso 2. Aguas arriba del puente B, degradación y cambios en el curso 3. Inestabilidad de los cauces 4. Efectos significativos sobre los niveles en creciente 	<ol style="list-style-type: none"> 1. La construcción del reservorio en C producirá sedimentación en el curso principal y los tributarios. Los efectos son los mismos que en el caso 7

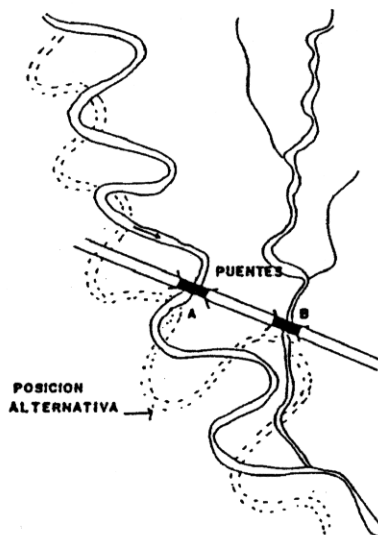


(10) Cambio de la descarga líquida sin modificar la descarga sólida

figura 6.1

FIGURA 6.1 continuación

EFECTOS LOCALES	EFECTOS AGUAS ARRIBA	EFECTOS AGUAS ABAJO
<ol style="list-style-type: none"> 1. El alineamiento del canal principal cambia continuamente afectando el puente A 2. Si el canal principal cambia a la posición alternativa, la confluencia se mueve y la pendiente del tributario aumenta significativamente ocasionando la degradación del mismo. Los efectos locales en el puente B son similares a los del caso 8 	<ol style="list-style-type: none"> 1. El río podría abandonar su cauce actual. Cambios en la posición del curso principal pueden ocasionar cambios en ubicación de las obras 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Los cambios en la posición del curso principal en relación a la confluencia con el tributario alternativamente aumentan o disminuyen la pendiente del tributario causando erosión o deposición respectivamente 2. Los cambios en la posición del curso principal ocasionan sedimentación, erosión e inestabilidad dependiendo de la dirección y magnitud del cambio

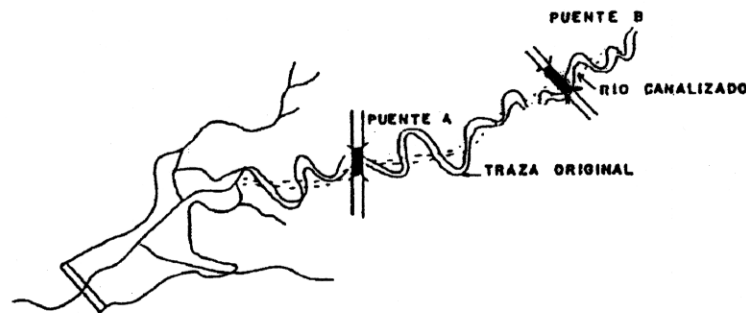


(11) Cauce naturalmente cambiante

figura 6.1

FIGURA 6.1 continuación

EFECTOS LOCALES	EFECTOS AGUAS ARRIBA	EFECTOS AGUAS ABAJO
<ol style="list-style-type: none"> 1. El puente A sufre en primer lugar erosión y luego sedimentación 2. El puente B es sometido en primer lugar a erosión 3. Todo el sistema se ve sujeto a la formación de dunas 4. La forma del río puede cambiar de meandroso a entrelazado 5. Los niveles en creciente se reducen en B y aumentan en A 6. Se produce erosión general y localizada 	<ol style="list-style-type: none"> 1. Es posible que el río cambie de meandroso a entrelazado 2. Aumenta la capacidad de transporte 3. Se produce erosión retrógrada aguas arriba de B 4. Se reduce el nivel en creciente 5. La velocidad aumenta 6. Los tributarios responderán a los cambios en el curso principal 	<ol style="list-style-type: none"> 1. El puente A primero se degrada y luego se sedimenta fuertemente 2. Grandes cantidades de material del lecho y carga alóctona son transportadas al reservorio 3. Formación de un delta en el reservorio 4. La carga alóctona puede afectar la calidad del agua del reservorio 5. Los tributarios responderán a los cambios en el curso principal



(12) Canalización del curso

figura 6.1

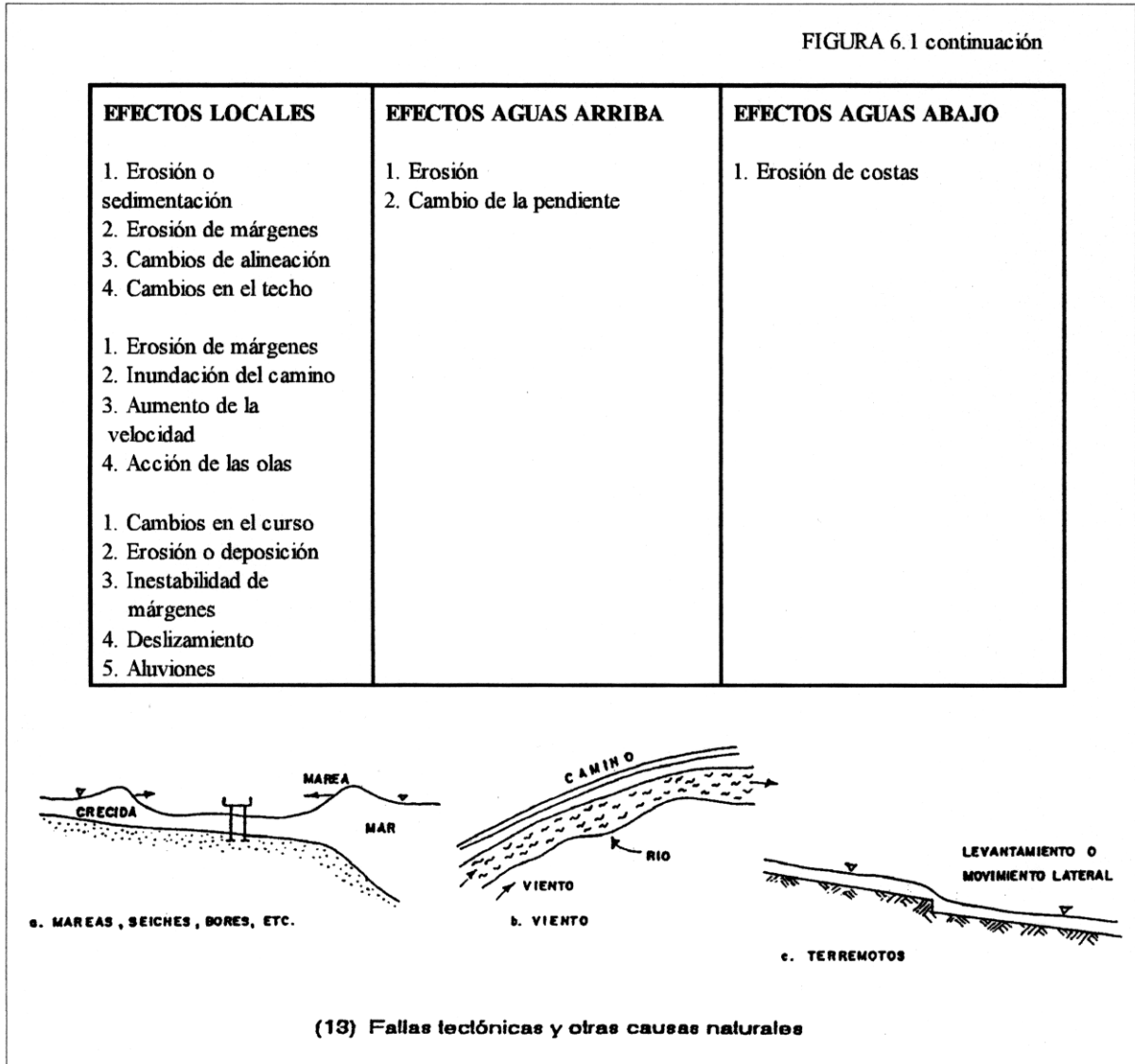


figura 6.1

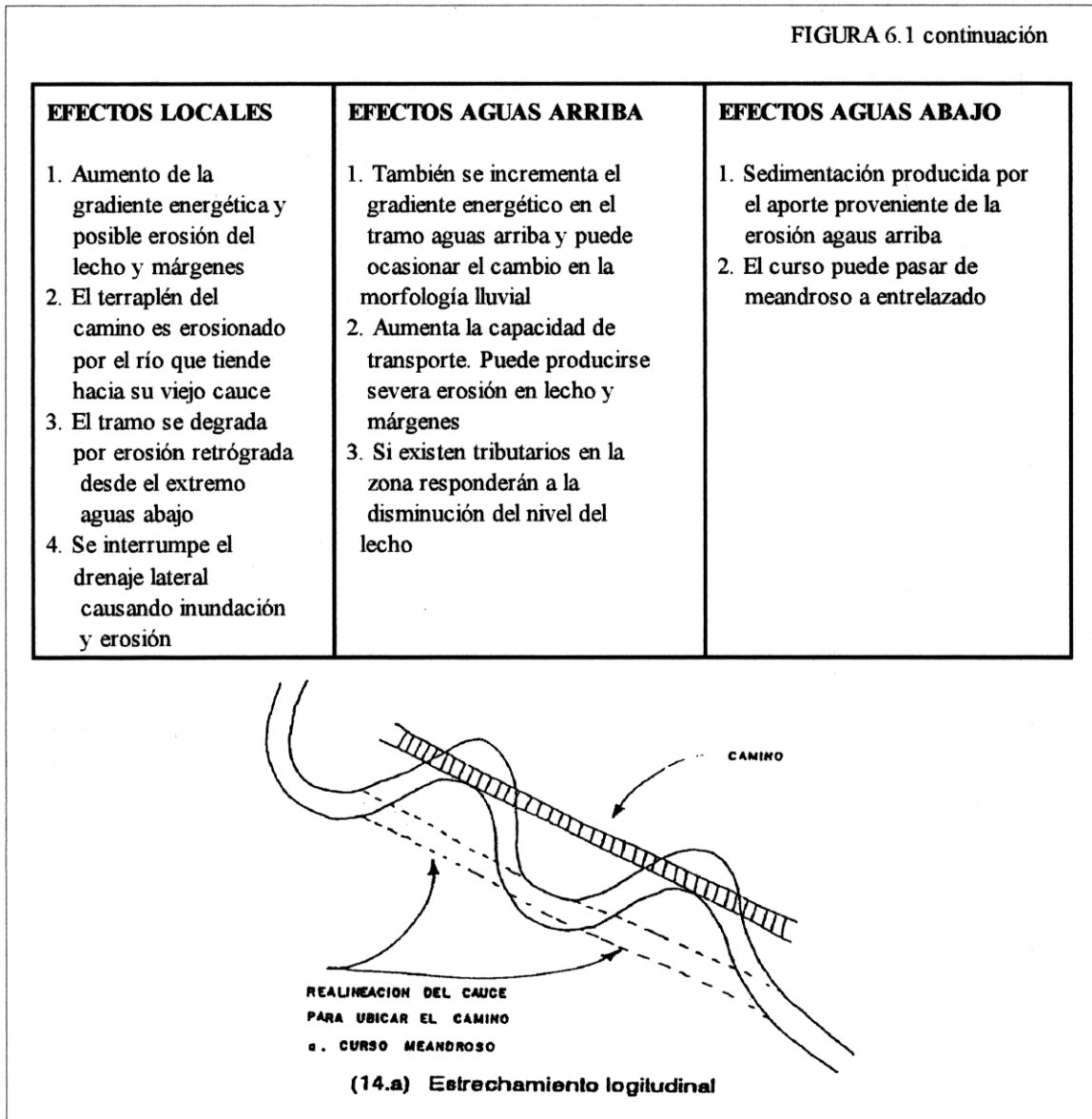


figura 6.1

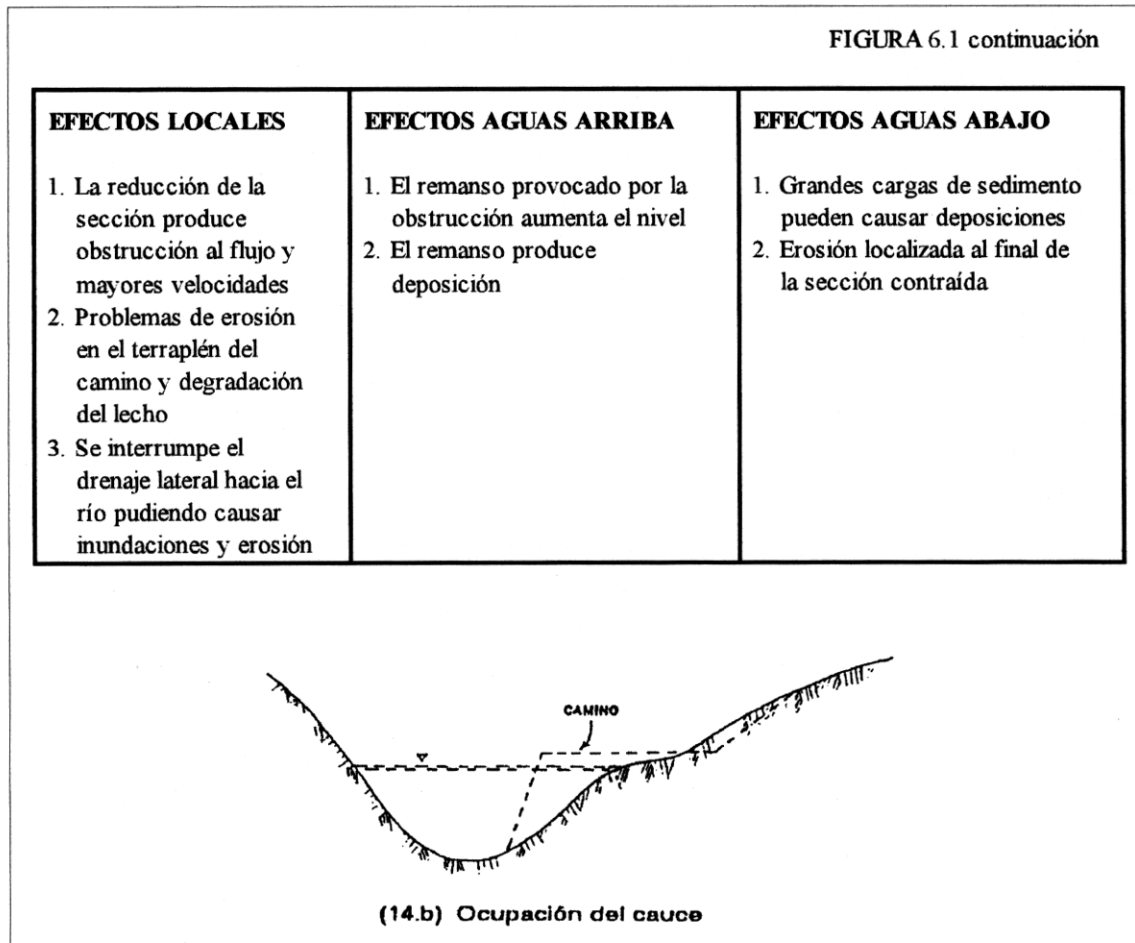
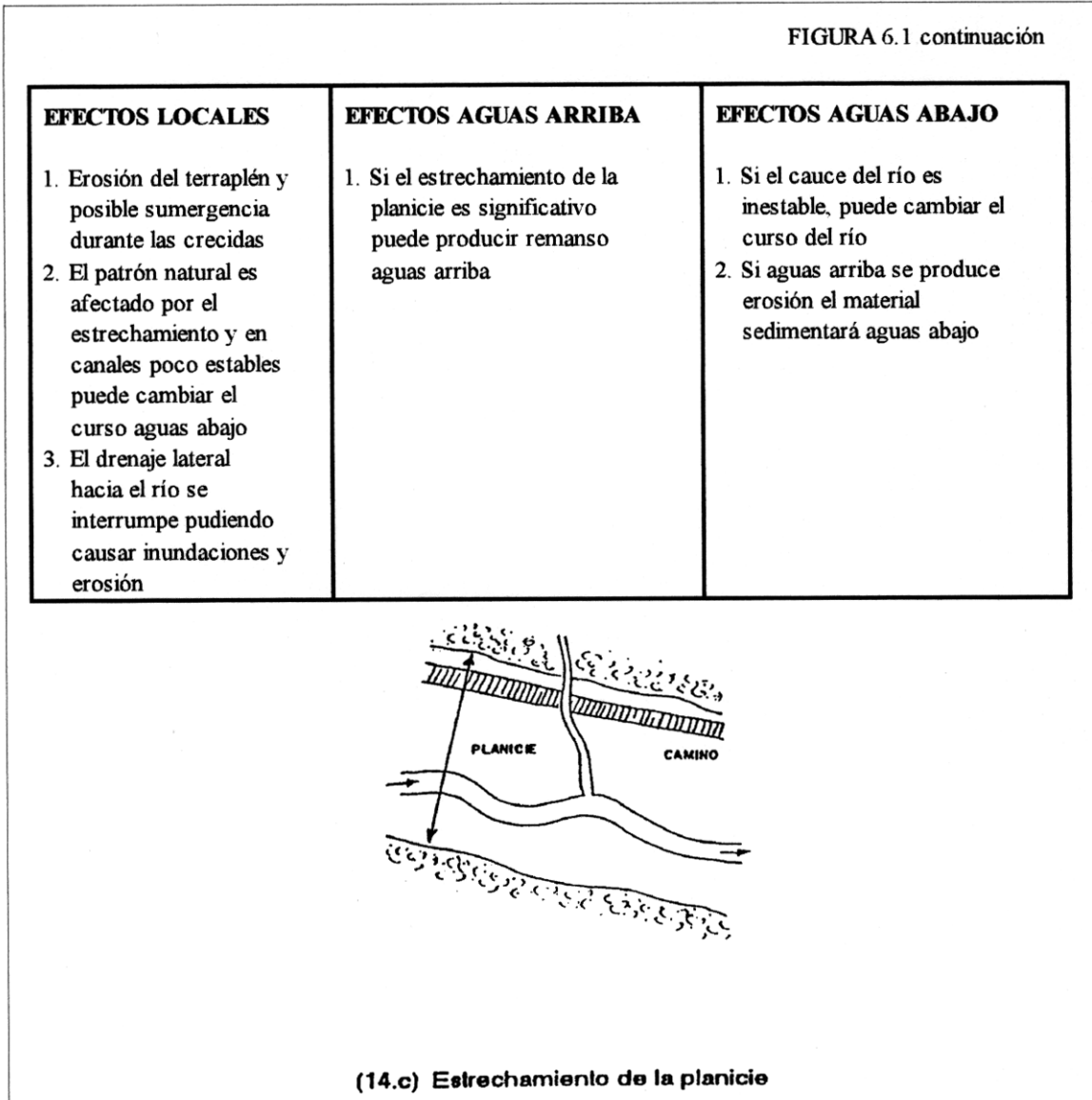


Figura 6.1



Información Básica para el Análisis

Luego de ubicar la estructura de acuerdo al trazado definitivo de una carretera es necesario definir el área de la cuenca hidrológica a drenarse; para tal efecto y con la finalidad de obtener los diferentes parámetros que intervendrán en el cálculo del caudal de diseño, se recomienda utilizar para el estudio las siguientes escalas que dependen del área de drenaje:

Tabla 6.1 RELACIÓN TAMAÑO DE LA CUENCA VS. ESCALA DE ANÁLISIS

ESCALAS	AREAS
1 : 50,000	Hasta 200 km ²
1 : 100,000	Hasta 1,000 km ²
1 : 250,000	Hasta 5,000 km ²
1 : 1,000,000	> 7,500 km ²

Determinación del Período de Recurrencia de Diseño

Como se describió en la Sección 2 se determinará el Coeficiente de Riesgo, el mismo que está en función de las características físicas, geométricas y socioeconómicas de la sección de emplazamiento y en base al cual se obtendrá el período de recurrencia de diseño de la estructura.

Determinación del Caudal del Diseño

De existir información hidrométrica cercana al emplazamiento de la estructura, en particular, caudales máximos instantáneos, se determinarán los caudales de diseño

aplicando a estos valores ajustes estadísticos según se indicó en la Sección 3. Luego se realizará el traslado de los datos calculados al sitio del proyecto, para lo que se tomarán en cuenta las características físicas, morfológicas y climáticas de la cuenca; esto es: índice de pendiente, compacidad, área de drenaje y precipitación.

De no contar con información hidrológica se optará por utilizar un modelo de cálculo de crecidas. Como parámetros de entrada comúnmente se consideran las características físicas y morfológicas de la cuenca y la intensidad de precipitación.

Hidráulica de Puentes

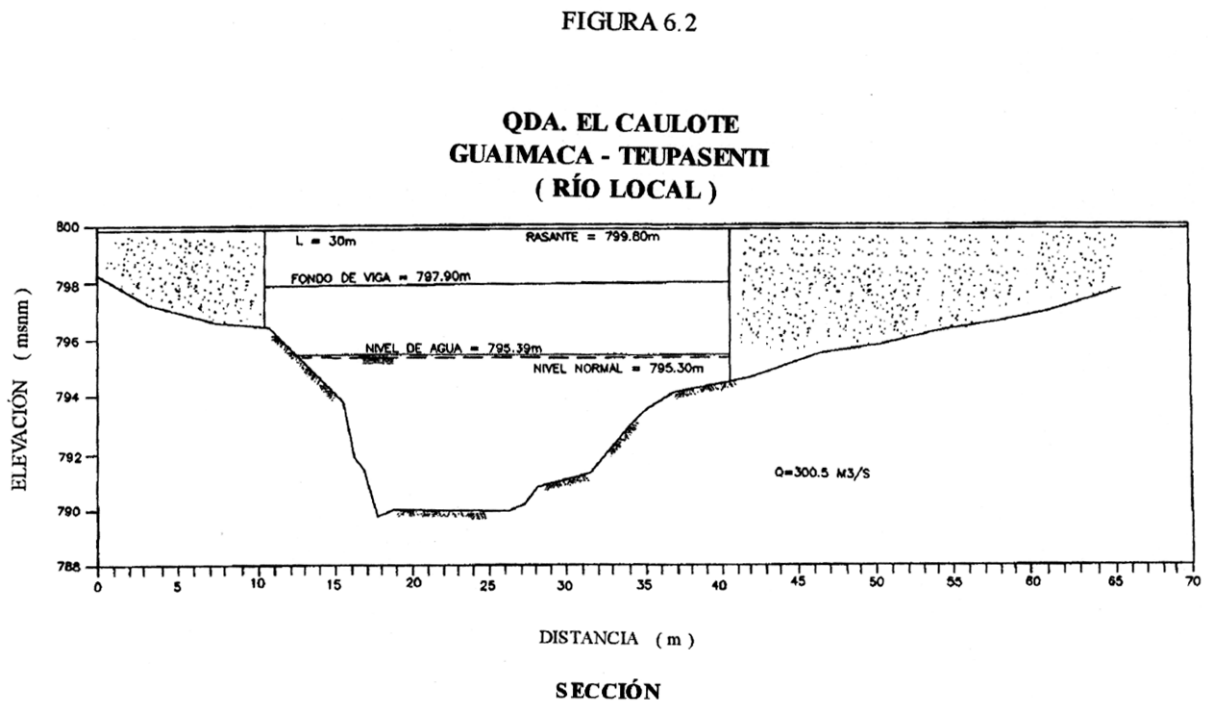
Para la determinación de la curva de descarga (o curva Altura - Caudal) en el sitio del emplazamiento (ver Figura 6.2) se utiliza el criterio dado en la Sección 4 que consiste en determinar mediante la expresión de Manning la capacidad hidráulica en función del nivel. Para ello se asemeja la sección a alguna forma geométrica conocida (trapezio, triángulo, parábola) y se aplica la expresión general:

$$Q = \frac{1}{n} \frac{A^{\frac{5}{3}}}{P^{\frac{2}{3}}} \sqrt{i} \quad (1)$$

cuyo significado se explicó en la Sección 4. Con los datos hidráulicos obtenidos de la curva de descarga determinamos el Número de FROUDE:

$$\text{No. de FROUDE} = \frac{V}{\sqrt{gh}} \quad (2)$$

Figura 6.2



donde:

V = velocidad correspondiente al caudal de diseño

g = aceleración de la gravedad

h = A/B

A = área de la sección hidráulica

B = ancho del espejo de agua

Si el Número de FROUDE es mayor de 0.8 es recomendable, en lo posible, salvar totalmente el cauce con la estructura; si el Número de FROUDE es menor o igual a 0.8 pueden colocarse pilas intermedias o estrechar la sección para disminuir la luz del puente por consideraciones económicas.

Procedimiento Simplificado para el Dimensionamiento Hidráulico de un Puente

A continuación se presenta una metodología simple para el dimensionamiento preliminar de un puente valido para la etapa de prefactibilidad; a medida que se progresa en el estudio deben utilizarse herramientas más elaboradas como se indica más adelante.

El procedimiento a seguir para el dimensionamiento es el siguiente:

- Elegir el emplazamiento de la obra.
- Calcular el caudal de diseño para la recurrencia seleccionada en función de la tormenta de diseño y las características de la cuenca.
- Calcular el nivel de máxima creciente a partir de un perfil transversal al río en la sección de cruce; determinar la velocidad media, el tirante hidráulico medio y el Número de FROUDE.

- Elegir una luz de puente y determinar el grado de contracción calculando la curva de descarga del puente; calcular la sección hidráulica normal de pasaje Ap y el tirante hidráulico medio.

- Determinar el coeficiente de descarga C_d del puente en función del grado de contracción m ;

- Corregir el coeficiente de descarga por oblicuidad y por obstrucción de pilas;

- Calcular la sobreelevación del agua;

- Fijar la cota mínima de rasante y calcular las velocidades tangenciales al terraplén.

- Calcular la velocidad de pasaje bajo el puente y el Número de FROUDE; si el Número de FROUDE es < 1 , proceder al calculo de la socavación; en caso contrario aumentar la luz y recomenzar.

- Calcular la erosión general del lecho;

- Calcular la erosión localizada en pilas;

- Calcular la erosión localizada en estribos;

- Determinar el perfil de socavación y la profundidad de las fundaciones.

- Calcular expeditivamente el costo de la obra incluyendo los accesos.

- Volver a elegir una luz de puente y repetir el cálculo.

- Una vez repetido el procedimiento por lo menos tres veces, trazar la curva "costo vs

luz" y determinar la luz óptima.

Cálculo de la Sobrelevación del Nivel por Obstrucción

En el caso de estrechar la sección transversal del puente es necesario efectuar las siguientes consideraciones:

En primer lugar hay que determinar el grado de contracción m con la siguiente expresión:

$$m = 1 - \frac{Q_{PUENTE}}{Q_{TOTAL}} \quad (3)$$

$$Q_{PUENTE} = A_{PUENTE} V \quad (4)$$

V = Velocidad determinada de la curva de descarga para el Q de diseño (con el nivel de máxima crecida).

$$V = \frac{Q_T}{A_p} \quad (5)$$

con A_p = Área hidráulica bajo el puente luego, determinar el Número de FROUDE

$$N^{\circ} \text{ de FROUDE} = \frac{V}{\sqrt{g y_p}} \quad (6)$$

donde:

$$\bar{y}_p = \frac{A_p}{L} \quad (7)$$

Si el número de FROUDE es 0.8 o mayor se debe aumentar la luz del puente.

Cuando se obstruye la sección, el paso del agua bajo el puente va a funcionar como orificio (ver figura 6.3):

$$Q = C_c A_p \sqrt{2g \left(\Delta H - \frac{V_o^2}{2g} \right)} \quad (8)$$

$$V_o = \frac{Q_T}{A_T}$$

donde:

Q_T = Caudal Total

A_T = Área Total

C_c = Coeficiente de descarga del puente funcionado como orificio

ΔH = Sobrelevación en m.

El coeficiente de descarga se calcula de la siguiente forma:

$$C_c = C * K_{\phi} * K_j \quad (9)$$

donde:

C = Determinado del gráfico de la figura 6.4 en función del grado de contracción (m)

K_{ϕ} = Corrección por oblicuidad (o esviajamiento) del puente respecto al flujo de la corriente (se determina del gráfico de la figura 6.5)

Figura 6.3

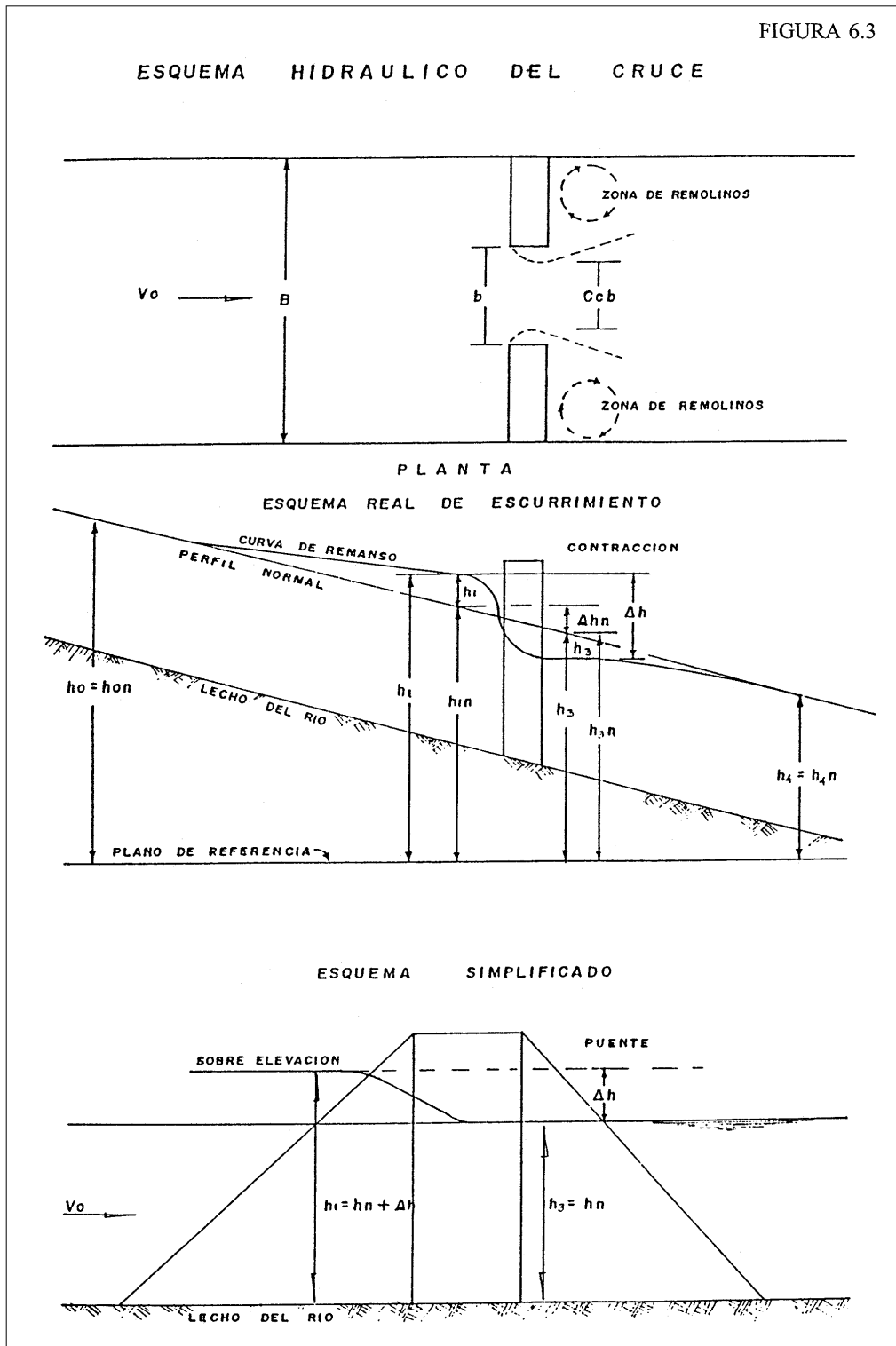
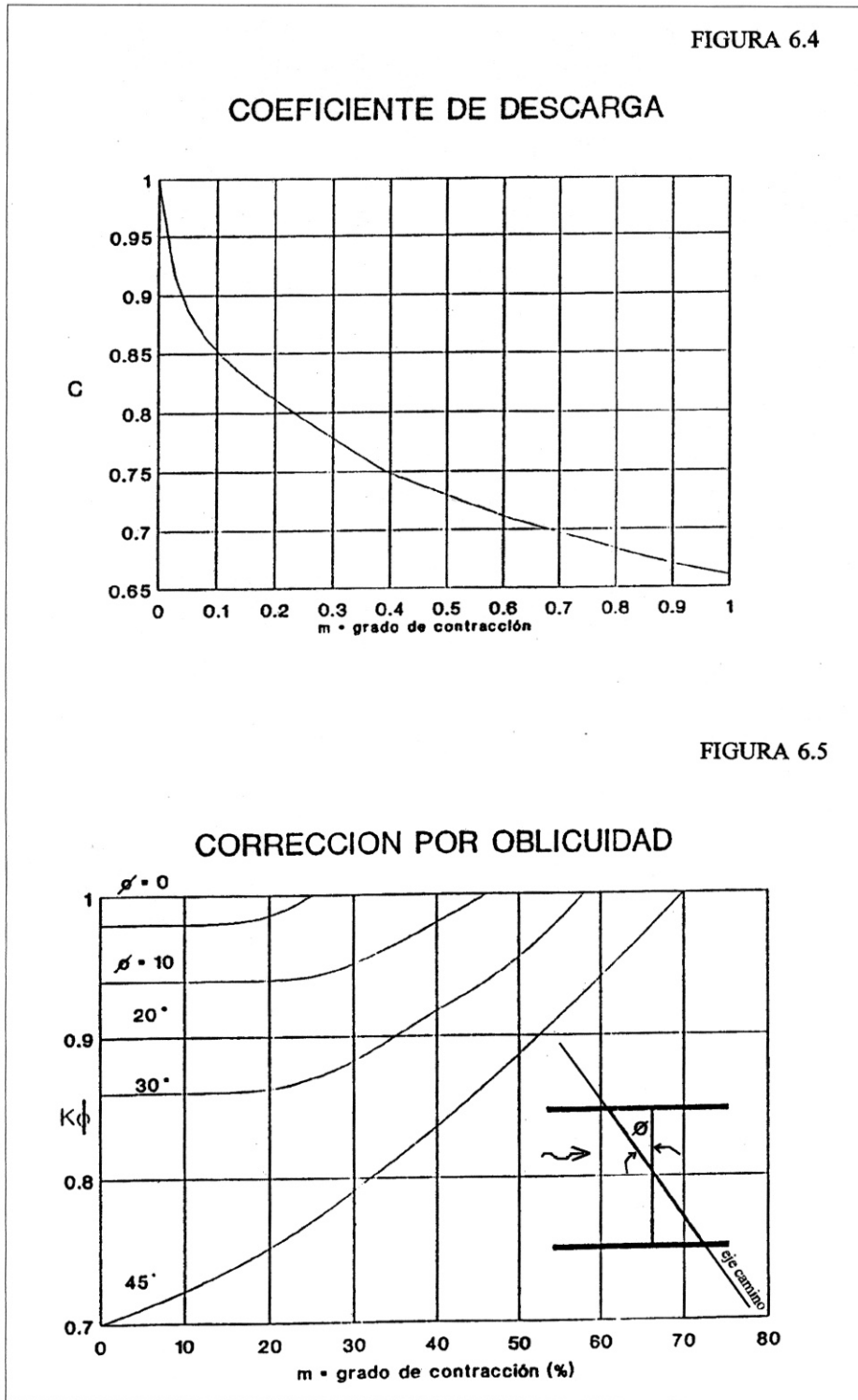


Figura 6.4 y 6.5



K_j = Corrección por obstrucción por pilas; se determina del gráfico de la figura 6.6 con:

$$\frac{a}{r} \quad (10)$$

donde:

d = ancho de la sección del puente en el nivel de máxima crecida (caudal de diseño)

L = luz del puente

$$j = \frac{A_j}{A_-} \quad (11)$$

donde:

j = es el parámetro a definirse para la utilización del gráfico

A_j = Sumatoria de las secciones obstruidas por pilas

De acuerdo a los valores de sobreelevación, hay que considerar que con un mayor valor de ζH , se produce:

- .- Socavación de los terraplenes de acceso;
- .- Mayor erosión en las fundaciones;
- .- Es necesario subir la rasante de la carretera.

Por lo tanto habrá que realizar un análisis económico para obtener la luz óptima.

Hay que considerar, además del valor de ζH para el diseño, un metro de galibo de seguridad como mínimo.

Análisis de los Perfiles de Aguas - El Modelo HEC-2

Introducción

La moderna concepción del diseño de las obras de arte mayor requiere la evaluación

del comportamiento de las mismas dentro de un marco de análisis hidráulico suficientemente detallado. Dicho análisis implica:

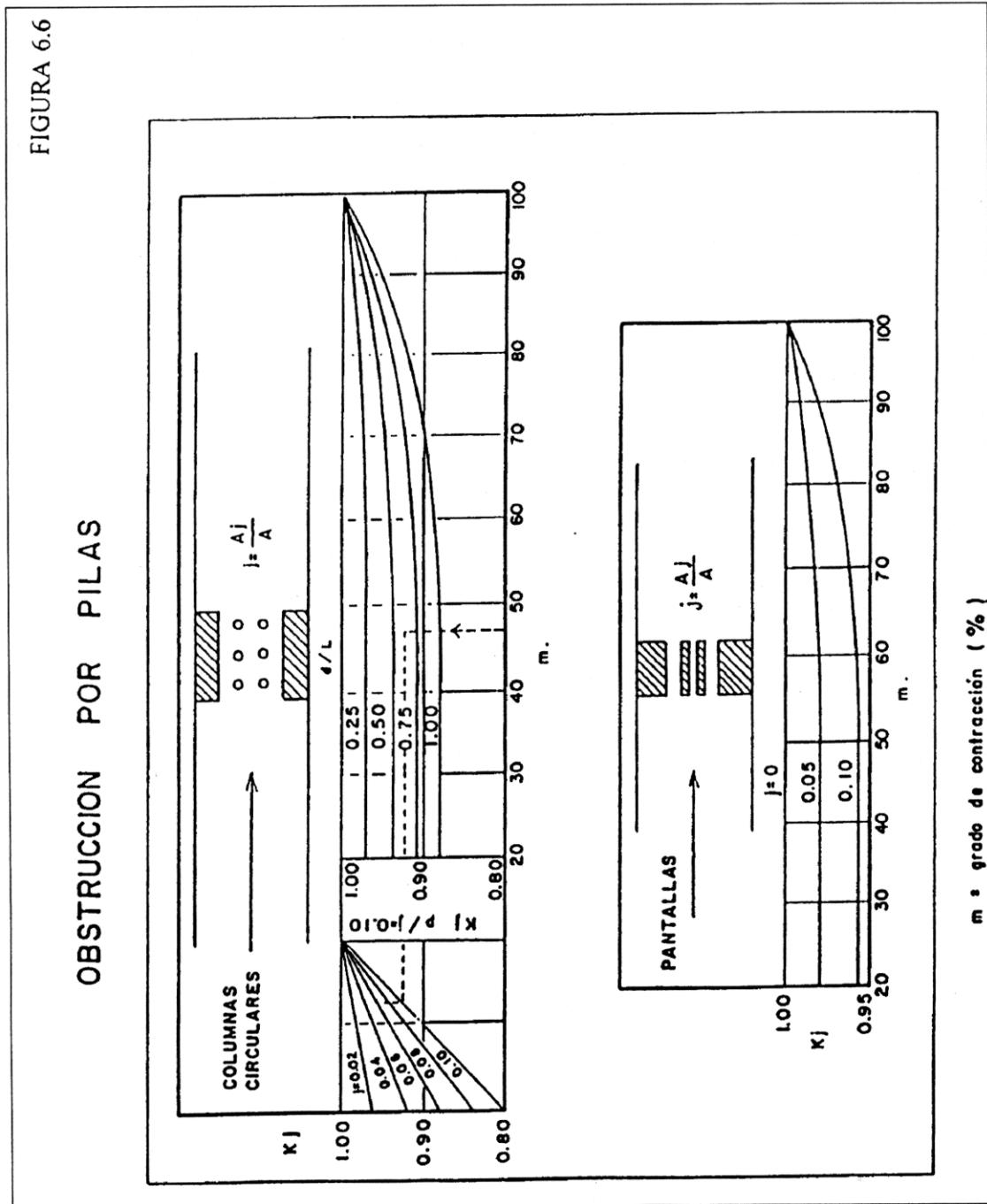
- .- El análisis del curso de agua sin las obras proyectadas en el tramo de emplazamiento para el caudal/es considerados;
- .- La inclusión de las obras proyectadas en ese contexto con un grado de detalle adecuado para determinaciones posteriores (cálculo de la socavación; determinación de la luz óptima).
- .- La investigación del comportamiento conjunto del curso y las obras para los diferentes estados hidrológicos de interés.

El cumplimiento de estos objetivos implica la realización de cálculos hidráulicos relativamente complejos que pueden aliviarse con el auxilio de herramientas computacionales.

Una de esas herramientas, con casi treinta años de desarrollo y utilización satisfactoria por la mayoría de los especialistas, es el Modelo HEC-2 del Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos.

A continuación se describen las características del mismo y se presentan ejemplos de aplicación en el ámbito local y extranjero; asimismo se recomienda su incorporación a la biblioteca de programas de los usuarios ya que su obtención por catálogo es sencilla y su precio moderado.

Figura 6.6



Desarrollo del Programa

El programa ha sido desarrollado por el Hydrologic Engineering Center (HEC) y con el transcurso del tiempo han sido presentadas nuevas versiones la última de las cuales opera en ambiente "Windows". Algunas compañías privadas también han adoptado el modelo y desarrollado mejoras para facilitar el manejo gráfico de los resultados y la compatibilidad con otros programas incluido Sistemas de Información Geográfica (GIS).

Características Principales del Programa

El programa se utiliza para calcular perfiles de remanso para flujo permanente gradualmente variado en canales naturales o artificiales. Pueden computarse perfiles tanto en régimen supercrítico como subcrítico. Asimismo permite incluir los efectos de diversos tipos de obstrucciones en el curso tales como puentes, alcantarillas, vertederos y estructuras de canalización en la planicie de inundación. El método computacional de análisis se basa en la solución de la ecuación energética unidimensional con las pérdidas por fricción evaluadas con la ecuación de Manning. Este procedimiento es conocido como "Standard Step Method". El programa ha sido diseñado para ser también aplicado en el manejo de planicies fluviales y estudios de riesgo de inundación. Dispone de rutinas para evaluar los efectos de mejoras en los canales y permite la inclusión de bordos. Las capacidades disponibles incluyen poder operar en unidades inglesas o métricas.

El paquete disponible incluye, además del programa para el cálculo de perfiles propiamente dicho, una serie de programas complementarios para corrección de archivos

de entrada (EDIT2), impresión de tablas resumen (SUMPO), y presentación gráfica de los resultados (PLOT2).

Los requerimientos computacionales son los habitualmente disponibles en cualquier PC con sistema operativo DOS.

Capacidades Opcionales

Opciones complementarias permiten seleccionar ecuaciones alternativas para la evaluación de pérdidas por fricción, calcular alturas críticas, calcular el coeficiente de rugosidad de Manning a partir de datos hidráulicos, generar automáticamente secciones transversales interpoladas entre secciones reales, especificar áreas de escurrimiento nulas dentro de una sección transversal, analizar tributarios, realizar análisis múltiple para distintos caudales en una sola corrida y analizar cauces cubiertos de hielo.

A continuación se describe cada una de estas capacidades por separado.

Análisis Múltiple de Perfiles

HEC-2 puede manejar hasta 14 perfiles de remanso utilizando los mismos datos de campo. Al final del último perfil de una corrida múltiple el programa imprime un resumen de resultados para todos los perfiles.

Profundidad Crítica

El programa presenta opciones para el cálculo de la profundidad crítica; ésta puede requerirse para cada sección transversal en perfiles subcríticos. Asimismo el programa calcula automáticamente la altura crítica en todas las secciones donde la carga de

velocidad excede un cierto valor de control.

Opciones para Flujo Efectivo

El programa permite restringir el flujo a las áreas efectivas de conducción en una sección transversal cualquiera. Esta opción permite simular la deposición de sedimentos, confinar el flujo dentro de bordos, bloquear el cauce con terraplenes de acceso y puentes, y analizar canalizaciones en la planicie de inundación.

Las opciones disponibles se ilustran en la figura 6.7; en aquellos casos en que la geometría particular del problema así lo requiere, puede confinarse el flujo dentro de ciertos límites mediante la opción de Área Efectiva (Effective Area Option).

Pérdidas Ocasionadas por los Puentes

Las pérdidas ocasionadas por puentes y alcantarillas se calculan en dos partes. En primer lugar las pérdidas debidas a la contracción y expansión del flujo agua arriba y agua abajo de la estructura se calculan con el Standard Step Method.

En segundo lugar, las pérdidas dentro de la estructura misma se calculan mediante las opciones: "Normal Bridge", "Special Bridge" o "Culvert" incorporadas al programa.

La primera opción maneja la sección del puente como cualquier otra sección natural

del río con la excepción que el área fuera del puente por debajo de la superficie del agua se sustrae del área total; este método es particularmente aplicable en puentes sin pilas intermedias, puentes con bajo grado de sumergencia, y flujos de baja altura en alcantarillas tipo bóveda. Toda vez que el escurrimiento bajo el puente sea supercrítico debe utilizarse el método especial (Special Bridge); el método normal es automáticamente adoptado por la computadora aunque los datos especifiquen lo contrario, en puentes sin pilas y con profundidades escasas.

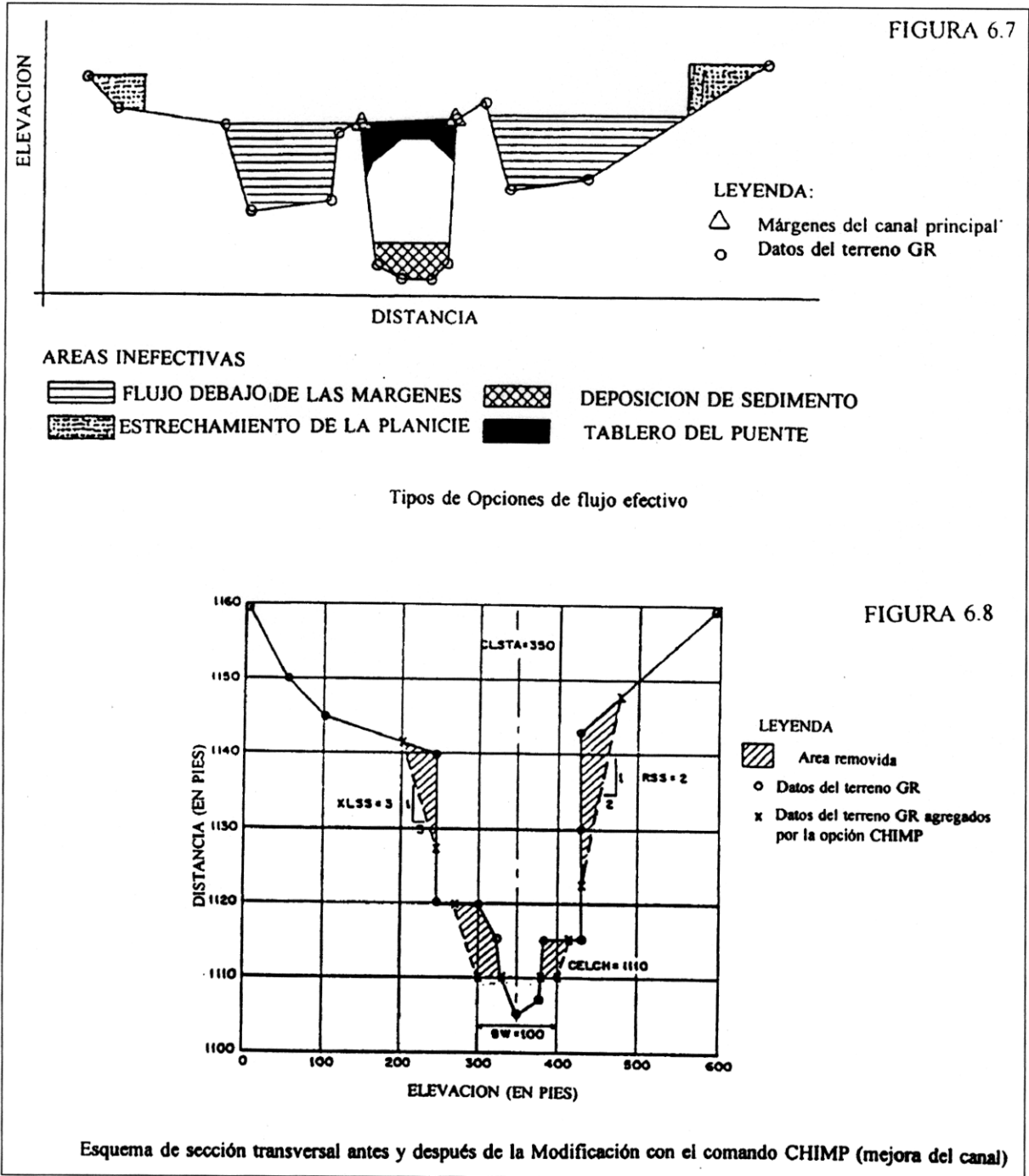
El método especial puede ser utilizado para cualquier puente pero debe ser indicado expresamente para casos de flujo a presión, con alto nivel de aguas y cuando se alcanza la altura crítica debajo del puente.

La opción para alcantarillas es similar al método especial para puentes con la diferencia que se utilizan las ecuaciones de la circular HEC No. 5 de la Federal Highway Administration (FHWA) para calcular las pérdidas a lo largo de la estructura.

Opciones de Canalización

Pueden utilizarse seis métodos diferentes para especificar canalizaciones en la planicie de inundación; el método 1 es el método general; el método 2 permite establecer un ancho superficial fijo para todas las secciones; en el método 3 se dan porcentajes que indican una reducción proporcional en la capacidad de descarga natural de cada sección.

Figuras 6.7 y 6.8



El método 4 establece que cada sección canalizada tenga la misma capacidad de descarga (a cota mayor) que la sección natural; esta cota mayor se especifica como una cantidad fija por encima del nivel natural para una recurrencia dada. El método 5 es una solución optimizada del método 4; en el mismo se especifican diferencias de elevación entre la sección natural y la sección canalizada de manera tal que se consiga una diferencia prefijada.

El método 6 por último, es una variante del método 5 en la cual las diferencias se establecen en términos de la línea de energía.

Pérdidas por Fricción

Las pérdidas por fricción entre secciones consecutivas se calculan como el producto de la pendiente de fricción y la longitud ponderada. El programa permite usar las siguientes ecuaciones de pérdidas por fricción:

- .- Capacidad de conducción media
- .- Media aritmética de la pendiente de fricción
- .- Media geométrica de la pendiente de fricción
- .- Media armónica de la pendiente de fricción

Cualquiera de las opciones producirá resultados satisfactorios siempre que los tramos entre secciones no sean demasiado largos.

El empleo de las diferentes alternativas apunta a maximizar la distancia entre secciones sin sacrificar precisión en los perfiles hidráulicos.

El programa puede automáticamente seleccionar la opción más apropiada en cada tramo de acuerdo a las condiciones hidráulicas.

En la tabla que se presenta a continuación, tomada del Manual del Usuario, se indican los criterios de selección:

Tabla 6.2 PÉRDIDAS POR FRICCIÓN

Tipo de perfil hidráulico	Es la pendiente de fricción en la sección a analizar mayor que la pendiente de fricción en la sección precedente ?	Ecuación a utilizar
Subcrítico (M1, S1)	Sí	Media aritmética
Subcrítico (M2)	No	Media armónica
Supercrítico (S2)	Sí	Media aritmética
Supercrítico (M3,S3)	No	Media geométrica

Mejoras en el Canal

Las características de la sección natural

pueden mejorarse mediante excavación trapezoidal por medio de un comando incorporado para tal fin; la figura 6.8

presenta un ejemplo de lo dicho; la opción permite el relleno de la sección si fuera necesario introduciendo un valor negativo de la variable específica.

Interpolación de Secciones

El programa intercala secciones transversales ya sea automáticamente o por solicitud donde exista una diferencia substancial en forma entre una y otra sección natural; las secciones interpoladas pueden no resultar representativas de las condiciones reales. Tampoco es aconsejable incluir la opción de interpolación en corridas múltiples ya que el número de secciones generadas puede variar con la descarga y en el caso de corridas múltiples el análisis debe realizarse sobre exactamente los mismos datos.

Perfiles en Tributarios

Pueden calcularse perfiles hidráulicos a lo largo de cauces tributarios mediante un arreglo especial de los datos de las secciones transversales. La primera sección de un tributario se introduce con signo negativo para indicar que las siguientes corresponden al tributario; la figura 6.9 indica un esquema de numeración aclaratorio.

Obtención Automática del Coeficiente de Rugosidad "n"

El programa puede utilizarse de dos maneras para calcular el valor de "n": HEC-2 calcula automáticamente el valor para aguas altas si se indican el valor de la descarga, la relación de rugosidades para el canal principal y la planicie y el nivel del agua en cada sección transversal. Ello permite utilizar información de campo relativa a marcas de agua

observadas; otro método consiste en especificar la descarga y un grupo de valores "n" asumidos, y dejar que el programa calcule los correspondientes perfiles en cada caso y los compare con los niveles dados.

Opción de Bifurcación del Flujo

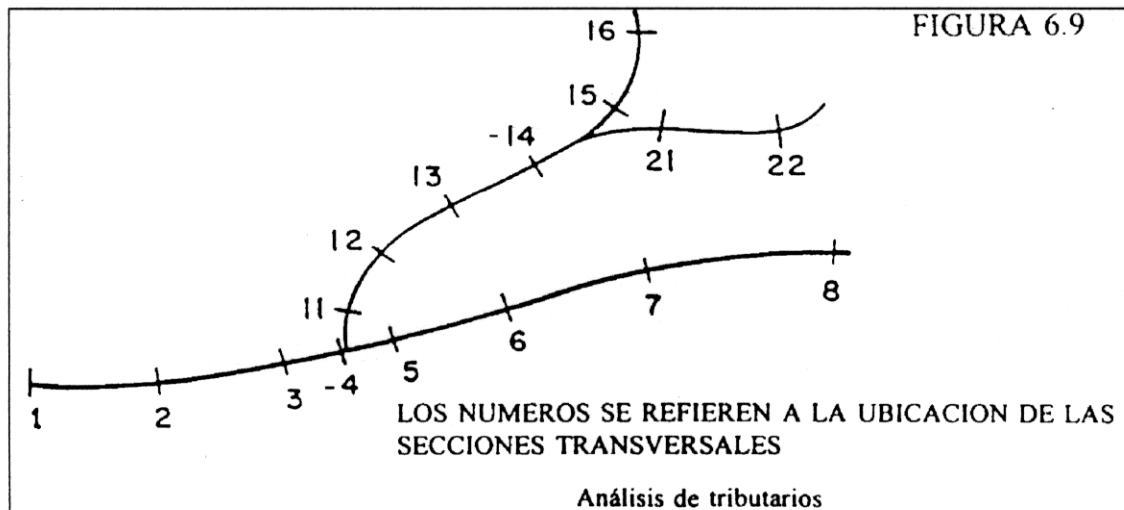
El programa permite la determinación automática de caudales y perfiles en situaciones donde el flujo se separa del canal principal por ejemplo cuando las estructuras de canalización son sobrepasadas por las aguas, cuando existen estructuras de desvío o cuando se proyectan vertederos laterales.

Entrada de Datos

El lenguaje de programación utilizado es FORTRAN; ello conlleva, en conjunción con su fecha de creación, dificultades en la entrada de datos asociadas a la rigidez de los formatos a utilizar. Sucesivas versiones del programa han permitido superar esta limitación creando alternativas de llenado de los datos "user friendly". No obstante en esta descripción se comenta sobre las características de la entrada de datos en la versión oficial del Cuerpo de Ingenieros basada en ambiente DOS que es una adaptación de la versión para Mainframe donde el input es mediante tarjetas perforadas.

Como se dijo, el usuario tiene que recrear registros o "tarjetas" cuyos contenidos y orden son interpretados específicamente por el programa. A tal efecto se recomienda la utilización de un formulario que puede ser llenado a mano por el usuario.

Figura 6.9



Dicho formulario puede ser luego incorporado a un archivo de texto utilizando un editor sencillo como el incorporado al sistema operativo¹ (ver ejemplo de preparación de los datos).

El esquema de organización de los datos con sus respectivos códigos de identificación y su aplicación deben ser consultados en el Manual del Usuario².

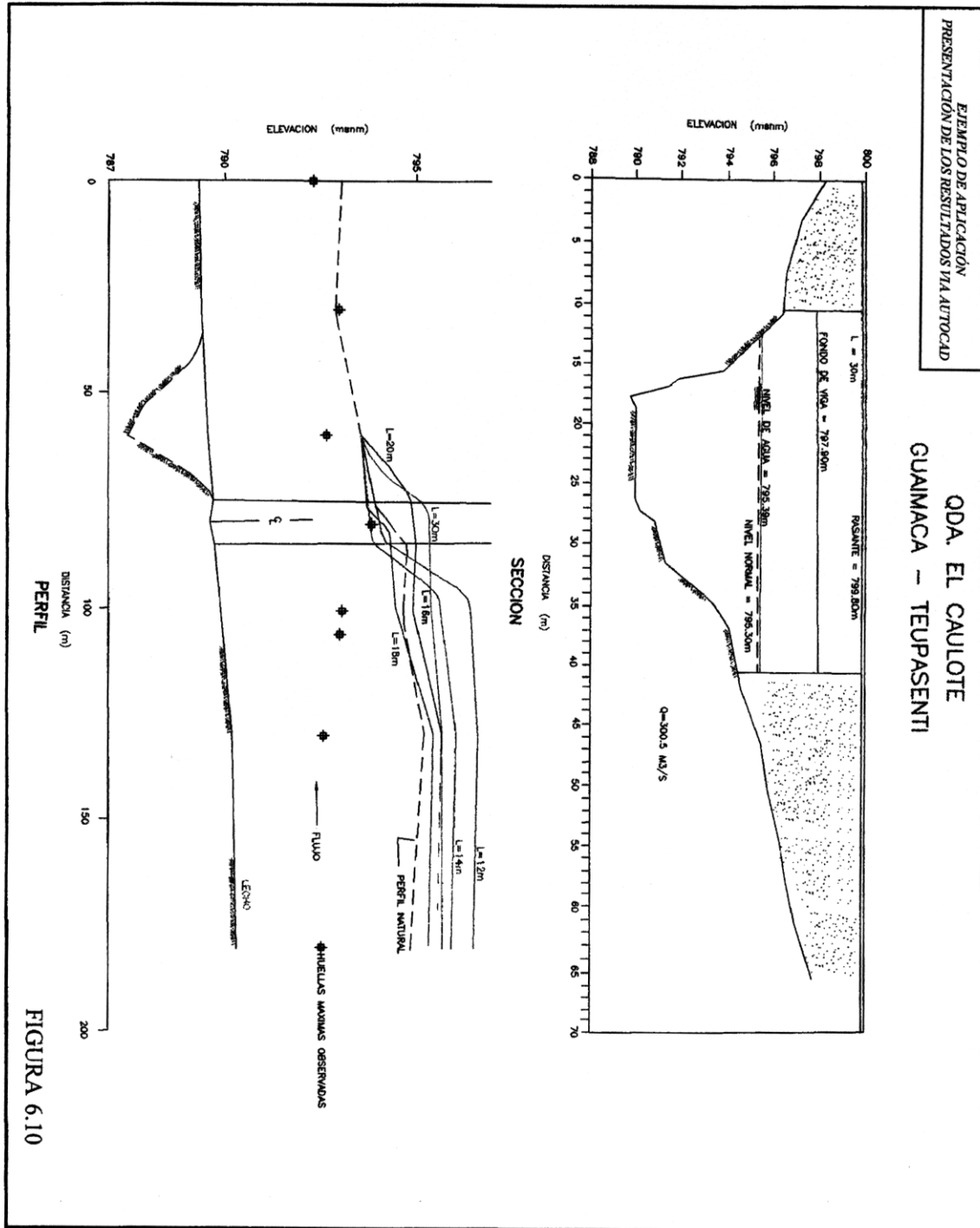
Ejemplos de Utilización

A continuación se presentan ejemplos de aplicación del programa para el análisis de puentes y alcantarillas. Los mismos incluyen los respectivos archivos de entrada de datos y los resultados tabulares y gráficos de los perfiles obtenidos editados a través del utilitario EXCEL.

¹ **Comando EDIT del DOS versión 5 o superior.**

² **Hydrologic Engineering Center - US Army Corps of Engineers, 609 Second St., Davis, CA 95616-4687**

Figura 6.10



Ejemplo de aplicación alcantarillas - Entrada de datos

CALCULO DE ALCANTARILLAS

T1	EJEMPLO DE PREPARACION DE LOS DATOS									
T2	SITUACION SIN PROYECTO - AREA DE DRENAJE # 14									
T3	TR=2									
J1		2	0		-1					
NC	.07	.07	.04	.3	.5					
QT	6	238	395	499	631	728	825			
X1	1	3	0	75	0	0	0			10
GR	2.9	0	1.71	32	2.9	75				
X1	2	7	30.5	33.5	10	10	10			
X3	10							4.63	4.63	
GR	2.9	0	3.21	30.5	2.09	31.25	1.71	32	2.09	32.75
GR	3.21	33.5	2.9	75						
NC			.013							
X1	3				10	10	10			
BT	7	0	6.62	6.62	30.5	6.52	3.21	31.25	6.52	4.34
BT	32	6.52	4.71	32.75	6.52	4.34	33.5	6.52	3.21	75
BT	4.63	4.63								
X1	4				30	30	30			
X2							1			
NC			.04							
X1	5				10	10	10			
X3	10							4.63	4.63	
NC	.07	.07	.04							
X1	6	8	54	84	220	220	220			
GR	4.78	0	3.93	38	3.93	54	1.93	62	3.03	76
GR	4.72	84	4.63	105	4.08	136				
EJ										
T1	TR=5									
T2										
T3										
J1		3			-1					
J2	2									
T1	TR=10									
T2										
T3										
J1		4			-1					
J2	3									
T1	TR=25									
T2										
T3										
J1		5			-1					
J2	4									
T1	TR=50									
T2										
T3										
J1		6			-1					
J2	5									
T1	TR=100									
T2										
T3										
J1		7			-1					
J2	15									

ER

Tabla de resultados

Ejemplo de edición de los resultados via EXCEL
 PERFIL HIDRAULICO
 AREA 14 - SITUACION "SIN PROYECTO"

Sección No	Período de retorno (años)	Caudal pies ³ /seg	Profundidad pies	Ancho sup. pies	Distancia pies	Nivel rasante pies	Fondo de viga (pies)	Nivel mínimo (pies)	Altura crítica (pies)	Energía (pies)	Velocidad (pies/seg)	Área pies ²
1	2	238	2.97	75	0	0	0	1.71	2.97	3.32	4.74	50.2
1	5	395	3.25	75	0	0	0	1.71	3.25	3.73	5.59	70.66
1	10	499	3.42	75	0	0	0	1.71	3.42	3.97	5.99	83.27
1	25	631	3.6	75	0	0	0	1.71	3.6	4.26	6.52	96.79
1	50	728	3.72	75	0	0	0	1.71	3.72	4.45	6.84	106.44
1	100	825	3.85	75	0	0	0	1.71	3.85	4.64	7.13	115.74
2	2	238	4.66	75	10	0	0	1.71	4.66	4.73	3.37	123.06
2	5	395	4.64	75	10	0	0	1.71	4.64	4.83	5.68	121.49
2	10	499	4.64	75	10	0	0	1.71	4.64	4.94	7.2	121.17
2	25	631	4.66	75	10	0	0	1.71	4.66	5.12	8.95	122.92
2	50	728	4.66	75	10	0	0	1.71	4.66	5.28	10.37	122.51
2	100	825	4.7	75	10	0	0	1.71	4.7	5.45	11.43	125.44
3	2	238	4.6	75	10	4.63	6.62	1.71	4.6	5.39	12.62	79.91
3	5	395	5.12	75	10	4.63	6.62	1.71	5.12	6.57	17.98	90.73
3	10	499	5.87	75	10	4.63	6.62	1.71	5.87	7.22	18.77	112.7
3	25	631	6.53	75	10	4.63	6.62	1.71	6.53	7.45	17.1	138.09
3	50	728	6.87	75	10	4.63	6.62	1.71	6.87	7.94	18.36	161.99
3	100	825	7.1	75	10	4.63	6.62	1.71	7.1	8.22	18.77	179.59
4	2	238	5.63	75	30	4.63	6.62	1.71	0	6	9.53	104.85
4	5	395	7.24	75	30	4.63	6.62	1.71	0	7.47	8.5	189.97
4	10	499	7.79	75	30	4.63	6.62	1.71	0	8.04	8.84	230.86
4	25	631	7.91	75	30	4.63	6.62	1.71	0	8.28	10.76	239.82
4	50	728	8.36	75	30	4.63	6.62	1.71	0	8.73	10.89	273.8
4	100	825	8.59	75	30	4.63	6.62	1.71	0	9.02	11.61	291.16
5	2	238	6.1	75	10	0	0	1.71	0	6.12	1.67	230.68
5	5	395	7.52	75	10	0	0	1.71	0	7.55	1.87	337.02
5	10	499	8.09	75	10	0	0	1.71	0	8.12	2.09	379.43
5	25	631	8.35	75	10	0	0	1.71	0	8.39	2.51	399.56
5	50	728	8.8	75	10	0	0	1.71	0	8.85	2.67	433.52
5	100	825	9.09	75	10	0	0	1.71	0	9.15	2.89	455.24
6	2	238	6.19	136	220	0	0	1.93	0	6.21	1.38	290.7
6	5	395	7.59	136	220	0	0	1.93	0	7.61	1.37	481.27
6	10	499	8.16	136	220	0	0	1.93	0	8.18	1.48	559.45
6	25	631	8.45	136	220	0	0	1.93	0	8.48	1.75	598.37
6	50	728	8.91	136	220	0	0	1.93	0	8.94	1.82	660.6
6	100	825	9.21	136	220	0	0	1.93	0	9.24	1.94	701.5

PERFILES HIDRAULICOS - AREA 14
Situación sin proyecto

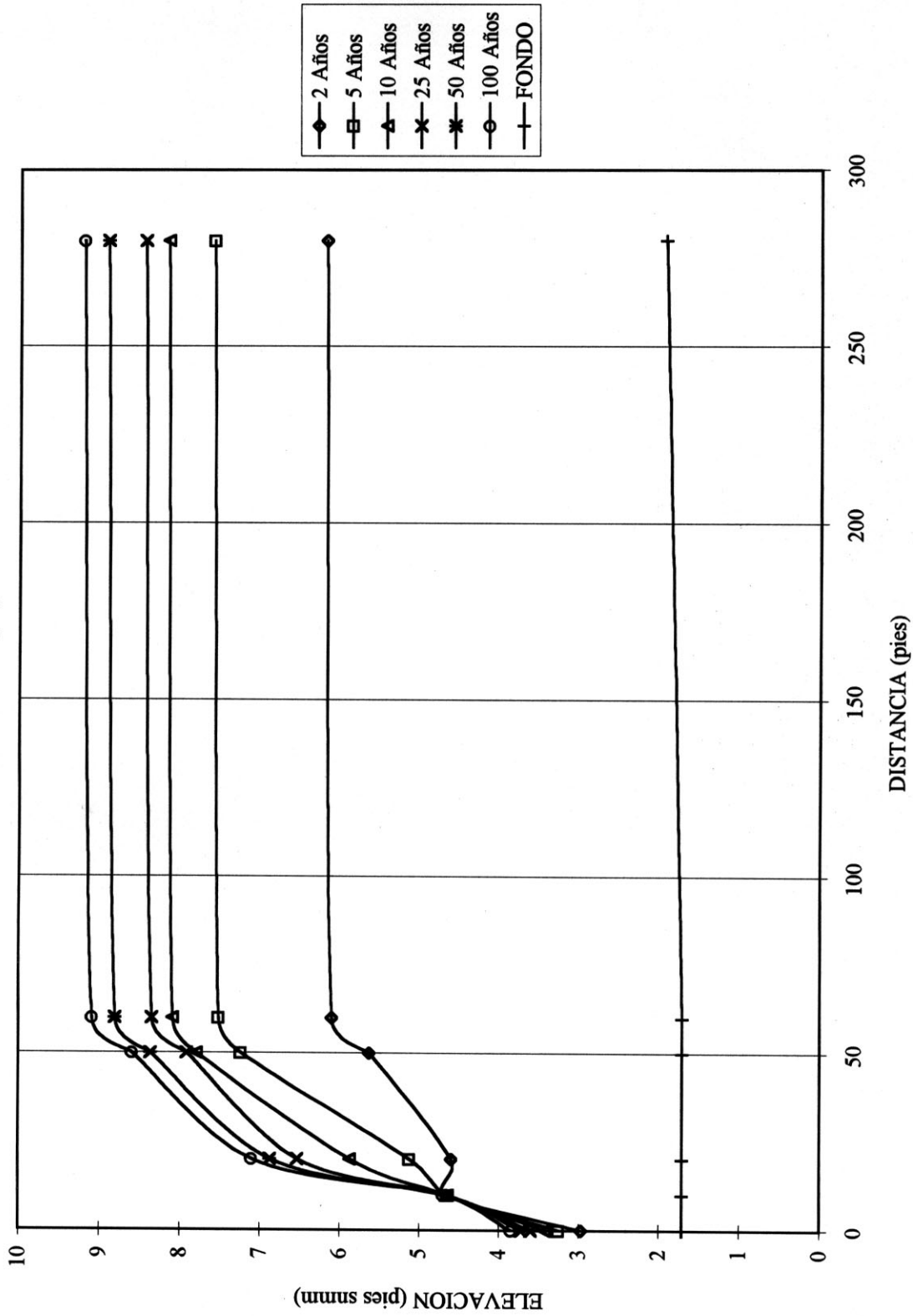


FIGURA 6.11

Estudio de la Socavación

Introducción

Se presentan a continuación dos metodologías alternas para el cálculo de la socavación general y localizada en pilas y estribos.

El hecho de incluir ambas obedece a las siguientes razones:

.- El estudio de la socavación producida por contracciones y obstrucciones no es un problema de resolución analítica sencilla y por lo tanto se basa en una alta dosis de empirismo y experimentación física;

.- Ningún método ha probado ser especialmente eficaz en condiciones reales desde el momento que existe a nivel mundial relativamente escasa información de campo sobre estos aspectos;

.- Las metodologías propuestas, aunque presentan temas comunes, poseen respectivamente consideraciones complementarias (como la socavación en regímenes de mareas o la socavación en curvas) que permiten enfocar problemas específicos.

El proyectista podrá optar por una u otra según su preferencia, el problema de que se trate, los datos de que se disponga, etc., pero deberá en todos los casos prestar especial atención a la consistencia de su análisis evitando mezclar las técnicas propuestas.

Conceptos Básicos

La socavación es el resultado de la acción erosiva del agua excavando y transportando

material desde el lecho y las riberas de los cauces. La erosión progresa de diferente modo según el material de que se trate siendo los materiales cohesivos o suelos cementados más resistentes. Sin embargo, la socavación en suelos cohesivos puede ser tan profunda como en lechos granulares. En condiciones de flujo constante, la socavación en lechos de arena y grava alcanzará el máximo en cuestión de horas; en los lechos cohesivos en días, en areniscas y esquistos en meses, en las calizas en años y en los granitos densos en siglos. En condiciones típicas de escurrimiento serán necesarias varias crecidas para lograr la máxima socavación.

A) Escuela Americana (Circular HEC-18)

La metodología completa se presenta en la circular HEC-18 de la Federal Highway Administration. El documento contiene los procedimientos, ecuaciones y métodos para analizar la socavación tanto en ambientes fluviales como en áreas costeras. En ambientes fluviales la socavación resulta del flujo unidireccional; en áreas costeras los caminos que cruzan y/o estrechan longitudinalmente las planicies de inundación están sujetas a fluctuación de mareas; en tal caso las velocidades de escurrimiento no necesariamente disminuyen a medida que la socavación progresa y el área de escurrimiento se incrementa. Este es un fuerte contraste con los ambientes fluviales donde la continuidad del flujo requiere que la velocidad resulte inversamente proporcional al área de escurrimiento. Sin embargo, los métodos y ecuaciones para determinar la inestabilidad del cauce, socavaciones y medidas para contrarrestarla son los mismos. La dificultad en los regímenes de mareas consiste en determinar los parámetros

hidráulicos (caudal, velocidad y profundidad) a ser utilizados en las ecuaciones de socavación.

El propósito de la Circular es proveer guía para:

- .- Mejorar el estado del arte en la práctica de estimar la socavación en puentes;
- .- Diseñar nuevos puentes y reemplazar puentes para resistir la erosión;
- .- Evaluar puentes existentes en cuanto a su vulnerabilidad a la socavación;
- .- Inspeccionar puentes en relación a la socavación;
- .- Proveer medidas para contrarrestar la erosión.

Los elementos relacionados con el mejoramiento de las técnicas de estimación de la socavación en puentes incluyen:

- .- Mediciones de campo³.
- .- Monitoreo de la socavación con equipo adecuado para llevar a cabo las mediciones
- .- Desarrollo de programas de computadora relacionados con el cálculo de la socavación en puentes
- .- Estudios de laboratorio

-Socavación en Contracciones

Este tipo de socavación ocurre donde el área de un cauce en crecida se ve reducida ya sea por una contracción natural o por un puente. De la ecuación de continuidad, una disminución en el área de escurrimiento resulta en un aumento en la velocidad media

y en la tensión de corte en el lecho a lo largo de la contracción. Se produce por lo tanto un aumento en las fuerzas erosivas de manera que el balance entre el material que entra a una sección y el que es removido es negativo lo cual se traduce a su vez en una degradación del lecho; esta situación progresa hasta que se alcanza un equilibrio.

En áreas costeras afectadas por las mareas, es posible que a medida que el área se incrementa la descarga desde el océano también se incremente y en tal caso la tensión de corte no disminuya como se dijo. Consecuentemente, el estado de equilibrio puede que no sea alcanzado. De este modo, en los canales de marea que experimentan socavación, la erosión por contracción puede resultar en una continua degradación del lecho a largo plazo.

En ambientes fluviales, en cambio, la erosión producida en las contracciones es un proceso cíclico esto es, la socavación ocurre durante la rama ascendente de un hidrograma de crecida, mientras que en la rama descendente se produce el relleno.

La socavación puede ser de dos tipos dependiendo del transporte de sedimentos en la zona no perturbada agua arriba de la obra:

- .- De agua clara (sin aporte de sedimentos);
- .- Con aporte (existe significativo transporte natural).

-Situaciones Típicas

Comúnmente se encuentran cuatro casos de socavación en secciones contraídas (ver figuras 6.12 a 6.15):

³Desde el momento que las ecuaciones para la determinación de la socavación en puentes se basan primariamente en investigaciones de laboratorio, escasos datos existen en relación a mediciones de la socavación en el campo.

Figura 6.12

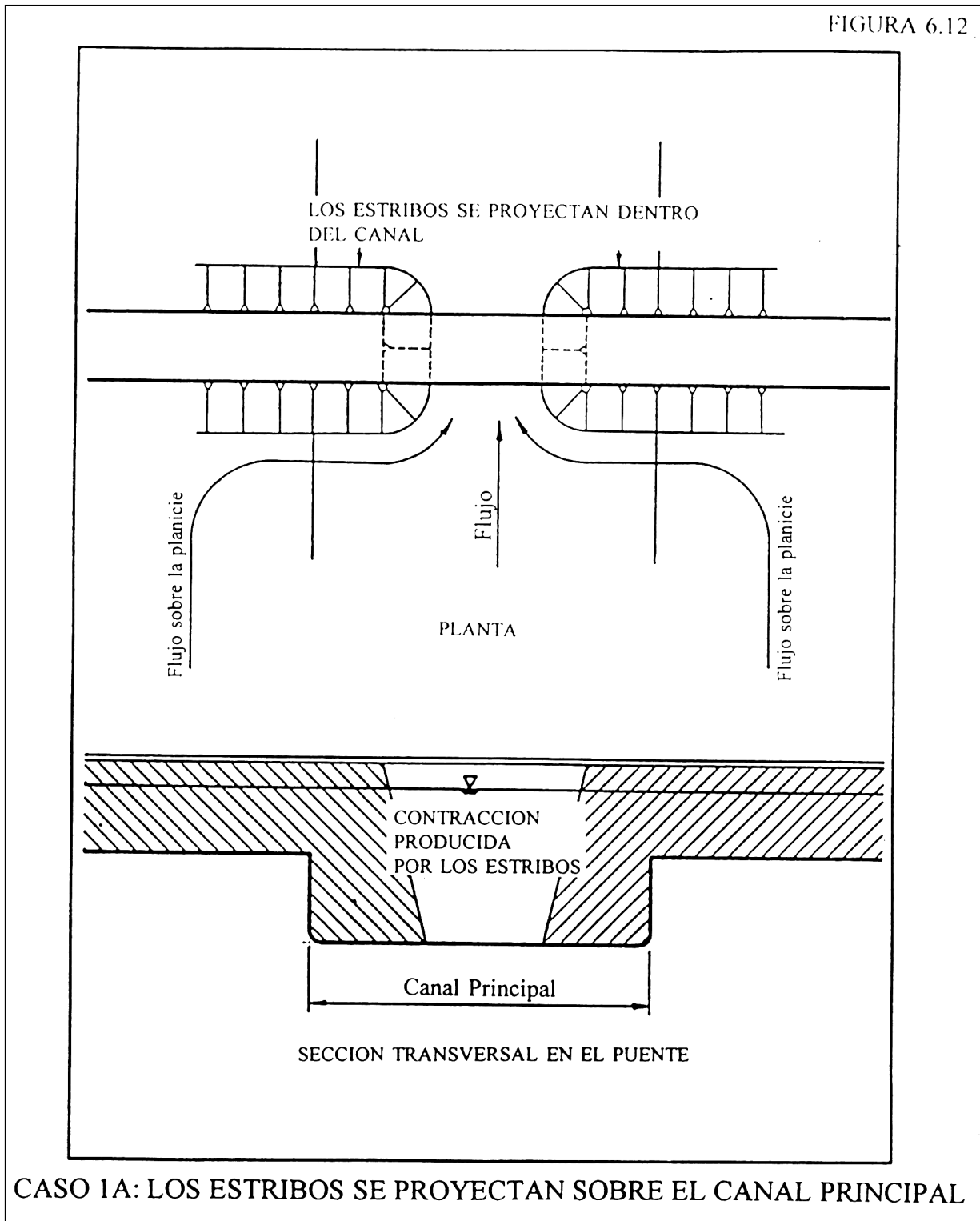
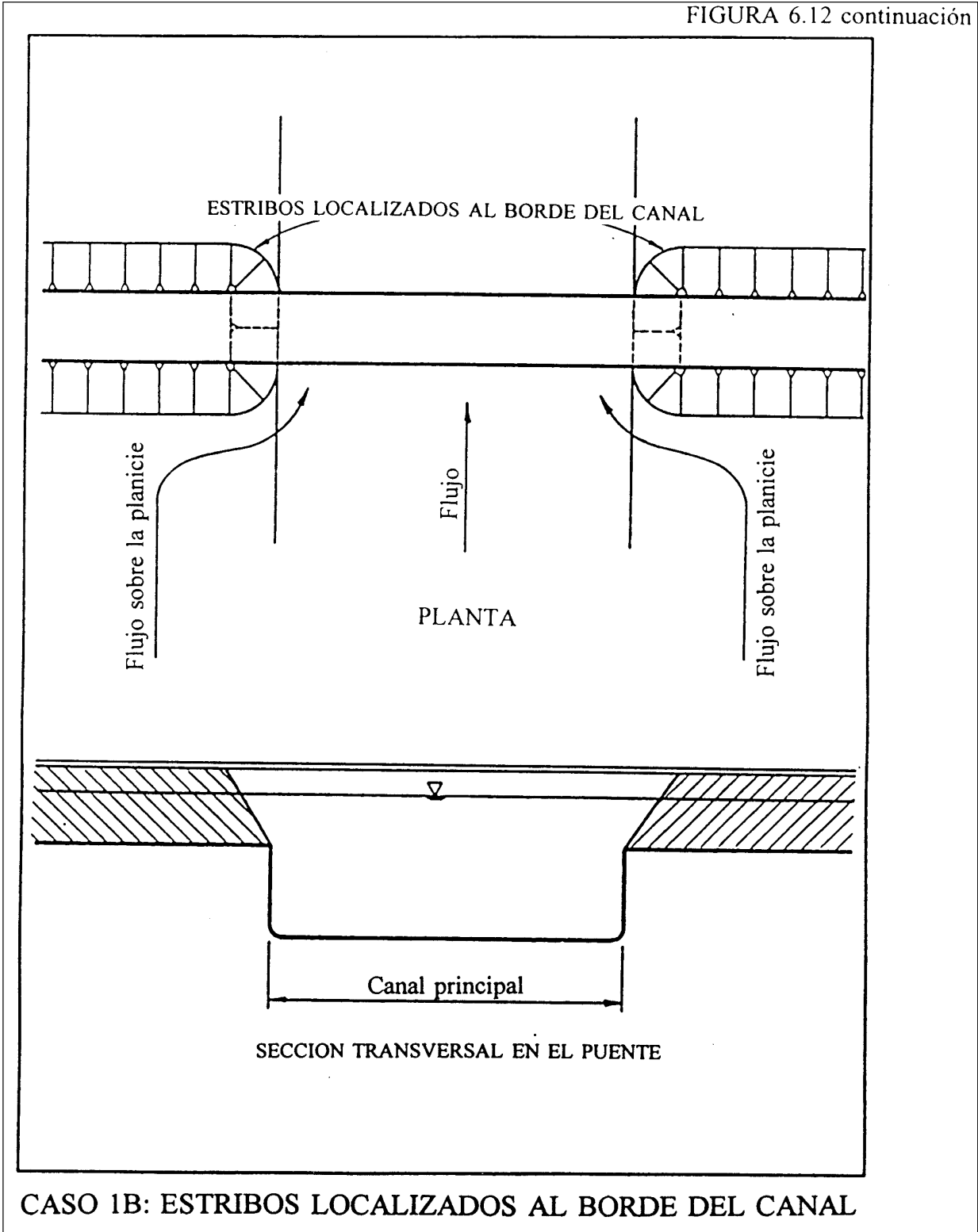


FIGURA 6.12 continuación



CASO 1B: ESTRIBOS LOCALIZADOS AL BORDE DEL CANAL

Figura 6.12, continuación

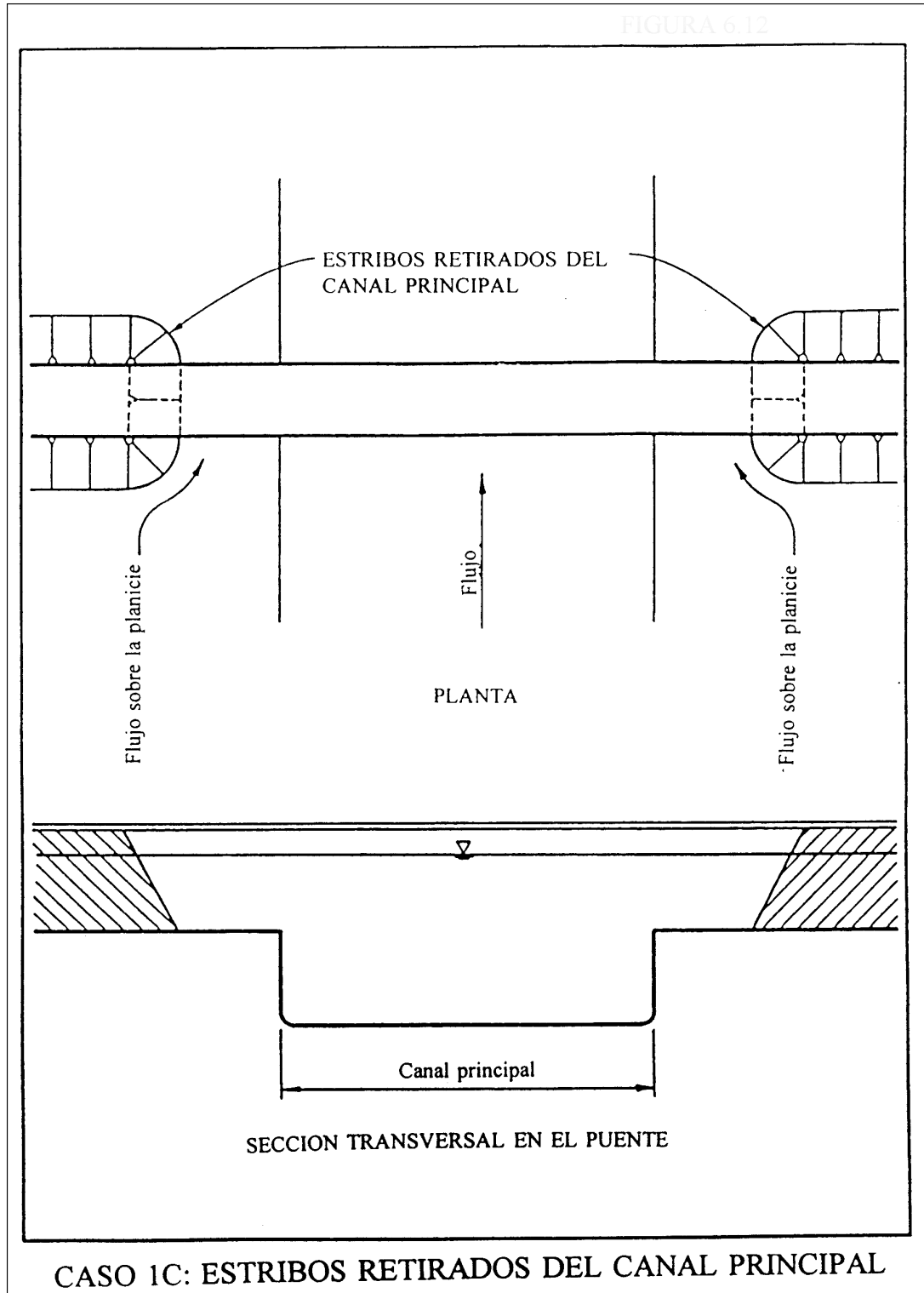


Figura 6.13

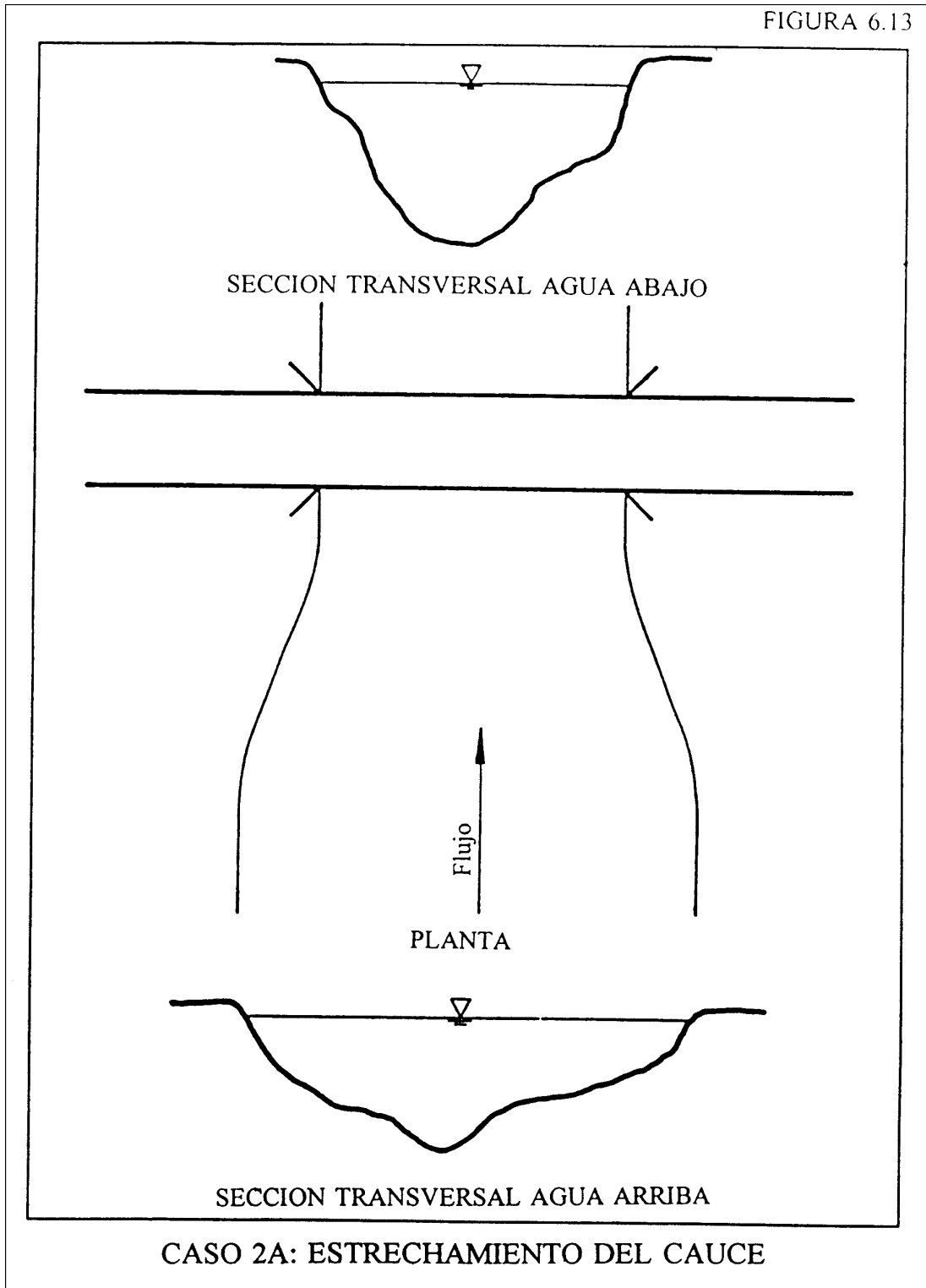


Figura 6.13, continuación

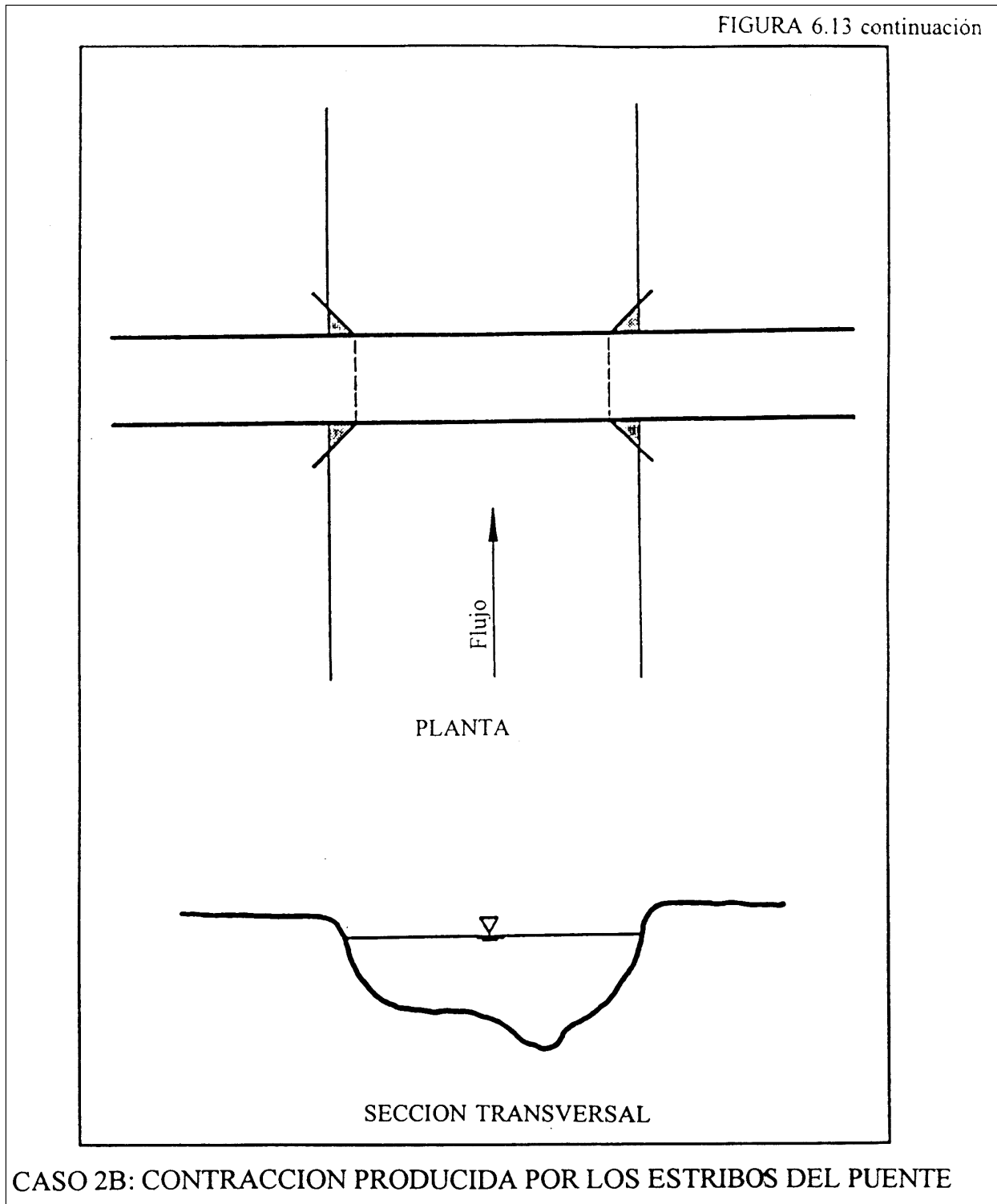


Figura 6.14

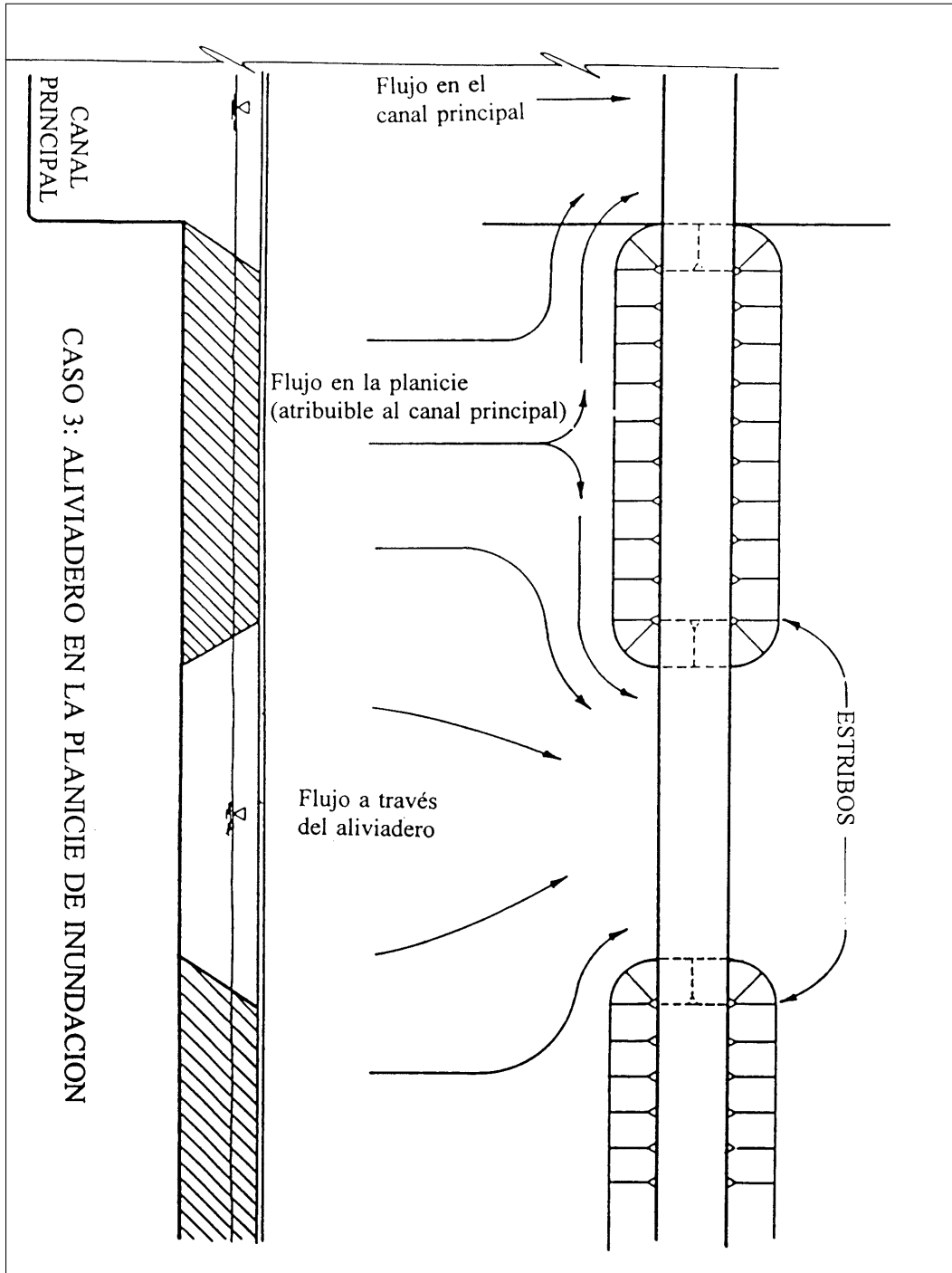
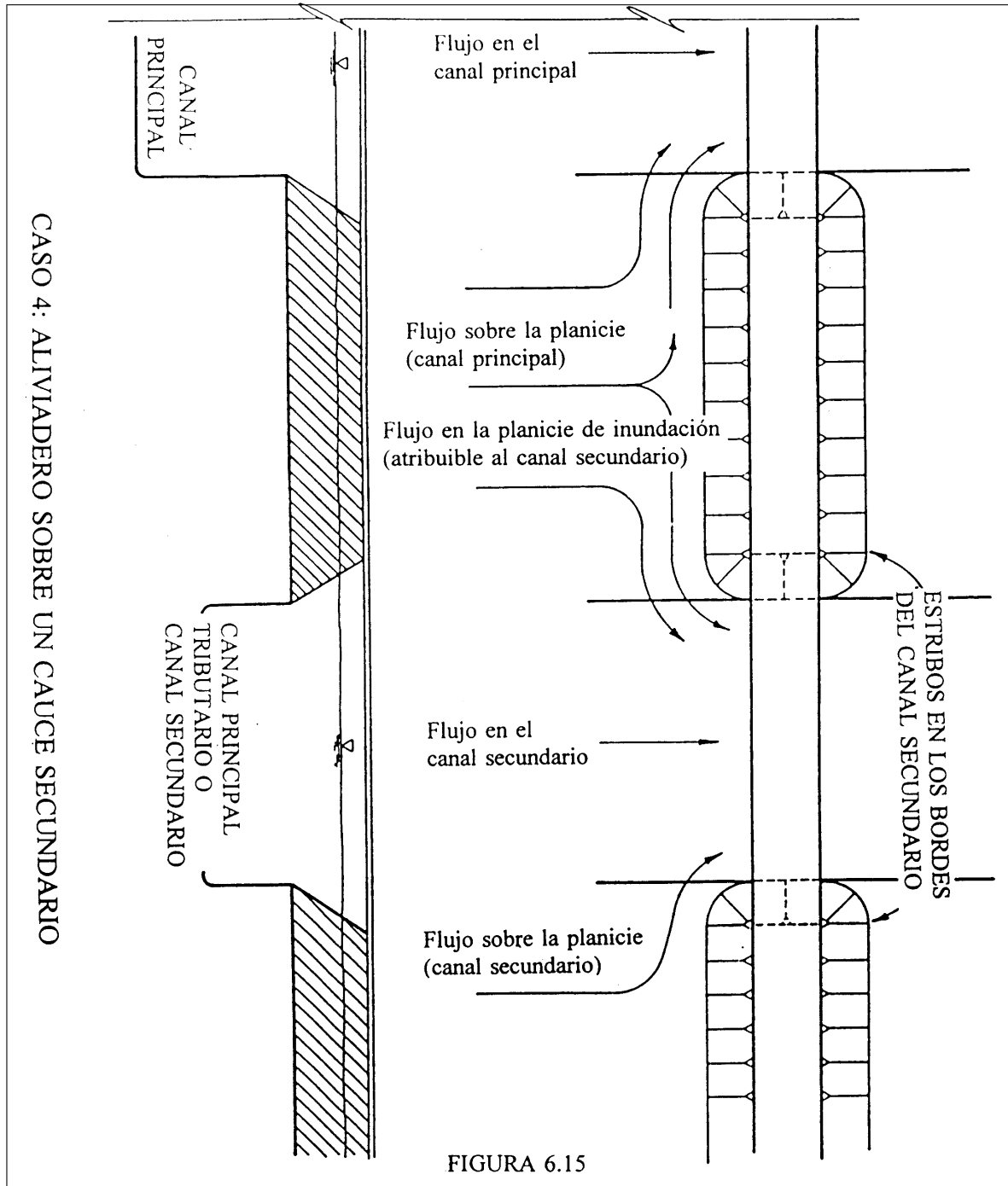


Figura 6.15



Caso 1. Involucra la existencia de flujo en la planicie de inundación que es obligado a pasar por debajo del puente por los terraplenes de aproximación. El caso 1 incluye:

- a. El cauce del río se estrecha ya sea porque los terraplenes del puente avanzan sobre la planicie de inundación o porque el puente se encuentra emplazado en un tramo estrecho del río;
- b. No hay contracción en el canal principal pero el flujo lateral está completamente obstruido por los terraplenes; o
- c. Los terraplenes de acceso se encuentran retirados del canal principal

Caso 2: El flujo se encuentra confinado al canal principal (no existe flujo lateral). El canal natural se angosta por el puente mismo o porque el puente está localizado en un tramo de río más angosto.

Caso 3: Puente aliviador en la planicie de inundación con poco o ningún transporte de sedimento en la misma (socavación de agua clara);

Caso 4: Puente aliviador sobre un cauce secundario en la planicie de inundación (similar al caso 1)

Los casos 1,2 y 4 pueden ser de agua clara o con aportes dependiendo de las condiciones aguas arriba.

El caso 1c es complejo; la profundidad de la socavación depende de factores tales como (i) la distancia entre el estribo y la margen; (ii) la condición de la margen (erosionable,

presencia de árboles en la misma, altura respecto al fondo del lecho, etc.); (iii) el ancho del cauce en correspondencia con el puente en relación con el resto del tramo; (iv) la magnitud del flujo lateral; (v) la distribución del flujo en la sección del puente.

Puede ocurrir que mientras la socavación en el canal principal es del tipo con aporte en la zona de la planicie sea de agua clara.

Si el estribo se encuentra a poca distancia de la margen (menos de 3 a 5 veces la profundidad en el puente) existe la posibilidad que una combinación de socavación general y localizada destruya la margen. En este caso debe protegerse la margen y/o el lecho con enrocado.

El caso 3 es generalmente un caso de socavación de agua clara por dos razones: (i) presencia de vegetación en la planicie (ii) el material fino del lecho permanece en suspensión (carga de lavado) y no influencia la socavación.

El Caso 4 es similar al 3 pero al estar el aliviadero ubicado sobre un cauce secundario es más probable que exista transporte de sedimentos a lo largo del mismo; en este caso es necesario evaluar la distribución del flujo entre ambas estructuras.

-Ecuaciones para el Cálculo de la Socavación

Las ecuaciones para el cálculo de la socavación se basan en el principio de conservación del transporte de sedimentos.

- a) Socavación con aporte de sedimentos

Laursen determinó la siguiente ecuación basada en una función de transporte simplificada y otros supuestos

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} \left(\frac{n_2}{n_1}\right)^{k_2} \quad (12)$$

$$y_s = y_2 - y_1$$

simplificativos:

donde:

y_1 : profundidad media en el canal principal aguas arriba, en pies;

y_2 : profundidad media en la sección contraída, en pies;

W_1 : ancho de fondo en el canal principal aguas arriba, en pies;

W_2 : ancho de fondo en el canal principal en la sección contraída, en pies;

Q_1 : caudal en el canal principal de aguas

arriba, en pies cúbicos por segundo (cfs)

Q_2 : caudal en la sección contraída en pies cúbicos por segundo. A menudo este valor es igual al caudal total a menos que esté reducido por puentes aliviadores o que el agua sobrepase el nivel del camino.

Q_2 puede ser el flujo total a través del puente en los casos 1a y 1b presentados anteriormente; no es el flujo total en el caso 1c.

Q_1 es el flujo en el canal principal aguas arriba del puente; el mismo no incluye el flujo lateral.

n_2 : coeficiente de Manning de la sección contraída

n_1 : coeficiente de Manning del canal principal

k_1 & k_2 : exponentes determinados en la tabla que se presenta a continuación dependiendo del modelo de transporte de lecho adoptado.

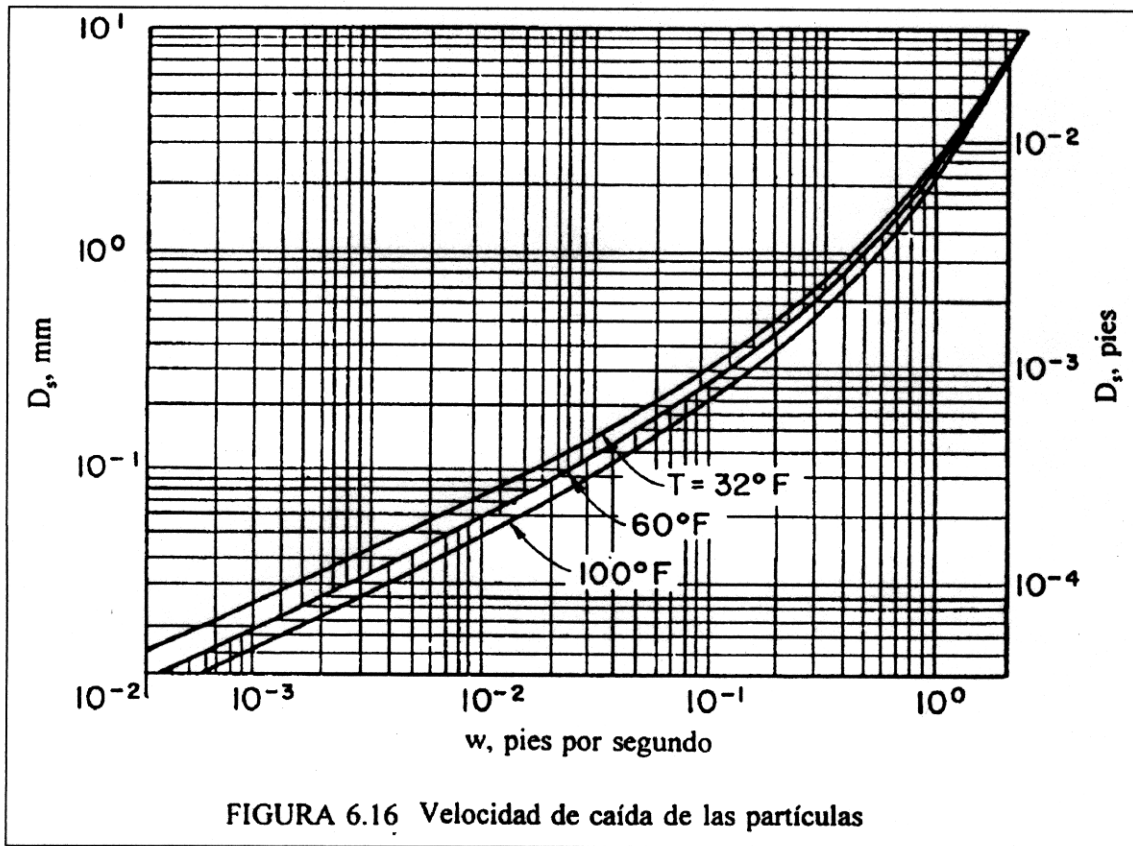
Tabla 6.3 PARÁMETROS DE CÁLCULO DE LA SOCAVACIÓN EN FUNCIÓN DE LA MODALIDAD DE TRANSPORTE

V^*/w	k1	k2	Modalidad de transporte
< 0.50	0.59	0.066	Mayormente material de fondo
0.50 a 2.0	0.64	0.21	Algo de sedimento en suspensión
> 2.0	0.69	0.37	Mayormente sedimento en suspensión

V^* : $(gy_1 S_1)^{1/2}$ velocidad de corte en la sección de aguas arriba, en pies/seg;
 w : velocidad media de caída del material de lecho en base al D_{50} (ver figura 6.16);
 g : aceleración de la gravedad; 32.2 pies/seg²;

S_1 : pendiente de la línea de energía en el canal principal, en pie/pie;
 D_{50} : diámetro medio del material del lecho, en pies.

Figura 6.16



Recientemente se ha recomendado una versión modificada de esta ecuación para predecir la socavación en condición con aporte de sedimento. Dicha modificación elimina la relación de coeficientes de rugosidad con lo que la expresión resulta:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{Q_2}{Q_1}\right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{k_1} \quad (13)$$

$$y_s = y_2 - y_1$$

La relación de los coeficientes de rugosidad de Manning puede ser significativa para en una condición de lecho con dunas en el canal principal (agua arriba del puente) y un lecho plano, con dunas lavadas o con antidunas, en el canal contraído. Sin embargo, la expresión de Laursen no considera el aumento en transporte que ocurre como resultado del arrasamiento del lecho (el cual decrece la resistencia al flujo y aumenta la velocidad). En realidad la ecuación de Laursen predeciría una disminución de la socavación en este caso cuando en la realidad la misma aumenta. Adicionalmente, el lecho plano se extenderá hacia aguas arriba de la sección contraída con lo que ambos coeficientes probablemente serían iguales. Por las razones apuntadas se ha eliminado la relación de rugosidades prevista en la ecuación original.

Los anchos W_1 y W_2 por su parte no son siempre fáciles de definir. En algunos casos es recomendable utilizar el ancho superficial del canal principal para definir estos anchos. Ya sea que se utilicen anchos superficiales o de fondo es importante mantener consistencia en este aspecto.

La ecuación de Laursen sobrestima la

profundidad de socavación si el puente está localizado en el extremo de aguas arriba de una contracción natural o si la contracción es producto sólo de las pilas y estribos (no hay obstrucción de la planicie).

Ejemplo 1

Calcular la socavación general en un puente situado en un lecho con aporte de sedimentos donde el ancho aguas arriba de la sección contraída es $W_1 = 300 \text{ m} = 1,000 \text{ pies}$ y el ancho en correspondencia con el puente $W_2 = 120 \text{ m} = 394 \text{ pies}$. El caudal es el mismo en ambas secciones: $Q_1 = Q_2 = 675 \text{ m}^3/\text{s} = 24,100 \text{ pies}^3/\text{seg}$. El D_{50} del material es 0.074 m ; la temperatura del agua $T = 60^\circ\text{F}$ y el tirante medio en la sección de análisis $y_1 = 1.41 \text{ m} = 4.6 \text{ pies}$. La pendiente media del cauce es $S = 0.0027$.

De los datos

$$V^* = (32.2 \times 4.6 \times 0.0027)^{1/2} = 0.63 \text{ pies/seg}$$

De la Figura 6.16 resulta $w = 0.013 \text{ pies/seg}$

$$V^*/w = 0.63/0.013 = 48$$

De la Tabla 6.3 $K_1 = 0.69$

De la Ec. (15):

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{300}{120}\right)^{0.69} = 1.88$$

$$y_2 = 1.88 \times 4.6 = 8.65 \text{ pies}$$

$$y_s = y_2 - y_1 = 8.65 - 4.6 = 4.05 \text{ pies}$$

b) Socavación de agua clara

La ecuación de Laursen para la socavación en contracciones con escurrimiento de agua clara es más sencilla pues no involucra una función de transporte; simplemente se basa en igualar la tensión de corte en la sección contraída a la tensión crítica de arrastre.

$$\tau_2 = \tau_{crit} \quad (15)$$

τ_2 = tensión de corte media en la sección contraída

τ_{crit} = tensión de corte crítica

Para material de lecho no cohesivos con socavación de agua clara totalmente desarrollada, Laursen utiliza la siguiente ecuación para estimar la tensión de corte

$$\tau_{crit} = 4 D_{50} \quad (16)$$

crítica:

La tensión de corte en el lecho puede expresarse como:

$$\tau_2 = \gamma y_2 S_f = \frac{\gamma V^2 n^2}{(1.49)^2 y_2^{\frac{1}{3}}} \quad (17)$$

donde:

γ : peso unitario del agua (62.4 lb/pie³);

y_2 : profundidad media en la sección contraída, en pies;

S_f : pendiente de la línea de energía, en pie/pie;

V_2 : velocidad media en la sección contraída,

en pies/seg

Utilizando la aproximación de Strickler para el valor de n :

$$n = 0.034 D_{50}^{\frac{1}{6}} \quad (18)$$

Reordenando la (16):

$$\frac{\tau_2}{\tau_c} = 1.0 \quad (19)$$

Substituyendo las ecuaciones (18) y (19) en la ecuación (20) y resolviendo para hallar y_2 , se obtiene la ecuación de Laursen para las contracciones en agua clara:

$$y_2 = \left[\frac{V_2^2}{120 D_{50}^{\frac{2}{3}}} \right]^{\frac{3}{7}} \quad (20)$$

En términos del caudal, la ecuación resulta:

$$y_2 = \left[\frac{Q_2^2}{120 D_{50}^{\frac{2}{3}} W_2^2} \right]^{\frac{3}{7}} \quad (21)$$

La velocidad y altura dadas en las ecuaciones (21) y (22) están asociadas con la iniciación del movimiento del D_{50} . La ecuación (21) puede reagruparse para dar la velocidad crítica V_c :

$$V_c = 10.95 y^{\frac{1}{6}} D_{50}^{\frac{1}{3}} \quad (22)$$

Puede escribirse una forma adimensional de la ecuación (23) si se introduce la ecuación

de continuidad:

$$Q_2 = Q_1 = V_1 W_1 y_1 \quad (23)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{1,000}{394}\right)^{\frac{6}{7}} \left(\frac{5.2^2}{120 \times 4.6^{\frac{1}{3}} \times 0.24^{\frac{2}{3}}}\right)^{\frac{3}{7}} = 1.42$$

$$y_s = 1.42 \times 4.6 - 4.6 = 1.93 \text{ pies}$$

Entonces:

$$\frac{y_2}{y_1} = \left(\frac{W_1}{W_2}\right)^{\frac{6}{7}} \left[\frac{V_1^2}{120 y_1^{\frac{1}{3}} D_{50}^{\frac{2}{3}}}\right]^{\frac{3}{7}} \quad (24)$$

El término entre corchetes en la ecuación anterior no deberá exceder el valor 1.0; si este término es mayor que uno se producirían condiciones de socavación con aporte de sedimento.

En general, para aplicar las ecuaciones de Laursen se asume que el material del lecho es homogéneo. Sin embargo, con la situación de agua clara en materiales estratificados, asumiendo la capa con el menor valor de D_{50} resultaría la estimación más conservativa de la socavación. Alternativamente, las ecuaciones para determinar la socavación con condición de agua clara podrían utilizarse secuencialmente para las distintas capas de materiales estratificados.

Ejemplo 2

En el ejemplo anterior calcular la correspondiente socavación de agua clara.

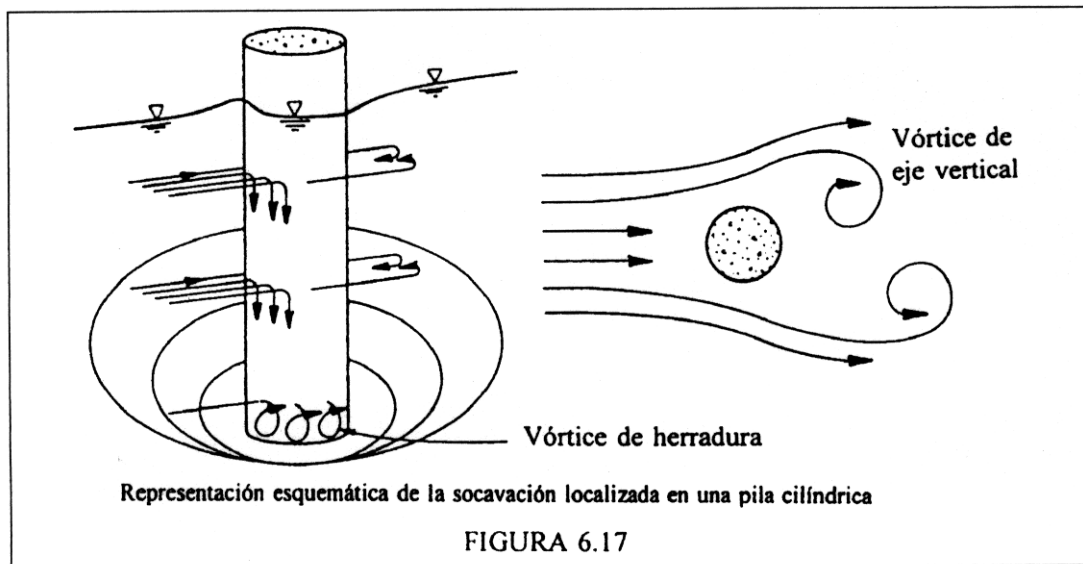
$$V_1 = \frac{Q_1}{W_1 Y_1} = \frac{24,100}{1,000 \times 4.6} = 5.2 \frac{\text{pies}}{\text{seg}}$$

De la Ec. (25)

-Socavación Localizada en Pilas y Estribos

El mecanismo básico que produce socavación localizada en pilas o estribos es la formación de vórtices (conocidos como vórtices de herradura) en la base (ver figura 6.17). El vórtice de herradura resulta de la acumulación de agua en la cara de aguas arriba de la obstrucción y la subsecuente aceleración del flujo alrededor de la nariz de la pila o estribo. La acción del vórtice remueve material del lecho situado en la base de la obstrucción produciendo un pozo de erosión. A medida que el pozo se desarrolla, la fuerza del vórtice disminuye y eventualmente, para la condición con aporte de sedimento antes vista, puede restablecerse el equilibrio. Para la condición de agua clara, la socavación cesa cuando la tensión de corte causada por el vórtice iguala la tensión de corte crítica de las partículas de sedimento en el fondo del pozo. Adicionalmente al vórtice de herradura alrededor de la base de la pila, se producen vórtices verticales hacia agua abajo. Sin embargo, la intensidad de los vórtices verticales disminuye rápidamente a medida que la distancia hacia agua abajo de la pila aumenta. Por lo tanto, inmediatamente agua abajo de una pila larga se produce frecuentemente una deposición de material. Los factores que afectan la magnitud de la socavación localizada en pilas y estribos son: (i) el ancho de la pila; (ii) el caudal interceptado por el estribo; (iii) la longitud de la pila si ésta es oblicua; (iv) la profundidad; (v) la velocidad del flujo de aproximación; (vi) el tamaño y graduación del material del lecho; (vii) el ángulo de ataque del flujo de aproximación a la pila o el estribo; (viii) la

Figura 6.17



forma de la pila o estribo; (ix) la configuración del lecho (formas de fondo); (x) los arrastres flotantes.

-Socavación Localizada en Condiciones de Agua Clara y con Aporte de Sedimentos

Como se indicó, existen dos condiciones para el análisis de la socavación tanto general en contracciones como localizada en pilas y estribos: de agua clara y con aporte de sedimentos respectivamente.

Algunas situaciones típicas de socavación de agua clara incluyen:

(i) cauces con material de lecho grueso; (ii) cursos con muy baja pendiente y caudales bajos; (iii) depósitos localizados de materiales de mayor tamaño que la fracción máxima que puede transportar el flujo; (iv) cauces acorazados en los cuales la única localización donde las fuerzas tractivas son suficientes para penetrar la coraza es en correspondencia con pilas y estribos; (v) canales vegetados.

Durante una crecida, pueden alternarse los dos tipos de socavación. La socavación de agua clara alcanza el máximo en un tiempo más largo que la socavación con aporte de sedimento como se indica en la Figura 6.18. Ello se debe a que la erosión de agua clara ocurre primordialmente en cauces con material de lecho grueso. De hecho, la erosión de agua clara no suele alcanzar el máximo sino después de varias crecidas. La máxima erosión en pilas en condición de agua clara es alrededor del 10% mayor que la condición de equilibrio para la socavación con aporte de sedimento.

La siguiente ecuación ha sido sugerida por Neill para determinar la velocidad asociada a la iniciación del movimiento y puede utilizarse como un indicador de una u otra situación:

$$V_c = 1.58 [(S_s - 1)g D_{50}]^{\frac{1}{2}} (y/D_{50})^{1/6} \quad (27)$$

en la cual:

V_c : velocidad crítica por encima de la cual es transportado el material de lecho de tamaño D_{50} , en pies/seg;

S_s : gravedad específica del material del lecho; para la mayoría de los materiales el valor de S_s es aproximadamente 2.65.

y : profundidad en pies.

Substituyendo en la ecuación anterior:

$$V_c = 11.52 y^{\frac{1}{6}} D_{50}^{\frac{1}{3}} \quad (28)$$

Comparando esta ecuación con la ecuación de Laursen (23), se observa que éstas difieren sólo en sus respectivos coeficientes (11.52 vs. 10.95). Para propósitos prácticos cualquiera de las dos puede utilizarse para la determinación de la velocidad crítica asociada a la iniciación del movimiento.

Las expresiones dadas pueden ser aplicadas a un flujo sin obstrucciones para determinar la condición sedimentológica de agua clara o con aportes respectivamente: si la velocidad media en la sección es mayor que V_c la socavación será del tipo con aporte de sedimento. La técnica precedente puede ser aplicada a cualquier canal no vegetado; por lo

tanto debe emplearse con precaución para evaluar la posibilidad de socavación en la planicie de inundación. En la mayoría de los casos, la presencia de vegetación en la planicie la protege de los efectos de las velocidades erosivas. En tal caso, la mayor parte de las situaciones en las planicies serán del tipo de agua clara.

La erosión con aporte en un lecho de arena con dunas fluctúa alrededor la profundidad de equilibrio (ver figura 6.18). En ese caso la profundidad máxima localizada en las pilas es alrededor del 30% mayor que la profundidad media de equilibrio. Sin embargo, a excepción de los ríos mayores, la configuración del lecho durante las crecidas será predominantemente plana por lo que generalmente se acepta que la máxima profundidad de socavación en una pila es aproximadamente 10% mayor que la profundidad de equilibrio.

Investigaciones llevadas a cabo en la Universidad de Colorado (CSU) han producido una expresión de la socavación localizada en pilas recomendable para ambas situaciones (de agua clara y con aportes respectivamente). Dicha ecuación predice la profundidad de equilibrio mediante la expresión:

$$\frac{y_s}{y_1} = 2.0 K_1 K_2 K_3 \left(\frac{a}{y_1}\right)^{0.65} Fr_1^{0.43} \quad (29)$$

donde:

y_s : profundidad de la socavación, en pies;
 y_1 : profundidad del escurrimiento inmediatamente aguas arriba de la pila, en

pies;

K_1 : factor de corrección por forma de la nariz de la pila según la tabla 6.4 y la figura 6.19;

K_2 : factor de corrección por ángulo de ataque del flujo según la tabla 6.5;

K_3 : factor de corrección según condiciones del lecho dado en la tabla 6.6;

a : ancho de la pila, en pies;

L : largo de la pila, en pies;

Fr_1 : número de Froude = $V_1/(gy_1)^{1/2}$

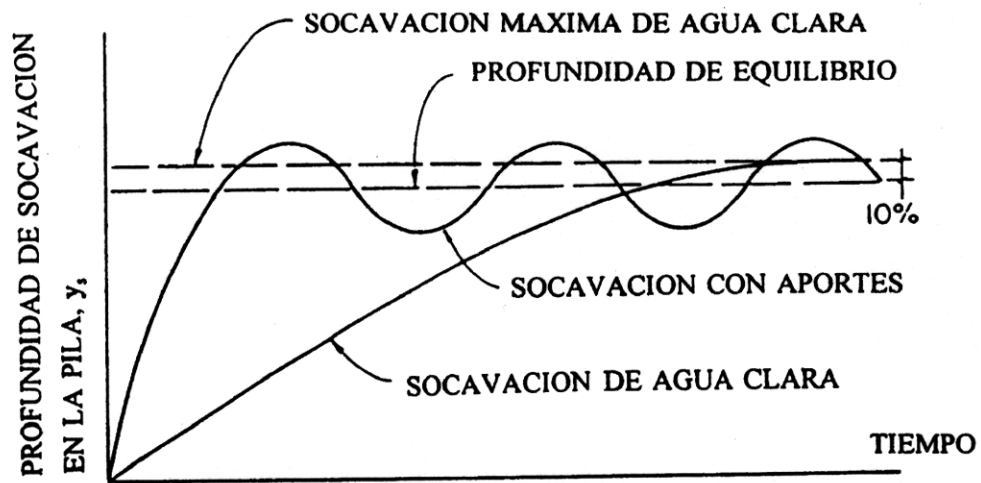
V_1 : Velocidad media del flujo inmediatamente aguas arriba de la pila, en pies/seg.

Para columnas múltiples esviajadas en relación al flujo, la profundidad de la socavación dependerá del espaciamiento entre columnas. El factor de corrección para el ángulo de ataque será menor que para una pila sólida. Para columnas espaciadas menos de 5 diámetros de pila el ancho de pila "a" a considerar en la ecuación será el ancho total proyectado para todas las columnas en una fila normal a la dirección del flujo. Por ejemplo, tres columnas cilíndricas de 2' espaciadas cada 10 pies tendrán un valor "a" comprendido entre 2 y 6 pies, dependiendo del ángulo de ataque. El factor K_1 será en todos los casos igual a uno cualquiera sea la forma de la pila; el factor K_2 también será uno desde el momento que el efecto de esviaje está considerado en el ancho.

Ejemplo 3

Calcular la socavación localizada en una pila de sección cilíndrica de 0.80 m = 2.62 pies de diámetro situada en un lecho plano. La velocidad de escurrimiento es 5.2 pies/seg y el tirante correspondiente 4.6 pies. La pila está alineada con el flujo.

Figura 6.18



Esquema de la profundidad de socavación en un lecho de arena en función del tiempo (fuera de escala)

FIGURA 6.18

De la Tabla 6.4 $K_1 = 1.0$ De la Tabla 6.5 $K_2 = 1.0$ De la Tabla 6.6 $K_3 = 1.1$ De la Figura 6.19 $a = D = 2.62$ pies

De la Ec. (28):

$$\frac{y_s}{y_1} = 2 \times 1.0 \times 1.0 \times 1.1 \times \left(\frac{2.62}{4.6}\right)^{0.65} \times \left(\frac{5.2}{\sqrt{32.2 \times 4.6}}\right)^{0.43} = 1.06$$

$$y_s = 4.87 \text{ pies} = 1.48 \text{ m}$$

Tabla 6.4 FACTOR DE CORRECCIÓN K_1 POR FORMA DE LA NARIZ DE LA PILA

Forma de la nariz	K_1
(a) Nariz recta	1.1
(b) Nariz redondeada	1.0
(c) Nariz cilíndrica	1.0
(d) Nariz triangular	0.9
(e) Grupo de cilindros (pilotes)	1.0

Tabla 6.5 FACTOR DE CORRECCIÓN K_2 POR ÁNGULO DE ATAQUE DEL FLUJO

Angulo (grados)	K_2		
	$L/a = 4$	$L/a = 8$	$L/a = 12$
0	1.0	1.0	1.0
15	1.5	2.0	2.5
30	2.0	2.8	3.5
45	2.3	3.3	4.3
90	2.5	3.9	5.0

Angulo = ángulo de esviaje del flujo; L = longitud de la pila

Figura 6.19

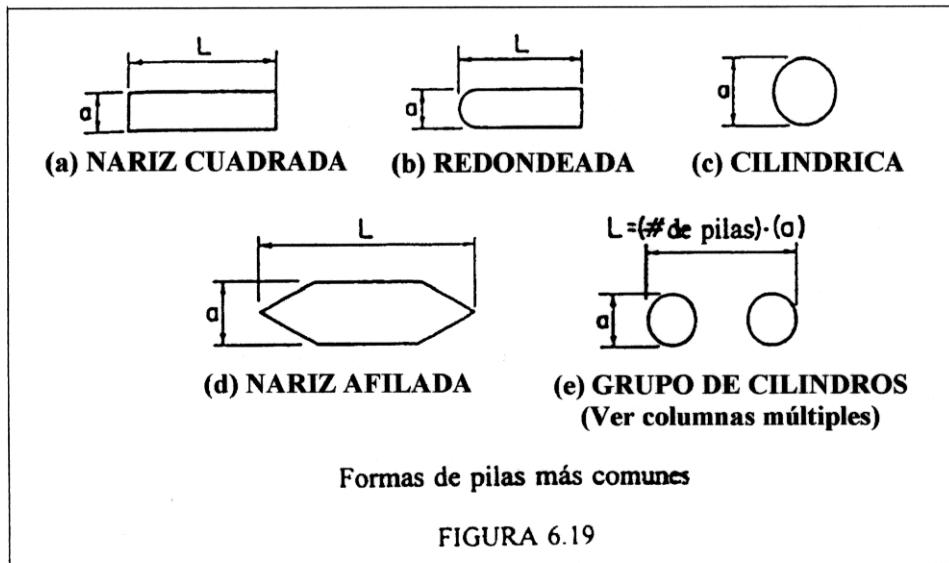


Tabla 6.6 AUMENTO DE LA PROFUNDIDAD DE SOCAVACIÓN EN FUNCIÓN DE LA CONDICIÓN DEL LECHO

Condición del lecho	Altura de la duna (pies)	K_3
Socavación de agua clara	N/D	1.1
Lecho plano y antidunas	N/D	1.1
Dunas pequeñas	$10 > H > 2$	1.1
Dunas medianas	$30 > H > 10$	1.1 a 1.2
Dunas grandes	$H > 30$	1.3

-Socavación en Pilas con Fundaciones Expuestas

Las fundaciones de pilas o cabezales de pilotes pueden resultar expuestas por la socavación. Ello puede ocurrir ya sea por un proceso de degradación a largo plazo, contracción o cambio de posición del cauce. Investigaciones realizadas han demostrado que utilizar el ancho de la zapata de fundación (o el ancho del cabezal si se trata de fundaciones con pilotes) conducen a estimaciones de la socavación demasiado conservadoras (por exceso).

Se recomienda utilizar el ancho de la pila para el valor "a" de la ecuación si la parte superior de la zapata (o cabezal) está a nivel o debajo del lecho (después de considerar la socavación general del lecho y la socavación producida por la contracción). Si la fundación se extiende por encima del lecho, debe efectuarse un segundo cálculo utilizando el ancho de la zapata y la profundidad y velocidad media en la zona obstruida por la fundación para los valores "y" y "V" respectivamente. Finalmente, se utilizará el valor que resulte mayor.

Para determinar la velocidad media del flujo en la zapata expuesta (V_f) puede utilizarse la siguiente ecuación:

$$\frac{V_f}{V_1} = \frac{\ln(10.93 \frac{y_f}{k_s} + 1)}{\ln(10.93 \frac{y_1}{k_s} + 1)} \quad (31)$$

donde:

- V_f : velocidad media en la zona debajo de la parte superior de la fundación, en pies/seg;
- y_f : distancia entre el lecho y la parte superior de la fundación, en pies;
- k_s : microrugosidad del lecho; normalmente se adopta el D_{84} del material del lecho, en pies;
- y_1 : profundidad de escurrimiento aguas arriba de la pila, en pies.

Los valores V_f e y_f se utilizan luego en la

expresión (de la CSU) dada.

-Socavación en Pilotes Expuestos

Las investigaciones llevadas a cabo en este sentido permiten concluir que los grupos de pilotes que resultan expuestos por encima del lecho como resultado de la socavación general y/o los efectos debidos a la contracción pueden analizarse en forma conservadora como una pila con un solo ancho equivalente al área de los pilotes proyectada en planta sin considerar los espacios entre los mismos. Si el grupo de pilotes resulta expuesto como resultado de la socavación localizada resulta innecesario considerar los pilotes en el cálculo de la socavación: el coeficiente K_1 se adoptará igual a uno en cualquier caso; el coeficiente K_2 dependerá de la forma del grupo (relación L/a).

Para cabezales situados a nivel de la superficie del agua o inmersos en el flujo se recomienda realizar los cálculos considerando tres escenarios: (i) el grupo de pilotes; (ii) el cabezal; (iii) la pila. Con criterio conservador se adoptará el mayor valor resultante de los tres escenarios. Para el caso (ii) valen las mismas consideraciones dadas para zapatas de fundación expuestas.

Cabe señalar que en el caso de los pilotes, existe en algunos proyectistas la tendencia a subestimar los efectos de la socavación considerando la fricción en las condiciones sin socavación; este hecho disminuye notablemente la seguridad y a menudo suele ser causa de la falla de la estructura.

-Socavación Localizada en Estribos

Hasta el momento no existe una metodología adecuada para reproducir las condiciones de socavación localizada en estribos; por lo tanto, el criterio ingenieril es fundamental para el diseño de sus fundaciones. En muchos casos las fundaciones pueden diseñarse a profundidades menores que las estimadas con las expresiones de cálculo.

Los estribos pueden avanzar sobre el canal principal o estar retirados del mismo; tienen formas variables y pueden colocarse en ángulos de esviaje distintos en relación al flujo; los terraplenes de acceso pueden interceptar porcentajes variables del flujo lateral el cual regresa al cauce en correspondencia con el estribo.

En cualquier caso y teniendo en cuenta aspectos relacionados con el movimiento lateral del cauce, se recomienda que los estribos se funden por lo menos a seis pies por debajo del lecho incluyendo los efectos de la socavación general provocada por la contracción y efectos de migración lateral del cauce.

La socavación en correspondencia con el estribo podrá ser, como en los casos anteriores, de agua clara o con aporte de sedimentos.

-Socavación con Aportes en Estribos

Froehlich⁴ propone la siguiente ecuación para el análisis de la socavación estribos basada en el análisis de 170 casos de laboratorio:

⁴"Abutment Scour Prediction". Presentation, Transportation Research Board, Washington, D.C., 1989.

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 K_1 K_2 \left(\frac{a'}{y_a}\right)^{0.43} Fr^{0.61} + 1 \tag{32}$$

donde:

- K₁: coeficiente de forma (ver tabla 6.7);
- K₂: coeficiente por ángulo de esviaje = (%/90)^{0.13} (ver figura 6.20);
- a': longitud de estribo proyectada normal al flujo, en pies;
- A_e: área de escurrimiento en la sección de aproximación obstruida por el terraplén, en pies cuadrados;
- Fr: número de Froude del flujo de aproximación al puente aguas arriba del estribo = V_e/(gy_a)^{1/2}
- V_e: Q_e/A_e, en pies/seg
- Q_e: flujo obstruido por el estribo y terraplén de acceso, en pies cúbicos por segundo;
- y_a: profundidad media de escurrimiento en la planicie obstruida por el estribo, en pies;
- y_s: profundidad de socavación, en pies.

Tabla 6.7 COEFICIENTE DE FORMA DEL ESTRIBO

Descripción	K ₁
Estribo de pared vertical	1.00
Estribo de pared vertical con muros de ala	0.82
Estribo abierto	0.55

Otra expresión a menudo utilizada para la

determinación de la socavación en estribos ha sido desarrollada a partir de datos de campo por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. La expresión es de la forma:

$$\frac{y_s}{y_1} = 4 Fr_1^{0.33} \tag{33}$$

donde:

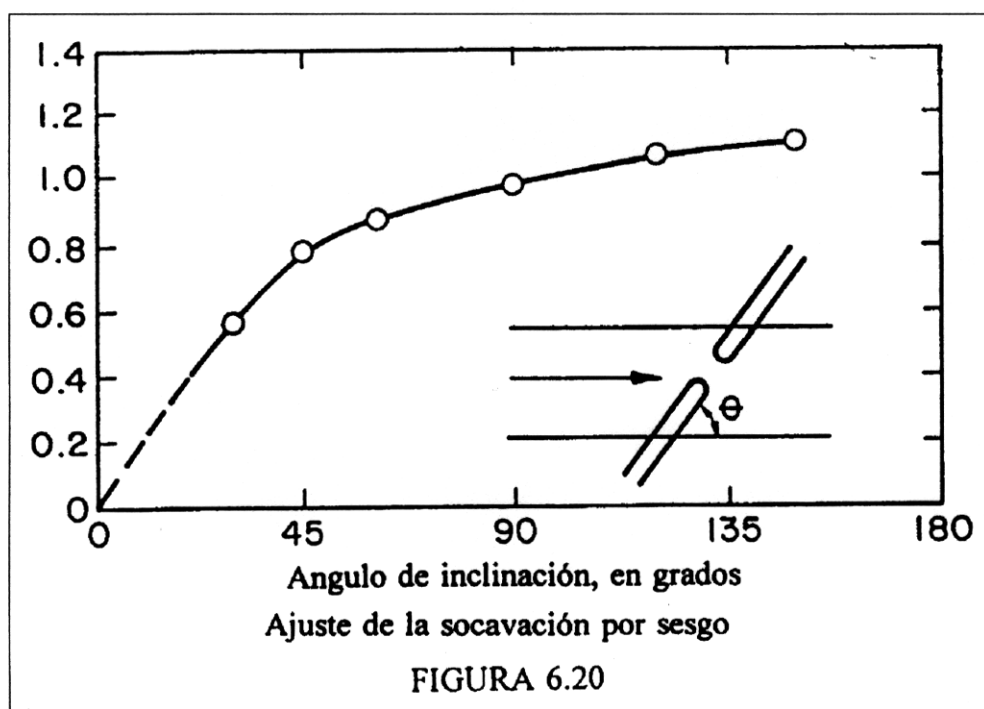
- y_s: profundidad de la socavación en el estribo, en pies;
- y₁: profundidad de escurrimiento en correspondencia con el estribo en el canal principal o en la planicie de inundación, en pies;
- Fr₁: número de Froude basado en la velocidad y profundidad adyacente y aguas arriba del estribo.

La expresión dada debe corregirse para estribos sesgados. También debe ser corregida para estribos de cualquier forma; esta corrección puede hacerse multiplicando la socavación predicha por K₁/0.55 donde K₁ se determina de la tabla 6.7.

-Socavación de Agua Clara en Estribos

La ecuación propuesta por el mismo autor para estimar la socavación en condiciones de agua clara no se recomienda ya que subestima los resultados observados en el campo; alternativamente se recomienda el uso de la misma ecuación anterior.

Figura 6.20



Ejemplo 4

Calcular la cota de fundación del estribo de un puente donde la profundidad media en la planicie obstruida por el estribo es $y_a = 4.6$ pies, el cruce tiene una oblicuidad $\theta = 150^\circ$; la longitud de estribo proyectada en la dirección del flujo es $a' = 142$ pies.

El flujo obstruido por el estribo es $Q_e = 3,600$ pies³/seg y el área obstruida por el terraplén es $A_e = 755$ pies²; el estribo es de tipo abierto.

$$V_e = \frac{Q_e}{A_e} = \frac{3.600}{755} = 4.77 \text{ pies/seg}$$

$$\frac{y_s}{y_a} = 2.27 * 0.55 * 1.07 \left(\frac{142}{4.6}\right)^{0.43} * 0.39^{0.61} + 1 = 4.29$$

$$y_s = 4.29 * 4.6 = 19.73 \text{ pies (1)}$$

Utilizando la expresión del US Corps of Engineers Ec (31):

$$y_s/y_1 = 4x0.39^{0.33} = 2.93$$

$$y_s = 2.93x4.6 = 13.49 \text{ pies (2)}$$

Se adopta el valor dado por la (1).

Adoptando una revancha de 6 pies, la cota de fundación será:

CFE = 19.73 + 6 = 25,73 pies por debajo de la cota de la planicie en correspondencia con el estribo.

$$Fr = \text{Número de Froude} =$$

$$= \frac{V_e}{\sqrt{g * y_a}} = \frac{4.77}{\sqrt{32.2 * 4.6}} = 0.39$$

De la Tabla 6.7 $K_1 = 0.55$

De la Figura 6.20 $K_2 = 1.07$

De la Ec (30):

-Movimiento Lateral de los Cauces

Los cauces son dinámicos y la concentración del flujo sobre ciertas áreas cambia continuamente los márgenes. En ríos meandrosos con una configuración en planta en forma de "S" el canal se mueve tanto lateralmente como hacia aguas abajo. En un río anastomosado (entrelazado o trenzado) la profundidad máxima de socavación se produce en la junta de dos canales o cuando el flujo se junta después de una isla o barra. Esta socavación es de una a dos veces mayor que la profundidad media de escurrimiento.

Los puentes, por su parte, son obras estáticas; éstos fijan el cauce en un lugar tanto espacial como temporalmente. Un cauce meandroso

puede erosionar el terraplén de acceso y afectar la socavación tanto general como localizada al producir cambios en la dirección del flujo. Un cauce entrelazado por su parte puede cambiar y producir dos canales que se entrecruzan bajo el puente en correspondencia con una pila o estribo aumentando la socavación en ese punto.

Estas circunstancias resultan difíciles de anticipar; pueden ocurrir en forma gradual o producirse en una sola crecida de magnitud. Tampoco es fácil anticipar la dirección y magnitud del cambio por lo cual es necesario incorporar la posibilidad de estos cambios cuando se proyectan las respectivas obras.

Una medida conservativa en tal sentido es considerar la profundidad del lecho para todas las pilas (si hubiera más de una) y estribos igual a la mayor profundidad observable en la situación actual.

Para contrarrestar los movimientos laterales y la inestabilidad del lecho pueden incluirse: (i) cambios en el diseño del puente, (ii) la construcción de obras de control en el río, (iii) la protección de los estribos con enrocado y/o (iv) un programa de monitoreo cuidadoso.

-Análisis en Zonas Influenciadas por la Marea

En esta sección se tratan los métodos y expresiones utilizadas para determinar los efectos de socavación esperables en: (i) canales de marea; (ii) estuarios; (iii) puentes entre islas y tierra firme; (iv) cauces afectados por mareas (ver figura 6.21).

El ciclo normal de la marea con reversión del

flujo en dirección y magnitud puede llegar a incrementar todos los efectos erosivos.

De acuerdo con la Circular HEC-18, se sugiere realizar un enfoque del problema en tres niveles: (i) evaluación cualitativa; (ii) análisis ingenieril; (iii) empleo de modelos unidimensionales impermanentes o bidimensionales.

La figura 6.22 presenta las variables más relevantes relacionadas con el análisis del problema.

No obstante los fenómenos hidrodinámicos asociados con las mareas son complejos por la presencia del flujo bidireccional, el concepto básico de continuidad sedimentológica es válido. Por lo tanto es esencial una comprensión clara del concepto; el mismo establece que el caudal sólido que ingresa menos el que egresa es igual a la tasa de cambio del volumen de sedimento en un tramo dado.

Al igual que en cauces fluviales, la socavación por efecto de la marea puede clasificarse como de agua clara y con aportes. En el segundo caso, los aportes tenderán a reducir la magnitud de la socavación; en el primero los valores serán mayores.

Adicionalmente al material transportado por el río desde los tramos superiores, también hay transportes paralelos a la costa producidos por corrientes marítimas y acción de las olas (corriente litoral).

Figura 6.21

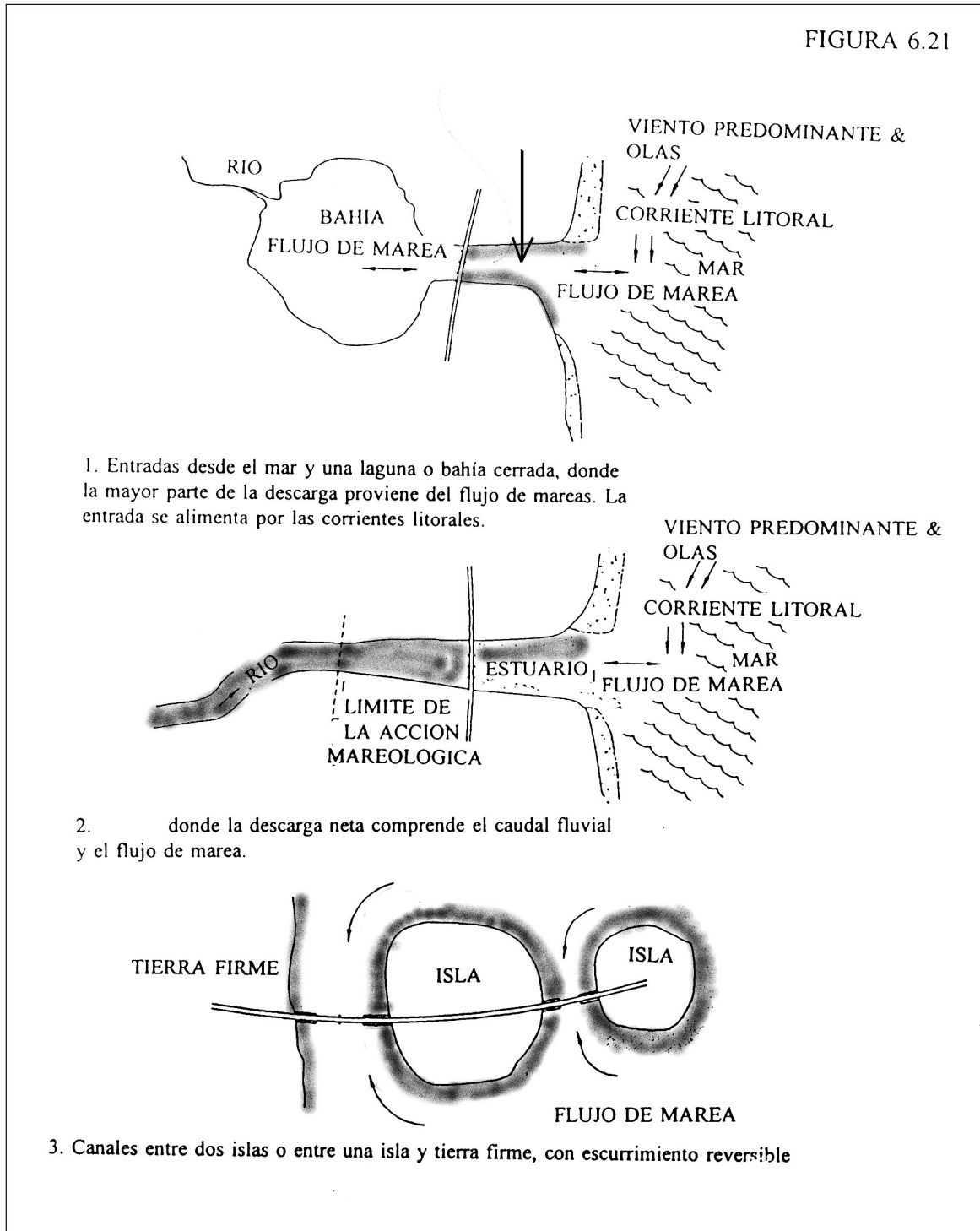
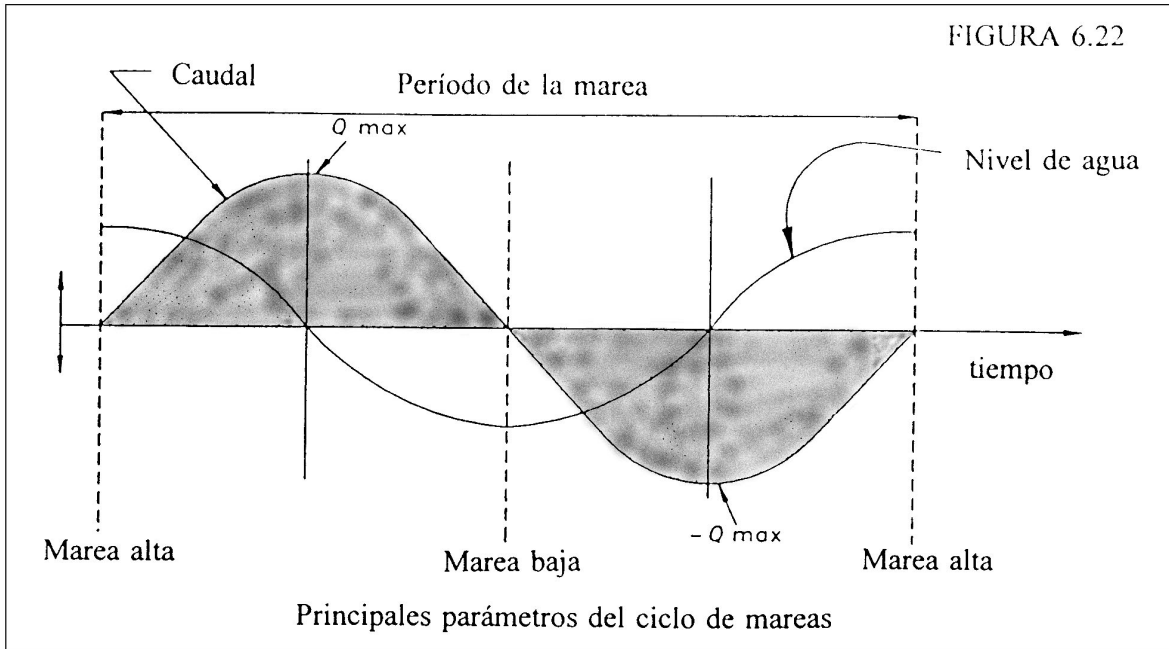


Figura 6.22



Estos sedimentos alimentan las bahías, estuarios o canales de marea. Durante la marea creciente, estos sedimentos pueden ser acarreados hacia adentro y depositados; durante la bajante, los mismos pueden ser removilizados y depositados frente a la boca o acarreados como transporte litoral (ver figura 6.23).

-Evaluación Cualitativa

El objetivo del análisis cualitativo consiste en determinar la magnitud de los efectos de la marea sobre los cruces. El grado de afectación producido por las fluctuaciones en la descarga del río depende de factores tales como la distancia entre el puente y el océano, la pendiente del lecho, la sección transversal del río, la capacidad de almacenamiento del cauce y la resistencia hidráulica.

La distancia entre el cruce y el océano puede ser utilizada como un indicador de la influencia de la marea. A medida que la distancia al océano se reduce, la influencia de la marea aumenta. El caso extremo es aquél en el cual la fluctuación es suficientemente grande para reducir la descarga a través de la sección del cruce a cero. Los puentes situados más cerca del océano tienen flujo bidireccional y como consecuencia del volumen almacenado durante la marea creciente (pleamar), la bajante tendrá caudales y velocidades mayores que aquella. En la evaluación preliminar, es importante determinar si las mareas afectarán significativamente el cruce; si la influencia es despreciable, el cruce puede ser evaluado con los procedimientos antes vistos. En caso contrario, las variables hidráulicas deberán determinarse incluyendo los efectos hidrodinámicos de la marea.

Debe realizarse una cuidadosa inspección del sitio incluyendo: (i) localización de depósitos de sedimento y barras; (ii) determinación de la dirección de las olas; magnitud de las corrientes a nivel medio (intermedio entre pleamar y bajamar); (iii) tamaño de los sedimentos; (iv) medición de velocidades a lo largo del canal de marea en situación de máximo caudal (punto medio del ciclo de mareológico). Las fotografías aéreas y los relevamientos con ecosonda son auxiliares valiosos para estas estimaciones.

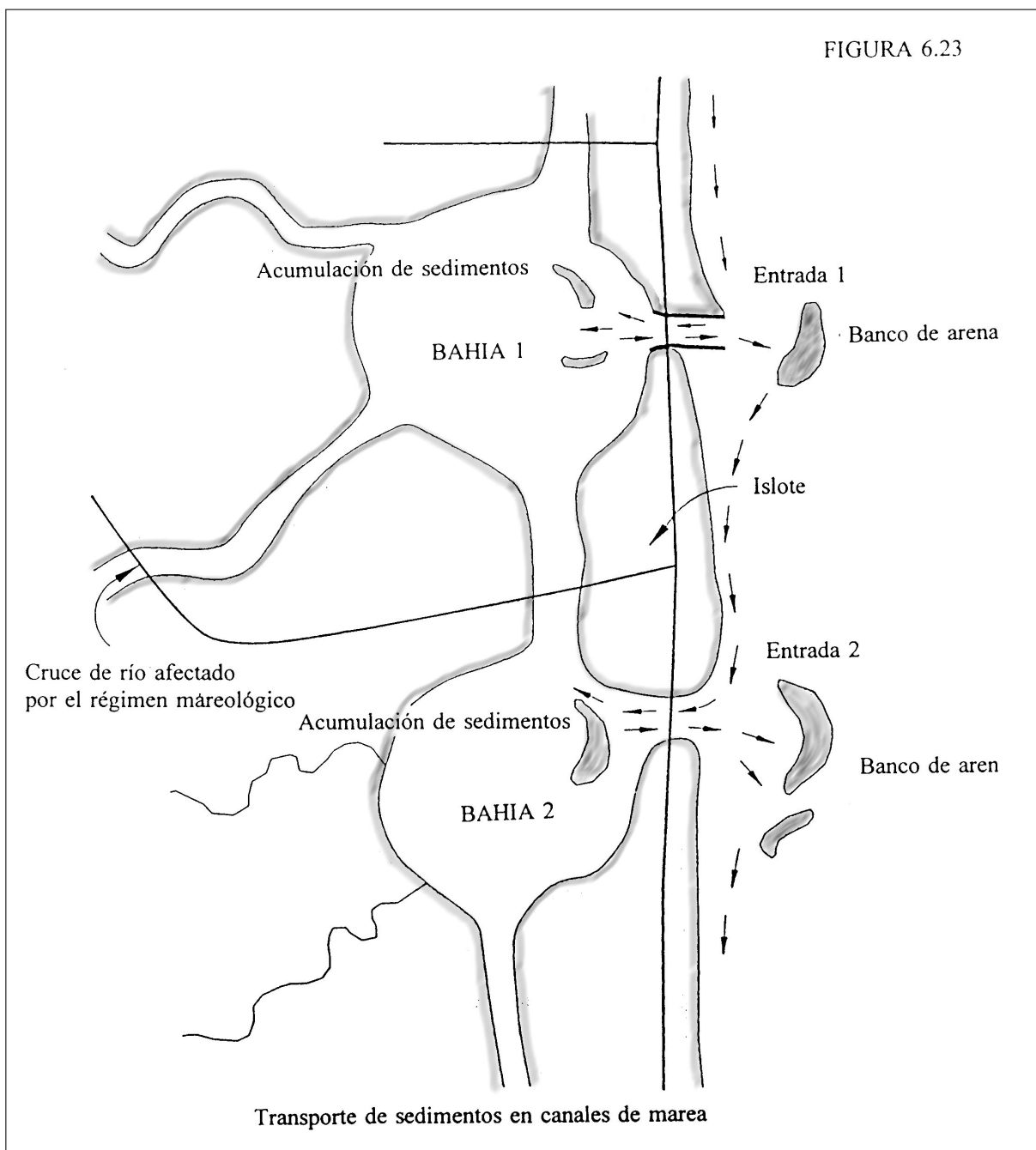
Se recomienda asimismo la instalación de escalas graduadas que permitan lecturas simultáneas de los niveles en el emplazamiento del puente y en la boca, registrando los niveles con intervalos de 15 minutos respectivamente durante un ciclo completo.

Debe hacerse notar que en contraste con un cauce en régimen fluvial, el caudal en un canal de mareas no está definido. En un río el caudal está establecido por la esorrentía y no es prácticamente afectado por el tamaño del cauce; en un canal de mareas el caudal puede incrementarse a medida que el área del canal aumenta, con lo cual aumentan la socavación general y localizada.

-Análisis Ingenieril

Este nivel involucra la determinación de los parámetros hidráulicos básicos (caudal, altura y velocidad) la cual no puede hacerse utilizando las herramientas usuales para cauces fluviales (HEC-2 por ejemplo).

Figura 6.23



-Evaluación de las Características Hidráulicas

La medición directa de las variables principales para la condición de diseño es muy pocas veces posible; por lo tanto deben emplearse modelos hidrodinámicos relativamente complejos para determinarlas. A menudo dichos modelos involucran cuidadosa aplicación y calibración cuya descripción escapa a las posibilidades de este manual.

Alternativamente se presenta un procedimiento desarrollado por Neill para canales sin contracciones. El método asume una serie de supuestos simplificativos entre los que se cuenta:

- .- El prisma de mareas es horizontal;
- .- Los límites del cuenco son verticales;
- .- Las áreas vegetadas en la planicie son una porción relativamente pequeña del área inundada (la vegetación densa tiende a atenuar los niveles debido a las pérdidas por fricción, lo cual violaría el supuesto relativo al nivel horizontal).

La socavación total puede analizarse utilizando las ecuaciones presentadas en las secciones anteriores; los resultados que se obtengan deben ser cuidadosamente revisados en función de la evaluación cualitativa desarrollada en el punto anterior.

En primer lugar debe determinarse la condición para evaluar la socavación: la condición con aporte de sedimentos puede ser utilizada en estuarios porque las variables necesarias para su evaluación (relación de anchos y descargas) pueden determinarse sobre la base de la geometría del estuario y

del cruce.

Si bien la forma de la ecuación para la condición de agua clara permite su aplicación a bahías, la magnitud del caudal asociado a una situación de diseño (onda de marea) probablemente resultará en una evaluación extremadamente conservadora de la socavación producida por la contracción por diversos factores mitigantes entre los que se cuentan: (i) la duración del fenómeno: las mareas suben y bajan más rápido que las crecidas; (ii) el aporte sedimentológico del océano el cual hace prácticamente imposible que la erosión en la contracción pueda ser calificada como de agua clara.

La socavación localizada en pilas, por su parte, puede hacerse utilizando la ecuación de la CSU determinando los parámetros hidráulicos correspondientes.

El método se aplica cuando el canal de descarga al océano o el puente no contraen significativamente el flujo con lo cual resulta válida la aproximación del prisma de mareas.

El prisma de mareas debe determinarse como función del nivel; el volumen del mismo para sucesivos niveles se obtiene planimetrando las áreas para dos líneas de nivel sucesivas (obtenidas normalmente por sondeo) y calculando el volumen por el método de la semisuma de las áreas.

-Desarrollo de las Expresiones de Cálculo

Los niveles de la marea para la condición de diseño pueden expresarse mediante una

$$y = A \cos\theta + Z \quad (37)$$

función cosenoidal de la forma:

donde:

$$Q_{max} = \frac{3.14 VOL}{T} \quad (39)$$

y: altura de la marea en relación al nivel medio del mar, en pies;

A: amplitud máxima de la marea o marejada en pies. Se define como la mitad del rango de amplitud de la marea astronómica o meteorológica, en pies;

θ: Angulo en grados;

$$\theta = 360 \left(\frac{t}{T} \right) \quad (38)$$

t: tiempo en minutos desde el comienzo del ciclo;

T: período en minutos⁵;

Z: altura absoluta en relación al plano de comparación, en pies.

Q_{max}: descarga máxima en el ciclo, en pies cúbicos por segundo;

VOL: volumen de agua contenido en el prisma de mareas entre la pleamar y la bajamar, en pies cúbicos;

T: período de la marea, en segundos.

En condiciones ideales, Q_{max} se produce exactamente para el nivel medio cuando la pendiente de la curva de alturas es más empinada.

La correspondiente velocidad máxima es:

$$V_{max} = \frac{Q_{max}}{A'} \quad (40)$$

Las relaciones entre los parámetros arriba definidos se muestran en la figura 6.22.

Para determinar la onda de marea de diseño para la recurrencia de análisis que se adopte es necesario conocer dos variables: la amplitud y el período.

Para determinar el caudal, la velocidad y la profundidad se utilizan las expresiones siguientes:

en la cual:

donde:

V_{max}: velocidad media máxima en la sección de análisis en correspondencia con Q_{max}, en pies/seg

A': área de la sección transversal para el nivel medio, en pies cuadrados.

Los estudios realizados indican que las velocidades máximas en estuarios son hasta 30% mayores que el valor dado por la expresión anterior; si fuera necesario determinar velocidades en correspondencia con puntos específicos de la sección transversal (por ejemplo en correspondencia con las pilas), puede prorratearse el caudal total en función de las capacidades de conducción de distintas fajas en la sección

⁵ *Algunas ondas de marea, en particular las meteorológicas, tienen períodos diferentes que las mareas astronómicas las cuales tienen períodos de 12 horas aproximadamente.*

transversal.

El caudal en cualquier instante está dado por:

$$Q_t = Q_{max} \sin\left(360\frac{t}{T}\right) \quad (41)$$

donde:

Q_t : descarga en cualquier instante del ciclo, en pies cúbicos por segundo.

Las velocidades calculadas pueden compararse con valores obtenidos en el campo (para situaciones distintas de la de proyecto) para comprobar la razonabilidad de las mismas.

Una vez determinado el caudal máximo por efecto de la marea, el mismo debe combinarse con el caudal proveniente del río. Si éste es pequeño comparado con el primero, puede despreciarse. Si el estuario es continuación del cauce y el agua almacenada en él es poca, puede sumarse el caudal del río con el obtenido del análisis de mareas y obtener luego la velocidad de la forma indicada para la suma de caudales. Sin embargo, si el caudal fluvial es grande y la bahía o estuario suficientemente pequeños de tal manera que el caudal fluvial aumentara el prisma de mareas, el hidrograma del río debe propagarse a lo largo de la bahía o estuario y luego adicionarse al prisma de mareas.

Una vez evaluados los parámetros hidráulicos, la socavación se calcula por los procedimientos anteriormente indicados.

Para un cauce contraído, se indica a continuación una metodología alternativa

cuando la contracción no se debe al puente sino al cauce mismo. En tal caso puede utilizarse la siguiente expresión:

$$V_{max} = C_d (2g \Delta h)^{\frac{1}{2}} \quad (42)$$

$$Q_{max} = A' V_{max}$$

donde:

V_{max} : velocidad máxima en la boca, en pies/seg;

Q_{max} : descarga máxima en la boca, en pies cúbicos por segundo;

C_d : Coeficiente de descarga;

g : aceleración de la gravedad = 32.2 pies/seg²;

Δh : diferencia máxima en nivel entre la bahía y el punto de descarga de la boca o canal en el océano, en pies;

A' : sección transversal neta de la boca en correspondencia con el puente a nivel medio, en pies cuadrados.

El coeficiente de descarga es:

$$C_d = \left(\frac{1}{R}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (43)$$

$$R = K_0 + K_b + \frac{2g n^2 L_c}{1.49^2 h_c^{\frac{4}{3}}}$$

donde:

R : coeficiente de resistencia

K_0 : coeficiente de pérdida de carga en el lado de aguas abajo del puente ($K_0 =$

- 1 si la velocidad cae a cero);
 K_b : coeficiente de pérdida de carga por velocidad en el lado de aguas arriba del puente ($K_b = 1$ si la velocidad cae a cero);
 n : coeficiente de rugosidad de Manning
 L_c : longitud del tramo, en pies;
 h_c : profundidad de escurrimiento en el tramo a nivel medio, en pies.

-Aplicación de Modelos Hidrodinámicos

El tercer nivel implica la ejecución de modelos físicos o modelos computacionales más complejos; la descripción de los mismos como se dijo excede los alcances de este manual y debe ser considerado como un estudio especial a ser desarrollado por especialistas.

B) Escuela Rusa

-Socavación General

Se aplica el criterio desarrollado por LISCHTVAN - LEVEDIEV

a. Cauces Definidos.

Cuando se trata de suelos granulares se utiliza la fórmula:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{0.68 \beta d_m^{0.28}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (44)$$

donde:

H_s = Tirante (profundidad) total luego de producida la socavación

" = parámetro calculado mediante la expresión:

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{\frac{5}{3}} B_e \mu} \quad (45)$$

Q_d = Caudal de diseño

H_m = Tirante medio de la sección que se obtiene de la expresión:

$$H_m = \frac{A_e}{B_e} \quad (46)$$

A_e = Area hidráulica efectiva (descontando el área ocupada por las pilas);

B_e = Ancho efectivo (descontando el ancho de pilas);

B_e = $L - Nb$;

L = Luz del puente;

N = Número de pilas;

μ = Coeficiente de contracción determinado por la tabla 6.8;

H_o = Profundidad antes de la erosión;

β = Coeficiente que depende de la frecuencia con que se produce el caudal del diseño se determina con la tabla 6.9;

d_m = Diámetro medio de las partículas del lecho, en mm;

x = Exponente variable que es función de diámetro medio de las partículas en mm (Tabla 6.10)

b = ancho de pila;

Cabe mencionar aquí que algunas prácticas de explotación son reñidas con el natural comportamiento de los cauces.

tablas 6.8 y 6.9

TABLA 6.8

Velocidad media en la sección en m/seg		COEFICIENTE DE CONTRACCION												
		Longitud libre entre dos pilas (claro), en metros												
		10	13	16	18	21	25	30	42	52	63	106	124	200
Menor de 1		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.00		0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.50		0.94	0.96	0.97	0.97	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00	1.00	1.00
2.00		0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99	0.99	1.00
2.50		0.90	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.98	0.99	0.99	1.00
3.00		0.89	0.91	0.93	0.94	0.95	0.96	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
3.50		0.87	0.90	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.98	0.99	0.99	0.99
4.00 o mayor		0.85	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99

TABLA 6.9

TR	Probabilidad anual (en %) de que presente el gasto de diseño	Coefficiente β
1	100	0.77
2	50	0.82
5	20	0.66
10	10	0.90
20	5	0.94
50	2	0.97
100	1	1.00
300	0.3	1.03
500	0.2	1.05
1000	0.1	1.07

tabla 6.10

TABLA 6.10

VALORES DE x Y $1/1 + x$ PARA SUELOS COHESIVOS Y NO COHESIVOS											
SUELOS COHESIVOS						SUELOS NO COHESIVOS					
d ton/m ³	x	$\frac{1}{1+x}$	d ton/m ³	x	$\frac{1}{1+x}$	d mm	x	$\frac{1}{1+x}$	d mm	x	$\frac{1}{1+x}$
0.80	0.52	0.66	1.20	0.39	0.72	0.05	0.43	0.70	40.00	0.30	0.77
0.83	0.51	0.66	1.24	0.38	0.72	0.15	0.42	0.70	40.00	0.29	0.78
0.86	0.50	0.67	1.28	0.37	0.73	0.50	0.41	0.71	90.00	0.28	0.78
0.88	0.49	0.67	1.34	0.36	0.74	1.00	0.40	0.71	140.00	0.27	0.79
0.90	0.48	0.67	1.40	0.35	0.74	1.50	0.39	0.72	190.00	0.26	0.79
0.93	0.47	0.68	1.46	0.34	0.75	2.50	0.38	0.72	250.00	0.25	0.80
0.96	0.46	0.68	1.52	0.33	0.75	4.00	0.37	0.73	310.00	0.24	0.81
0.98	0.45	0.69	1.58	0.32	0.76	6.00	0.36	0.74	370.00	0.23	0.81
1.00	0.44	0.69	1.64	0.31	0.76	8.00	0.35	0.74	450.00	0.22	0.83
1.04	0.43	0.70	1.71	0.30	0.77	10.00	0.34	0.75	570.00	0.21	0.83
1.08	0.42	0.70	1.80	0.29	0.78	15.00	0.33	0.75	750.00	0.20	0.83
1.12	0.41	0.71	1.89	0.28	0.78	20.00	0.32	0.76	1000.00	0.19	0.84
1.16	0.40	0.71	2.00	0.27	0.79	25.00	0.31	0.76			

En efecto, la extracción de material grueso y arena del lecho de los ríos, práctica común en el medio, posee dos efectos desfavorables en lo que al equilibrio sedimentológico se refiere:

- Destruye el acorazamiento del lecho que se forma como consecuencia de la capacidad de transporte de los ríos que arrastran el material fino dejando el más grueso el cual constituye una protección natural;
- Favorece la formación de vías preferenciales de socavación al exponer ciertas zonas del lecho;
- Las tareas de explotación involucran movimiento de suelos y otras actividades que remueven la cubierta vegetal de la planicie de inundación promoviendo la socavación en las mismas.

Por estas razones debe enfatizarse la prohibición de tales prácticas particularmente en las proximidades de los puentes siendo éstos, por su localización estratégica en relación al transporte del material extraído, puntos preferenciales de explotación.

Cuando se trata de suelos cohesivos se utiliza la fórmula:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{0.60 \beta \gamma_d^{1.18}} \right)^{\frac{1}{1+x}} \quad (47)$$

donde:

x = Exponente variable que es función del peso volumétrico seco f_{ld} (ton/m^3) según la Tabla 6.10.

El resto de los factores tiene el significado

dado anteriormente en el análisis de suelos granulares.

Ejemplo 5

Se trata de calcular la socavación general en correspondencia con una pila de puente situada sobre un lecho de suelo limoso ($d_m = 0.074 \text{ mm}$) para un caudal de diseño $Q_{50} = 675 \text{ m}^3/\text{s}$ y una profundidad normal $H_n = H_0 = 1.4 \text{ m}$; el puente a construir tiene una luz total de 200 m con 7 pilas cilíndricas alineadas con el cauce de 0.80 m de diámetro. La velocidad media en la sección de pasaje es $V = 2.41 \text{ m/seg}$.

De la Tabla 6.9 para $Tr = 50$ años: $\beta = 0.97$

De la Tabla 6.8 para $V = 2.41$ y claro entre pilas $200/(7+1) = 25 \text{ m}$; $\gamma = 0.96$

El ancho efectivo será:

$$B_e = L - Nb = 200 - 7 \times 0.80 = 194.4 \text{ m}$$

De la Ec.(40):

$$\alpha = \frac{Q_d}{H_m^{\frac{5}{3}} B_e M} = \frac{672}{1.41^{\frac{5}{3}} 194.4 0.96} = 2.04$$

De la Tabla 6.10 con $d=0.07\text{mm}$ es $1/1+x=0.70$

De la Ec.(39):

$$H_s = \left(\frac{2.04 \times 1.41^{\frac{5}{3}}}{0.68 \times 0.97 \times 0.07^{0.28}} \right)^{0.70} = 5.49 \text{ m}$$

Por lo tanto la socavación general es

$$S_g = H_s - H_0 = 5.49 - 1.41 = 4.08m$$

b. Cauces no Definidos

En este caso se utiliza la misma fórmula para suelos cohesivos y no-cohesivos:

$$H_s = \left(\frac{\alpha H_o^{\frac{5}{3}}}{V_{cl}} \right)^{\frac{1}{1.2}} \quad (52)$$

V_{cl} = Velocidad no erosionante correspondiente a un tirante de un metro (ver tablas 6.11 y 6.12 para suelos no cohesivos y cohesivos, respectivamente).

-Socavación Localizada

a. Criterio de Yaroslavtziev para socavación en pilas

Cuando se trata de suelos granulares se utiliza la expresión:

$$S_o = K_f K_v (e + K_H) \frac{V^2}{g} - 30 d_{85} \quad (53)$$

S_o = Profundidad de la socavación en m
 K_f = Coeficiente que depende de la forma de la nariz de la pila y el ángulo de incidencia de la corriente (ver gráfico de la figura 6.24).

K_v = Coeficiente definido por la expresión:

$$\log K_v = -0.28 \sqrt[3]{\frac{v^2}{gb_1}} \quad (54)$$

K_v se puede determinar también del gráfico de la figura 6.25;

$$g = 9.81 \text{ m/s}^2$$

b_1 = Proyección en un plano perpendicular a la corriente, de la sección de la pila. Cuando el ángulo de incidencia es 0° , b_1 es igual al ancho b de la pila;

e = Coeficiente de corrección cuyo valor depende del sitio donde están colocadas las pilas; su valor es 0.6 si las pilas se encuentran en el cauce principal y 1.0 si las pilas están construidas en el cauce de avenidas;

Tablas 6.11 y 6.12

TABLA 6.11

VALORES DE VC1 PARA SUELOS NO COHESIVOS, EN M/SEG H = 1m		
Tipo de suelo	dm (mm)	Valores de VC1 (m/seg)
Limos no plásticos	0.005 - 0.050	0.20 - 0.30
Arena fina	0.050 - 0.250	0.30 - 0.45
Arena media	0.25 - 1.00	0.45 - 0.60
Arena gruesa	1.00 - 5.00	0.60 - 0.85
Grava fina y media	5.00 - 25.00	0.85 - 1.45
Grava gruesa	25.00 - 75.00	1.45 - 2.40
Fragmentos chicos	75.00 - 200.00	2.4 - 3.80
Fragmentos medianos	200.00 - 400.00	3.8 - 4.75

TABLA 6.12

VALORES DE VC1 PARA SUELOS COHESIVOS, EN M/SEG H = 1m			
Tipo de suelo	1.2<=d<=1.66 Ton/m3	1.66<=d<=2.04 Ton/m3	2.04<=d<=2.14 Ton/m3
Arcillas francas	0.85	1.20	1.70
Suelos arcillosos y limos plásticos	0.80	1.20	1.70
Arcillas margosas	0.70	1.00	1.30

Figura 6.24

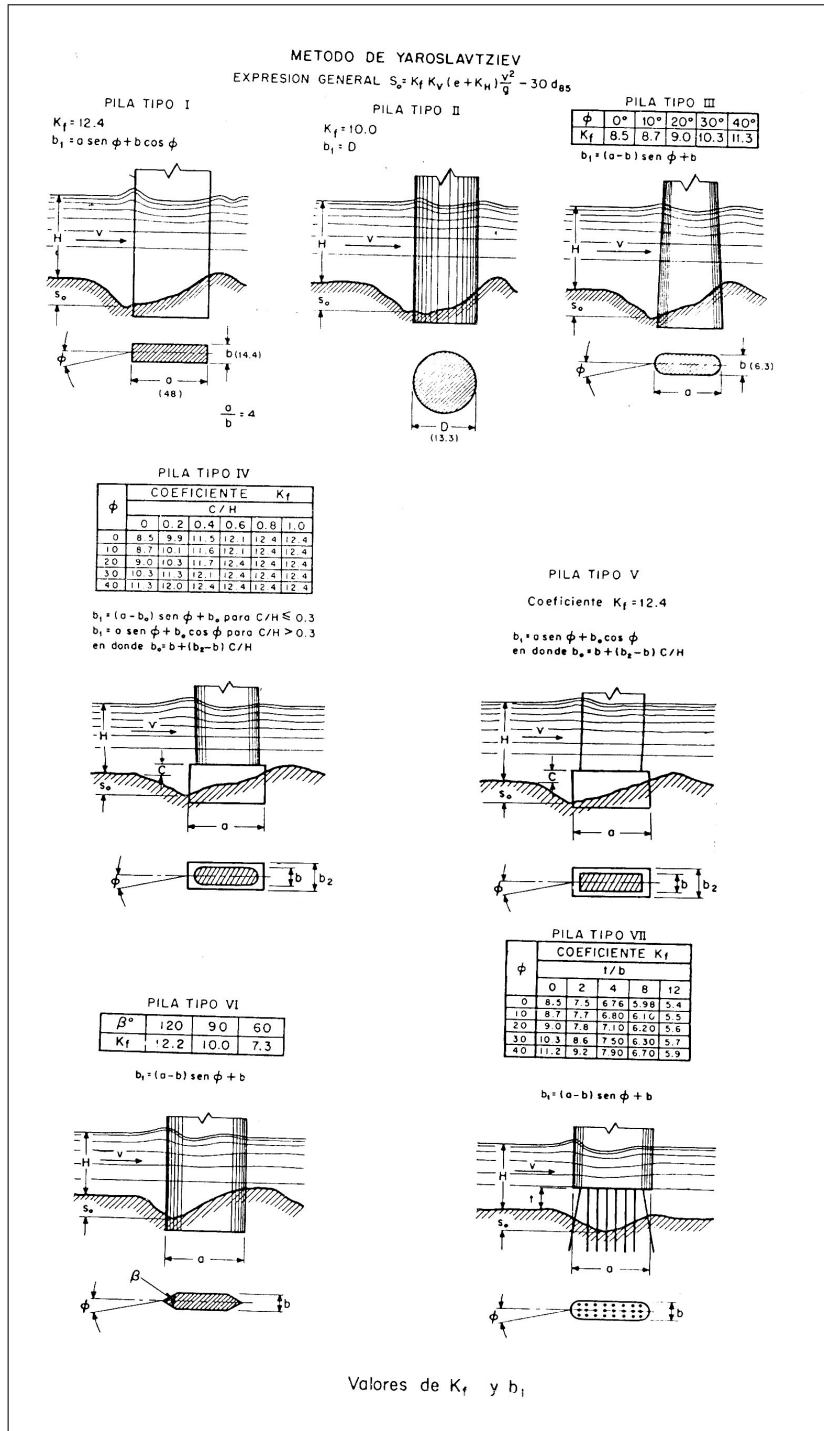
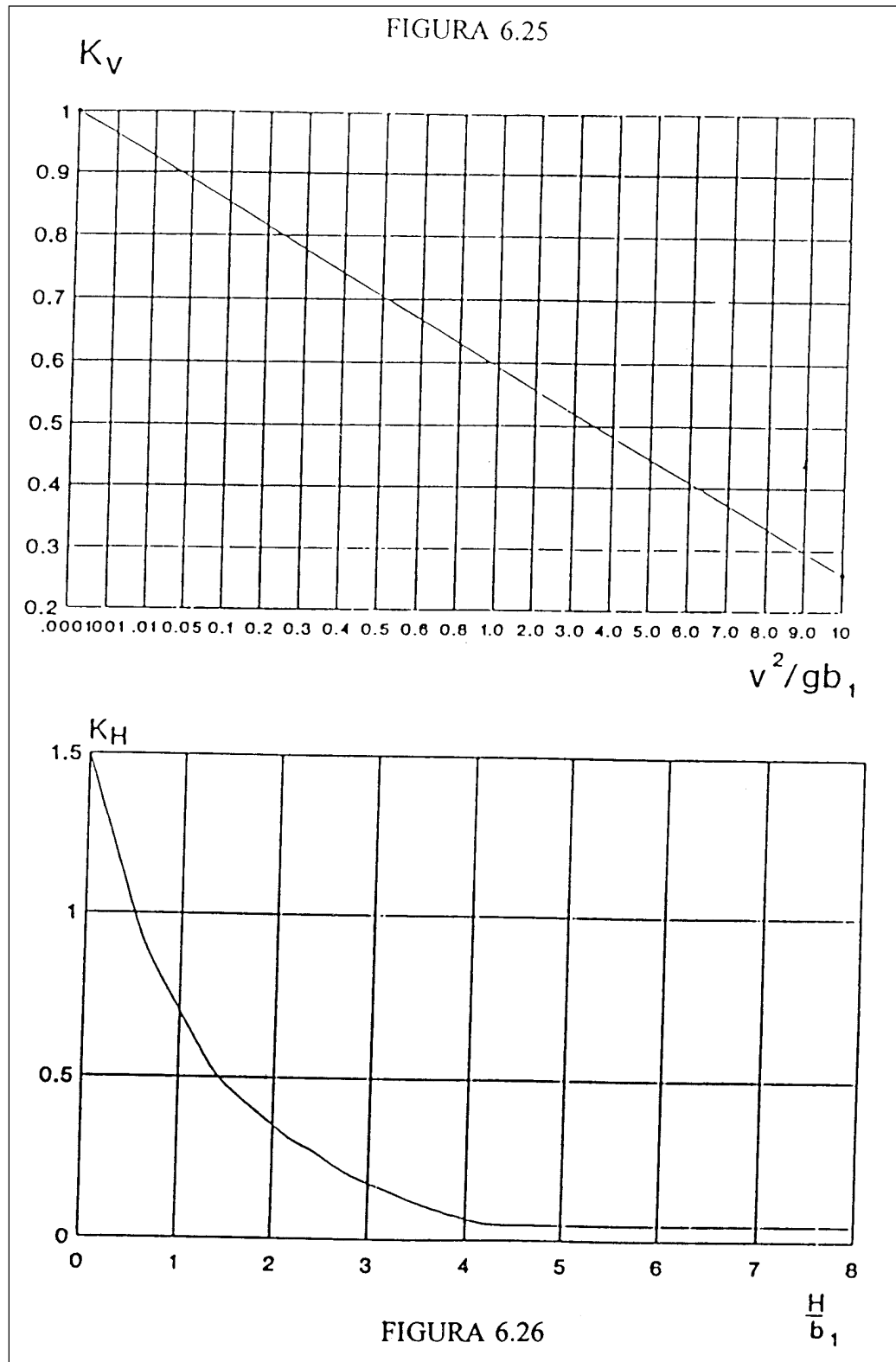


Figura 6.25 y 6.26



K_H = Coeficiente que toma en cuenta la profundidad de la corriente y está definido por:

$$\log k_H = 0.17 - 0.35 \frac{H}{b_1} \quad (55)$$

K_H se puede determinar también con la ayuda del gráfico de la figura 6.26.

H = Profundidad de la corriente en el sitio de ubicación de la pila. Este valor es el obtenido al presentarse una avenida después de calcular la socavación general;

V = Velocidad media de la corriente aguas arriba de la pila después de producida la socavación general, en m/s;

$$V = \frac{Q_{TOTAL}}{A_{nueva}} \quad (56)$$

d = Diámetro en metros de las partículas más gruesas que forman el fondo; está representado aproximadamente por el d_{85} de la curva granulométrica.

Cuando se trata de Suelos Cohesivos se aplica la misma expresión y se reemplaza el d_{85} , por un diámetro equivalente, obtenido de la tabla 6.13.

Ejemplo 6

Con los datos del problema anterior se trata de calcular la socavación localizada en una de las pilas cuyo tirante incrementado por la socavación general es $H = 5.31$ m; la velocidad una vez producida la socavación general disminuye a $V = 0.64$ m/s; la pila está situada en el cauce principal y el d_{85} del material del lecho es 0.2 mm.

De la Figura 6.24 $K_f = 10$ (pila cilíndrica)

De la Figura 6.25 con $V = 0.64$ m/s y $b_1 = 0.80$ es $K_v = 0.88$

De la misma figura con $H/b_1 = 5.31/0.80 = 6.64$ es $K_h = 0.1$

Por estar la pila ubicada en el cauce principal $e = 1$

De la Ec.(44):

$$S_0 = 10 \times 0.88 (1 + 0.1) \times \frac{0.64^2}{9.8} - 30 \times 0.0002 \quad (\text{el último término es despreciable})$$

$$S_0 = 0.40m$$

b. Método de Artamonov para Socavación en Estribos

Para la socavación en estribos puede utilizarse el método expuesto por K. G. Artamonov que permite estimar no sólo la profundidad de socavación al pie de estribos, sino además al pie de espigones de

protección de márgenes. Esta erosión depende: del gasto (caudal) que teóricamente es interceptado por el estribo, relacionado con el gasto total que escurre por el río, del talud que tienen los lados del estribo y del ángulo que el eje longitudinal de la obra forma con la corriente.

Tabla 6.13

TABLA 6.13

Para suelos cohesivos el d85 se reemplaza por un diámetro equivalente:

DIAMETROS EQUIVALENTES A SUELOS GRANULARES, PARA SUELOS GRANULARES			
Peso volumétrico del material seco en ton/m ³	Dimensiones del diámetro equivalente en suelos granulares (cm)		
	Arcillas y suelos altamente plásticos	Suelos medianamente plásticos	Suelos de aluvión y arcillas margosas
< 1.2	1	0.5	0.5
1.2 - 1.6	4	2	2
1.6 - 2.0	8	8	3
2.0 - 2.5	10	10	6

El tirante incrementado al pie de un estribo medido desde la superficie libre de la corriente, está dado por:

$$S_T = P_\alpha P_q P_R H_o \quad (58)$$

en la que:

P_α = Coeficiente que depende del ángulo " que forma el eje del espigón con la corriente, como se indica en el esquema de la figura 6.27; su valor se puede encontrar en la tabla 6.14;

P_q = Coeficiente que depende de la relación $Q1/Q = m$ donde $Q1$ es el gasto que teóricamente pasaría por el lugar ocupado por el estribo si éste no existiera y Q el gasto total que escurre por el río. El valor de P_q puede encontrarse en la tabla 6.15;

P_R = Coeficiente que depende del talud que tienen los lados del estribo; su valor puede obtenerse en la tabla 6.16;

H_o = Tirante que se tiene en el estribo antes de la erosión.

Como puede observarse en caso de que el cruce del puente se efectúe en forma recta ($\alpha = 90^\circ$) y el talud del estribo sea vertical, la expresión de Artamonov queda reducida a:

$$S_T = P_q H_o \quad (59)$$

En puentes existentes cuyos estribos están amenazados por la socavación, puede construirse un espigón que traslada el problema de la socavación hacia agua arriba protegiendo así la obra principal.

Todo lo anterior se aplica en forma semejante

en el caso de espigones. Únicamente es necesario añadir que en el caso de tener espigones construidos en ambas orillas y unos frente a otros, S_T se puede reducir a un 75%. En decir:

$$S_T = 0.75 P_\alpha P_q P_R H_o \quad (60)$$

No se dispone de ningún criterio que permita evaluar la erosión cuando el espigón está cubierto por el agua. Sin embargo como el que se ha expuesto da el valor máximo que se puede llegar a presentar, conviene considerar el gasto máximo que puede ser interceptado teóricamente por el espigón hasta la corona del mismo y tomar en la fórmula el tirante H_o hasta la superficie.

Cuando el agua pasa por arriba del espigón es conveniente proteger todo el lado de aguas abajo del mismo porque es una zona que tiende a ser erosionada.

Ejemplo 7

Se trata de calcular la cota de fundación en los estribos del puente del Ejemplo 5; la profundidad incrementada después de la socavación general es $H = 5.31$ m; el coeficiente de contracción del flujo bajo el puente es $m = 0.3$; la oblicuidad del puente respecto de la dirección del cauce de crecida es nula ($\alpha = 90^\circ$) y los estribos son abiertos de talud 1V:1.5H.

De la Tabla 6.14 con $\alpha = 90^\circ$ es $P_\alpha = 1.00$

De la Tabla 6.15 con $m = 0.3$ es $P_q = 3.22$

De la Tabla 6.16 con $R = 1.5$ es $P_R = 0.83$

De la Ec.(48):

Figura 6.27

FIGURA 6.27

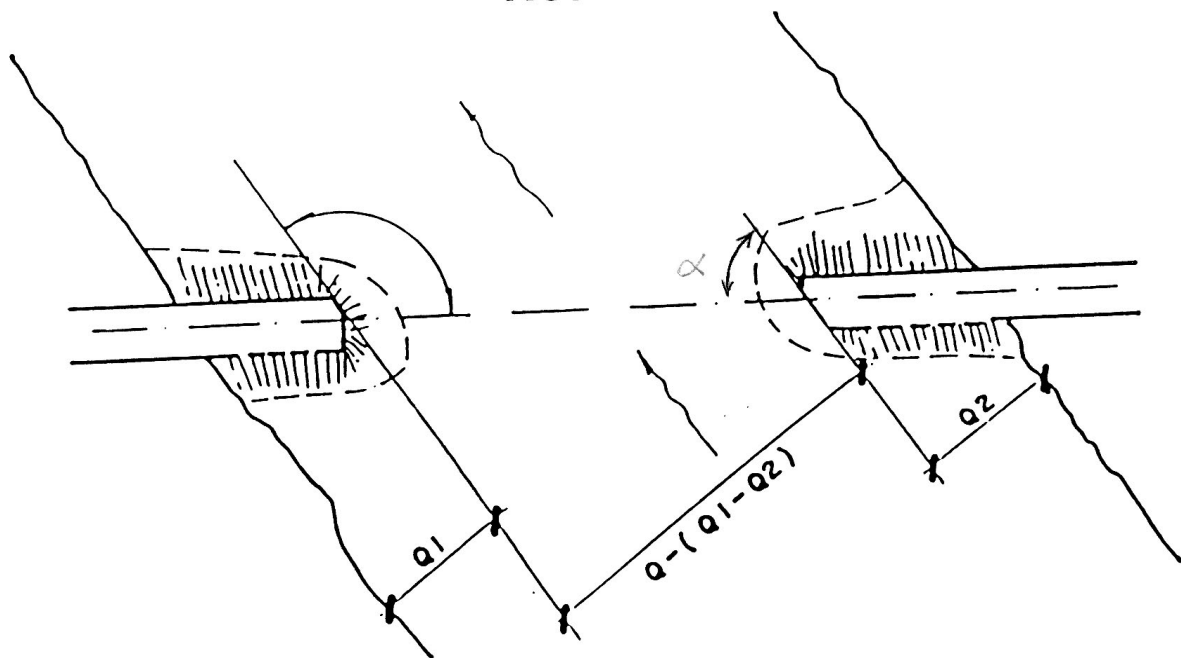


Tabla 6.14, 6.15 y 6.16

TABLA 6.14

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_a EN FUNCION DE a					
a	20 °	60 °	90 °	120 °	150 °
P_a	0.84	0.94	1.00	1.07	1.188

TABLA 6.15

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_q EN FUNCION DE m								
m	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80
P_q	2.00	2.65	3.22	3.45	3.67	3.87	4.06	4.20

TABLA 6.16

VALORES DEL COEFICIENTE CORRECTIVO P_R EN FUNCION DE R						
Talud R	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00	3.00
P_R	1.00	0.91	0.85	0.83	0.61	0.50

$$S_T = 1.00 \times 3.22 \times 0.83 \times 5.31 = 8.88m$$

Adoptando una revancha de 3 pies = 0.92 m (recomendación AASHTO), la cota de fundación será:

$$CFE = -(8.88 - 0.92) = -9.80 \text{ m con respecto al lecho original.}$$

-Protección de Pilas y Estribos

Cuando las pilas de un puente se han socavado más de lo normal, es necesario considerar su protección por medio de enrocado con material depositado en el lecho en forma de capas para lo cual el diámetro del enrocamiento se determinará como se indica en la Sección 7.

-Socavación en Curvas

En aquellos trazados en que al proyectarse un puente quede localizado sobre una curva estable de un río, la determinación de las mayores profundidades en el extradós de la curva se podrá efectuar con los métodos expuestos en los puntos anteriores. Habrá ocasiones, sin embargo, en que las curvas o meandros avancen hacia la sección del puente.

En términos generales y para facilitar el estudio se pueden establecer tres grandes grupos, de acuerdo con la forma de las curvas: (i) ríos de llanura con meandros; (ii) ríos sin meandros; (iii) ríos con cauces errantes.

Los primeros son aquéllos en los que en

planta se aprecian curvas regulares, pronunciadas y cíclicas. La formación de meandros corresponde a una fase estable de las corrientes naturales, por lo que se han intentado predecir sus características en forma teórica. Así, existen varios métodos mediante los cuales es posible determinar las profundidades que se pueden presentar en el lado exterior. Por simplicidad sólo se indicará un criterio que permite evaluar lo anterior propuesto por Altunin.

Conocidos los radios que pueden tener las curvas en la zona de estudio, la profundidad media en la margen convexa es igual a:

$$H_{med} = K_{\sigma} H_{rec} \quad (62)$$

donde:

K_F = Coeficiente que depende de la relación B/r , según se indica en la tabla 6.17;

B = ancho medio de la superficie en los tramos rectos;

r = radio de curvatura medido hasta el centro del cauce;

H_{rec} = tirane medio en tramos rectos.

Las profundidades máximas que se pueden presentar en las curvas se pueden evaluar, según Altunin, mediante la expresión:

$$H_{max} = \epsilon H_{rec} \quad (63)$$

en la cual: ϵ es un coeficiente variable que depende también de la relación B/r que se presenta en la tabla 6.17:

Tabla 6.17 VALORES DE K_F Y E EN FUNCIÓN DE B/R

B/r	1.00	0.70	0.50	0.33	0.25	0.20	0.16	0.00
K_F	3.00	2.69	1.60	1.43	1.33	1.27	1.24	1.00
\check{z}	-	-	3.00	2.57	2.20	1.84	1.48	1.27

Es importante tener en cuenta que cuando las curvas no permanecen fijas, la máxima profundidad calculada se puede presentar en cualquier parte bajo la sección del puente.

Los ríos sin meandros son aquéllos en que las curvas no son periódicas ni regulares, sino que se desarrollan en forma irregular y caprichosa, ya que en mucho dependen de la resistencia que encuentran en la orilla del cauce. La profundidad máxima se calcula en forma similar a la de los ríos con meandros, con la diferencia que el radio debe ser obtenido de observaciones en el campo y no se puede predecir teóricamente.

Los ríos con cauces errantes son aquéllos en que se forman islas dentro del cauce de estiaje de tal manera que la corriente fluye por varios cauces en la misma sección; para determinar la socavación será necesario medir la máxima profundidad que exista en una zona de unos dos kilómetros agua arriba y abajo del puente; ese valor medido se substituye como H_0 en las fórmulas propuestas para cauces no definidos E_c (43); el valor de la profundidad obtenido del cálculo puede presentarse en cualquier parte de la sección en estudio.

Determinación de la Luz Óptima de un Puente

Nociones Básicas - Esquemas de Puentes

Para un tráfico conocido, cargas establecidas

y ancho de calzada definido, el costo de un puente depende del material, de su longitud y del número y tipo de apoyos; la longitud y el número de apoyos están directamente relacionados con la luz.

La luz del puente es la longitud entre los estribos menos el ancho de los apoyos (pilas) intermedios determinada a la cota del nivel máximo de las aguas adoptado para el diseño.

Para determinar las dimensiones finales, se deben comparar diferentes alternativas con diversas luces y ubicaciones. Para esto, se deben cumplir los siguientes criterios:

- .- Garantizar un flujo continuo de vehículos, lo cual se logra creando condiciones favorables para el paso de crecientes y sedimentos;
- .- Evitar remansos muy altos los cuales pueden ocasionar inundaciones de tierras valiosas y centros poblados ubicados agua arriba del puente;
- .- Conservar condiciones adecuadas para el paso de embarcaciones si es el caso;
- .- Minimizar las inversiones tanto para la construcción como para el mantenimiento;

Para garantizar la estabilidad de la estructura es necesario que la luz del puente sea mayor que cierto límite; la disminución de la luz respecto a este límite no es recomendable ya que puede producir socavaciones y

deformaciones considerables del lecho que desestabilizan el puente o requieren de protecciones que resultan antieconómicas. Por ejemplo, es sabido que en los cruces de ríos de llanura con planicies de inundación el puente debe cubrir totalmente el cauce principal. Esto se debe al hecho que por el cauce principal pasa una parte importante del caudal total y de los sedimentos durante las crecientes; la obstrucción aún parcial del cauce con los terraplenes de acceso cambia radicalmente el proceso aluvial y puede producir grandes socavaciones. Por eso, el esquema para seleccionar la luz de un puente en un río de llanura con planicies es tal que el puente cubre el cauce principal y en las planicies se construyen terraplenes de acceso que contraen lateralmente el flujo durante las aguas altas (figura 6.28.a).

Cuando las planicies son anchas y dejan pasar grandes caudales durante crecientes la obstrucción total de las mismas con terraplenes puede ser peligrosa ya que el paso de crecientes en ese caso está asociado con un aumento considerable de la velocidad del flujo y socavaciones profundas; en ese caso es necesario aumentar la luz del puente anexando al cauce un tramo de la planicie (figura 6. 28b).

También es posible usar otro esquema para aumentar la capacidad hidráulica en el cruce que consiste en construir aberturas adicionales en las planicies (estructuras de alivio). Esta solución es especialmente conveniente cuando en las planicies existen brazos con grandes caudales unitarios con transporte de sedimentos; éste se denomina esquema de aberturas múltiples (figura 6. 28c).

Cuando existen cruces con puentes que cubren no sólo el cauce sino también la parte más cercana de la planicie, en la mayoría de los casos es conveniente realizar una excavación de la margen bajo el puente (figura 6. 28 b). Esta excavación aumenta la capacidad hidráulica del puente gracias a lo cual la socavación bajo el puente es más uniforme y su magnitud disminuye.

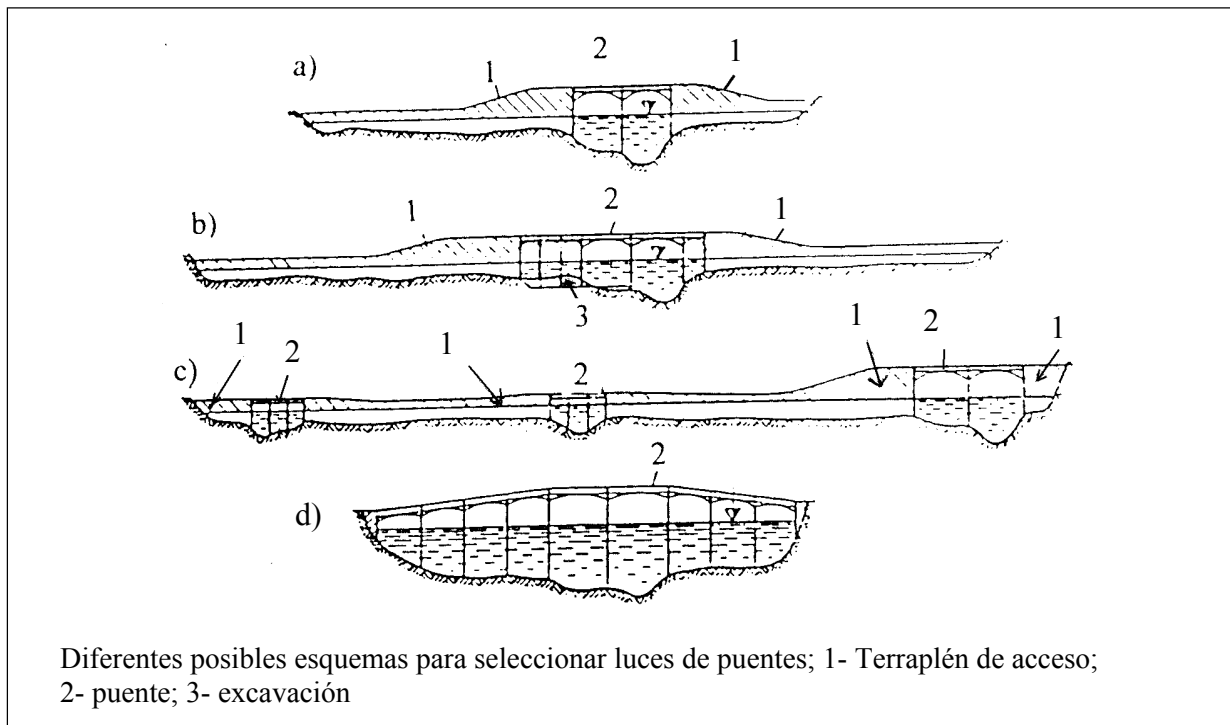
En cruces de ríos de montaña, donde la velocidad del flujo es alta y arrastra material grueso en el fondo, lo más recomendable es cruzar todo el cauce, sin utilizar terraplenes de acceso. Un estrechamiento en estas condiciones requeriría de estructuras de protección muy costosas en comparación con el costo del puente mismo.

En algunos casos el puente cubre todo el ancho por ejemplo, cuando se trata de embalses, (figura 6.28d) lo cual evita la construcción de terraplenes demasiado altos y complicados.

Al diseñar un puente, se deben resolver los siguientes problemas:

- .- Determinar la socavación del cauce y las planicies bajo el puente con lo cual se define la profundidad de los apoyos y en ocasiones el tipo de cimentación;
- .- Encontrar el valor del remanso del cual depende la necesaria sobreelevación de los terraplenes de acceso lo mismo que la cota de inundación en toda la zona de agua arriba; estos dos problemas están íntimamente relacionados.

figura 6.28



En correspondencia con el remanso se determina la distribución del caudal a lo ancho de la sección de cruce y de la distribución del caudal depende la magnitud de la socavación. La socavación, al aumentar el área de la sección transversal y su capacidad hidráulica disminuye el remanso.

El remanso y las grandes socavaciones del lecho bajo el puente se presentan durante crecientes en condiciones de flujo no estacionario; esta condición influye decisivamente en el remanso y la socavación no obstante lo cual sólo en cruces de gran importancia y en ciertas condiciones de escurrimiento se la considera en los cálculos del puente.

Antes de iniciar los cálculos propiamente dichos es necesario definir el esquema constructivo del puente en concordancia con las condiciones físicas locales. Estas condiciones quedan reflejadas en el perfil topográfico de la sección transversal del río, la estratigrafía con las condiciones geológicas y geotécnicas, los niveles del agua, el tipo de río y las exigencias de navegación (si las hubiere).

Los cálculos se deben iniciar a partir del esquema constructivo del puente porque con su ayuda se determina la luz y demás dimensiones y se evalúa la socavación, la cual depende de este mismo esquema. La magnitud de la socavación calculada puede requerir de cambios en el esquema inicial en lo que se refiere a la profundidad de los cimientos y a su tipo, con lo cual el proceso resulta iterativo.

Después de introducir los cambios, si fuera necesario, se repiten los cálculos para definir

la luz y así se elabora el esquema definitivo.

Los esquemas constructivos de un puente sirven para comparar diferentes alternativas, las cuales pueden tener diferencias significativas no sólo en la longitud y número de luces o aberturas sino en sus dimensiones y configuración, incluyendo diferentes tipos de pilas y cimientos.

Esquemas Constructivos de Puentes

El esquema constructivo de un puente incluye la definición del número de vanos, la selección de materiales, la selección del sistema de superestructura e infraestructura, apoyos y cimentaciones, y sus dimensiones básicas.

El esquema debe posibilitar la comparación de alternativas y por lo tanto determinar las cantidades de obra y sus respectivos costos.

Los parámetros que caracterizan un puente son su longitud, su ancho, el número de luces y su valor, y su altura.

El ancho del puente no está relacionado con los cálculos hidráulicos.

En ríos navegables el número de luces y la altura del puente deben cumplir las exigencias de navegación. La ubicación de los claros navegables a lo ancho del río debe coincidir con los pasos de las embarcaciones; esta ubicación debe garantizar la condición de navegabilidad durante los veranos esencialmente en lo que se refiere a los calados.

La luz que corresponde al mínimo costo del puente se llama luz económica o luz óptima

y se obtiene como resultado de la comparación de diferentes alternativas como se indicó.

Por razones económicas y constructivas, en ríos no navegables, se seleccionan luces de igual longitud, de tal manera que el puente se pueda construir por módulos.

En los ríos no navegables la altura libre o borde libre mínimo se toma de acuerdo con la tabla 6.18 (la altura libre o borde libre es la distancia vertical entre el nivel máximo de diseño y el borde inferior de la viga del puente). En ríos pequeños no navegables la altura del puente se determina de acuerdo al perfil longitudinal de la vía.

Tabla 6.18 BORDO O ALTURA LIBRE SOBRE RÍOS NO NAVEGABLES

CONDICIONES DEL CRUCE	VÍAS VEHICULARES Y FERROVIARIAS - VALOR DE CÁLCULO	
	FERROVIARIA	VEHICULAR
Tirante menor de 1 metro	0.50	0.50
Tirante mayor de 1 metro	0.75	0.50
Con paso de troncos	1.50	1.00
Con avalanchas	1.50	1.00
Puentes de madera	0.25	0.25

Determinación de la Luz Óptima

A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de la luz óptima de un puente que cruza normalmente el río Guarumo, con un caudal de diseño estimado en 322 m³/seg para TR = 50 años en el carretera Izapa-León-Chinandega en Nicaragua. Se ha incorporado una función de costos que incluye términos correspondientes a (i) superestructura de losa de concreto reforzado; (ii) estribos de concreto ciclópeo; (iii) pilas intermedias de concreto reforzado apoyadas en pilotes con cabezal; (iv) terraplenes de acceso⁶.

El procedimiento para determinar la luz óptima incluye:

1. Determinación de la cota de fondo de viga CFV a partir del cálculo de la altura de remanso utilizando la expresión Ec (3); caudal de diseño $Q = 322 \text{ m}^3 / \text{s}$; nivel normal de las aguas en relación al fondo del lecho = 2.7 m.
2. Determinación de la socavación general del lecho utilizando la metodología de Lischtvan-Levediev;

⁶ *El cálculo no incluye un término de costo de defensas de estribos; no*

obstante este rubro es a menudo de magnitud y conviene incluirlo en el análisis.

- el suelo se ha considerado homogéneo y consiste en limos finos de escasa plasticidad;
- expresión de Yaroslavtziev aplicada a una pila cilíndrica alineada con el flujo;
3. Determinación de la socavación localizada en estribos utilizando la fórmula de Artamonov;
5. Estimación de los costos en función de los niveles de socavación y rasante obtenidos a partir del análisis hidráulico.
4. Determinación de la socavación localizada en pilas utilizando la
- En la tabla resumen que se presenta a continuación se indican los resultados obtenidos para las variables de mayor relevancia:

Tabla 6.19 DETERMINACIÓN DE LA LUZ ÓPTIMA

Lp [m]	CFV ^a	CFE ^a	CFE ^a	CFP ^a	CFP ^a	No.de tramos	Costo \$
40	4.82	-36.73	-26.09	-9.40	-x-	2	899,248
60	4.20	-7.13	-4.99	-6.25	-x-	2	458,996
80	4.20	-4.52	-2.83	-5.24	-4.87	3	505,102

Nota: ^a Referida al fondo del lecho existente

con:

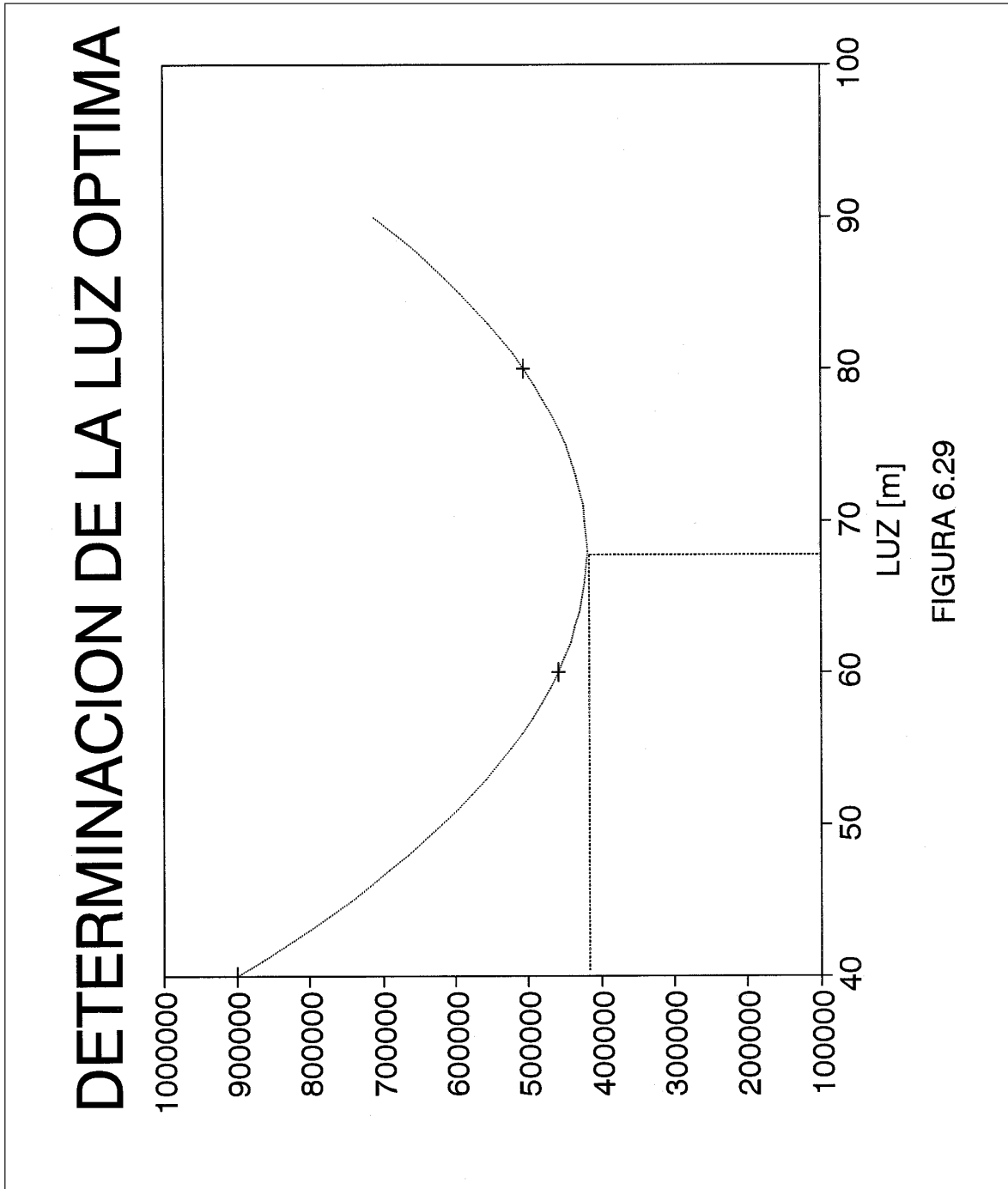
- Lp = luz total del puente
 CFV = cota de la parte inferior de la viga
 CFE_j = cota de fundación del estribo j (derecho o izquierdo)
 CFP_i = cota de fundación de la pila i

Ajustando la función "costo vs. luz" con una parábola, puede determinarse el punto correspondiente al mínimo que corresponde al valor óptimo buscado; en el caso analizado el valor mínimo corresponde a L = 68 m.

En el gráfico de la figura 6.29 puede verse la función ajustada con indicación del valor mínimo buscado.

Algunas simplificaciones, tales como el considerar suelo homogéneo o una sola función de costos para todo el rango de luces son aceptables a nivel de prefactibilidad en una obra de importancia o factibilidad de una obra menor como la analizada. En los casos donde la importancia de la obra lo justifique, podrán utilizarse determinaciones más detalladas.

Figura 6.29



Vados

Introducción

En algunos caminos que por sus niveles de tráfico no justifican la construcción de un puente o cuando es necesario una obra temporaria para reemplazar un puente caído, se utilizan las denominadas obras de bajo calado. Estas obras comprenden básicamente vados con y sin tubos.

Por sus características, estas obras son superadas permanente o temporalmente por las aguas interrumpiendo el tránsito vehicular.

Un cruce de bajo calado comprende diversos componentes:

- .-Material de núcleo
- .-Tramos de acceso
- .-Tubos (si se trata de un vado venteado)
- .-Pavimentación superficial
- .-Paredes laterales
- .-Enrocado de protección

El material del núcleo consiste en tierra, arena, grava, enrocado, concreto o una combinación de éstos. Los elementos de protección contra la erosión de los tramos de acceso pueden ser pasto, enrocado, suelo cemento, gaviones o concreto.

La superficie rodante se compone de materiales similares dependiendo de las características del tráfico y el nivel de

permanencia del servicio que se desea. El costo y disponibilidad de los materiales a utilizar depende de la región y de la oportunidad. La protección contra la erosión puede hacerse con muros excavados (protección vertical) o mediante el revestimiento del lecho (protección horizontal); en este último caso la protección consiste por lo general en enrocado (riprap) o colchonetas de gaviones.

Aspectos a Considerar en el Diseño

Los pasos involucrados en el diseño de las obras de bajo calado comprenden:

1. Selección del tipo de vado (venteado o no venteado⁷);
2. Determinación de la frecuencia con que las aguas pasan por encima del camino (para vados con tubos);
3. Selección del número y tamaño de los tubos (para vados venteados);
4. Selección de las cotas de fundación y coronamiento;
5. Selección de los materiales de núcleo y superficie rodante;
6. Consideraciones complementarias.

⁷ ***Los vados sin tubos son permanentemente superados por las aguas; los vados venteados permiten evacuar los caudales bajos a través de los tubos y son inundados ocasionalmente.***

En general los vados con tubos se diseñan con una probabilidad del 10% de excedencia anual lo cual significa que, en promedio, las aguas superan el coronamiento unos 37 días al año.

Una vez determinada la probabilidad de excedencia, se calcula el caudal correspondiente por alguno de los métodos expuestos en la Sección 3. Por último se determina el nivel de las aguas para ese caudal preparando una curva de descarga según se explicó en la Sección 4.

Determinación del Número y Tamaño de las Tuberías (para Vados Venteados)

La determinación del número y tamaño de los tubos es un proceso iterativo; para llevarlo a cabo es necesario considerar los siguientes aspectos:

.- El ancho total de los tubos, incluidos los espacios entre ellos, debe ser menor que el ancho del cauce;

.-La altura de remanso provocada por los tubos controla el nivel de la rasante en el cruce;

.-los tubos pueden operar ya sea con control de entrada o control de salida (ver Sección 5);

.-cuanto mayor sea la diferencia de nivel entre la rasante de la estructura y el nivel de aguas abajo, mayor es el potencial de erosión de la misma;

.-una gran diferencia de nivel entre el lecho del cauce y el nivel de la rasante incrementa el volumen del material necesario para el

cruce y por ende su costo.

El proceso comienza con la determinación de los niveles de remanso para distintas alternativas de material del tubo, número y tamaño; en cada caso se determinan los costos asociados a la obra y las protecciones necesarias para preservar la obra de los efectos erosivos. Finalmente, al igual que en el caso de los puentes, se determina el óptimo ajustando los costos hallados mediante una función parabólica.

Características Geométricas del Cruce

Los tramos de acceso al cruce se encuentra aproximadamente a nivel de la parte superior de las barrancas del cauce; por otra parte, el cruce se produce prácticamente a nivel del lecho. Esta diferencia de nivel, que en muchos casos es importante, implica la realización de cortes de fuerte pendiente longitudinal. Esta pendiente es usualmente del 12% como máximo lo cual resulta adecuado para el manejo en condiciones secas y húmedas a velocidades muy bajas. Deben proveerse adecuadas curvas verticales en los empalmes de alineamientos.

Selección de Materiales

Existe una amplia gama de materiales a utilizar dependiendo de las características del cauce, los suelos de la subrasante, la disponibilidad y costos de la mano de obra, necesidades en materia de mantenimiento, etc.

Deben tomarse en cuenta las siguientes consideraciones en relación a la selección de materiales adecuados:

- Las fuerzas que puedan causar fallas en los materiales seleccionados, expresadas en términos de velocidad o tensión de arrastre, deben ser cuidadosamente evaluadas para la crecida de diseño; pueden aplicarse los criterios que se dan en la Sección 7 relativos a protecciones de piedra.
- La posibilidad de asentamientos diferenciales en suelos de bajo valor portante o como producto de la socavación son factores a tener presentes cuando se piensa en materiales rígidos tales como concreto o mampostería.

Los siguientes materiales pueden ser utilizados parcial o predominantemente en el desarrollo de la obra:

- Enrocado en cualquiera de sus tres variantes: volcado, colocado o ligado con lechada de cemento. Este último, por su relativa rigidez no es recomendable ya que es más propenso a fallar por socavación.

La graduación y tamaño son factores primordiales; asimismo es importante la consideración de una capa de filtro entre el revestimiento y el suelo subyacente (ver Sección 7): "Protección de taludes y márgenes con piedra, bolsas y bloques".

- Suelo cemento: se utiliza como una variante del enrocado cuando no se dispone de piedra de tamaño y/o características adecuadas a un costo competitivo. Las condiciones de colocación deben ser cuidadas en especial la compactación de la mezcla.

- Gaviones: constituyen una alternativa recomendable por múltiples razones; (i) flexibilidad, (ii) facilidad de colocación; (iii) posibilidad de desarrollar una cubierta vegetal protectora; (iv) facilidad de reemplazo. Sus principales inconvenientes son el elevado costo de las canastas y la disponibilidad de piedra adecuada para el llenado.
- Mampostería: su principal inconveniente es la rigidez; suele utilizarse muy frecuentemente para los muros laterales
- Concreto simple: Idem anterior
- Concreto reforzado: es la más elaborada y costosa forma de protección; es asimismo la más durable y la que requiere menor costo de mantenimiento.

Selección del Emplazamiento

El proyectista debe seleccionar, en lo posible, un emplazamiento donde el lecho sea estable. Toda vez que existan evidencias de degradación o colmatación del cauce o movimientos de las márgenes, deben analizarse emplazamientos alternativos.

Aspectos Constructivos

No existe un esquema constructivo único dado el amplio rango de materiales y emplazamientos posibles; no obstante, la experiencia ha demostrado que algunos funcionan aceptablemente en la mayoría de los casos. En las figuras 6.30 a 6.32 se presentan esquemas que pueden ser adaptados sin mayores dificultades a las condiciones particulares de cada caso.

Figura 6.30

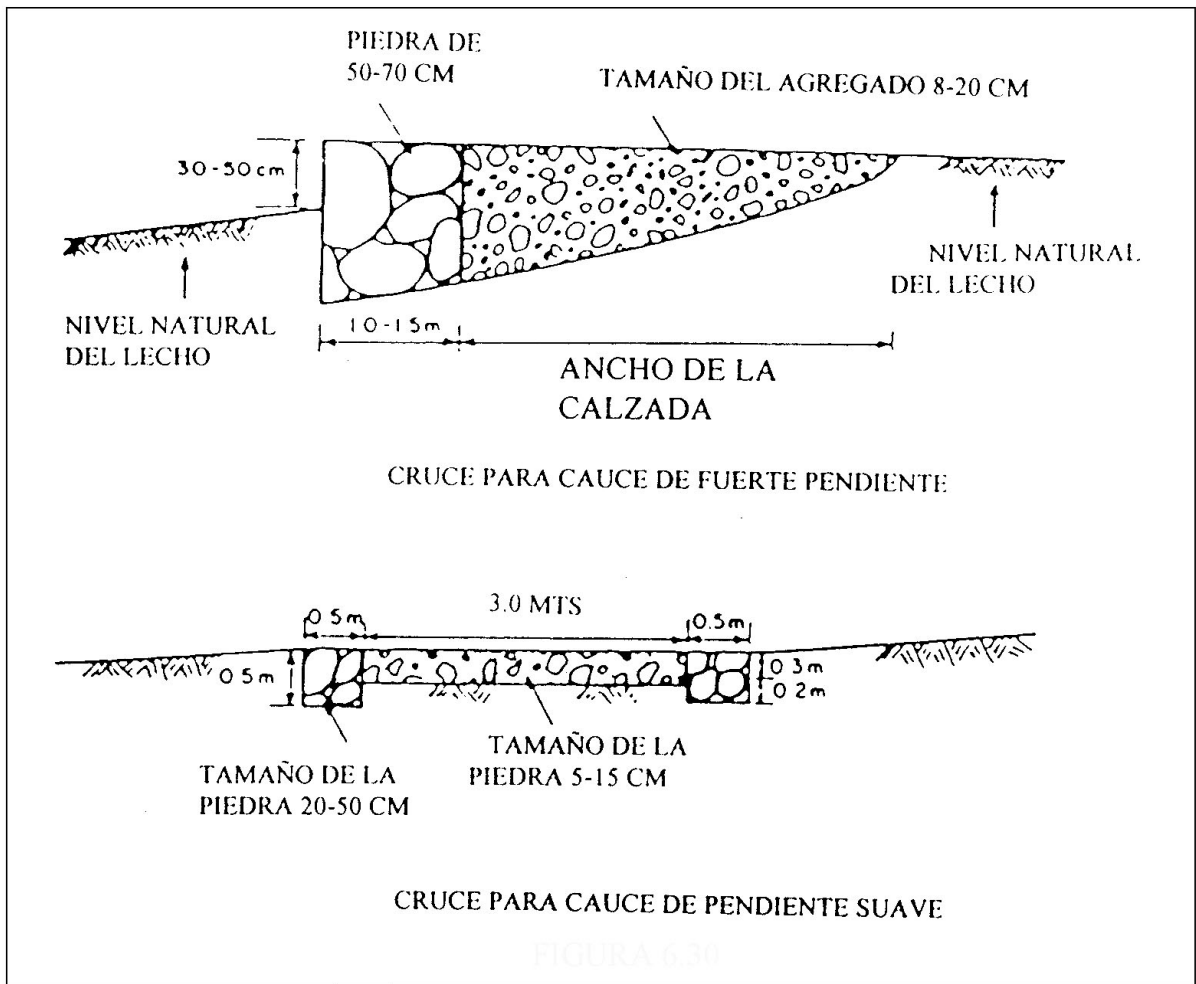
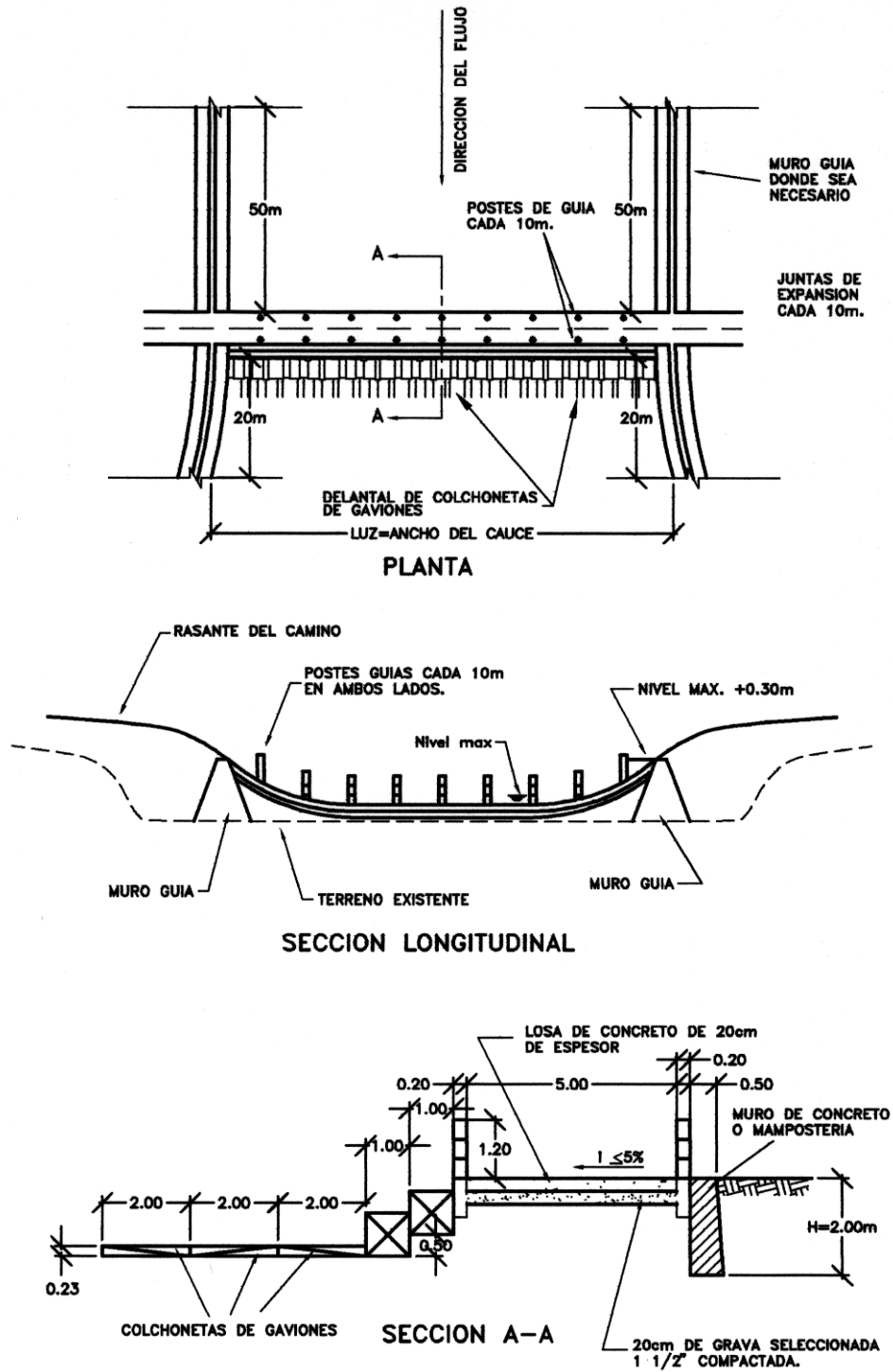


Figura 6.31



VADO SIN TUBOS
CONCRETO Y GAVIONES

FIGURA 6.31

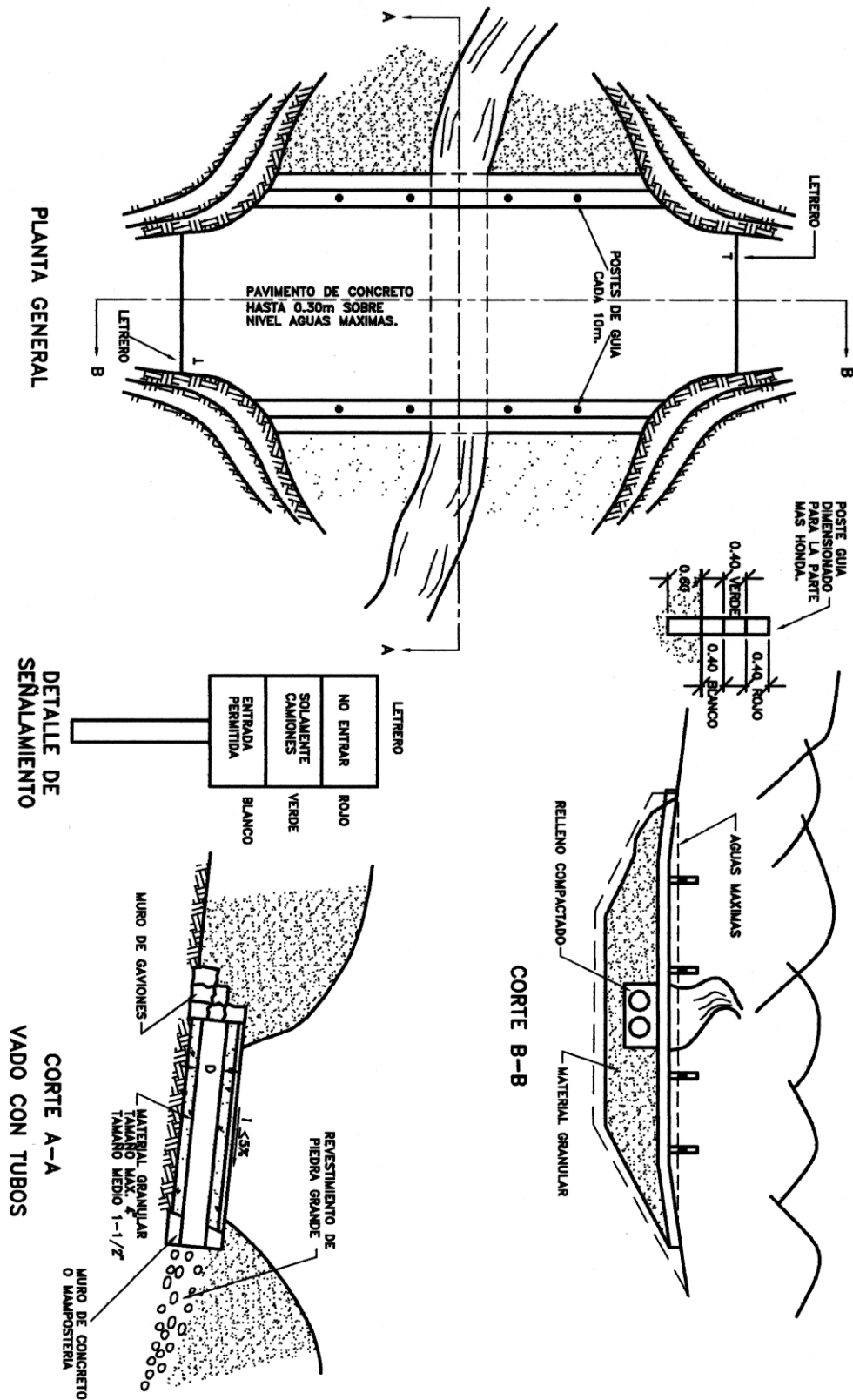


FIGURA 6.32

Control del Tránsito y Señalamiento

Un cruce del tipo de bajo calado posee características únicas que lo diferencian notablemente de un cruce tradicional; la velocidad de manejo en correspondiente con el cruce está fuertemente restringida y la rasante está sujeta a inundaciones frecuentes. Estos aspectos deben ser correctamente señalizados para advertencia del usuario. Como regla práctica, aunque la presencia del cruce sea evidente, deben colocarse carteles indicadores adecuados a una distancia de aproximadamente 300 metros. En lo que respecta a la delimitación de los bordes del vado, se han utilizado dispositivos diversos; los cordones no son aconsejables ya que las inundaciones tienden a colmatar la calzada con lodos y arrastre. Usualmente el dispositivo más adecuado consiste en postes guía con escala de altura para la parte más profunda (ver figura 6.32). Asimismo, deben colocarse letreros como los indicados en el detalle para visualización de los niveles.

Conclusiones y Recomendaciones

El análisis hidrológico e hidráulico de cruces de importancia debe ser incluido desde las etapas preliminares del proyecto a fin de decidir sobre la solución integral más conveniente en cada caso.

El empleo de modelos matemáticos (HEC-2 y WSPRO p.ej.) para el cálculo hidráulico de los parámetros relevantes del diseño del

puente (altura de remanso, velocidades) es altamente recomendable; la consideración de su uso debe ser también decidida en las etapas preliminares para prever los trabajos de campo correspondientes con suficiente antelación.

Hasta tanto los resultados del modelo estén disponibles y en etapas preliminares del estudio pueden utilizarse las expresiones simplificadas dadas en este Manual.

Los estudios de socavación en sus múltiples formas: (i) general del cauce, (ii) en la contracción provocada por el puente, (iii) localizada en pilas y estribos, es un aspecto fundamental que condiciona la solución a adoptar; se recomienda probar las distintas metodologías propuestas y adoptar los resultados más conservadores según el criterio del proyectista. Asimismo se recomienda la realización de un programa de monitoreo de la socavación en pilas y estribos para ajustar los criterios de diseño en función de la experiencia local.

Por último, los estudios de optimización son fundamentales para el diseño de obras de importancia. Es importante recordar que la determinación de la luz óptima (según la metodología presentada) es un proceso absolutamente dependiente de cada caso y su ejecución debe ajustarse a las condiciones particulares de cada cruce y los costos vigentes al momento de su realización.

Bibliografía

- 1) "Normas de Diseño de Obras de Drenaje". Consorcio Berger - Protecvia. Ministerio de Obras Públicas. Ecuador, 1990.
- 2) "Evaluating Scour at Bridges". Hydraulic Engineering Circular No.18. US Department of Transportation. Federal Highway Administration, april 1993.
- 3) "Highway Drainage Guidelines". AASHTO, 1992.
- 4) "Mecánica de Suelos - Tomo III: Flujo de Agua en Suelos". E.Juárez Badillo; A.Rico Rodríguez. Ed. LIMUSA, Méjico, 1978.
- 5) "Guidelines for the Design of Low-Cost Water Crossings". Louis Berger; Jacob Greenstein; Julio Arrieta. Transportation Research Record 1106, 1986.
- 6) "Ingeniería Hidráulica en Méjico". VOL XXI, 1967.



Trazado aledaño al río Chamelecón. Tramo: San Pedro Sula-Naco. Se observa la extracción masiva de material del lecho aspecto grave que debe ser regulado por las autoridades.



Daños provocados por el río.

En los trazados paralelos a ríos deben evaluarse cuidadosamente las acciones potenciales sobre el camino. En el segundo caso, la fuerte erosión de la margen ha provocado la destrucción del camino. La solución consiste en la protección longitudinal de la margen o la deflexión del curso mediante espigones deflectantes.



Puente Manchaguala en la carretera San Pedro Sula-Santa Bárbara.

Estructura ubicada en zona poco adecuada o trazado no estudiado. La inversión para dar servicio a la vía y al puente es onerosa. Es importante en todo proyecto la participación interdisciplinaria de los técnicos en ingeniería, para minimizar las omisiones.

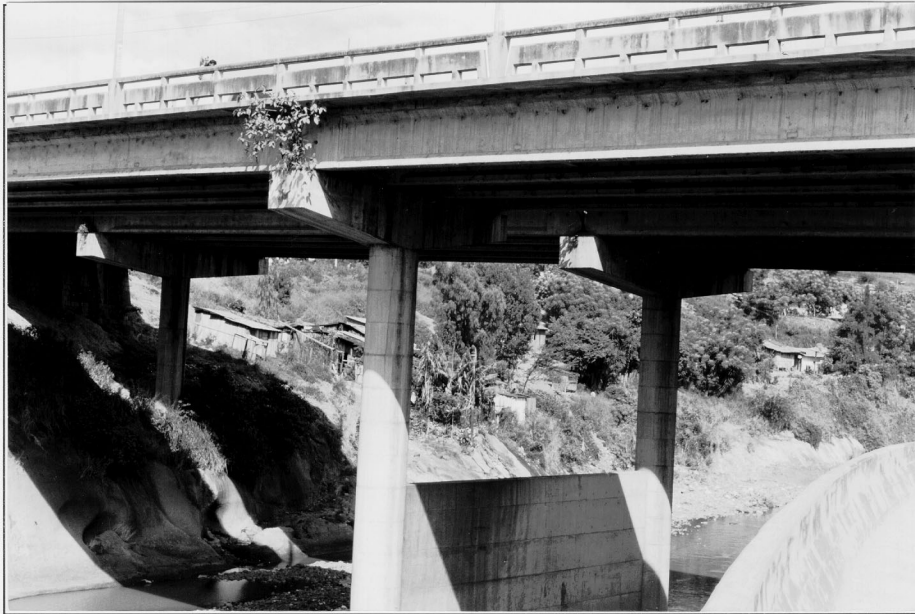


Puente sobre el río Manchaguala. Tramo: San Pedro Sula-Cofradía.

Las obras de encauzamiento (como este muro lateral) son necesarias para evitar desbordes y canalizar las aguas hacia el puente.



Puente sobre caballete de pilotes. Tramo: La Lima-Progreso.



Puente en Boulevard Fuerzas Armadas-Tegucigalpa.

A menos que se esté seguro de la calidad del suelo de fundación en lo que respecta a la socavación, las fundaciones indirectas son preferibles.

A menos que se conozca la dirección del flujo en crecida, las pilas de alma llena no son aconsejables.



Puente sobre río Arizona. Tramo: Tela-Ceiba.

La falta de cauces definidos produce divagación que a menudo se traduce en desbordos del camino y erosión de los accesos al puente. La solución consiste en definir un canal mediante obras de encauzamiento (river training). Las extracciones de material del lecho agravan el problema.

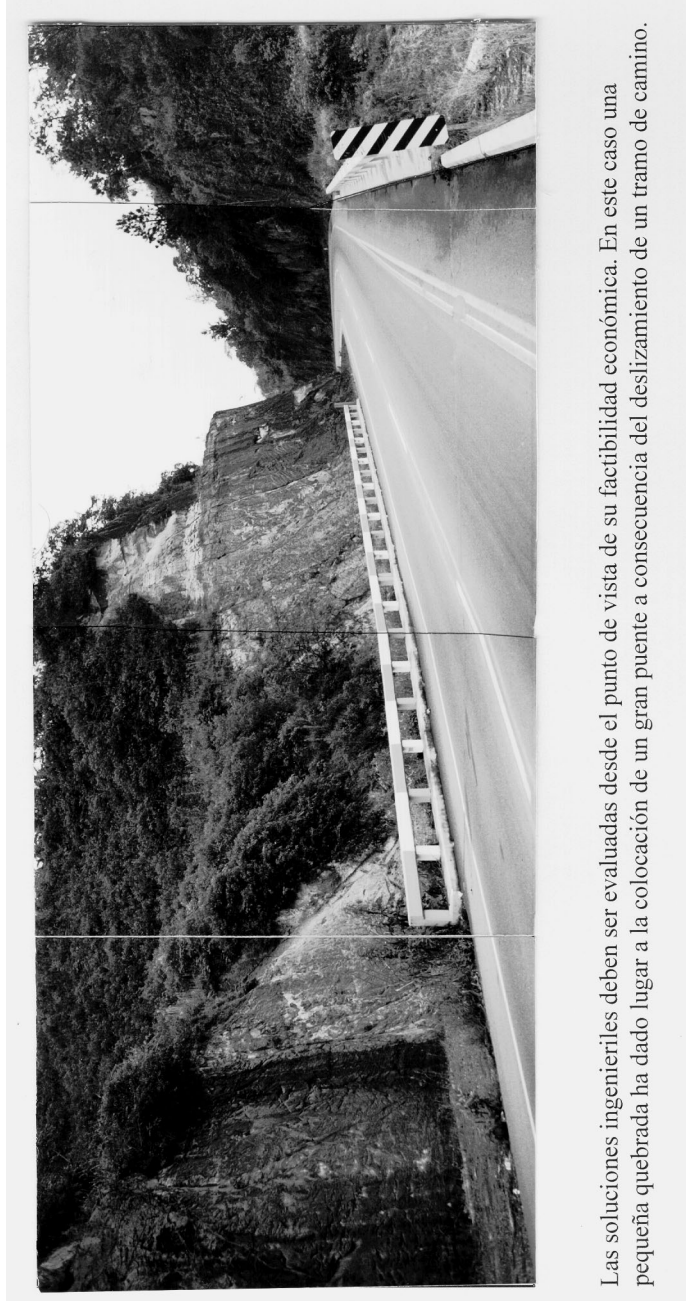


Puente sobre el río Saucetilla. Tela.



Otra vista del mismo puente.

En puentes sujetos a la acción de las mareas, las fundaciones deben ser particularmente estudiadas por los efectos del flujo reversible. Las fundaciones indirectas (como en este caso) son imprescindibles.



Las soluciones ingenieriles deben ser evaluadas desde el punto de vista de su factibilidad económica. En este caso una pequeña quebrada ha dado lugar a la colocación de un gran puente a consecuencia del deslizamiento de un tramo de camino.



Los espolones ("spur dikes") alejan la socavación localizada en estribos al extremo del dique protegiendo así la obra principal y constituyen una medida recomendable de corrección "a posteriori".



Puente fundado sobre pilotes con signos de asentamiento (río Perla).

En el cálculo de la hinca de pilotes a menudo no se tienen en cuenta los efectos de la socavación lo cual puede conducir a situaciones de falla.



Puente Omonita. Río Ulúa.

En ríos navegables o en torrentes con fuerte arrastre de material de fondo conviene salvar la máxima luz posible sin introducir pilas en el cauce. Se recomienda la instalación de una escala en la pilastra para observación de niveles de crecida.



Puente sobre río La Polvorosa.

La socavación de la pila central ha provocado la falla de la estructura. Las posibles causas incluyen: (i) pila ciega no alineada con la dirección del flujo y/o (ii) fundación directa demasiado superficial.



Otra vista del mismo puente.

Los criterios para fijar el nivel de desplante de los puentes deben apoyarse en análisis específicos de la socavación; no basta el ensayo de golpes en especial en suelos no plásticos.



Se aprecia el sesgo del cauce no alineado con el cuerpo de la pila; éste es un factor importante en el análisis de la socavación junto con el caudal efectivo, altura de nivel de agua y tipo de material.



Puente aliviadero sobre río Aguas en Savá.

Los accidentes en puentes sobre cursos de agua de importancia pueden provocar derrames de hidrocarburos y otros contaminantes peligrosos. Las autoridades deben prever un plan de contingencia para estas circunstancias.



Puente sobre quebrada seca. Tramo: Tela-Ceiba.

La reforestación de riberas con bambú proporciona adecuada protección contra la erosión además de una zona de amortiguamiento ("buffer zone") para impedir el ingreso de contaminantes al cauce.



Puente precario. Acceso a las zonas del Cayo Coyoles Central. Olanchito.



Vado sin tubos en las proximidades de San Pedro Sula.

Puentes de madera y vados son alternativas de bajo costo para cruces en caminos vecinales o de penetración.

SECCIÓN 7: OBRAS COMPLEMENTARIAS

Generalidades

A continuación se presentan una serie de elementos complementarios de las obras de pasaje y conducción cuyas funciones básicas son: (i) el control de la erosión; (ii) control de los sedimentos; (iii) atenuación de crecidas.

Dichas obras incluyen:

- .- Disipadores de energía
- .- Protecciones de taludes y márgenes con revestimientos varios:
 - ? Piedra volcada o colocada, con o sin ligante
 - ? Colchonetas de gaviones
 - ? Bolsas rellenas de concreto
 - ? Losetas de concreto
- .- Espigones de gaviones
- .- Obras de protección a la salida de alcantarillas
- .- Obras para control de arrastres:
 - ? Azudes
 - ? Obras precarias
- .- Lagunas de detención
- .- Sedimentadores

Algunas otras obras destinadas a los mismos fines han sido analizadas en las secciones específicas correspondientes; tal el caso de las obras de bajada (rápidas y saltos) en la sección relativa a obras de conducción longitudinal (Sección 4) y las obras de control de escombros en alcantarillas (Sección 5).

A continuación se describen en detalle las obras aludidas y se presentan ejemplos de aplicación.

Disipadores de Energía

El Disipador Tipo SAF

El esquema de disipación de la energía al pie de una rápida presentado en la Sección 4 se basa en el empleo de un cuenco disipador donde se desarrolla el resalto hidráulico.

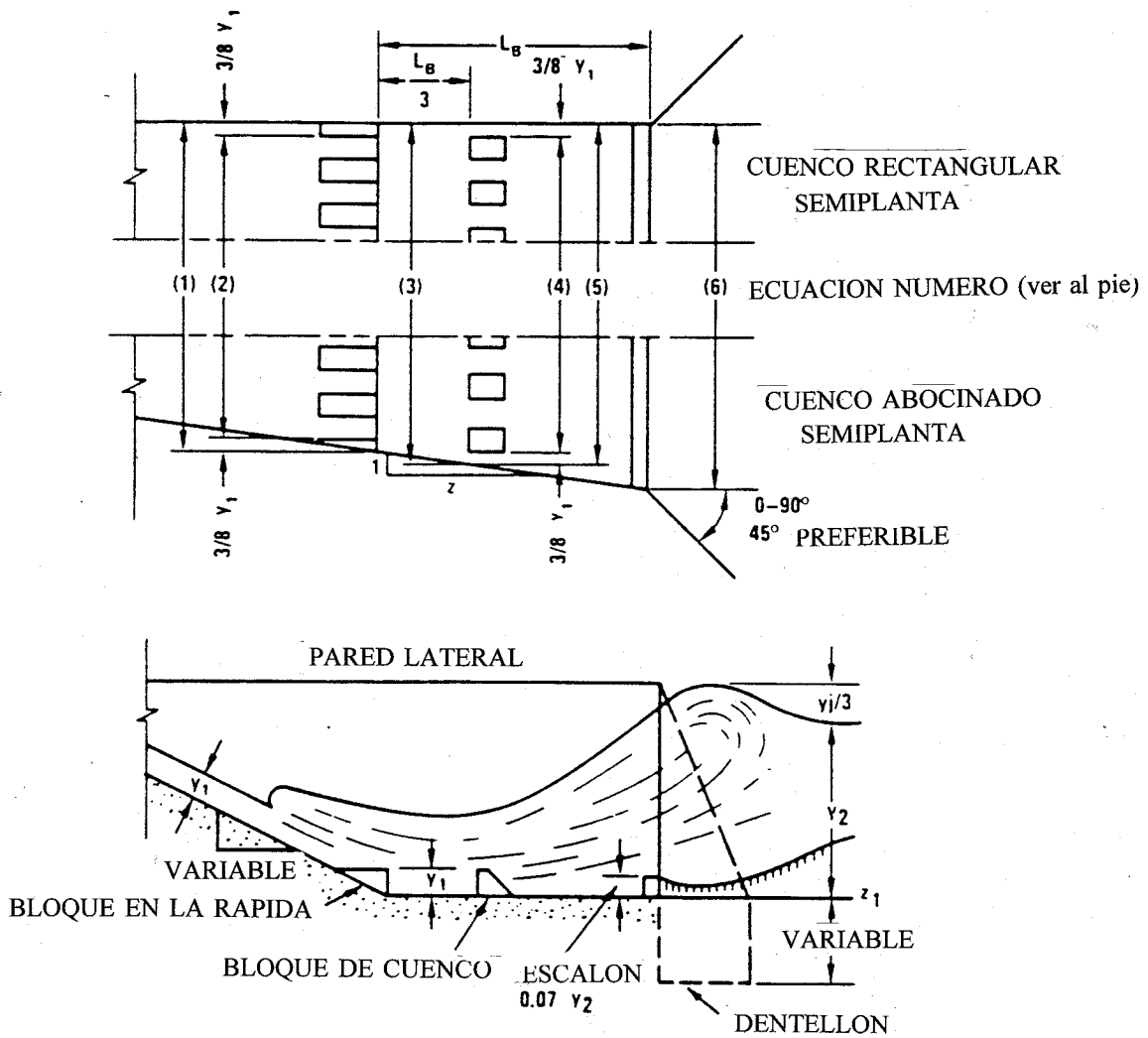
Como a menudo las longitudes del cuenco en estas condiciones resultan muy grandes, se han propuesto dispositivos que agregan elementos de rugosidad dentro del cuenco (bloques) y en el canal de la rápida para contribuir a la disipación y así acortar la longitud del cuenco. Uno de los dispositivos más empleados para ello es el cuenco tipo SAF que debe su nombre al laboratorio donde fue ensayado (St. Anthony Falls Laboratory of the University of Minnesota). Este tipo de disipador se emplea fundamentalmente al pie de bajadas de alcantarillas.

Recomendaciones de Diseño (ver figura 7.1)

El ancho W_B del cuenco es igual al ancho de la alcantarilla; para conductos circulares es el

Figura 7.1

FIGURA 7.1



- (1) W_B = ANCHO DEL CUENCO AGUA ARRIBA
- (2) N BLOQUES CADA $3/4 y_1$
- (3) ANCHO ACUMULADO DE LOS BLOQUES
- (4) n BLOQUES CADA $3/4 y_1$
- (5) $W_{B2} = W_B + 2 L_B/3z$
- (6) $W_{B2} = W_B + 2 L_B/z$

mayor entre el diámetro de la alcantarilla o el valor dado por la expresión:

$$W_B = 0.3D\left(\frac{Q}{D^{2.5}}\right) \quad (1)$$

donde Q es el caudal de diseño dado en pies³/seg y D el diámetro de la alcantarilla en pies

El cuenco puede abocinarse para empalmar un canal de ancho dado como se indica en la figura; el ángulo de divergencia no debe ser mayor de 2:1.

La longitud L_B del cuenco para números de Froude entre 1.7 y 17 es proporcional al tirante conjugado y_2 dado por la expresión:

$$y_j = \frac{y_1}{2}(\sqrt{1+8Fr_j^2}-1) \quad (2)$$

donde Fr = Número de Froude

La longitud del cuenco viene dada por la expresión:

$$L_B = 4.5 \frac{y_j}{Fr^{0.76}} \quad (3)$$

La altura de los bloques en la rápida (chute blocks) es y_1 siendo ésta la profundidad del escurrimiento al pie de la rápida; el ancho y espaciamiento de los bloques es en ambos casos $0.75y_1$ aproximadamente.

Los bloques del cuenco (baffle piers) por su parte deben estar desfasados con respecto a los bloques de la rápida; la fila de bloques en el cuenco disipador debe colocarse a una distancia $L_B/3$ del pie de la rápida.

Los bloques deben ocupar un ancho total (suma de los anchos parciales) entre el 40% y el 55% del ancho del cuenco. En el caso de cuencos abocinados la distancia y ancho de los bloques deben incrementarse en proporción al aumento del ancho del cuenco. No deben colocarse bloques a una distancia de las paredes del cuenco menor que $3/8y_1$.

El tamaño de los bloques de la pileta está dado por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} \text{.- Ancho } W_3 &= \text{Espaciamiento } W_4 = \\ &= 0.75y_1; \end{aligned}$$

$$\text{.- Altura} = y_1$$

El ancho del cuenco en correspondencia con los bloques es:

$$\begin{aligned} \text{.- } W_{B2} &= W_B + 2L_B/3Z \\ &\text{siendo } z \text{ el abocinamiento (si lo} \\ &\text{hubiere) } 1:z. \end{aligned}$$

El número de bloques viene entonces dado por:

$$\text{.- } N_B = W_{B2} / 2W_3 \text{ redondeado al} \\ \text{próximo valor entero}$$

Una vez definido el número de bloques y sus dimensiones debe verificarse que los mismos ocupan entre el 40 y el 55% del ancho del cuenco.

La profundidad del escalón al final del cuenco es $0.07y_j$ donde y_j es el secunte teórico de y_1 .

La tirante de agua sobre el fondo del cuenco difiere del valor teórico calculado mediante la

expresión de los tirantes conjugados; el valor de y_2 depende del número de Froude debido a la presencia de los bloques y está dado por las siguientes expresiones ajustadas en modelo físico:

Tabla 7.1 Valores de la profundidad en el cuenco

Número de Froude	Ecuación de y_2
1.7 a 5.5	$y_2 = (1.1 - Fr_1^2/120)y_j$
5.5 a 11	$y_2 = 0.85y_j$
11 a 17	$y_2 = (1.0 - Fr_1^2/800)y_j$

La altura de las paredes del cuenco por encima del tirante y_2 está dada por $y_j/3$.

Al final del cuenco disipador debe colocarse un dentellón de profundidad mayor que la socavación esperada en el canal de salida.

A continuación se presenta un ejemplo de dimensionamiento de cuenco SAF tomado de la Circular No 14 "Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels" de la Federal Highway Administration (FHWA)¹.

Ejemplo de Aplicación

Datos:

$Q = 417$ pies cúbicos por segundo

$S =$ pendiente de la rápida = 6.5%

¹ *Hydraulic Design of Energy Dissipators for Culverts and Channels, Hydraulic Engineering Circular No. 14, September 1983, US Department of Transportation, Federal Highway Administration.*

Elevación a la salida de la alcantarilla=100pies

$V_o = 27.8$ pies por segundo; $y_o = 1.5$ pies; velocidad y tirante al final de la rápida.

El canal de aguas abajo es un canal trapecial de 10 pies de ancho de fondo y taludes laterales 1V:2H

Solución

1. Selección del tipo de cuenco.
Se utilizará un cuenco rectangular

2. Determinación de la elevación del cuenco
Se procede por tanteos.

El tirante, velocidad y número de Froude a la salida de la alcantarilla son:

$V_o = 27.8$ pies por segundo; $y_o = 1.5$ pies;
 $Fro = 4$

El tirante y la velocidad en el canal de salida resultan:

$y_n = 1.9$ pies; $V_n = 15.9$ pies por segundo

De la (1):

$y_j = 1.5/2(1+8 \times 16)^{1/2}-1 = 7.8$ pies

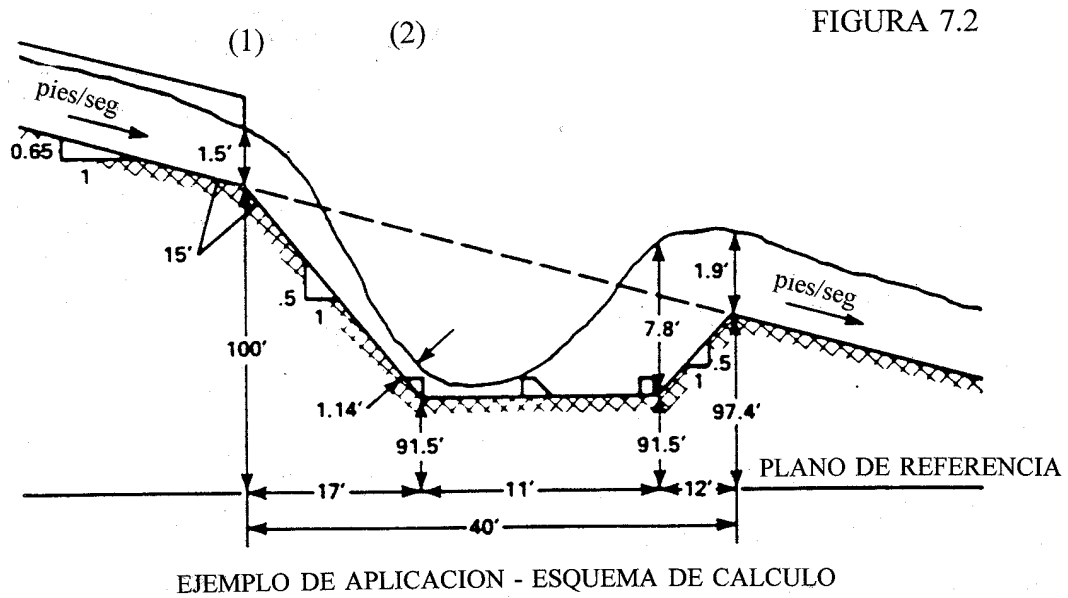
De la tabla 7.1

$y_2 = (1.1 - Fr_{12}^2/120)y_j = (1.1 - 16/120)7.8 = 7.5$ pies

Siendo $y_2 > y_n$ es necesario deprimir el cuenco. La profundidad del cuenco debe analizarse por tanteos ya que no se conoce la longitud del mismo y por otro lado es necesario empalmar el canal de salida aguas abajo (ver figura 7.2)

Se adopta $z_1 = 91.5$ pies

Figura 7.2



El ancho del cuenco se adopta igual al ancho de fondo del canal de salida = 10 pies

Aplicando la ecuación de Bernoulli entre las secciones 1 y 2, y despejando, el caudal resulta:

$$Q = W_B y_1 (2g(z_0 - z_1 + y_0 - y_1) + V_0^2)^{1/2} = 10y_1(100 - 91.5 + 1.5 - y_1 + 27.8^2)^{1/2} = 417 \text{ pies}^3 / \text{seg}$$

Despejando $y_1 = 1.14$ pies; $V_1 = 36.6$ pies

El número de Froude en la sección (1) resulta:

$$\begin{aligned} Fr_1 &= 36.6 / (g \cdot 1.14)^{1/2} = 6.04; \\ g &= 32.2 \text{ pies} / \text{seg}^2 \\ y_j &= 1.14 / 2((1 + 86.04^2)^{1/2} - 1) = 9.2 \text{ pies} \end{aligned}$$

De acuerdo con la tabla 7.1 al valor hallado le corresponde la ecuación:

$$y_2 = 0.85y_j = 0.85(9.2) = 7.8 \text{ pies}$$

La longitud del cuenco será:

$$y_2 = 4.5y_j / Fr^{0.76} = 4.5(9.2) / 6.04^{0.76} = 10.5 \text{ pies}$$

La longitud de la rápida, adoptando una pendiente 1H:0.5V, es:

$$\begin{aligned} L_T &= (z_0 - z_1) / S_T = (100 - 91.5) / .5 = 17 \text{ pies} \\ z_3 &= (100 - (10.5 + 17 + (7.8 - 1.9) / 0.5) \cdot 0.065) = 97.4 \text{ pies} \end{aligned}$$

Comprobación:

$$\begin{aligned} y_2 + z_2 &= 7.8 + 91.5 = 99.3 \\ y_n + z_3 &= 1.9 + 97.4 = 99.3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_S &= (z_3 - z_2) / S_S = (97.4 - 91.5) / .5 = 12 \text{ pies} \\ L &= 17 + 10.5 + 12 = 39.5 \text{ pies} = \text{longitud total} \end{aligned}$$

En el empalme entre la salida de la alcantarilla y la rápida es necesario intercalar una transición para evitar el despegue de la vena líquida; dicha transición puede ser de tipo circular y su radio de curvatura se determina con el gráfico de la figura 7.3

De la figura anterior, para $Fro = 4$, $y_0/r = 0.1$
 $r = 1.5/0.1 = 15$ pies

3. Cálculo de los bloques al pie de la rápida:

$$\begin{aligned} h_1 &= 1.14 \text{ pies} \cdot 1.2 \text{ pies} \\ W_1 &= 0.75y_1 \cdot 0.9 \text{ pies} \end{aligned}$$

Con ese ancho el número de bloques resulta:

$$N_C = W_B / 2W_1 = 10 / 2(0.9) = 5.6; \text{ se adoptan } 6 \text{ bloques}$$

El ancho ajustado es:

$$W_1 = W_B / 2N_C = 10 / 2(6) = 0.8 \text{ pies}$$

De esta manera resultan 5 bloques completos, 6 espacios y dos medios bloques en cada pared.

4. Cálculo de los bloques en el cuenco

$$h_3 \cdot 1.2 \text{ pies}$$

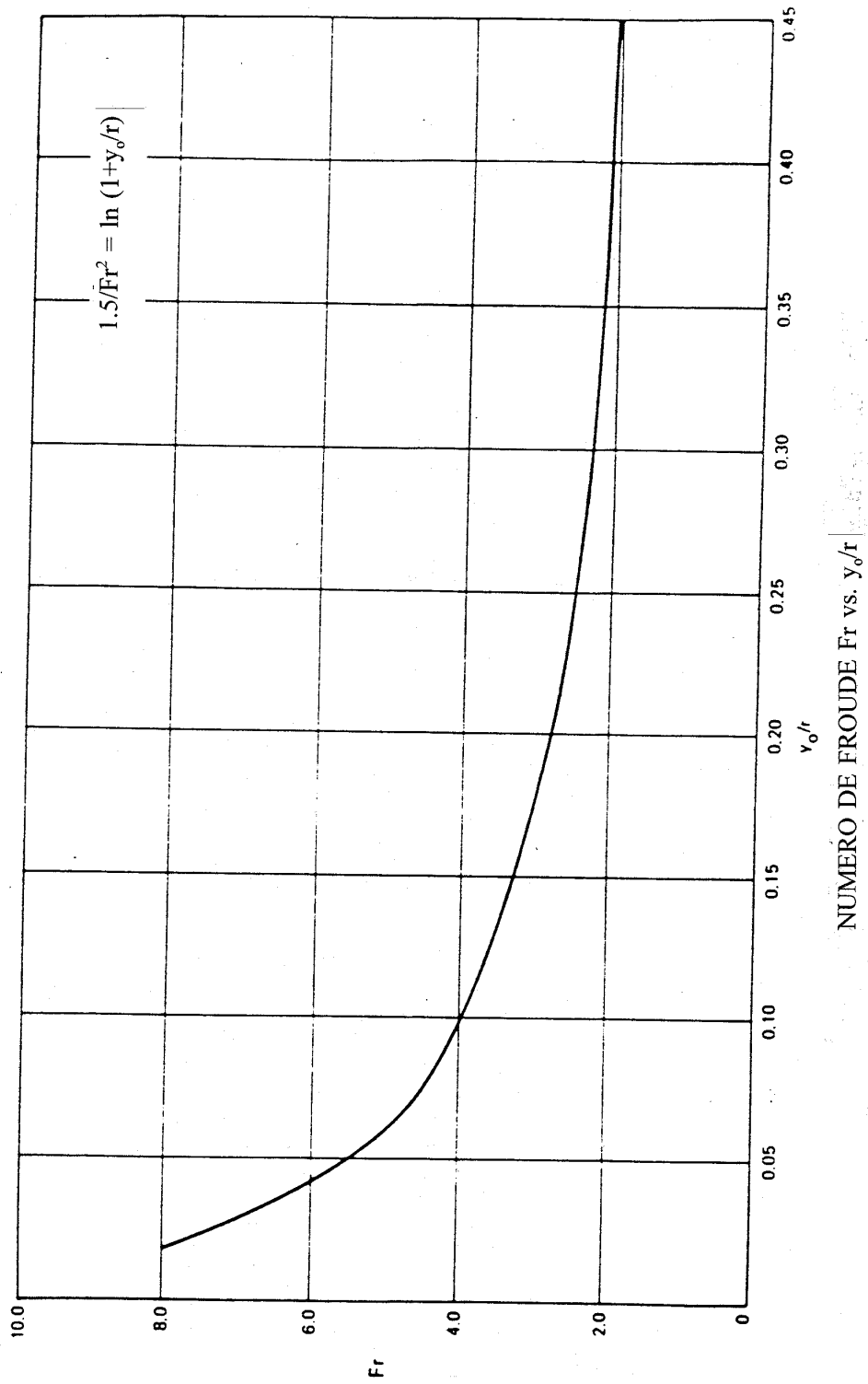
$$W_3 = 0.75y_1 \cdot 0.9 \text{ pies}$$

$$\begin{aligned} \text{Ancho del cuenco} &= W_{B2} + 2L_B / 3Z = 10 + 0 = \\ &= 10 \text{ pies} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Número de bloques} &= N_B = W_{B2} / 2W_3 = \\ &= 10 / 2(0.9) = 5.6; \text{ se utilizan } 6 \text{ bloques} \end{aligned}$$

Figura 7.3

FIGURA 7.3



El ancho ajustado de cada bloque es $W_3 = 10/2(6) = 0.8$ pies

El ancho total ocupado por los bloques es $6(0.8) = 4.8$ pies

El porcentaje del ancho total ocupado es $0.4 < 0.48 < 0.55$; por lo tanto verifica.

Con las medidas dadas resultan 6 bloques, 5 espacios, y medio espacio en correspondencia con cada pared.

La distancia desde los bloques de la rápida será $L_B/3 = 11/3 = 3.7$ pies

5. El escalón a final del cuenco es $h_4 = 0.07y_j = 0.07(9.2) = 0.6$ pies

6. Cálculo de la altura de la pared lateral

Altura = $y_2 + y_j/3 = 7.8 + 9.2/3 = 11$ pies

Disipador de Impacto

Otro tipo de disipador que se ha utilizado con éxito en algunos proyectos es el disipador de impacto; el mismo ha sido diseñado por el Bureau of Reclamation (USA) y resulta aconsejable para espacios reducidos donde no puede desarrollarse un cuenco disipador.

Desarrollo del Disipador

La pared vertical de impacto posee la ventaja de brindar una eficiencia pareja para un amplio rango de descargas; el principio se basa en la disipación por impacto contra la pared; no obstante dicho impacto produce corrientes de retroceso horizontales que también contribuyen

a la disipación. El cuenco está diseñado para permitir el pasaje de la descarga total por encima de la pared si los orificios de la parte inferior se tapan totalmente (ver figura 7.4).

Diseño del Disipador

La información necesaria para el diseño se presenta como una curva adimensional (ver figura 7.5) que representa la relación entre la energía que entra al disipador y el ancho de disipador requerido, versus el número de Froude. En el cálculo tanto de la energía entrante como del número de Froude debe determinarse una profundidad equivalente por medio de la expresión:

$$y_e = \left(\frac{A}{2}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (4)$$

donde A = área hidráulica del conducto en pies cuadrados

Esto permite independizar el diseño de la forma del conducto aductor.

La energía a la entrada del cuenco está dada por la expresión:

$$H_0 = y_e + \frac{V_0^2}{2g} \quad (5)$$

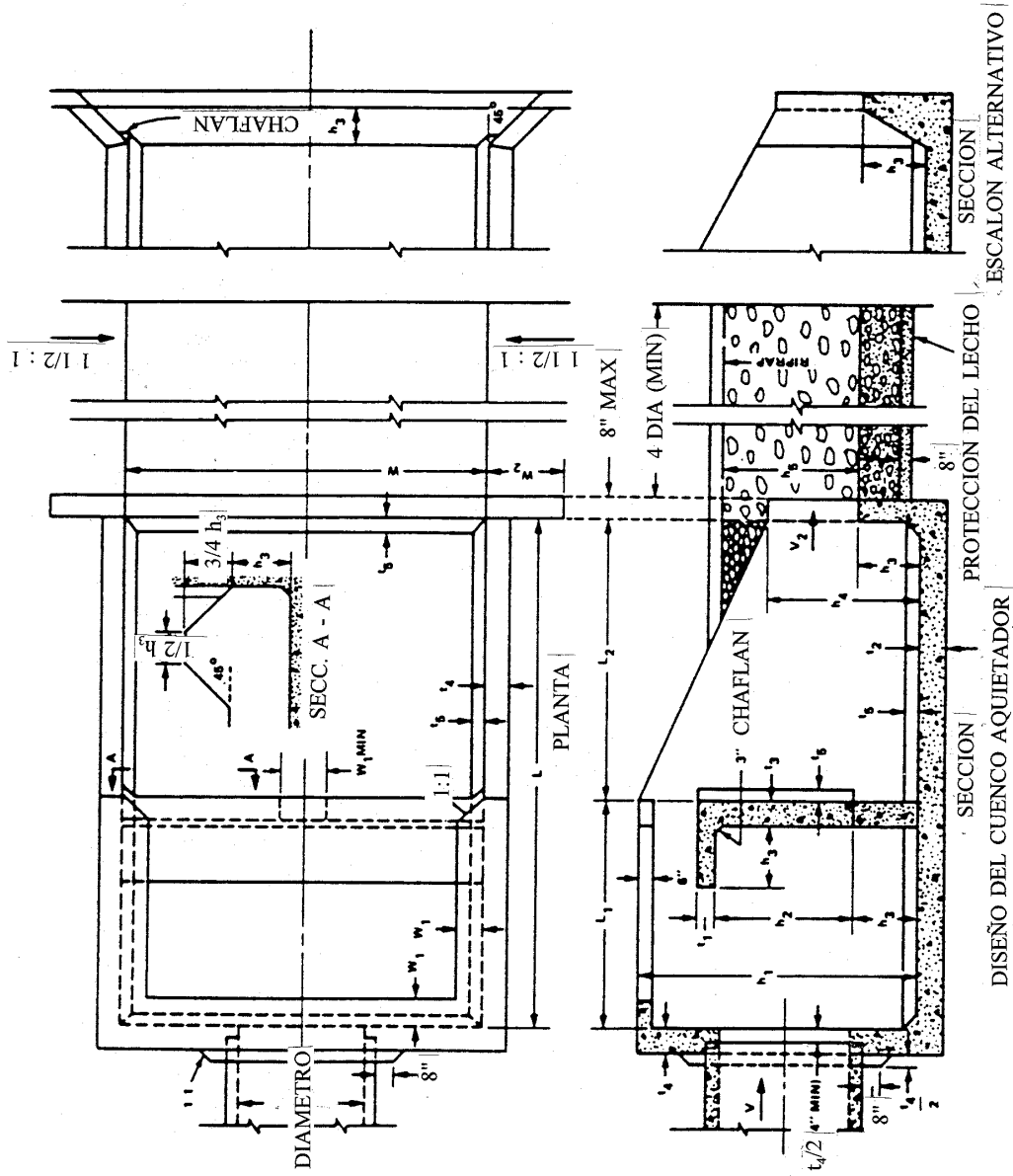
y el número de Froude:

$$Fr = \frac{V_0}{(gy_e)^{\frac{1}{2}}} \quad (6)$$

La eficiencia de este tipo de estructura se ilustra a través del gráfico de la figura 7.6 que

Figura 7.4

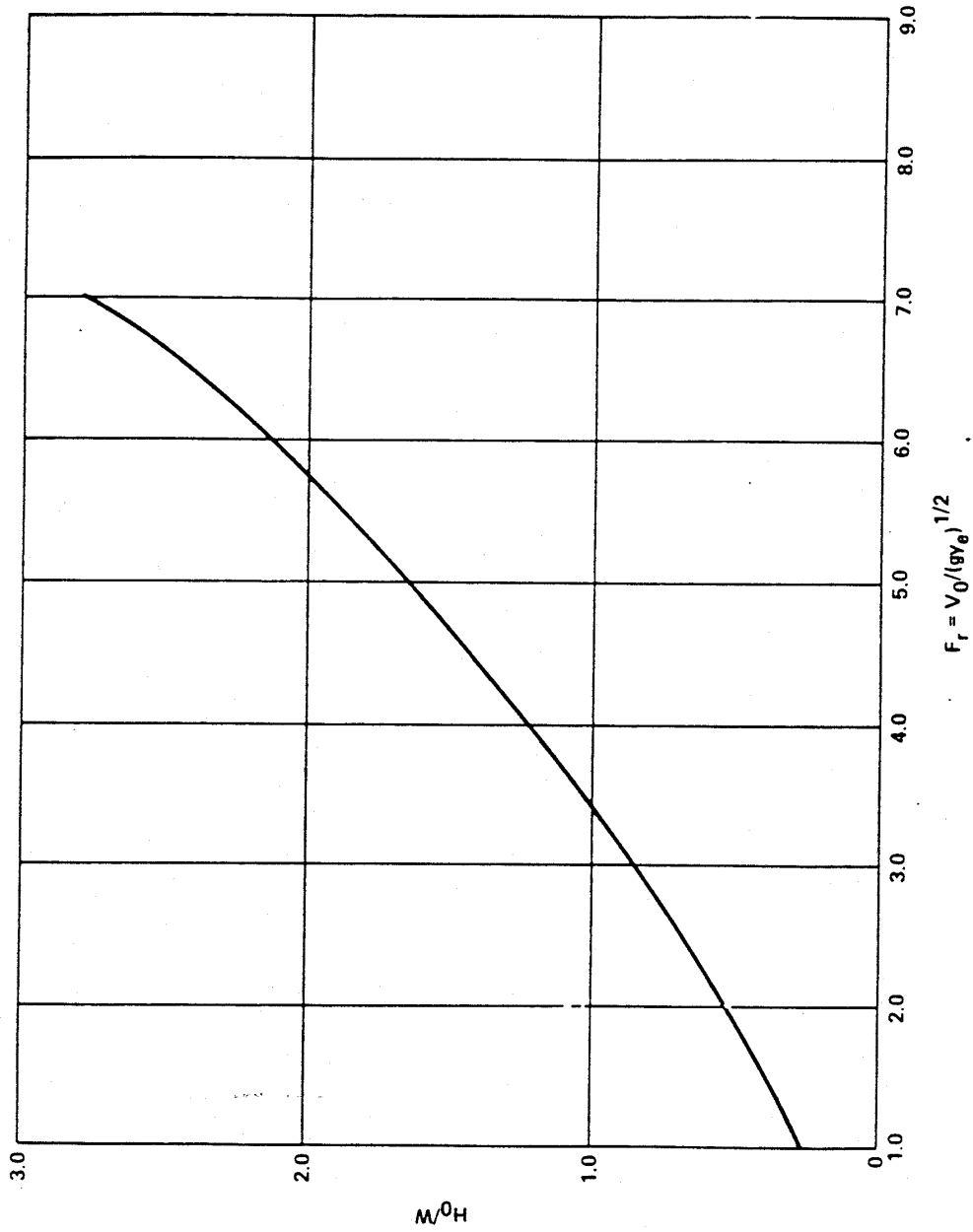
FIGURA 7.4



DISIPADOR DE IMPACTO - USBR TIPO VI

Figura 7.5

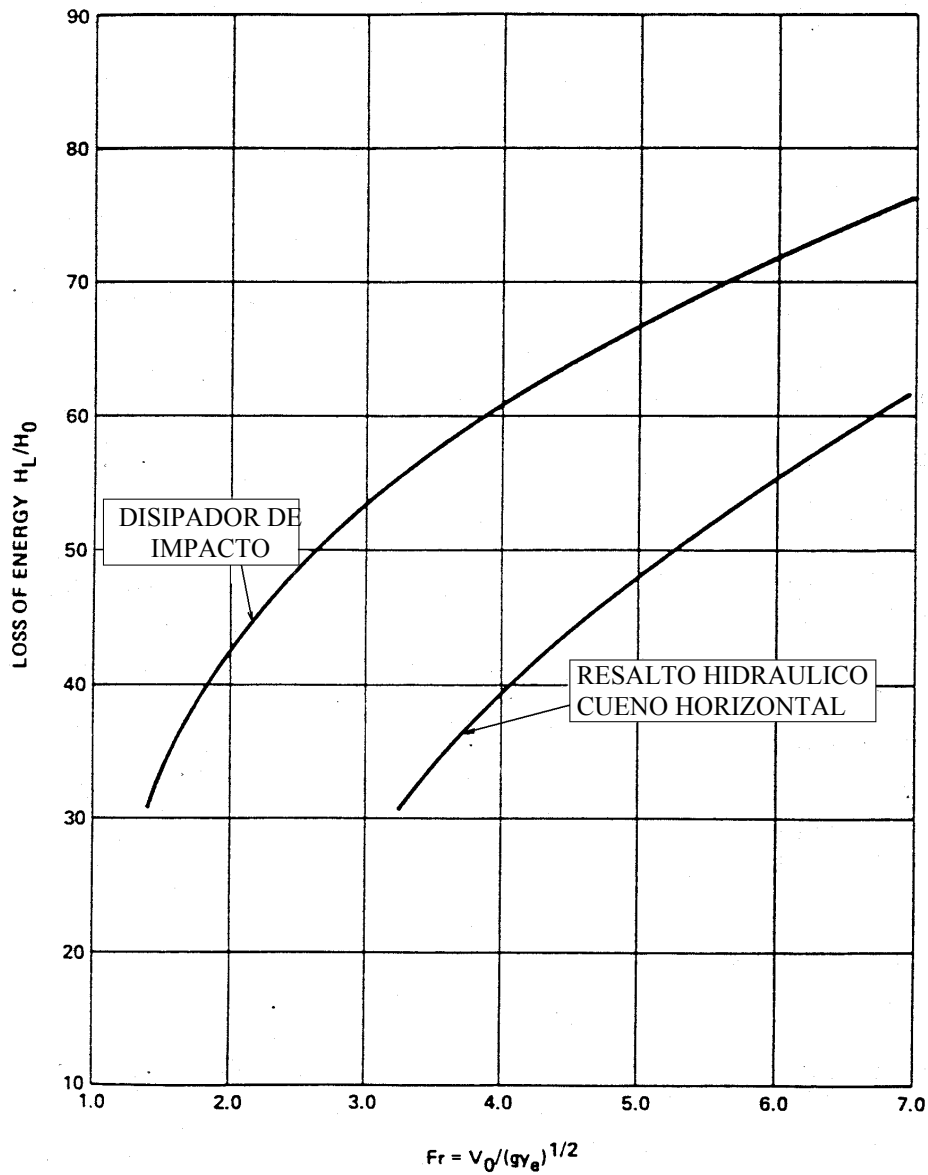
FIGURA 7.5



CURVA PARA EL DISEÑO DEL DISIPADOR DE IMPACTO

Figura 7.6

FIGURA 7.6



PERDIDA DE ENERGIA - COMPARACION ENTRE DISIPADOR DE IMPACTO Y RESALTO HIDRAULICO

presenta la comparación entre los valores de disipación de energía para este tipo de disipador y para un disipador convencional de resalto.

A pesar de que el disipador está diseñado para operar sin necesidad de tirante de restitución, la presencia del mismo mejora la eficiencia; se ha demostrado que para la máxima eficiencia el tirante de restitución no debe exceder el valor $h_3 + (h_2/2)$.

El cuenco debe construirse horizontal; para todo conducto con una inclinación mayor de 15 grados debe proveerse un tramo horizontal de conducto de por lo menos cuatro diámetros inmediatamente aguas arriba del disipador.

Para reducir la erosión aguas abajo se dispone de una alternativa con escalón de salida y muros de ala a 45 grados según se presenta en la parte derecha de la figura 7.4.

Para proteger el conjunto de la socavación, debe preverse un dentellón a la salida de profundidad mayor que la máxima socavación previsible. Asimismo es recomendable colocar enrocado de protección en el canal de salida por lo menos en una longitud de cuatro veces el ancho del cuenco.

El uso de este disipador está limitado a los casos en que la velocidad de entrada no supera los 50 pies por segundo y la descarga es menor de 400 pies cúbicos por segundo. No se recomienda su uso donde haya arrastres flotantes de magnitud que puedan ocasionar obstrucciones mayores a las aberturas.

Ejemplo de Aplicación

Datos:

$D = 48$ pulgadas

$S_o = 0.15$

$Q = 300$ pies cúbicos por segundo

$V_o = 40$ pies por segundo

1. Cálculo de y_e

$$y_e = (A/2)^{1/2}$$

$$A = Q/V_o = 300/40 = 7.5 \text{ pies cuadrados}$$

$$y_e = (7.5/2)^{1/2} = 1.94 \text{ pies}$$

2. Cálculo de Fr, Ho y W

$$Fr = V_o/(gy_e)^{1/2} = 40/(32.2 \times 1.94)^{1/2} = 5.05$$

$$Ho = y_e + V_o^2/2g = 1.94 + (40)^2/64.4 = 26.8 \text{ pies}$$

De la figura 7.5:

$$Ho/W = 1.68$$

$$W = 26.8/1.68 = 16 \text{ pies}$$

3. De la tabla 7.2 pueden obtenerse las restantes dimensiones del disipador.

Protección de Taludes y Márgenes con Piedra, Bolsas y Bloques

Introducción

A continuación se presentan los lineamientos para el cálculo de protecciones de taludes y márgenes de canales de acuerdo con las instrucciones de la Circular No 11 de la Federal Highway Administration (FHWA) de los Estados Unidos².

²"Use of Riprap for Bank Protection". Hydraulic Engineering Circular No. 11, Junio 1967. US Department of Transportation, Federal Highway Administration (FHWA).

Tabla 7.2

TABLA 7.2
DISIPADOR DE IMPACTO - DIMENSIONES
[Dimensiones en pies y pulgadas]

W	h1	L	h2	h3	L1	L2	h4	W1	W2	t3	t2	t1	t4	t5
4-0	3-1	5-5	1-6	0-8	2-4	3-1	1-8	0-4	1-1	0-6	0-6	0-6	0-6	0-3
5-0	3-10	6-8	1-11	0-10	2-11	3-10	2-1	0-5	1-5	0-6	0-6	0-6	0-6	0-3
6-0	4-7	8-0	2-3	1-0	3-5	4-7	2-6	0-6	1-8	0-6	0-6	0-6	0-6	0-3
7-0	5-5	9-5	2-7	1-2	4-0	5-5	2-11	0-6	1-11	0-6	0-6	0-6	0-6	0-3
8-0	6-2	10-8	3-0	1-4	4-7	6-2	3-4	0-7	2-2	0-7	0-7	0-6	0-6	0-3
9-0	6-11	12-0	3-5	1-6	5-2	6-11	3-9	0-8	2-6	0-8	0-7	0-7	0-7	0-3
10-0	7-8	13-5	3-9	1-8	5-9	7-8	4-2	0-9	2-9	0-9	0-8	0-8	0-8	0-3
11-0	8-5	14-7	4-2	1-10	6-4	8-5	4-7	0-10	3-0	0-9	0-9	0-8	0-8	0-4
12-0	9-2	16-0	4-6	2-0	6-10	9-2	5-0	0-11	3-0	0-10	0-10	0-8	0-9	0-4
13-0	10-0	17-4	4-11	2-2	7-5	10-0	5-5	1-0	3-0	0-10	0-11	0-8	0-10	0-4
14-0	10-9	18-8	5-3	2-4	8-0	10-9	5-10	1-1	3-0	0-11	1-0	0-8	0-11	0-5
15-0	11-6	20-0	5-7	2-6	8-6	11-6	6-3	1-2	3-0	1-0	1-0	0-8	1-0	0-5
16-0	12-3	21-4	6-0	2-8	9-1	12-3	6-8	1-3	3-0	1-0	1-0	0-9	1-0	0-6
17-0	13-0	22-6	6-4	2-10	9-8	13-0	7-1	1-4	3-0	1-0	1-1	0-9	1-0	0-6
18-0	13-9	23-11	6-8	3-0	10-3	13-9	7-6	1-4	3-0	1-1	1-1	0-9	1-1	0-7
19-0	14-7	25-4	7-1	3-2	10-10	14-7	7-11	1-5	3-0	1-1	1-2	0-10	1-1	0-7
20-0	15-4	26-7	7-6	3-4	11-5	15-4	8-4	1-6	3-0	1-2	1-2	0-10	1-2	0-8

En general existen cuatro métodos de protección de una obra caminera sujeta a la acción erosiva de un curso de agua:

1. Relocalización de la traza alejándola de la fuente de erosión;
2. Realineamiento del cauce para alejarlo de la carretera;
3. Protección de las márgenes mediante obras de encauzamiento (river training);
4. Construcción de obras de protección de la obra básica.

En esta sección se discuten los aspectos relacionados con el cuarto criterio.

Los elementos comúnmente utilizados para la protección de taludes expuestos a la acción erosiva de las aguas son:

1. Protección de piedra (Riprap) volcada;
2. Protección de piedra (Riprap) colocada a mano;
3. Piedra inyectada con lechada de cemento;
4. Gaviones;
5. Concreto colocado en bolsas;
6. Losetas de concreto.

Descripción

La piedra volcada es piedra graduada que se descarga sobre una pendiente preparada de manera que no se produzca segregación del material (la fracción más gruesa abajo); éste es el más flexible de los revestimientos y a menudo el más económico.

Una alternativa consiste en piedra

cuidadosamente colocada a mano o con grúa siguiendo un patrón de llenado de manera tal que los vacíos entre las piedras mayores son rellenados con piedras más pequeñas manteniendo la superficie relativamente uniforme.

Variante de lo anterior los espacios intersticiales son rellenados con mortero de cemento; también este tipo de protección sólo se justifica cuando no se dispone de piedra de tamaño adecuado.

Las protecciones con colchonetas de gaviones consisten en una variante sumamente difundida cuando no se dispone de piedra de tamaño adecuado en la cual la piedra está confinada dentro de una canasta de alambre.

El concreto en bolsas es una técnica generalmente empleada cuando no se dispone de piedra de ningún tipo.

Por último, las losetas de concreto simple o reforzado prefabricadas o preparadas "in situ", son también una variante cuando no se dispone de piedra de ningún tipo o su costo no es económicamente competitivo.

Es esencial colocar un filtro bajo cualquier tipo de protección a menos que el material de la margen cumpla con los requerimientos de filtro respecto de la protección.

Diseño de Protecciones con Piedra Volcada -Cálculo del Tamaño de los Bloques

Los factores que intervienen en el diseño incluyen:

- .- el peso, tamaño, forma, y composición mineralógica de la piedra;
 - .- la graduación de la misma;
 - .- el nivel de agua sobre la superficie a proteger;
 - .- la pendiente y estabilidad de la superficie a proteger;
 - .- la estabilidad y efectividad del filtro sobre el cual se apoya la protección;
 - .- la velocidad del agua sobre la piedra;
- La determinación del tamaño de la protección se realiza por prueba y error utilizando los gráficos de las figuras 7.7 y 7.8.

Una vez estimados los parámetros hidráulicos del escurrimiento (velocidad y profundidad), se asume un tamaño de piedra y se entra en el primer gráfico para determinar la velocidad sobre la misma a nivel de fondo del canal; algunos especialistas recomiendan duplicar la velocidad resultante antes de entrar al segundo gráfico.

Una vez determinado el valor V_s correspondiente a la velocidad de fondo, se entra en el segundo gráfico y se calcula el tamaño de bloque para distintos taludes de reposo del material. Se compara este valor con el valor supuesto originalmente hasta obtener una razonable coincidencia.

Extensión de la Protección

El límite superior de la protección debe extenderse por encima del nivel máximo de

diseño. La consideración de un francobordo o altura libre depende de la posibilidad de generación de olas. Asimismo la colocación de pasto por encima de la protección de piedra provee considerable protección para aquellas crecidas que superen el nivel máximo.

Donde el cauce sea de arena o limo, la protección debe extenderse por lo menos cinco pies por debajo del lecho continuando la pendiente del talud. Cuando el pie no pueda ser excavado el delantal debe terminar en una extensión de la protección sobre el lecho (ver figura 7.9) para evitar la socavación. En el lado convexo de curvas cerradas, donde la socavación es particularmente severa, el pie de la protección debe colocarse más profundo que en los tramos rectos; la protección debe extenderse tanto agua arriba como agua abajo del lado convexo de la curva. En los tramos rectos la protección debe comenzar y terminar en algún hecho existente estable situado en la margen (árboles, vegetación, material resistente); cuando no se disponga de elementos firmes, deben realizarse trabas como se indica en la figura 7.10.

Espesor de la Protección

El espesor de la protección debe ser por lo menos igual al tamaño máximo de la piedra; no obstante será preferible colocar dos o tres capas sobre todo si carece o se tienen dudas sobre el comportamiento del filtro por debajo de la protección.

Aspectos Constructivos

- a) Piedra colocada a mano

Figura 7.7

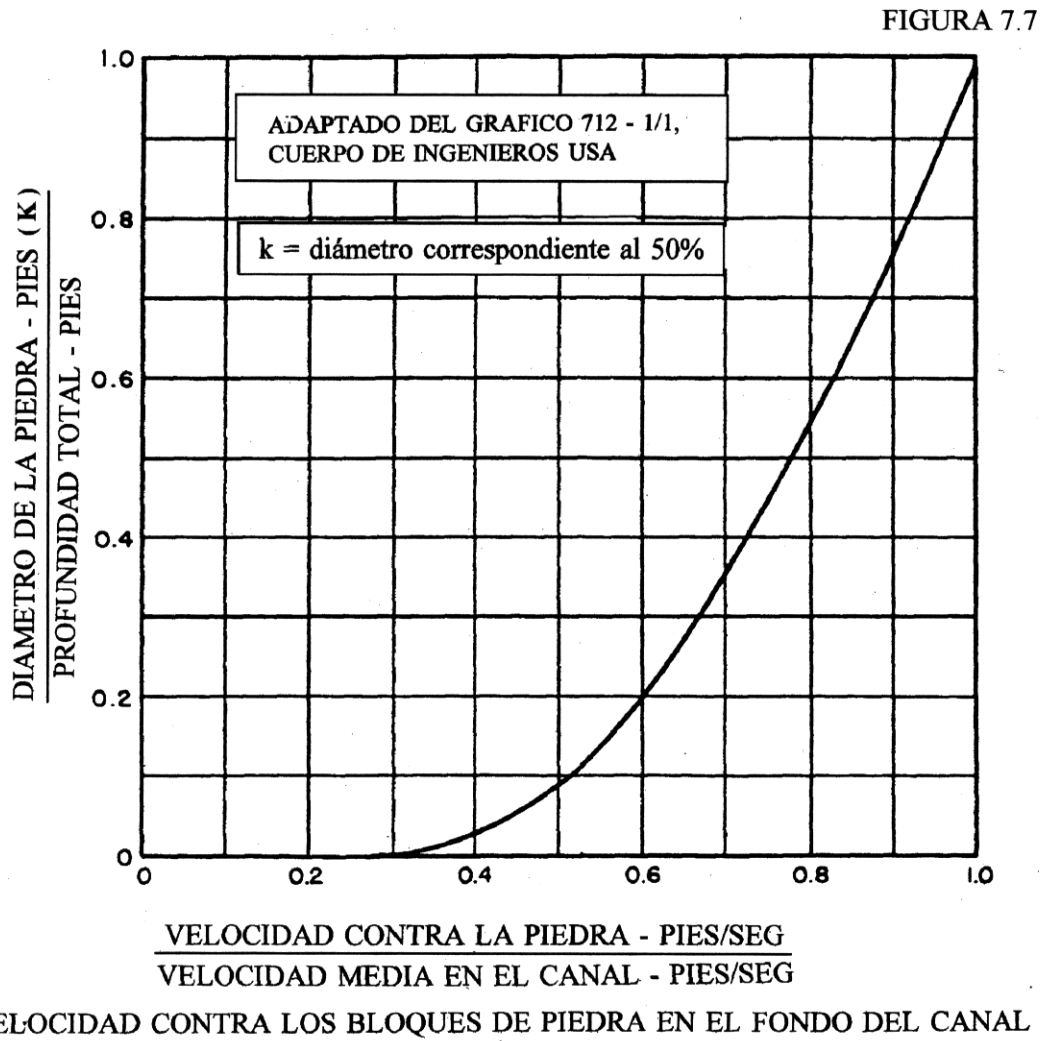


Figura 7.8

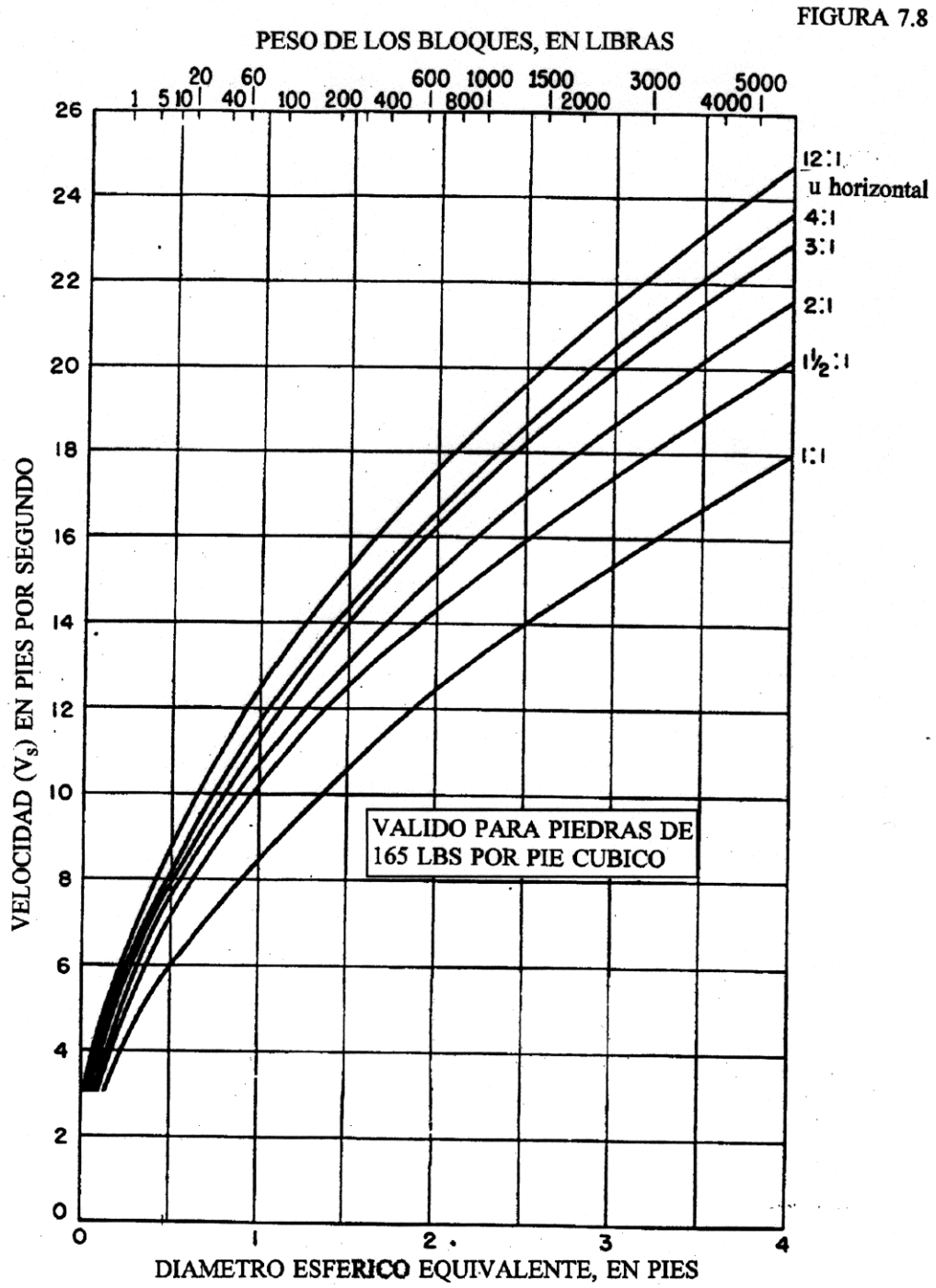
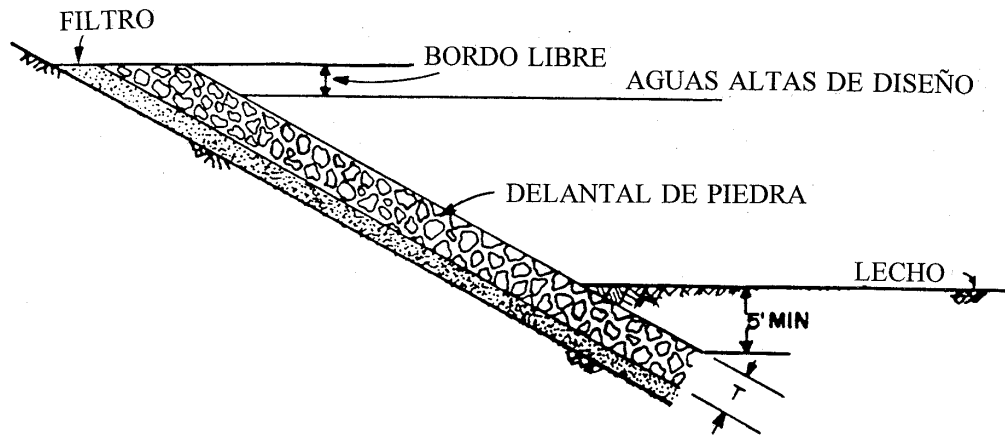


FIGURA 7.8

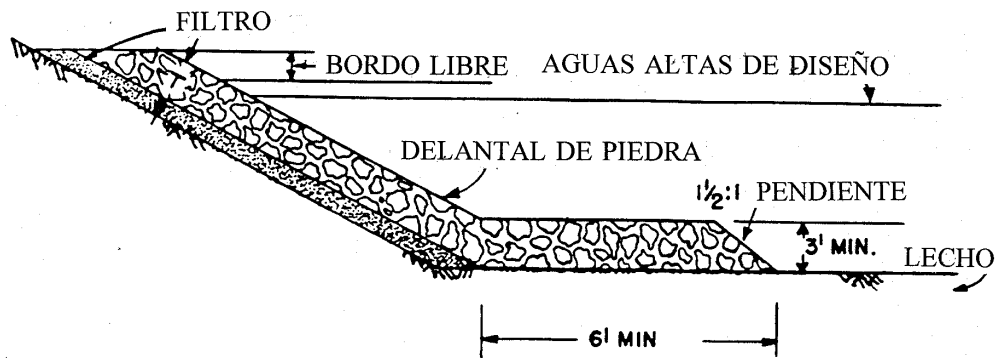
TAMAÑO DE BLOQUE QUE RESISTE EL ARRASTRE PARA DISTINTAS VELOCIDADES Y TALUDES

Figura 7.9

FIGURA 7.9



A - DELANTAL DE PIEDRA Y DETALLE DE ZANJA AL PIE

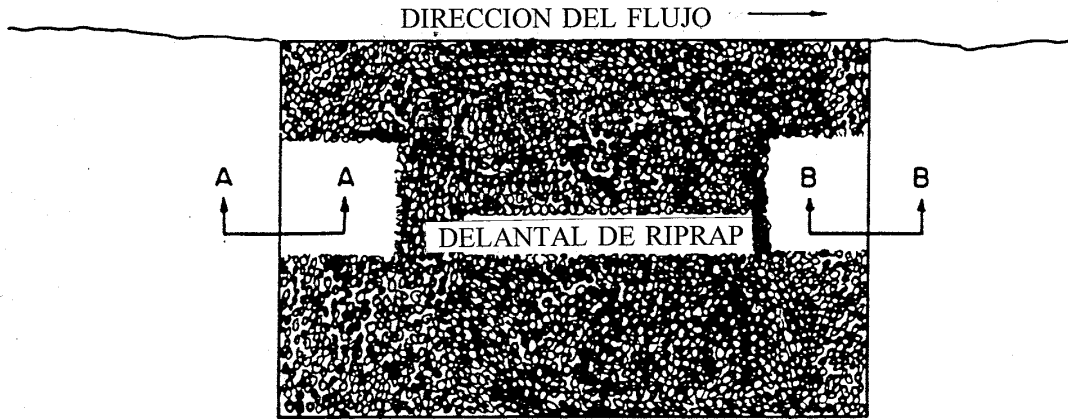


B - DELANTAL DE PIEDRA Y DETALLE DE PROTECCION AL PIE

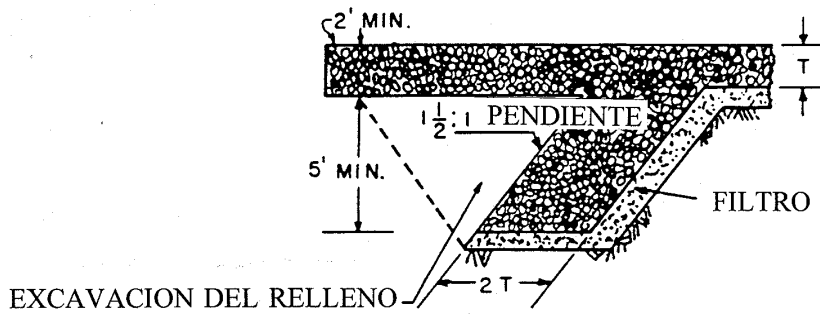
SECCIONES TÍPICAS PARA PROTECCIONES DE PIEDRA PARA TRAMOS RECTOS CON LECHOS EROSIONABLES

Figura 7.10

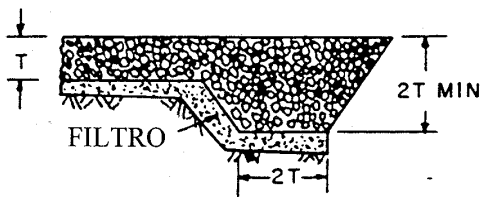
FIGURA 7.10



PLANTA



SECCION A - A



SECCION B - B

DETALLES DE DENTELLONES AL EXTREMO DE LOS DELANTALES DE PIEDRA

Contra lo que se supone inicialmente, la piedra colocada a mano no tiene un comportamiento satisfactorio principalmente porque posee poca capacidad de adaptarse a los movimientos de la margen por lo que su empleo es cada vez más restringido.

b) Colchonetas de gaviones (ver figura 7.11)

Esta protección es recomendable en localizaciones donde la roca económicamente disponible es demasiado pequeña para ser utilizada como material volcado. Las canastas de alambre son llenadas fuera del sitio de emplazamiento y luego colocadas en posición, atadas y ancladas a la pendiente mediante estacas de madera o metal de 1.5 m de largo aproximadamente.

Las dimensiones comerciales usualmente disponibles son: largo = 4 m; ancho = 2 m; espesor = variable entre 0.18 m y 0.23 m.

c) Enrocado con lechada de cemento

Este tipo de protección se utiliza cuando no existe piedra de tamaño adecuado, el costo de los gaviones es elevado, o se requiere una protección más rígida. El producto resultante tiene escasa resistencia a la tracción por lo que debe preservarse de los efectos de la socavación que puedan minar el apoyo de la protección. Asimismo deben preverse agujeros para dar rápido alivio a las presiones hidrostáticas detrás de la misma.

d) Concreto colocado en bolsas

En este caso se llenan bolsas de cemento con un concreto pobre que en muchos casos se coloca como una mezcla seca que se

humedece al sumergirse en el lecho. Generalmente la pendiente de colocación no supera 1 1/2H:1 V. Al pie del revestimiento se excava una zanja a profundidad mayor que la máxima socavación prevista y se la llena con bolsas; en la figura 7.12 pueden verse detalles de esta solución.

e) Losetas de concreto simple o reforzado

Este tipo de protección, ampliamente difundida para su uso en estribos abiertos de puentes sobre cursos de agua, no ha tenido una satisfactoria prestación; a menudo las losetas se despegan de la superficie a proteger creando condiciones propicias para el progreso de la erosión concentrada en ese punto y la destrucción del resto de las losetas alrededor. En general este tipo de revestimiento no es aconsejable en cursos de agua ya que por razones de socavación del apoyo de las losetas o desprendimientos, suelen fallar durante las crecidas de cierta magnitud por lo que su empleo se limita a revestimiento de taludes solamente sometidos a la acción de las lluvias (puentes sobre carreteras).

f) Capa de asiento filtrante

Este elemento, esencial para evitar que el suelo de la margen sea removido a través de la protección, tradicionalmente era materializado con una mezcla de materiales granulares cuyos diámetros característicos cumplieran ciertas relaciones de filtro.

Modernamente, este elemento ha sido reemplazado por mantas geotextiles que en la mayoría de los casos permiten superar las dificultades asociadas a la graduación del material filtrante.

Figura 7.11

FIGURA 7.11

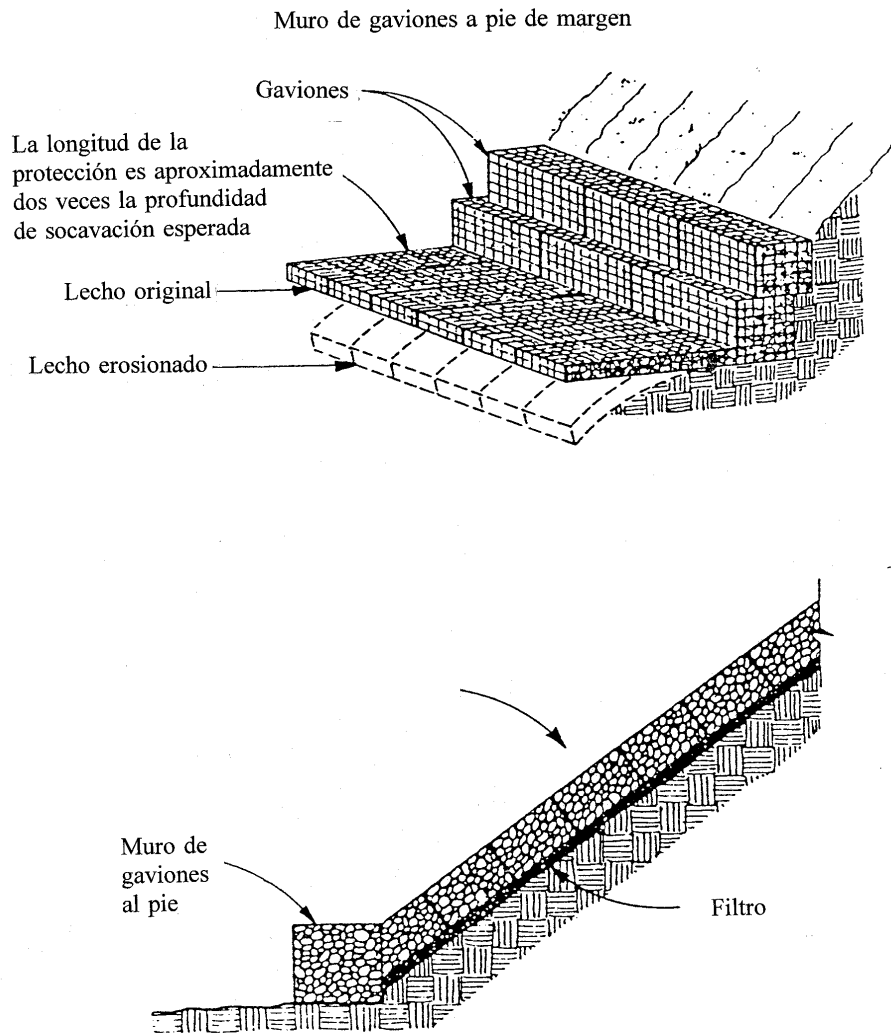
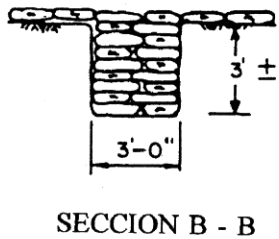
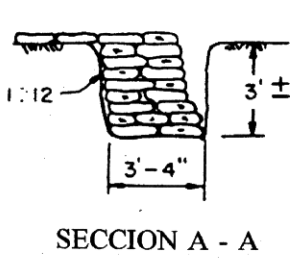
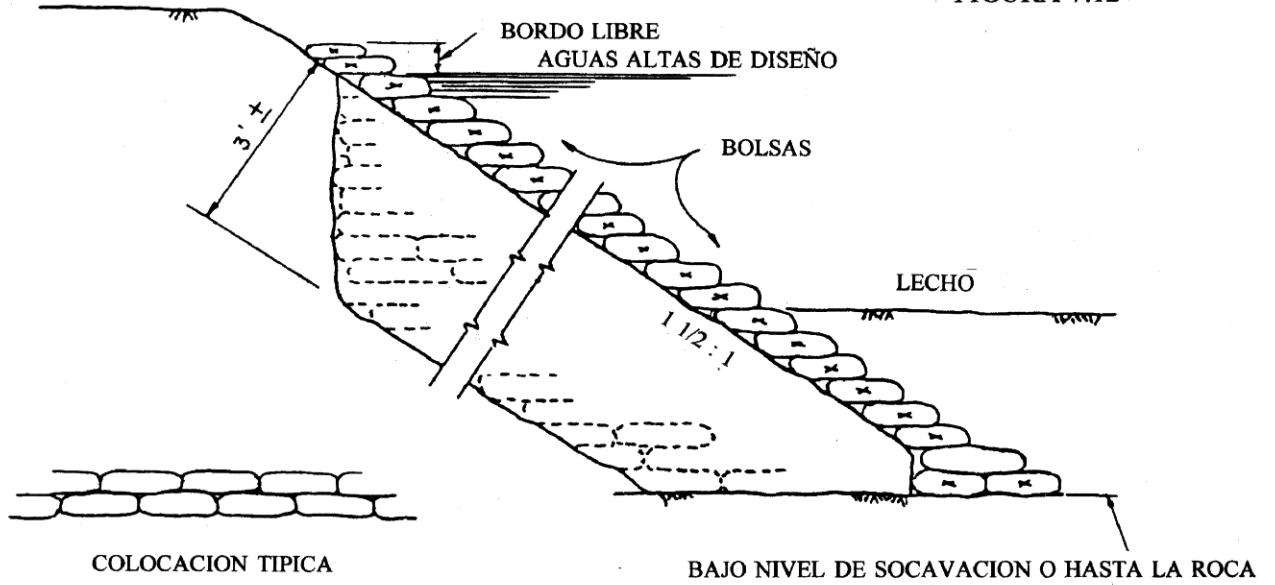


Figura 7.12

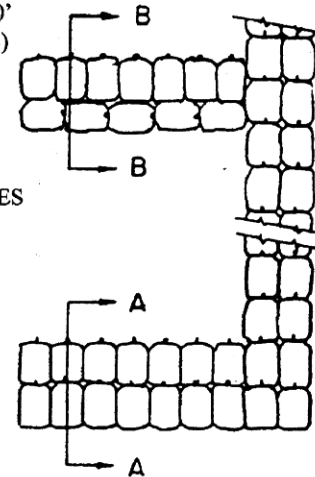
FIGURA 7.12



TALONES EXCAVADOS CADA 30'
(ver detalles secciones A - A y B - B)

NOTA:
LAS DIMENSIONES Y DETALLES
PUEDEN SER MODIFICADOS
SEGUN NECESIDAD

SECCION
TERMINAL



DETALLE DE HILERAS AL PIE

SECCIONES TYPICAS Y DETALLES CONSTRUCTIVOS
PARA PROTECCION CON BOLSAS DE CONCRETO

La manta geotextil debe ser convenientemente anclada para evitar remoción de material por debajo de ella.

Selección del Material

a) Piedra volcada

La piedra para este tipo de protección debe ser sólida, durable, angulosa, resistente a la meteorización, libre de partículas de polvo o materia orgánica y debe cumplir los requisitos de graduación para la clase de que se trate.

Ni el ancho ni el espesor de la piedra deben ser menores que un tercio de su longitud; los cantos rodados o pedrones no son aceptables; el peso mínimo debe ser de 155 lbs/pulg³.

La aceptabilidad de la piedra depende de ensayos disponibles para el material (si proviene de una fuente de explotación existente) o a realizar; es fundamental comprobar la resistencia a la abrasión por medio del ensayo de desgaste Los Angeles (AASHTO Test T 96). El ensayo de resistencia a los sulfatos puede utilizarse como indicador de la resistencia a la meteorización en zonas donde la protección esté expuesta a ambientes marinos.

Algunas especificaciones no tienen otros requerimientos para el material de protección que el peso (sin restricciones en cuanto a la graduación); ello puede dar como resultado una protección con grandes vacíos que permiten la extracción del material de la margen a través.

La tabla que sigue proporciona algunos

valores de referencia en relación al tamaño del D_{50} (k):

Tabla 7.3 Graduación del material de protección para piedra volcada

Tamaño de la piedra	Porcentaje del peso total menor que el tamaño dado
3k	100
2k	80
1k	50
0.1k	10

En la figura 7.13 se presentan algunas curvas granulométricas ensayadas en cuanto a su eficiencia por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos. Las curvas "A₁" (24") y "B" (16") demostraron ser altamente eficientes.

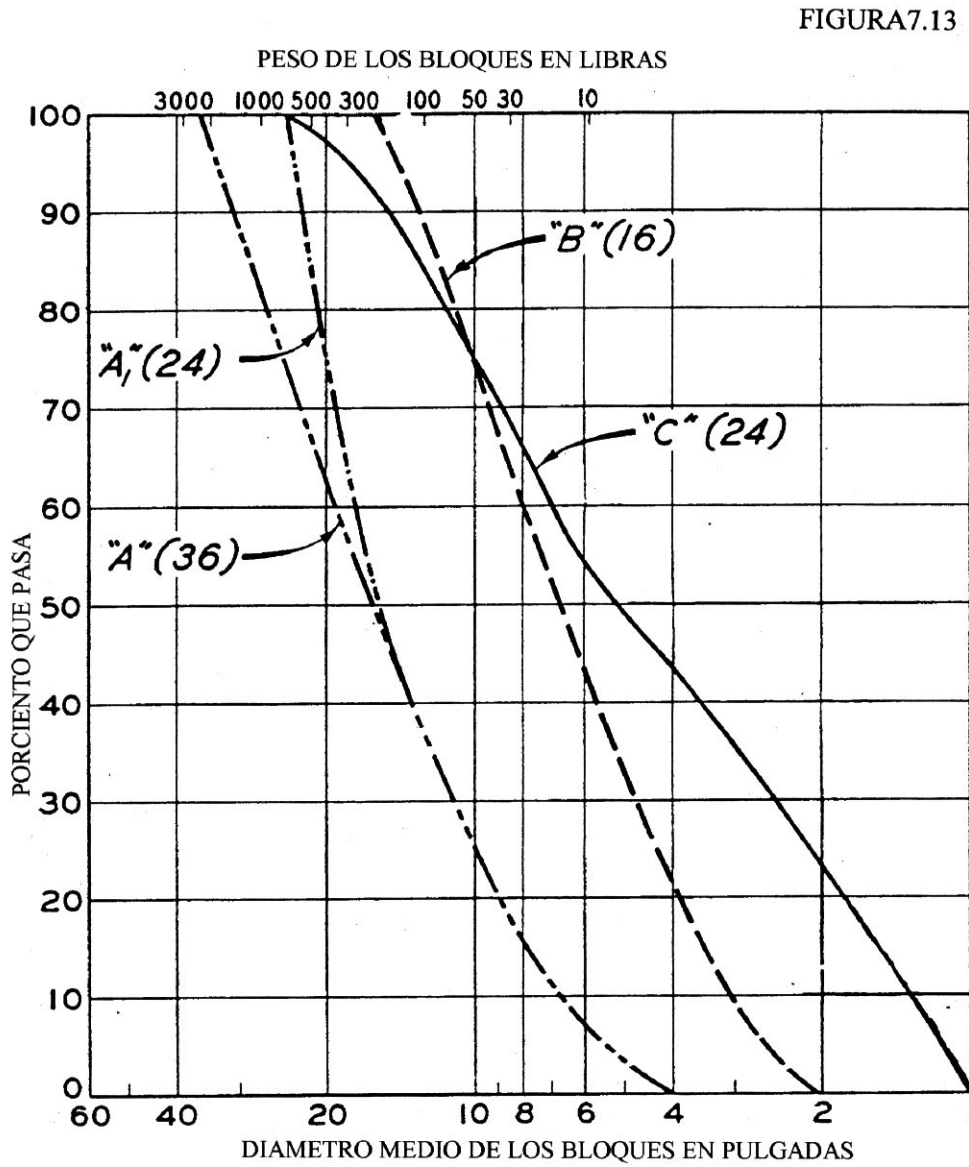
b) Material para relleno de colchonetas de gaviones

Este material debe cumplir los mismos requisitos de calidad que la piedra volcada excepto el tamaño y la graduación. Más del 70% en peso de la piedra en peso debe exceder en su menor dimensión la abertura de la malla de alambre; el tamaño máximo de piedra no debe exceder el espesor de la colchoneta.

En cuanto al alambre, debe ser de tipo comercial específico y en lo posible debe utilizarse la alternativa con revestimiento de PVC, en especial cuando la protección se ubica en ambientes agresivos.

c) Materiales para protecciones de piedra con lechada de cemento

Figura 7.13



CURVAS GRANULOMETRICAS TIPICAS PARA PROTECCIONES

El mortero de liga debe prepararse con una mezcla de una parte de cemento y tres partes de arena utilizando la mínima cantidad de agua posible para evitar efectos de contracción.

La piedra debe cumplir los mismos requisitos de calidad que la piedra volcada excepto el tamaño y la graduación.

d) Concreto en bolsas

El concreto será de tipo pobre; las bolsas serán de cemento o granos y deberán llenarse hasta 2/3 partes de su contenido con la mezcla de cemento y arena.

e) Concreto en losetas

El concreto será del tipo B excepto en zonas salobres donde será de tipo A.

Protección de Salidas de Alcantarillas con Enrocado

Introducción

A la salida de alcantarillas o en canales erosionables (en los casos donde la erosión sea fuente potencial de daños significativos), debe preverse un delantal de protección. Cuando el flujo sea excesivo para el uso de un delantal podrán utilizarse cuencos disipadores según se indicó anteriormente.

El procedimiento de diseño es el recomendado por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos³.

³ *"Practical Guidance for Estimation and Controlling Erosion at Culvert*

Las necesidades se determinan comparando la velocidad permisible en el suelo (según Sección 4) con la velocidad de salida del conducto. Cuando ésta excede la velocidad admisible para el suelo de que se trate, se recomienda el uso de la protección.

Dimensionamiento del Delantal de Protección

La longitud del delantal se determina con la expresión:

$$La = \frac{1.7Q}{Do^{\frac{3}{2}}} + 8Do \quad (7)$$

donde:

Do: ancho máximo en el interior de la alcantarilla en pies;

Q: caudal de diseño de la alcantarilla en pies cúbicos por segundo;

En los casos en que no exista un canal definido aguas abajo del delantal el ancho W a la salida se determina como sigue (ver figura 7.14).

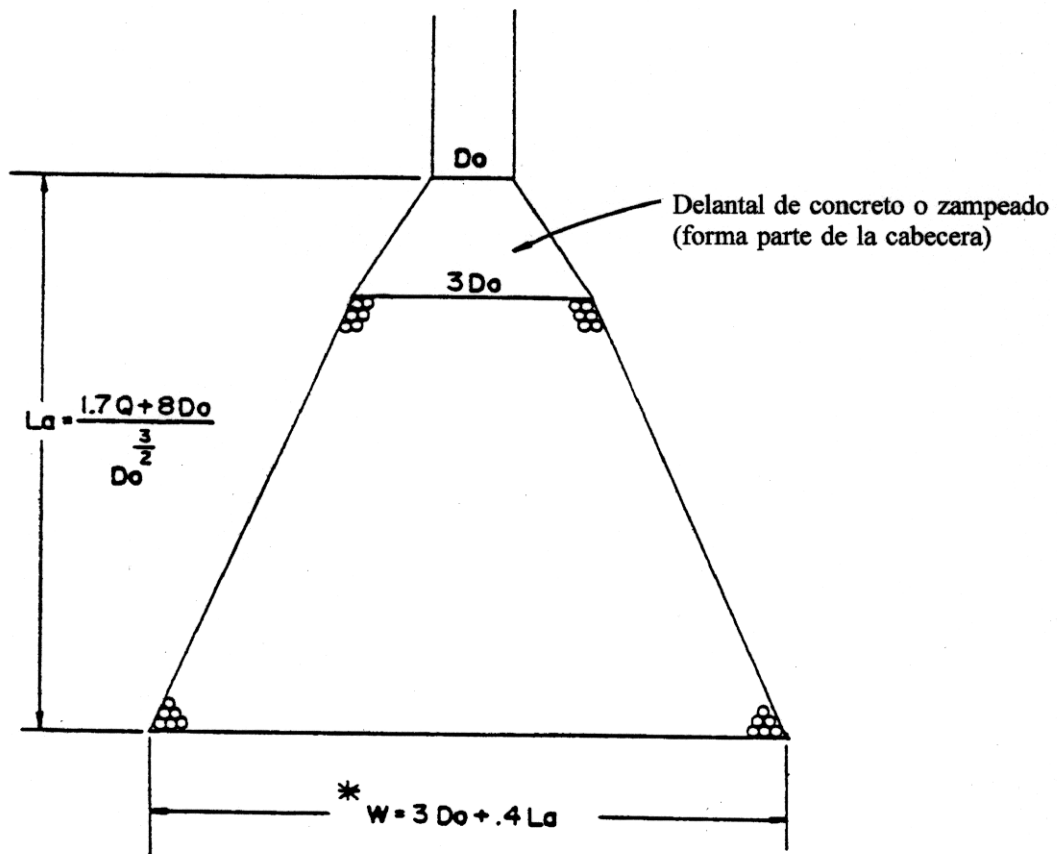
.- Si el tirante de restitución (profundidad agua abajo de la alcantarilla) es igual o mayor que la cota del centro de la misma:

$$W = 3Do + 0.4La \quad (8)$$

Outlets", Report H-47-9. US Army Engineer Waterways Experiment Station (WES).

Figura 7.14

CONFIGURACION DE PROTECCIONES A LA SALIDA DE ALCANTARILLAS

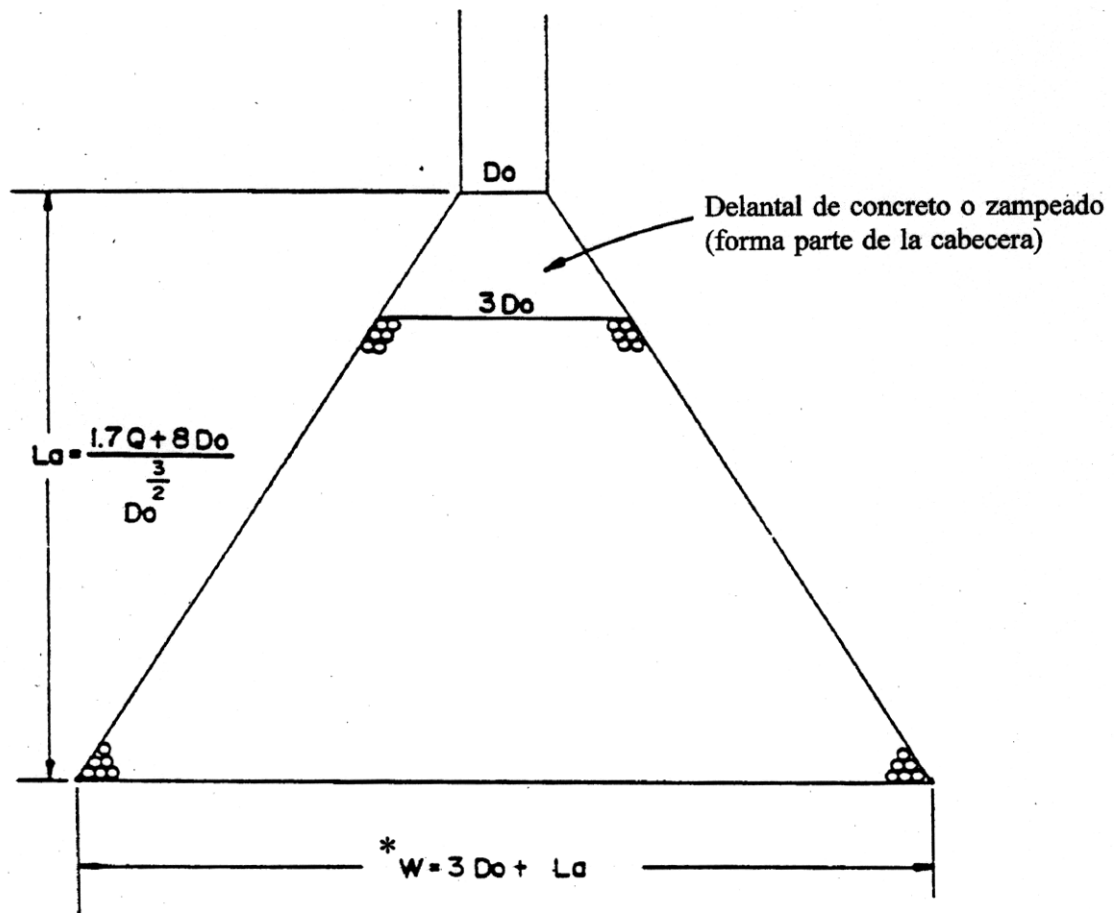


* La profundidad de la restitución es mayor de $0.5 Do$

Figura 7.14, continuación

FIGURA 7.14 (continuación)

CONFIGURACION DE PROTECCIONES A LA SALIDA DE ALCANTARILLAS



* La profundidad de la restitución es menor de $0.5 D_o$.

- .- Si la profundidad agua abajo es menor que la cota del centro de la alcantarilla,

$$W = 3Do + La \quad (9)$$

El ancho del delantal a la salida de la alcantarilla debe ser por lo menos tres veces el ancho de la alcantarilla.

Donde existe un canal bien definido agua abajo, el ancho del delantal en su unión con el canal debe ser por lo menos igual al ancho de éste; el revestimiento deberá extenderse por lo menos un pie por encima de la profundidad agua abajo y no menos de dos tercios de la dimensión vertical de la alcantarilla por encima de la cota del invertido.

Las pendientes laterales serán 1:2 o más planas; la pendiente de fondo debe ser nula. Por último, no deben existir desniveles tanto a la salida de la alcantarilla como a la salida del delantal.

Tamaño de la Piedra

El tamaño de la piedra en pies se determina con la expresión:

$$D_{50} = \frac{0.02}{H} \left(\frac{Q}{Do} \right)^{\frac{4}{3}} \quad (10)$$

donde Q y Do tienen el significado antes definido y H es la profundidad agua abajo de la alcantarilla en pies.

El tamaño máximo de la piedra no debe ser mayor que 1.5 veces el D_{50} ; el material seguirá las recomendaciones sobre

graduación dadas anteriormente lo mismo que el espesor y filtro correspondientes.

El revestimiento con concreto es una opción al enrocado si no se dispone de material de tamaño adecuado; las colchonetas de gaviones son otra opción en tal caso dependiendo del análisis económico.

Ejemplo de Diseño:

$$Do = 1.5 \text{ pies}$$

$$Q = 14.5 \text{ pies cúbicos por segundo}$$

$$H = 0.7 \text{ pies}$$

$$La = 1.7(14.5)/1.5^{3/2} + 8(1.5) = 25.4 \text{ pies}$$

Se adopta $La = 26$ pies

Siendo $H < 0.5 Do$:

$$W = 3(1.5) + 26 = 30.5 \text{ pies; se adopta } W = 31 \text{ pies}$$

$$D_{50} = 0.02/0.7 (14.5/1.5)^{4/3} = 0.58 \text{ pies; se adopta la } D_{50} = 7 \text{ pulgadas}$$

Obras Temporarias para Control de Sedimentos

Introducción

En algunos casos el proyectista del drenaje se encuentra ante la necesidad de colocar obras fuera de la zona de vía. Ello resulta necesario cuando la solución de un problema o la mitigación de un impacto no puede resolverse con una obra puntual en correspondencia con la carretera sino que involucra un conjunto de obras o acciones en el curso de agua propiamente dicho. En otros casos, la

solución a nivel de curso resulta del análisis de alternativas como solución de menor costo frente a obras de arte menos económicas localizadas en la vía.

Por último algunas obras de captación, tales como tragantes y sumideros de reja horizontal, sufren sistemáticamente de oclusión o taponamiento como consecuencia de la deposición de sedimentos.

En todos estos casos las obras de control de sedimentos resultan el común denominador para la solución.

Estas obras, a diferencia de las obras de arte del camino donde la durabilidad y resistencia son atributos necesarios por las dificultades y perjuicios que ocasiona su reemplazo, pueden ser de carácter temporal o precario siempre y cuando se cuente con un adecuado sistema de monitoreo y mantenimiento / reposición de las mismas.

Obras de Control de Arrastres (check dams)

El comportamiento de las obras de pasaje transversal (en general alcantarillas) depende en muchos casos del hecho que la sección hidráulica de diseño pueda mantenerse limpia. En cauces pequeños de fuerte pendiente con arrastres de gran volumen o abundante arrastre flotante proveniente de la erosión de márgenes y caída de árboles en el cauce, esta circunstancia se ve muy comprometida.

Para evitar esta situación indeseable puede recurrirse a la colocación de diques transversales en el cauce. Debido a que estas obras se interponen en la corriente, se ven

sometidas al embate directo de las aguas lo cual compromete su estabilidad.

Las experiencias realizadas con obras rígidas a menudo ha resultado en la falla de las mismas por socavación al pie o por erosión de las márgenes. Por lo tanto la técnica moderna es utilizar para esos fines obras precarias que por su costo reducido puedan ser rápidamente reemplazadas en caso de falla. Dentro de ese concepto se enmarcan las obras que se presentan en las figuras 7.15 a 7.17.

Estas obras se aplican para cuencas cuya área de aborde no exceda las cinco hectáreas. Algunas aplicaciones específicas incluyen:

- .- Zanjas temporarias las cuales por su período de servicio no merecen recibir un revestimiento permanente;
- .- Zanjas permanentes hasta tanto crezca la cubierta protectora vegetal;
- .- Pequeños cauces naturales de fuerte pendiente.

Pueden construirse de fardos de paja, piedra o troncos; los de troncos suelen ser los más económicos. Los troncos deben provenir del remanente de operaciones de limpieza para la construcción del camino para no inducir deforestación.

La vida útil de los diques de fardos es del orden de 90 - 180 días (una temporada lluviosa aproximadamente).

Criterios de Diseño

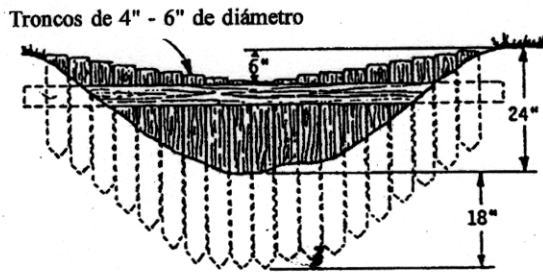
No existe un criterio formal de diseño para los diques temporarios; lo que sigue son recomendaciones generales.

Figura 7.15

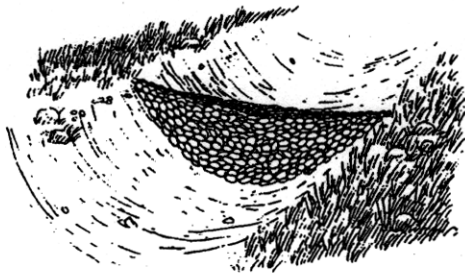
DIQUE DE TRONCOS



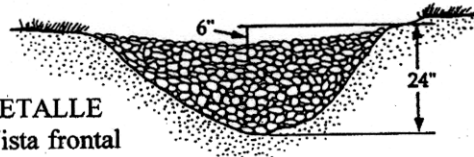
DETALLE



DIQUE DE PIEDRAS SUELTAS



DETALLE
Vista frontal



DETALLE
Vista lateral



Diques de troncos y piedras sueltas
Fuente: Manual de Control de erosión y sedimentos de Virginia

Figura 7.16

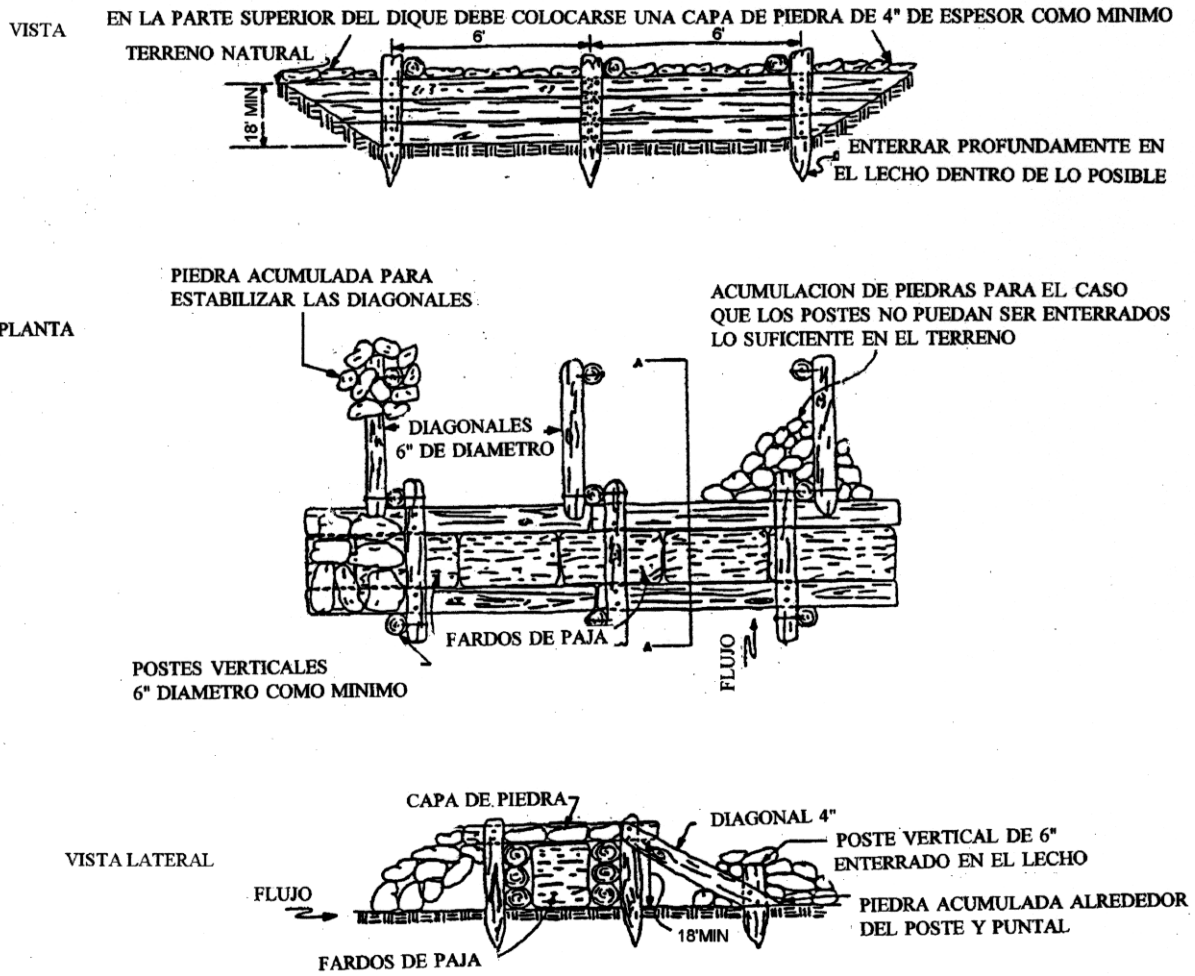
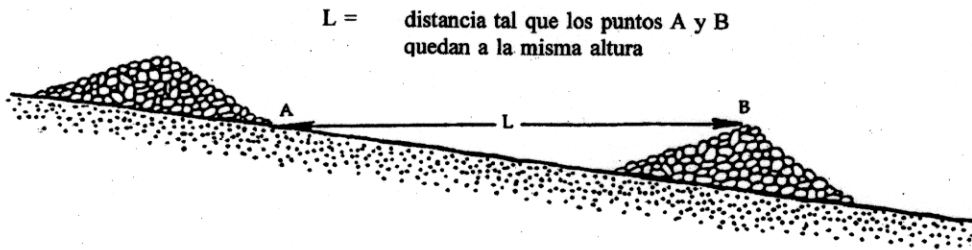
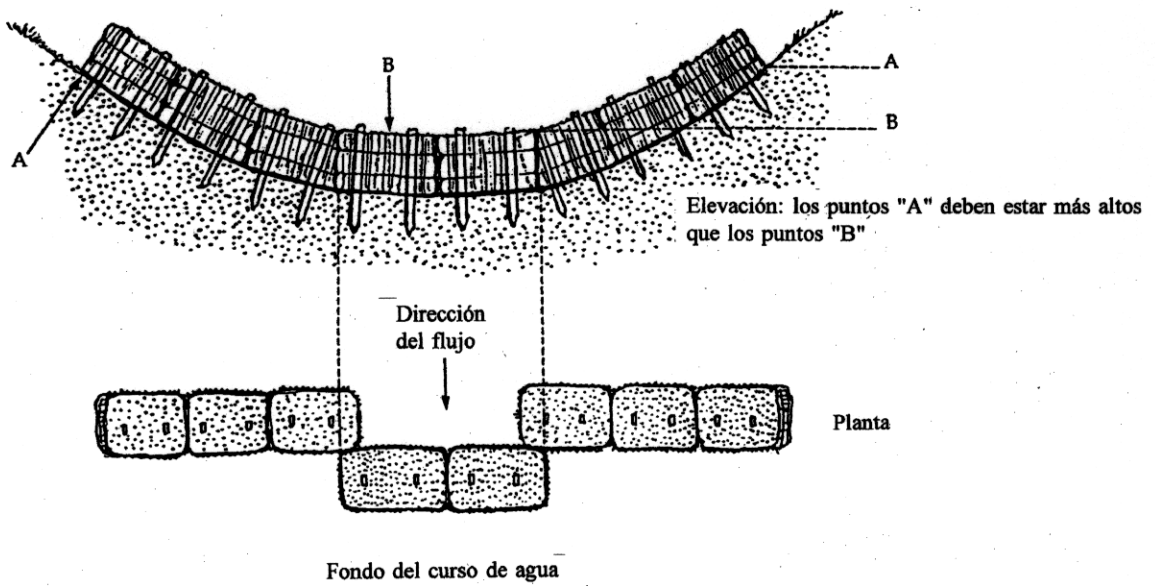


Figura 7.17



Espaciamiento entre diques



Diques temporarios de fardos de paja
Fuente: Guía para el control de la erosión y sedimentación de Connecticut

La altura máxima no debe exceder los dos pies; el centro del dique debe estar por lo menos 6 pulgadas por debajo de los lados para facilitar la condición de vertido. En la figura 7.17 se presenta el criterio de espaciamiento.

a) Diques de piedra

Debe utilizarse preferentemente piedra partida que provee un mejor trabado entre elementos; la colocación debe completarse a mano para asegurar la depresión al centro.

b) Diques de troncos

Se construyen de troncos delgados de 6 a 8 pulgadas de diámetro en lo posible producto del destronque y limpieza del terreno. Los troncos deben incarse en el terreno por lo menos 18 pulgadas. La depresión central puede lograrse cortando los troncos del centro.

c) Diques de fardos de pasto

Se colocan en una sola línea, en el sentido del eje mayor, perpendiculares a los contornos con las caras laterales de cada fardo apretadas una contra otra.

Cortinas de Sedimentos (ver figuras 7.18 a 7.21)

Son obras temporarias para la creación de áreas de deposición de sedimentos, permitiendo su remoción, que de otro modo afectarían la capacidad hidráulica de las obras.

En general se utilizan para proteger tragantes y sumideros que puedan ser afectados por áreas desestabilizadas con importante producción de sedimentos.

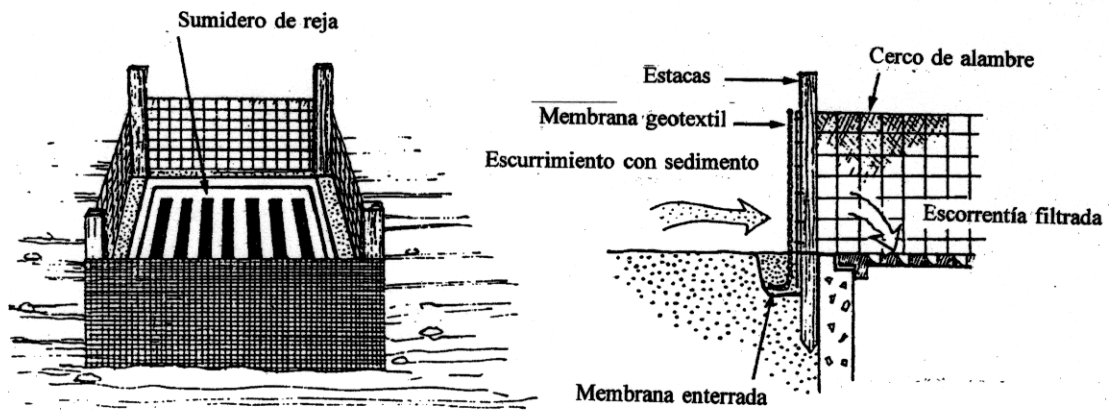
Los criterios de diseño se basan en las siguientes pautas:

- .- deben construirse de manera tal de facilitar la limpieza y remoción del sedimento atrapado;
- .- no deben producir anegaciones que afecten las áreas adyacentes;
- .- no deben representar un peligro para la circulación de vehículos;

Los tipos comúnmente utilizados son:

- .- de fardos de paja: se utiliza para proteger sumideros en zonas de escurrimiento laminar deprimidas tales como áreas verdes en distribuidores o canteros separadores en autopistas (figura 7.18), o en salida de alcantarillas (figura 7.19); los fardos se atan con alambre a lo largo de los lados contiguos;
- .- protección con membrana de geotextil (figura 7.20): al igual que el caso anterior, se utiliza donde no existen escurrimientos concentrados. La membrana debe cumplir los siguientes requisitos de permeabilidad y resistencia:

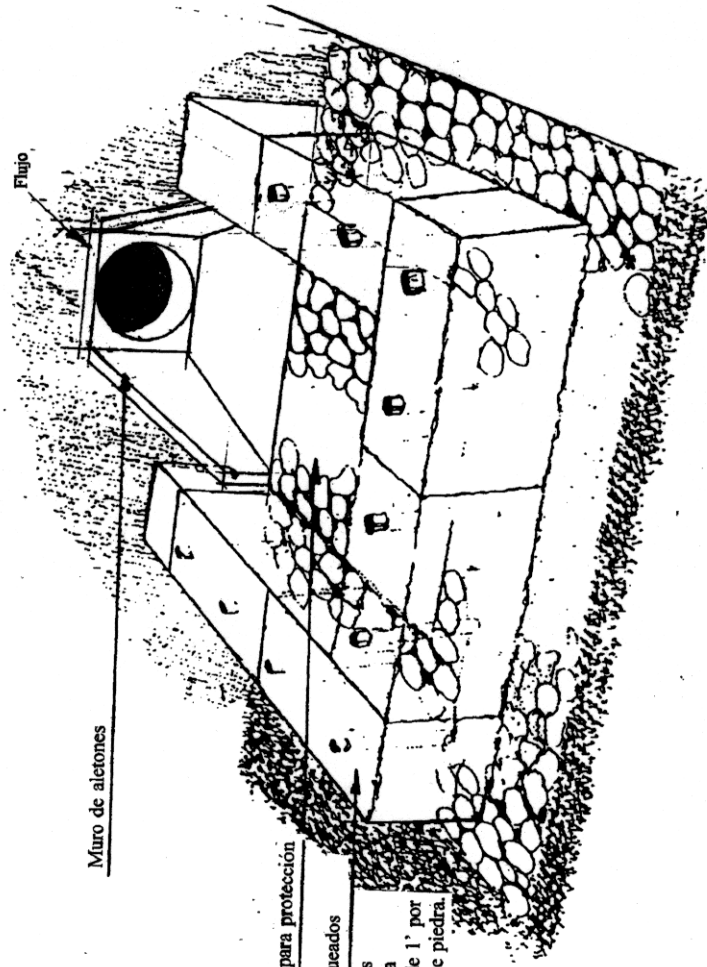
Figura 7.18



Protección temporaria con membrana geotextil

Fuente: Guía para control de la erosión y sedimentación de Connecticut

Figura 7.19



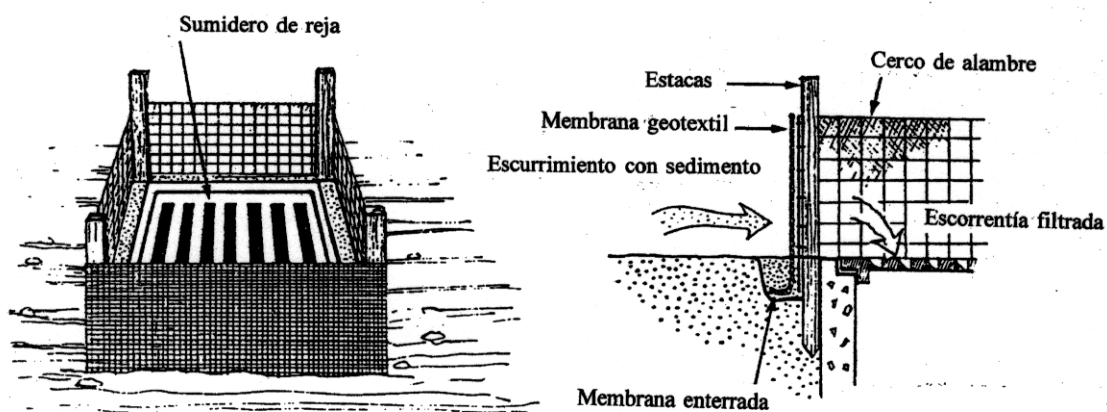
Delantal de piedra para protección

Fardos de paja estacados

La longitud de las estacas debe ser la requerida para una profundidad mínima de 1' por debajo de la protección de piedra.

APLICACION TIPICA DE FARDOS DE PAJA PARA DISPOSITIVOS TEMPORARIOS DE CONTROL DE LA EROSION EN SALIDA DE ALCANTARILLAS

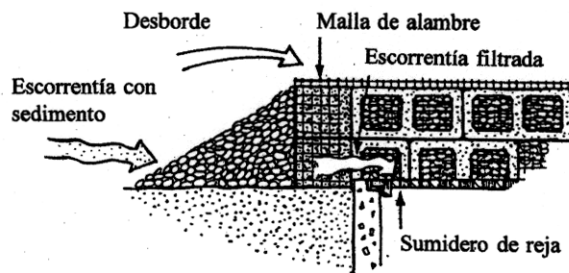
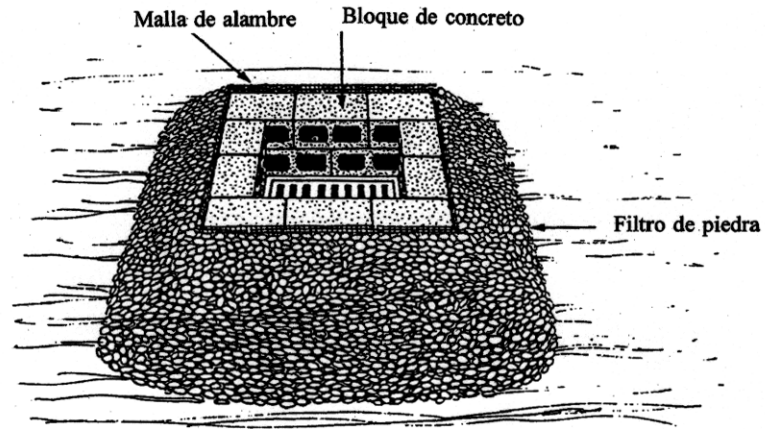
Figura 7.20



Protección temporaria con membrana geotextil

Fuente: Guía para control de la erosión y sedimentación de Connecticut

Figura 7.21



Protección de sumidero de reja horizontal con bloques de concreto y piedra
Fuente: Manual de Control de Erosión y Sedimentación - Virginia

Tabla 7.4 Características del geotextil

PROPIEDADES FÍSICAS	REQUERIMIENTOS MÍNIMOS
Eficiencia de filtrado	75%
Tensión de tracción al 20% de elongación	50 lbs/pulgada lineal
Capacidad de descarga	0.3 gal/pie ² /min

La membrana geotextil se coloca alrededor del sumidero empotrada en una zanja perimetral, rellena y compactada según se indica en la figura 7.20.

La membrana debe reforzarse con una malla de alambre con abertura máxima de seis pulgadas; tanto la membrana como la malla se sujetan a estacas que se empotran en el terreno.

La altura de la protección debe ser por lo menos 12 pulgadas por encima de la reja.

- protección de bloques de concreto y piedra para sumideros de reja horizontal (ver figura 7.21): este método se utiliza donde existen escurrimientos de magnitud y se dispone de una capacidad de descarga que no produzca grandes anegaciones alrededor del sumidero. La barrera de bloques debe ser de 12 pulgadas de altura como mínimo y no mayor de dos pies como máximo.

El tragante se rodea de piedra apilada la cual, una vez colmatada, debe esparcirse y limpiarse antes de ser colocada nuevamente.

Alrededor de los bloques debe colocarse una malla de alambre para evitar que la piedra penetre en el sumidero.

- protección de bloques y piedra para tragantes de abertura vertical (ver figura 7.22): esta protección es similar a la anterior; se diferencia en que el sumidero es rodeado por tres de sus lados y se incluye un tirante de madera para apoyo de los bloques.

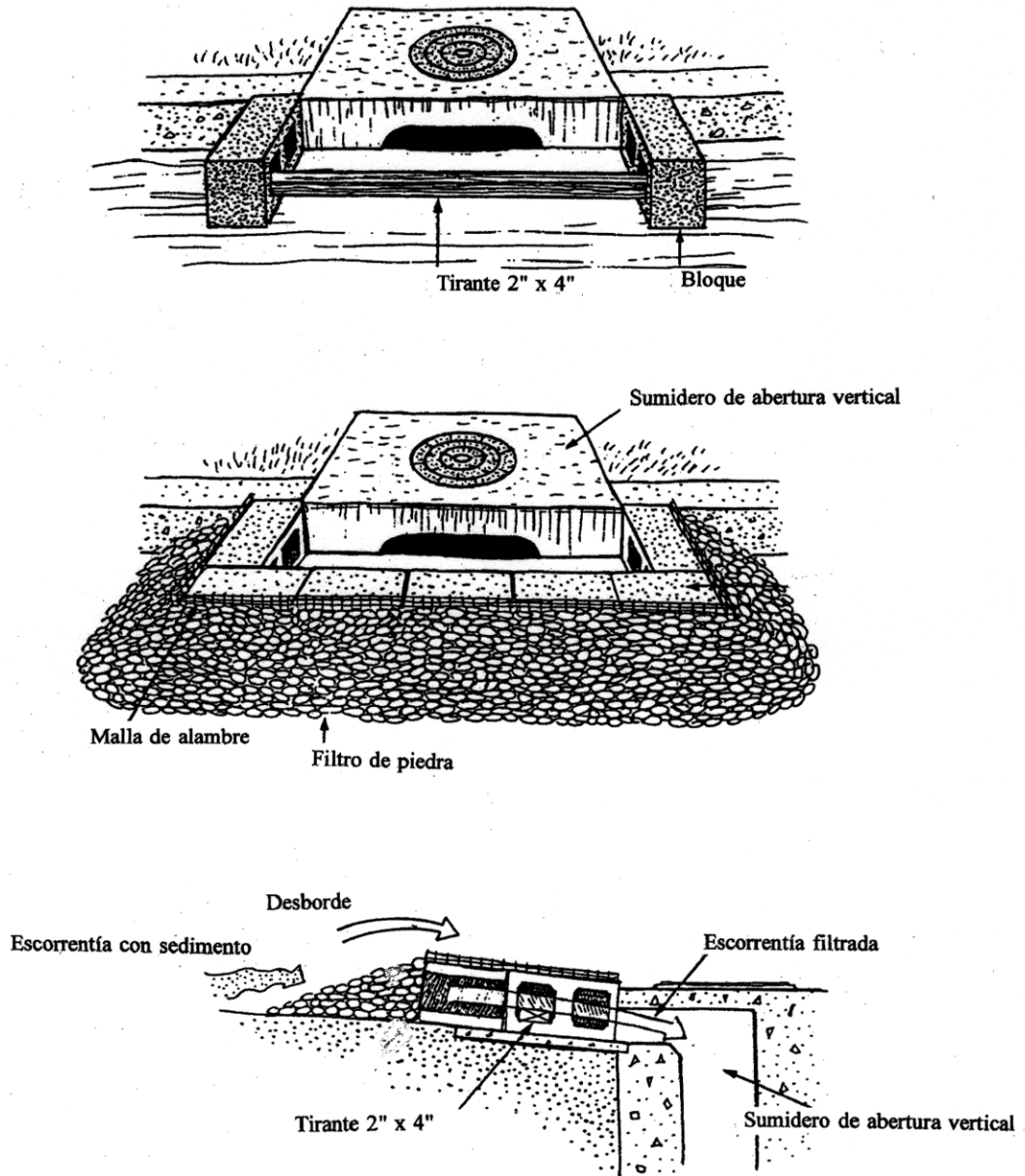
Lagunas de Detención

Introducción

Las lagunas de detención son dispositivos utilizados para el manejo de las aguas de lluvia creando un embalse o reservorio artificial que contribuye a la atenuación de los picos de crecida. Su empleo es recomendable como alternativa a la ejecución de grandes obras de conducción o evacuación de excedentes siendo el valor de la tierra y su disponibilidad los factores limitantes de su desarrollo. En relación a los caminos, los embalses o lagunas admiten los siguientes usos:

- En zonas de autopistas con grandes canteros separadores o isletas pueden crearse zonas de retención artificial que contribuyan a disminuir las dimensiones de las alcantarillas o, lo que es más común, para facilitar la evacuación por colectores diseñados para recurrencias menores fuera de la zona de camino;

Figura 7.22



Fuente: Manual de Control de Erosión y Sedimentación - Virginia

- .- Cuando existan limitaciones a la ampliación de las obras existentes;
- .- Para controlar las descargas de grandes playas de estacionamiento, pistas de aeropuerto, áreas de peaje y cualquier otra superficie impermeable extensa con concentración rápida.

Las lagunas de detención suelen ser dispositivos permanentes por lo cual deben cuidarse aspectos relativos a estética, seguridad y mantenimiento.

El esquema normal involucra una estructura de retención que crea el embalse y una o más estructuras de descarga.

La base teórica para el análisis de las obras es el algoritmo de ruteo derivado del principio de continuidad que establece que en cualquier instante durante el pasaje de una crecida el almacenamiento en la laguna es igual al caudal ingresante menos el caudal saliente. La solución del problema implica la solución de la ecuación diferencial:

$$\frac{dS}{dt} = I - O \quad (11)$$

donde:

ds/dt = variación del almacenamiento en función del tiempo

I = caudal de entrada

O = caudal de salida

Para el análisis del problema es necesario disponer de una función Altura-

Almacenamiento (o Altura-Volumen) para el reservorio por lo común referida al fondo del embalse. La obtención del volumen en función del nivel se basa en la ejecución de relevamientos topográficos de detalle que permitan aplicar el método de la semisuma de las áreas.

La función de almacenamiento resultante suele ser de la forma:

$$S = KH^b \quad (12)$$

donde:

S : volumen almacenado (usualmente en m^3 , pies cúbicos o acre-pie)

H : nivel referido al fondo del reservorio en metros o pies

Los parámetros K y b pueden obtenerse por análisis de regresión.

Función de Descarga

La función de descarga se basa en el análisis hidráulico de los dispositivos de evacuación de las aguas. Usualmente estos dispositivos comprenden vertederos y tuberías.

a) Vertederos

Los vertederos de descarga a utilizar pueden ser de dos tipos: (i) de pared angosta (o de cresta afilada); (ii) de pared ancha (este último comprende los de caída libre).

La ecuación que describe el funcionamiento hidráulico en ambos casos es la misma:

$$Q = C L H^{\frac{3}{2}} \quad (13)$$

donde:

- Q: descarga en pies cúbicos por segundo o m³ por segundo;
- C: Coeficiente de descarga;
- L: Longitud del vertedero en metros o pies;
- H: Carga hidráulica medida entre la cresta del vertedero y el nivel medido agua arriba de la obra en un punto donde las aguas se hayan estabilizado.

Los valores del coeficiente C, en unidades inglesas, se presentan en la tabla siguiente en función del tipo de vertedero:

Tabla 7.5 Valores del coeficiente C de descarga en vertederos (unidades inglesas)

Tipo de vertedero	C
De cresta afilada	3.33
De pared ancha	3.00
De caída libre	3.00

b) Orificios

La ecuación fundamental de los orificios es:

$$Q = C A \sqrt{2gh} \quad (14)$$

donde:

- Q: descarga en pies cúbicos por segundo o m³ por segundo;

- C: coeficiente de descarga adimensional;
- A: sección transversal de entrada (pies cuadrados o metros cuadrados);
- g: aceleración de la gravedad (9.81 m / s² ó 32.2 pies / s²);
- h: carga hidráulica, medida desde el centroide del orificio a la superficie de agua, en pies o metros;

La tabla 7.6 muestra valores típicos del coeficiente de descarga en función del tipo de tubo y/o entrada:

Tabla 7.6 Valores del coeficiente de descarga

Condición de entrada	C
Valor típico	0.60
Entrada sin redondear	0.59
Tubo de concreto, entrada acampanada	0.65
Tubo corrugado, biselado	0.52
Tubo corrugado, saliente	0.51

El comportamiento como orificio es válido cuando la entrada se encuentra hidráulicamente sumergida (lo cual usualmente ocurre cuando el nivel es mayor que la altura del orificio en un 20%).

Para niveles menores, el comportamiento del conducto es el de un canal; en tal caso valen las consideraciones hechas en la sección correspondiente a alcantarillas.

En la figura 7.23 se presenta una configuración típica de los dispositivos de salida incluyendo un conducto vertical elevador de nivel con su correspondiente tubo de salida, y un vertedero de emergencia. Existen tres modos de comportamiento posible del conjunto tubo elevador- evacuador; cuando el nivel alcanza el labio del tubo, el agua vierte por el mismo por lo que el comportamiento es el de un vertedero de longitud igual a la circunferencia del tubo y carga igual a la diferencia de nivel entre la cresta del tubo y el agua. A medida que la carga aumenta, el comportamiento cambia a orificio siendo la sección transversal la del tubo y la carga la diferencia entre el plano horizontal de la cresta y el nivel de agua. Independientemente, el tubo evacuador horizontal se comporta como una alcantarilla con control de entrada. Si el tubo evacuador es hidráulicamente pequeño comparado con el tubo elevador, el agua sube por éste último pudiendo llegar a sumergir la cresta y establecer el control; si el tubo es relativamente grande, el control se establece por el elevador mismo como se indicó. Los tres comportamientos pueden analizarse separadamente pero sólo uno es posible en cada momento. El proyectista seleccionará en cada caso la situación más desfavorable adoptando el caudal de descarga menor o el nivel mayor según corresponda.

Cuando el nivel alcanza el vertedero de emergencia, la contribución de éste se suma a la del conducto; la figura 7.24 muestra el comportamiento integral a través de funciones de descarga típica;

Diseño Preliminar

El diseño hidrológico - hidráulico de una laguna de detención es un problema indeterminado pues es necesario conocer el hidrograma de salida para poder diseñar y éste a su vez es consecuencia del sistema a diseñar por lo que debe procederse por aproximaciones sucesivas.

Para evitar extender el número de iteraciones, puede lograrse una buena aproximación linealizando los hidrogramas de entrada y salida. Asumiendo para el hidrograma de entrada una rama ascendente de duración T_p y una rama de salida de la misma duración, y colocando el máximo del hidrograma de salida en su intersección con la rama descendente del hidrograma de entrada puede hallarse una expresión simple para el almacenamiento en función de la E_c (11).

En el esquema triangular simplificado expuesto, el almacenamiento viene dado por la expresión:

$$S = (Q_p - Q_o)T_p \quad (15)$$

donde:

S: almacenamiento requerido para atenuar el pico de Q_p a Q_o ;

Q_p : caudal de pico del hidrograma entrante;

Q_o : caudal de pico del hidrograma saliente;

T_p : tiempo al pico del hidrograma entrante.

La ecuación se expresa en unidades inglesas o métricas; la misma permite estimar preliminarmente el tamaño del reservorio para atenuar Q_p al valor deseado Q_o .

Figura 7.23

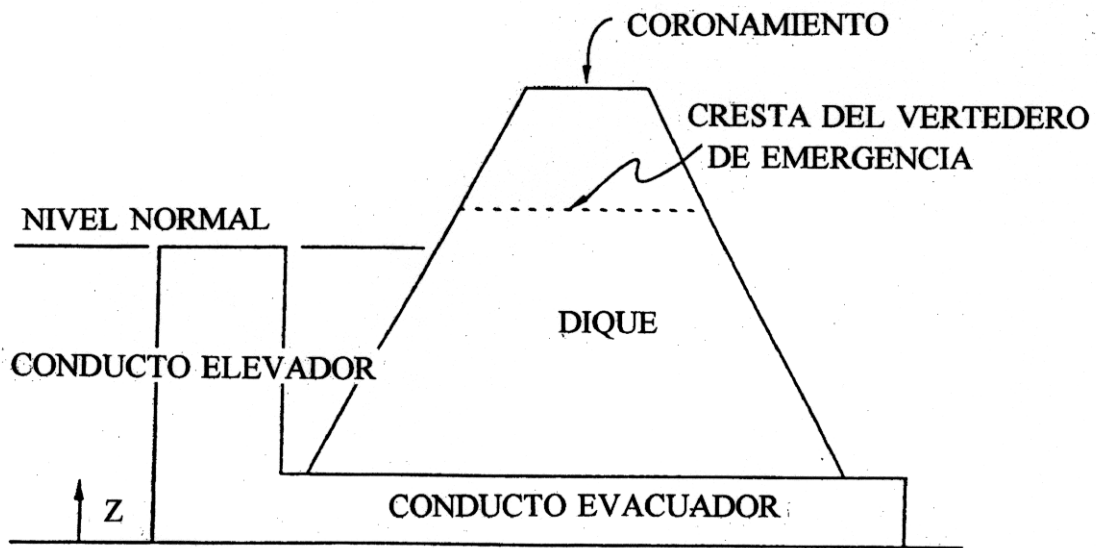
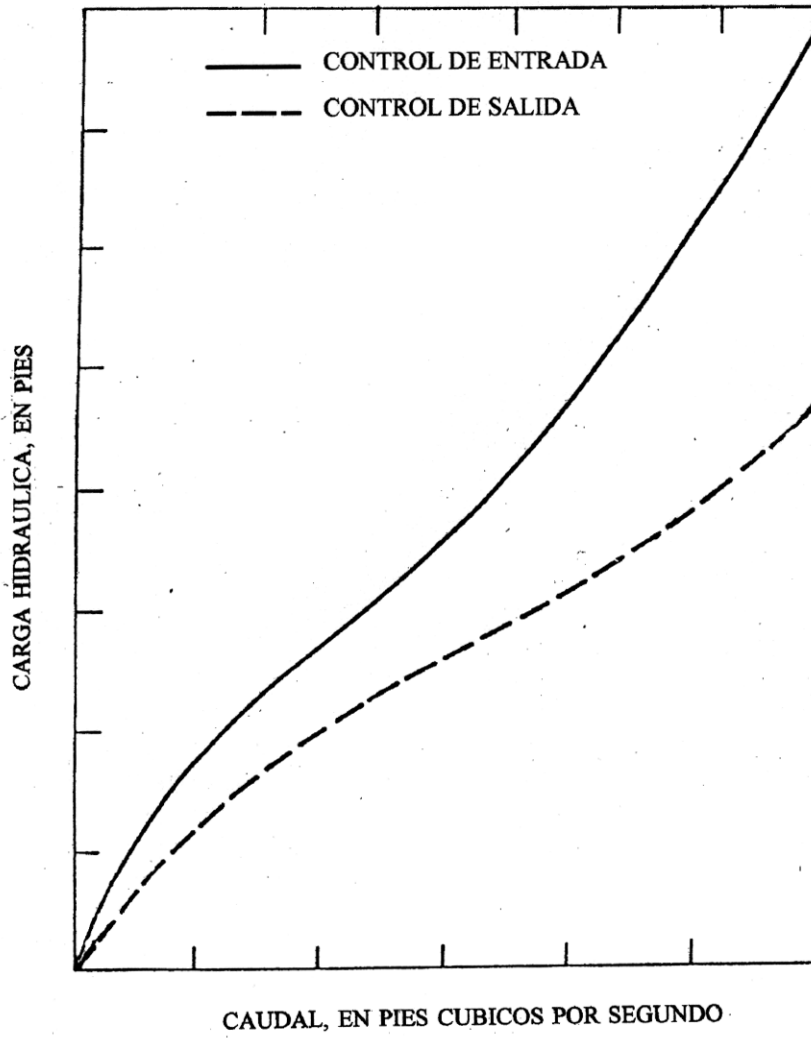


FIGURA 7.23

Figura 7.24



CURVA DE COMPORTAMIENTO HIDRAULICO DEL CONDUCTO DE DESCARGA
FIGURA 7.24

El tubo de salida también puede ser diseñado tentativamente. Una vez elaborada la curva Altura-Volumen del embalse se puede determinar la altura necesaria para proveer el volumen de atenuación buscado. Con ese valor de la carga y el caudal de salida se puede calcular el conducto elevador- evacuador.

Las estimaciones preliminares deben ser comprobadas efectuando la propagación del hidrograma de entrada a través de las obras previstas y ver que verifique el caudal máximo de salida buscado.

Ejemplo de Aplicación

Se trata de dimensionar en forma preliminar una laguna de detención en la cual existe capacidad de almacenamiento por encima del nivel normal de agua en una laguna creada con fines recreacionales, para un período de retorno de 10 años.

El área de la cuenca de aporte es de 152 acres; la función Altura-Volumen está dada en este caso por: $S = 332 H^{3.15}$; la cota de invertido de la laguna es 241.17 pies; el máximo caudal afluente es $Q_p = 430$ pies cúbicos por segundo y el tiempo al pico $T_p = 36.5$ minutos; el caudal de salida debe ser 145 pies cúbicos por segundo compatible con las obras existentes aguas abajo; el área de la laguna no debe superar cuatro acres a nivel normal.

1. Determinación del nivel de la cresta del tubo elevador

El área superficial de la laguna se obtiene derivando la función altura-volumen:

$$A = bKH^{(3.15-1)} = (3.15)(332)H^{(2.15)} = 4 \text{ acres (1 acre} = 43,560 \text{ pies}^2)$$

Despejando, $H = 10.80$ pies. La elevación del invertido será:

$$241.17 + 10.8 = 251.97; \text{ se adopta } 252 \text{ (} H = 10.83).$$

2. Estimación de la capacidad de almacenamiento necesaria para la atenuación de la crecida

$$S = (Q_p - Q_o) T_p = (430 - 145) (36.5) (60 \text{ seg/min}) = 624,150 \text{ pies cúbicos}$$

3. Configuración de las obras de salida

El tubo elevador será de metal corrugado de 72" para no limitar la descarga del evacuador.

El almacenamiento a nivel normal es:

$$S = 332 (10.83)^{3.15} = 602,862 \text{ pies cúbicos}$$

La capacidad de almacenamiento para el caudal de $T_r = 10$ años será:

$$602,862 + 624,150 = 1,227,012 \text{ pies cúbicos; la altura correspondiente a ese valor es } H = (1,227,012/332)^{1/3.15} = 13.57 \text{ pies}$$

A esa cota el conducto evacuador debe ser capaz de descargar el caudal de salida $Q_o = 145$ pies cúbicos por segundo

$$Q = C A (2gh)^{1/2}; h = [0.159Q_o/CD^2] \text{ (} h \text{ referido al centro del conducto);}$$

Adoptando $C = 0.59$ (aristas vivas), se obtiene D por tanteos:

D (pulgadas)	D (pies)	h (pies)	H = h + D/2	Comentarios
24	2	95.43	96.43	Muy pequeño
36	3	18.85	20.35	Muy pequeño
42	3.5	10.18	11.93	Muy grande

El diámetro óptimo se encuentra entre 36" y 42"; desde el momento que se trata de limitar el caudal de salida, se adopta $D = 36"$ (tubería de metal corrugado) para el conducto evacuador. En esas condiciones, la cota máxima del embalse es $241.17 + 20.35 = 261.52$ por lo tanto la cresta del vertedero de emergencia debe establecerse en ese nivel.

Lagunas de Sedimentación

Introducción

El objetivo de las lagunas de sedimentación (o sedimentadores) es controlar la cantidad de material que penetra a un sistema de drenaje de manera de aumentar su eficiencia evitando su colmatación parcial o total.

Las lagunas de sedimentación son usualmente dispositivos temporarios por lo que no se toman en cuenta los criterios adicionales expuestos para las lagunas de detención.

Criterios de Diseño

No resulta económico en la mayoría de los casos diseñar los sedimentadores ya sea para tormentas de muy alto período de retorno o para eliminar partículas muy pequeñas. La selección de estos dos parámetros determina el tamaño de la laguna juntamente con la eficiencia de sedimentación.

Existen dos tipos de tormentas a considerar en el diseño: (i) la que determina la capacidad de sedimentación del sistema (usualmente 10 años); (ii) una tormenta de mayor recurrencia (usualmente 50 años) para el diseño de las obras de evacuación.

Características

En general se trata de piletas poco profundas ya que a medida que aumenta la superficie, aumenta la eficiencia. Asimismo, los cuencos planos se prestan mejor a la instalación de paneles sedimentadores que también aumentan la eficiencia.

El sistema posee una zona de entrada dispuesta en forma transversal a la dirección del flujo para evitar cortocircuitos (la entrada no debe estar alineada con la salida).

De modo similar, la salida tiene por intención evitar la concentración de flujo en sus proximidades; el flujo debe mantenerse distribuido a lo ancho de la sección mediante el uso de deflectores si fuera necesario, para mejorar la capacidad de sedimentación.

El diseño geométrico del sedimentador depende del caudal líquido, la velocidad de deposición y la disposición en planta.

La siguiente ecuación (Hazen) relaciona los parámetros principales involucrados en el

diseño:

$$E = 1 - \left(1 + \frac{v_o A}{NQ}\right)^N \quad (16)$$

en la cual:

E: eficiencia de sedimentación de una partícula con velocidad de caída v_o ;

A: área superficial de la zona de aquietamiento;

N: número efectivo de celdas en la zona de aquietamiento;

Q: flujo a través del cuenco.

El valor N se considera un indicador de la eficiencia del cuenco según la tabla 7.7; el valor de N no es precisamente el número real de celdas en el cuenco; por ejemplo un cuenco con paneles deflectores en la entrada y la salida y un panel adicional en el centro tiene un valor $N = 2$.

Tabla 7.7 Eficiencia en función del número de celdas

N	Rendimiento
Infinito	Óptimo
$N = 5$ a 8	Muy bueno
$N = 3$	Bueno
$N = 2$	Malo
$N = 1$	Muy malo

La expresión para calcular la velocidad de caída de las partículas se basa en la aplicación

de la Ley de Stokes⁴:

$$v_o = \left(\frac{g}{18}\right) \left[\frac{(s_s - 1)}{\nu}\right] d^2 \quad (17)$$

donde:

g: aceleración de la gravedad, en m / s^2 ;

s_s : gravedad específica de la partícula (adimensional);

ν : viscosidad cinemática del fluido, en m^2 / s ;

d: diámetro de la partícula, en m;

v_o : velocidad de caída, en m / s^2 .

La profundidad del cuenco puede estimarse a partir del volumen de almacenamiento necesario para reducir el pico de crecida como se vio en la sección anterior.

El tamaño mínimo de partícula aconsejable es 40 micrones (tamiz # 400)

El volumen de sedimento acumulado anualmente puede determinarse con la expresión:

$$S = 0.151 A^{0.84} \quad (18)$$

donde:

S: volumen de sedimento acumulado (acre-pie/año);

⁴ **La ley de Stokes no debe aplicarse si el Número de Reynolds es mayor de 0.5.**

A: área de aporte (acres)

Multiplicando el volumen anual por la vida útil de la obra se obtiene el volumen de diseño.

Los dispositivos de descarga son similares a los utilizados en las lagunas de atenuación de crecidas vistas anteriormente.

En la configuración de los dispositivos de salida la eficiencia de sedimentación puede asegurarse confirmando que la función de descarga Altura-Caudal esté dentro de cierto límite establecido a partir de una envolvente de sedimentación. En efecto, combinando las ecuaciones (volumen-nivel) y (eficiencia) es posible obtener:

$$Q = \left[\frac{b K v_o}{N[(1-E)^{1/N} - 1]} \right] H^{(b-1)} \quad (19)$$

Cualquier descarga que permanezca por debajo del valor dado por esta ecuación satisficará los requisitos de sedimentación.

El coronamiento del dique debe tener una elevación de por lo menos 3 pies por encima del nivel de aguas máximas esperadas; los taludes laterales deberán ser 3H:1V o menores y protegerse contra la erosión en caso que resulte necesario.

A continuación se presenta un ejemplo de dimensionamiento.

Ejemplo de Aplicación

Diseñar una laguna de sedimentación para partículas de 40 micrones; el caudal afluente

para $T_r = 10$ años es $Q_{10} = 23$ pies cúbicos por segundo con un valor $T_p = 37$ min; el área de aporte de sedimentos es de 5 acres y la función Altura-Volumen es de la forma: V (pies cúbicos) = $13.1 H^{3.05}$ (pies referido a la cota 100); la gravedad específica de las partículas es 2.6 y la viscosidad cinemática del agua a 15 grados es $1.14 \times 10^{-6} \text{ m}^2 / \text{seg}$. La eficiencia mínima de sedimentación es del 70 %.

Solución

1. Determinación del volumen de sedimentos
El volumen de sedimentos producido anualmente es: $S = 0.151 A^{0.84} = (0.151)(5)^{0.84} = 0.584$ acre-pie/año.

Asumiendo una limpieza cada seis meses, el volumen de sedimento acumulado entre limpiezas es $0.584/2 = 0.292$ acre-pie = $0.292 \times 43,560 \cong 12,700$ pies cúbicos.

2. Determinación de la altura del cuenco

$H = [S/K]^{1/3.05} = [12,700/13.1]^{1/3.05} = 9.5$ pies ; demasiado alto

Se prueba con una altura razonable (4 pies) y se determina la frecuencia de limpieza correspondiente:

$S = 13.1(4)^{3.05} = 899$ pies cúbicos; corresponde a dos semanas entre limpiezas; demasiado frecuente

Si se considera un cuenco excavado de 4 pies de profundidad el área en planta necesaria para albergar el volumen es:

Área = $12,700$ pies cúbicos/4 pies (paredes

verticales) = 3175 pies cuadrados; si se admite una planta cuadrada cada lado resulta $(3175)^{1/2} = 56$ pies; se adopta por lo tanto una pileta excavada de 60'x60'x4' con el fondo a cota 100, con limpieza cada seis meses.

La capacidad de almacenamiento se calcula deduciendo el volumen ocupado por el sedimento:

$$S = 13.1 (H^{3.05} - 4^{3.05}) = 13.1 H^{3.05} - 899$$

3. Cálculo del caudal de salida

Aplicando la expresión (linealizada) $Q_o = Q_i - S/T_p = 23 - S/(37 \times 60)$

4. Cálculo del caudal máximo de descarga

para lograr una adecuada sedimentación

$$Q_s = C_s H^{(3.05-1)};$$

$$C_s = b K v_o / N [(1-E)^{-1/N} - 1]$$

$$v_o = (g/18) [(2.6-1)/1.14 \times 10^{-6}] (40 \times 10^{-6})^2 = 1.22 \times 10^{-3} \text{ m/seg} = 4 \times 10^{-3} \text{ pies/seg}$$

Se supone $N = 2$; $E = 0,7$

Con los valores dados resulta $C_s = 0.0968$; la función envolvente es entonces $Q = 0.098 H^{2.05}$

Para determinar H se procede por tanteos; la tabla siguiente muestra los resultados en cada tanteo y la solución adoptada:

Tabla 7.8 Tanteos

Nivel	Almacenamiento	Caudal de salida esperado	Caudal de salida máximo	Comentarios
H en pies sobre cota 100	$S=13.1H^{3.05}-899$	$Q_o=23-S/2220$	$Q_s=0.098H^{2.05}$	
7	4053	21	5	H demasiado bajo
10	13794	17	11	H demasiado bajo
11	18758	15	13	Valor cercano
12	24733	12	16	H demasiado alto

En función de los resultados hallados se adopta $H = 12$ pies y $Q_o = 12$ pies cúbicos por segundo respectivamente.

5. Cálculo de los conductos

a) Cálculo del conducto evacuador

$$Q = C A (2gh)^{1/2}$$

Se adopta $C = 0.59$ (aristas sin redondear)

$$Q = 0.59 [B D^2/4] (2g)^{1/2} (12 - D/2)^{1/2}$$

Con los valores dados resulta $D = 12$ " para una tubería de metal corrugado.

b) Se selecciona el conducto elevador de manera de asegurar que el control no pase por este conducto; se adopta $D = 72$ " (tubo de metal corrugado).

La cota del extremo del tubo se determina a

partir de la ecuación del vertedero:

$$Q = C L H^{3/2}$$

$H = [12/(3.3)(B)(72/12)]^{2/3} \cong 0.4'$; la cresta del conducto se coloca a cota $112.0 - 0.4' = 111.6$ para disponer de la carga adecuada.

6. Cálculo del vertedero de emergencia

Se diseña para un caudal de pico correspondiente a $Tr_{100 \text{ años}} = 31$ pies cúbicos por segundo.

Se asume un vertedero de pared gruesa ($C=3.0$) con una carga hidráulica de un pie; la longitud resulta:

$$L = 31/(3.0)(1)^{3/2} = 10.3 \text{ pies}; \text{ se adopta } L = 11 \text{ pies}$$

La velocidad en la cresta es:

$$V = Q/A = 31/(2/3)(1)(11) = 4.2 \text{ pies/seg} \text{ (aceptable)}$$

y la cota de coronamiento = $112+1+3 = 116$

incluyendo un bordo libre de 3'.

El esquema de la figura 7.25 muestra la disposición y cotas de las obras:

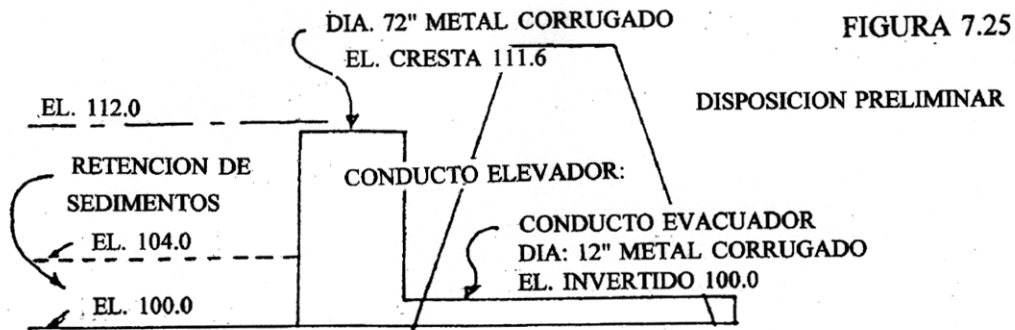
Conclusiones y Recomendaciones

La solución integral de los problemas de drenaje debe contemplar, además de las obras de conducción longitudinal y pasaje transversal, obras complementarias de atenuación, control de la erosión y control de la sedimentación.

El proyectista utilizará las expresiones y ejemplos dados como guía para el diseño de las obras necesarias teniendo en cuenta las características físicas del emplazamiento y el costo de las obras.

Los presupuestos para mantenimiento de las obras complementarias deben ser tenidos especialmente en cuenta en las previsiones ya que tratándose de obras que en muchos casos no se encuentran directamente sobre la vía existe una tendencia a menospreciar su utilidad.

Figura 7.25

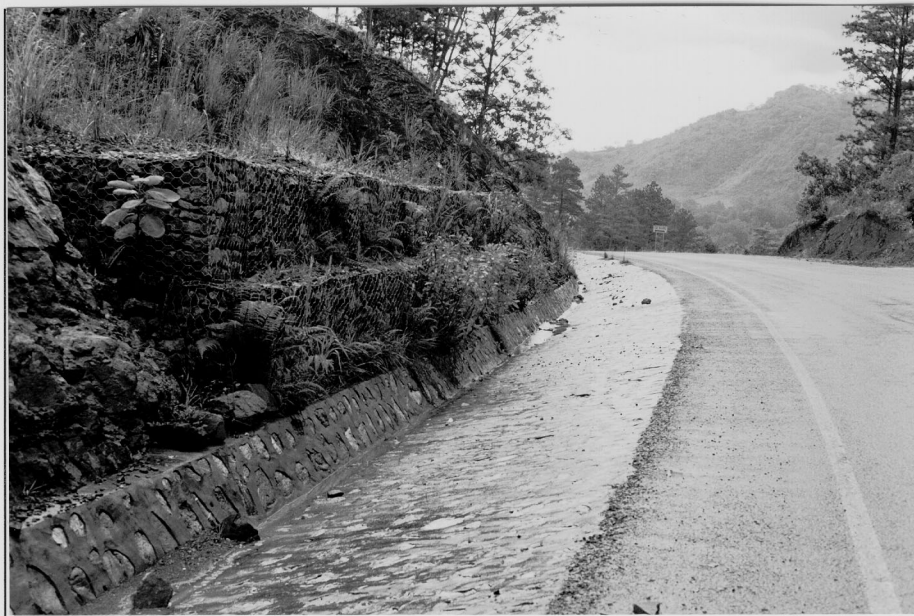


Bibliografía

- 1) "Normas de Diseño de Obras de Drenaje". Consorcio Berger -Protecvia. Ministerio de Obras Públicas. Ecuador, 1990.
- 2) "Use of Riprap for Bank Protection". Hydraulic Engineering Circular (HEC) No.11. US Department of Transportation. Federal Highway Administration, June 1967.
- 3)"Hydraulic Design of Energy Dissipators, Culverts and Channels". US Department of Transportation. Federal Highway Administration, September 1983.
- 4) "Stormwater: Best Management Practices and Detention for Water Quality Drainage and CSO Management". Ben Urbonas - Peter Starhe. Ed. Prentice Hall, 1993.
- 5) "Elements of Urban Stormwater Design". H.Rooney Malcom. North Carolina State University, 1989.
- 6) "Soil Erosion and Sediment Control Handbook". Rhode Island Department of Environmental Management. USDA Soil Conservation Service, 1989.
- 7) "La Ingeniería de Suelos en las Vías Terrestres". A.Rico Rodríguez - H. del Castillo. Ed. LIMUSA, Méjico, 1978.



Protección de taludes con gaviones. Tramo: Pito Solo-Santa Bárbara. No obstante se observan desprendimientos y deslaves peligrosos para el usuario.



Combinación de protección de gaviones y cuneta revestida.

Los gaviones proporcionan una protección adecuada para taludes y márgenes.



Rápida escalonada. Tramo:La Unión-Mame.
Notese barrera de gaviones en la parte superior derecha.



Rápidas de descarga de bordillos. Tramo:San Pedro Sula-Cofradía.

Las rápidas son soluciones adecuadas para la conducción de excedentes; en el primer caso cada peldaño provee disipación parcial de la energía evitando así la necesidad de un cuenco disipador extenso al pie; en el segundo caso proporciona salida adecuada a la concentración de las aguas en el terraplén. Las descargas deben conducirse a un cuerpo receptor adecuado para evitar empozamiento.



Obra Sabó sobre río Gila (Santa Rosa de Copán). En algunos casos es necesario hacer obras fuera de la zona de camino (como esta estabilización del cauce mediante saltos) para proteger la infraestructura vial.

Los "check dams" proporcionan una alternativa económica para la solución del problema de la erosión. En todos los casos debe preverse un delantal de disipación al pie y una adecuada conformación de la cuneta.



Dique retardador (check dam) en cuneta. Tramo: Santa Rita-La Encarnación.



Combinación de muro de mampostería y gaviones. Tramo: Pito Solo-Santa Bárbara.

Las estructuras flexibles como los gaviones son más adecuadas para trabajos de recrecimiento de muros de contención y protección de taludes.

SECCIÓN 8: DRENAJE SUBTERRÁNEO

Generalidades

En términos generales existen dos grandes fuentes de origen de las aguas en términos del drenaje subterráneo de los caminos:

- .- Las aguas de lluvia (superficiales) que penetran a través de la superficie de rodadura;
- .- Las aguas subterráneas.

La estabilidad de los cortes, terraplenes y pavimentos se ve fuertemente influenciada por los flujos de aguas provenientes de la superficie y existentes en las masas de suelo los cuales deben ser controlados para reducir al máximo sus efectos perjudiciales.

Identificación de Necesidades

Tradicionalmente ha habido una tendencia a subestimar la cantidad de agua que puede penetrar los pavimentos por su superficie. Cuando el diseño del pavimento se basa en ensayos realizados sobre muestras saturadas existe en algunos proyectistas la creencia falsa que no es necesario considerar ningún factor ambiental adicional, en particular la cantidad de lluvia. No obstante, algunos de los más severos daños ocurrirán cualquiera sea el espesor o la resistencia de las secciones estructurales¹.

En estos casos las aguas quedan atrapadas en la estructura y drenan muy lentamente creando lo que se denomina la situación de "remojo". Las cargas que actúan sobre la estructura en esas condiciones producen acciones semejantes a lo que en tuberías se denomina "golpe de ariete" cuyas consecuencias son la destrucción de la estructura y la remoción de los materiales que salen por juntas y grietas junto con el agua expulsada. Toda vez que haya signos de bombeo, surgencia o sangría es evidente que los pavimentos están siendo sometidos a la combinación de altas cargas y exceso de agua en su estructura.

Otros efectos negativos incluyen:

- .- la flotabilidad de los materiales reduce los pesos unitarios de los materiales disminuyendo por lo tanto las resistencias friccionales;
- .- el agua libre en los pavimentos asfálticos contribuye al fisurado por contracción y a la oxidación y pérdida de flexibilidad que conducen al deterioro;
- .- el agua libre sirve como medio para que las arcillas y otros materiales finos penetren en las fisuras evitando el autosellado de las mismas;
- .- la presencia de agua libre permite la

¹ ***Estos daños son ocasionados por presiones de poros y movimientos de***

agua libre dentro de estructura que provocan acciones erosivas dentro de la misma.

acción congelante en materiales susceptibles provocando la rotura.

Esta lista podría incluir muchos otros efectos indeseables de las aguas atrapadas dentro de la estructura de pavimento que justifican plenamente la inclusión de las obras de drenaje subterráneo de la vía.

Desde el momento que es virtualmente imposible evitar que el agua penetre en los pavimentos, la rápida eliminación de la misma constituye la solución más práctica y económica para reducir las grietas; para tal fin es necesario dar primordial consideración a la velocidad de eliminación de las aguas.

El agua penetra en la mayoría de los pavimentos a través de juntas, grietas, superficies porosas, hombros, etc., y el estado actual del arte no permite asegurar la impermeabilidad de esos elementos por períodos prolongados ya que los cambios térmicos, el tránsito y otros factores trabajan continuamente para desarrollar aberturas en el pavimento.

Dos hechos se conjugan para empeorar la situación de deterioro:

- los daños estructurales en los pavimentos son mucho mayores cuando existe agua en la estructura que cuando no existe exceso o éste es poco;
- La precipitación pluvial en la mayoría de las regiones de Honduras es mucho mayor que la permeabilidad de las subrasantes.

La mayoría de las carreteras existentes y otros

pavimentos (calles, playas de estacionamiento y peaje, pistas de aeropuertos) poseen sistemas de drenaje comparativamente muy lentos lo cual acelera la pérdida de la capacidad de servicio y aumenta los costos de reparación y rehabilitación.

Las investigaciones realizadas y los ensayos de campo señalan que los daños de los pavimentos rígidos y flexibles es mucho mayor cuando las secciones estructurales contienen aguas libres; tratar de diseñar los pavimentos para reducir los daños ocasionados por el tránsito sin mejorar el drenaje no ataca la causa del deterioro. Investigaciones realizadas por la Federal Highway Administration² de los Estados Unidos permiten elaborar las siguientes conclusiones básicas en relación al drenaje:

1. Cuando se incluyen todos los costos a lo largo de la vida útil de la obra, un pavimento bien drenado será casi siempre más económico que otro diseñado con una estructura lenta de eliminación de las aguas;
2. El diseño de un sistema de drenaje subterráneo debe hacerse sobre una base racional utilizando las leyes y principios de la hidrología y del flujo en medios porosos para calcular cantidades posibles de flujo entrante y necesidades en materia de conductividad para el flujo saliente;

² ***"Guidelines for the Design of Subsurface Drainage Systems for Highway Structure Sections", Department of Transportation, FHWA, 1973.***

3. Para que un pavimento pueda ser rápidamente drenado de manera de reducir significativamente el daño inducido por el agua es necesaria una capa altamente permeable a todo lo ancho de los carriles afectados por el tránsito con un sistema adecuado de tuberías de recolección lateral (donde sea necesario) y descargas adecuadas;
4. En la mayoría de los casos no existe diferencia en el costo de una base con características adecuadas y otra que no lo sea; el costo adicional está representado básicamente por las tuberías.
5. La capa drenante debe construirse de materiales durables, generalmente en el rango de 1/4 a 1 pulgada; no es deseable la inclusión de partículas menores de 1/4 ya que las mismas reducen la permeabilidad; la fracción gruesa debe mantenerse en el rango de 1/2 hasta un máximo de 1 1/2 pulgadas dependiendo de la conductividad necesaria en cada caso particular; más adelante se hacen consideraciones complementarias al respecto.
6. La piedra partida o la grava con alta resistencia a la fricción son suficientemente estables sin el uso de aditivos o ligantes; sin embargo si los agregados son redondeados o si es necesaria estabilidad adicional será necesario estabilizar los materiales con 2 a 4 % de asfalto en caliente.

Aspectos fundamentales del drenaje

Los efectos del agua en los pavimentos pueden controlarse si alternativamente es

posible: (i) mantener el agua alejada de los lugares donde pueda causar daños; (ii) remover mediante métodos de drenaje en forma rápida y segura el agua que penetra.

Los pavimentos son vulnerables a flujos entrantes de diversos tipos: infiltración vertical a través de superficies porosas, juntas constructivas, grietas; (ii) flujo lateral de aguas empozadas en niveles más elevados; (iii) flujo ascendente por aumento de los niveles freáticos, (iv) acción capilar sobre los niveles freáticos; (v) condensación.

Como resultado del balance entre las fuentes de suministro y evacuación es frecuente que la capacidad de descarga sea mucho menor lo cual conduce a la condición de "remojo" comentada.

La reducida capacidad drenante de algunos materiales tradicionalmente utilizados para la construcción de bases se muestra en la tabla 8.1:

Tabla 8.1 ILUSTRACIÓN DE LA CAPACIDAD REDUCIDA DE ALGUNOS MATERIALES DE BASE

Material	Permeabilidad (pies/día)	Capacidad de descarga (pulgadas/hora)
Mezcla bien graduada de arena y grava	1	0.0006
Arena para concreto con alto contenido de polvo	2	0.0012
Arena para concreto con bajo contenido de polvo	20	0.0120

Nota: Caminos de cuatro carriles; espesor de la base = 12"

Es importante incluir como factor de análisis la dirección del flujo saliente; si las aguas sólo pueden escapar de la estructura a través de grietas y juntas en la capa superior del pavimento, es probable que la permanencia de las mismas sea de semanas y hasta meses. Las estructuras de base de baja permeabilidad

aunque tengan drenes a lo largo de los laterales del pavimento son también ineficientes. La percolación se presenta entonces como la única opción para la eliminación de las aguas. La tabla 8.2 muestra las consecuencias en el cambio de dirección del drenaje:

Tabla 8.2 INCREMENTO DE LA CAPACIDAD DE INFILTRACIÓN POR CAMBIO DE DIRECCIÓN

Tipo de agregado	k (pies/día)	Capacidad de remoción (pulg/hora)			
		Drenaje lateral ^a			Drenaje vertical ^b (todos los anchos)
		W=35'	W=75'	W=150'	
Mezcla bien graduada	2	0.0006	0.0003	0.00014	1.0
Arena para concreto con mucho polvo	5	0.0015	0.0007	0.00035	2.5
Arena para concreto con poco polvo	10	0.0030	0.0014	0.00070	5.0
Material filtrante bien graduado	20	0.0060	0.0028	0.00140	10.0

Notas:^a Base de 12"; con W=semiancho, gradiente=0.02, la base se asienta sobre una subbase impermeable; ^b supone una subbase con permeabilidad infinita; no hay anegación de la base - gradiente vertical = 1 en la capa superior.

Procedimientos de Cálculo

El cálculo del drenaje subterráneo se basa casi exclusivamente en dos elementos: (i) la ley de Darcy; (ii) la ecuación de Laplace aplicada al flujo en medios porosos.

Una de las expresiones más usuales de la ley de Darcy es:

$$Q = kiA \quad (1)$$

donde:

Q: es el flujo subterráneo;

i: gradiente hidráulico;

A: sección transversal de escurrimiento.

La segunda expresión fundamental (Laplace), válida para un flujo bidimensional, tiene la forma:
donde:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (2)$$

x, z: coordenadas cartesianas
h: carga hidráulica

Actualmente la ecuación (2) es muy fácil de resolver por métodos numéricos³ mediante el empleo de computadoras; no obstante la resolución tradicional es del tipo gráfico por medio de las redes de flujo. La teoría de las redes de flujo escapa a los alcances de este manual no obstante se las ha considerado para el planteo de soluciones⁴.

El balance de agua, por su parte, puede plantearse en los siguientes términos:

$$\sum O \geq \sum I \quad (3)$$

donde:

∑ I: representa las fuentes de flujo entrante

∑ O: representa todas las posibles descargas

En su forma más detallada, la ecuación toma la forma:

³ *Modelos en diferencias finitas o elementos finitos.*

⁴ *El lector puede utilizar como elemento de consulta, entre otros, la siguiente publicación: "Mecánica de Suelos - Tomo III", Juárez Badillo y Rico Rodríguez, Limusa, Méjico, 1978.*

$$O_E + O_S + O_P + O_R + O_D \geq I_S + I_C + I_T + I_H \quad (4)$$

Los términos tienen el siguiente significado:

O_E: evaporación superficial (despreciable);

O_S: pérdidas por infiltración lateral;

O_P: pérdidas por percolación o drenaje vertical;

O_R: pérdidas por bombeo a través de grietas y juntas;

O_D: agua removida por el sistema de drenaje subterráneo

I_S: infiltración superficial (fuente principal);

I_C: agua capilar;

I_T: transferencia de áreas adyacentes, aguas freáticas o vertientes;

I_H: agua de condensación (despreciable).

El término I_S a menudo ha sido menospreciado como fuente; sin embargo, la misma constituye en la mayoría de los casos la fuente principal de aporte.

En tales casos la expresión general del balance se reduce a:

$$O_D \geq I_S \quad (5)$$

que se traduce en decir que la capacidad de descarga del sistema de drenaje debe ser igual o mayor que la infiltración superficial. En el

diseño propiamente dicho, suele aplicarse un factor de seguridad que sobrestima la cantidad de agua a eliminar de manera que la ecuación final resulta de la forma:

$$O_D \geq CI_s \quad (6)$$

donde C es un factor de seguridad cuyo valor es del orden de cuatro.

La transmisividad, por su parte, se define mediante la expresión:

$$T = \frac{Q}{i} = kA \quad (7)$$

donde k es la permeabilidad del estrato o capa que se analiza.

Otro elemento que resulta importante definir es el tiempo de traslado, que puede estimarse a partir de la expresión de Darcy para la velocidad de escurrimiento:

$$v_s = \frac{ki}{n_e} \quad (8)$$

en la cual \underline{k} es el coeficiente de permeabilidad de la capa drenante, n_e es la porosidad de la misma e \underline{i} es la pendiente en la dirección del flujo.

Si se define con S la distancia máxima que la gota de agua puede viajar por la capa, el tiempo de traslado viene dado por:

$$t = \frac{S}{v_s} \quad (9)$$

Las recomendaciones de la Federal Highway Administration de los Estados Unidos establecen que el tiempo de traslado no debe

exceder de 1/2 hora en regiones donde se produzca congelamiento y 1 hora en todos los demás casos; este criterio se utiliza para evitar permanencias tales que permitan daños significativos a la estructura.

En el caso que el sistema de drenaje esté provisto de tuberías laterales, el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha propuesto la siguiente expresión para el cálculo del tiempo de drenaje:

$$t_{50} = \frac{n_e D^2}{2880kH_o} \quad (10)$$

donde t_{50} es el tiempo necesario para drenar el 50% del agua retenida en la estructura, \underline{D} es el ancho de la capa drenante, \underline{k} es el coeficiente de permeabilidad de la capa en pies por minuto, y $H_o = H + sD$ donde \underline{H} es el espesor de la capa y \underline{s} su pendiente transversal.

En síntesis, las expresiones dadas permiten encarar el problema del drenaje subterráneo en forma cuantitativa con soluciones específicas, cuando la práctica habitual en muchos casos es considerarlo un problema cualitativo con soluciones generalistas.

Principales Fuentes de Aguas Subterráneas

Agua Superficial

La estimación de la infiltración superficial está gobernada por dos factores: (i) la permeabilidad efectiva de la capa de rodamiento; (ii) el suministro proveniente del agua de lluvia.

La permeabilidad de la capa de rodamiento se define como un valor global que representa el coeficiente de permeabilidad promedio el cual comprende todas las aberturas incluyendo las juntas, grietas y fisuras además de la permeabilidad intrínseca o microscópica del pavimento mismo.

La Federal Highway Administration recomienda utilizar la precipitación de una hora y un año de frecuencia de ocurrencia como precipitación de diseño. La tasa de infiltración, por su parte, se recomienda que sea entre un tercio y dos tercios de la precipitación de diseño, siendo frecuente la adopción de los siguientes valores:

- .- Pavimento asfáltico: 0.33 a 0.50
- .- Pavimento de concreto de cemento: 0.50 a 0.67

Acuíferos Semisurgentes

La estimación de la infiltración superficial debe incluir cualquier fuente capaz de alcanzar las secciones estructurales de pavimento junto con la infiltración superficial. En lo posible esta cantidad debe expresarse en una tasa equivalente de pulgadas por hora y adicionarse a la tasa de infiltración por lluvia. La figura 8.1 permite calcular la infiltración equivalente de una fuente de agua subterránea por pie cuadrado de capa drenante para un amplio rango de permeabilidades de subrasante y gradientes del acuífero:

Afloramiento Localizado

Donde se produzcan afloramientos localizados, y habiéndose descartado fuentes artificiales como tanques de agua o tuberías rotas, la tasa de infiltración equivalente puede

determinarse a partir del análisis de redes de flujo; si se supone una red de flujo circular a partir de una fuente hipotética de diámetro reducido (ver figura 8.2), es posible determinar la permeabilidad necesaria para evacuar cantidades dadas de flujo entrante a través de la expresión:

$$q = k h \frac{n_f}{n_e} t \quad (11)$$

donde:

q: flujo proveniente de la fuente localizada;

h: carga hidráulica total;

t: sobreelevación admisible en la capa drenante;

n_f : número de líneas de flujo en la red de flujo;

n_e : número de líneas equipotenciales en la red de flujo.

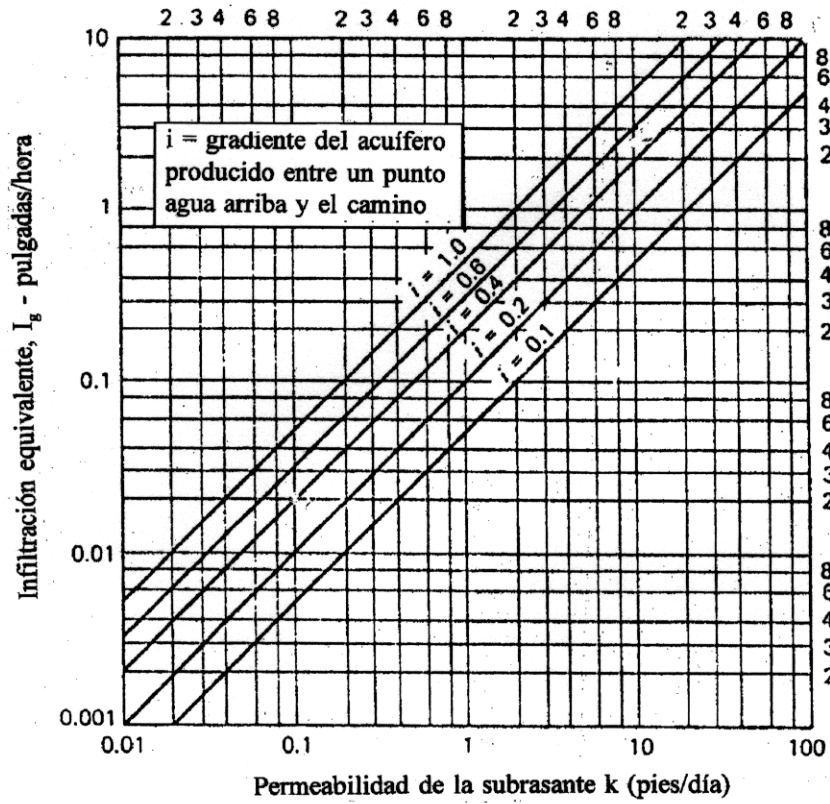
En la tabla 8.3 se presenta a título de ejemplo, la permeabilidad necesaria para deprimir una carga de 1 pie a 0.50 pie para distintas tasas de afloramiento:

Tabla 8.3 PERMEABILIDAD REQUERIDA VS. FLUJO AFLORANTE

Permeabilidad requerida pies/día	Flujo aflorante	
	pies cubicos/día	galones/min
4	2	0.01
40	20	0.10
400	200	1.00
4000	2000	10.5

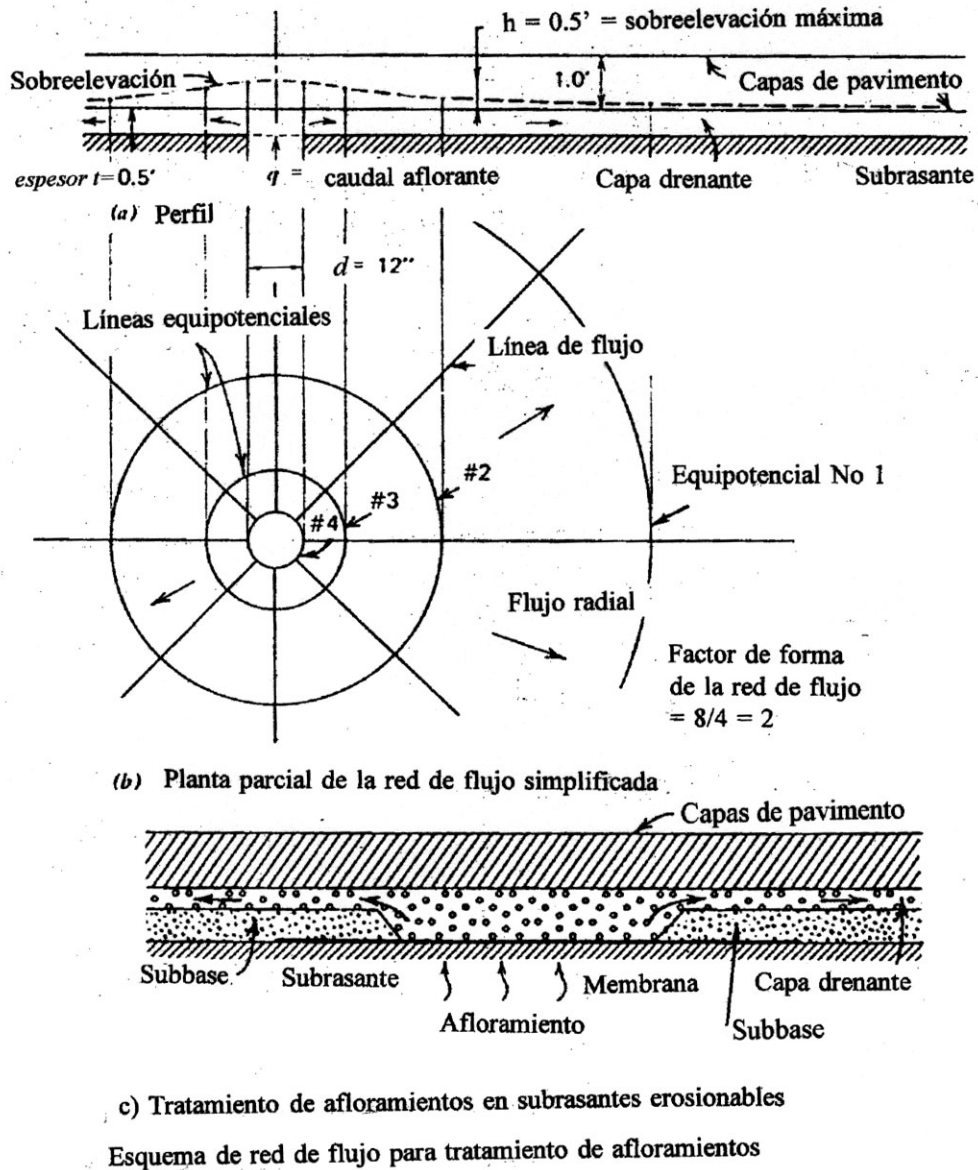
En el caso de afloramientos en subrasantes erosionables es aconsejable colocar una membrana geotextil incrementando el espesor de la capa base en correspondencia con la zona de afloramiento según se indica en la figura 8.2.c.

Figura 8.1



Cálculo de la infiltración proveniente de acuíferos artesianos

Figura 8.2



Drenaje Lateral de la Capa Drenante Provista de Drenes de Tubo Laterales

Del análisis de redes de flujo aplicadas a la capa drenante de un pavimento situado sobre una subrasante impermeable y aplicando la ley de Darcy es posible analizar el fenómeno de escurrimiento del flujo que ingresa por

aberturas en la superficie de rodamiento. La tabla 8.4 presenta la capacidad de la capa drenante en función de la permeabilidad. El ejemplo supone una capa de 12 pulgadas de espesor y pendiente 0.01 provista de drenes laterales:

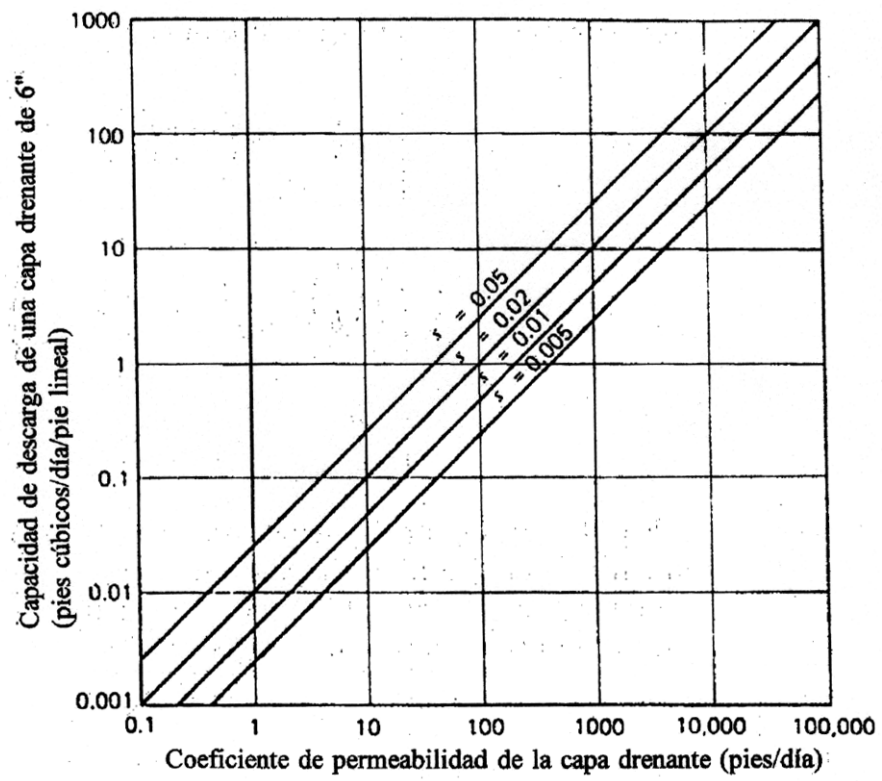
Tabla 8.4 CAPACIDAD DE LA CAPA DRENANTE EN FUNCIÓN DE SU PERMEABILIDAD (espesor = 12"; pendiente = 0.01)

Permeabilidad de la capa base		Capacidad de descarga [pies ³ /pie lineal]
cm/seg	pies/día	
3.5×10^{-6}	0.01	0.0001
3.5×10^{-5}	0.1	0.001
3.5×10^{-4}	1.0	0.01
3.5×10^{-3}	10.0	0.1
7.0×10^{-3}	20.0	0.2
1.0	3,000	30
3.5	10,000	100
7.0	20,000	200
10.5	30,000	300
17.5	50,000	500
24.5	70,000	700
35.0	100,000	1000

En la figura 8.3 se presenta otro ejemplo de la capacidad de descarga de capa base en este

caso de 6" de espesor y pendientes entre 0.005 y 0.05.

FIGURA 8.3
Capacidad de la capa drenante con drenes laterales



Capacidad de Descarga en Superficies Extensas

La expresión:

$$\frac{q}{k} = \left(\frac{h}{b}\right)^2 \quad (12)$$

obtenida a partir del análisis de la capacidad de drenes con tuberías permite demostrar que las capas de pavimento anchas y delgadas tienen menos capacidad de descarga que una capa angosta y relativamente gruesa del mismo material y permeabilidad. La geometría del pavimento, por sí sola, es por lo tanto un factor condicionante como lo demuestra la tabla 8.5:

Tabla 8.5 INFLUENCIA DEL ANCHO EN LA CAPACIDAD DE DESCARGA
(ESPESOR DE LA CAPA h CONSTANTE = 1 PIE)

Ancho b (pies)	h/b	$(h/b)^2$	Permeabilidad relativa
20	0.05	0.0025	1
40	0.025	0.00063	1/4
75	0.013	0.00017	1/14
150	0.0066	0.000044	1/57
300	0.0033	0.000011	1/228

Las playas de estacionamiento, playas de peaje y pistas de aeropuertos son ejemplos de pavimentos anchos con dificultades de drenaje inherentes a esa característica.

Componentes del Sistema de Drenaje Subterráneo

Los componentes esenciales de un sistema de drenaje subterráneo son: (i) una capa drenante abierta; (ii) una subbase, filtro o una membrana plástica sobre la subrasante; (iii) un dren longitudinal colector con tuberías adecuadas; (iv) tuberías de salida; (v) señales adecuadas que permitan localizar rápidamente las salidas para fines de mantenimiento. En la figura 8.4 se muestran

los componentes aludidos.

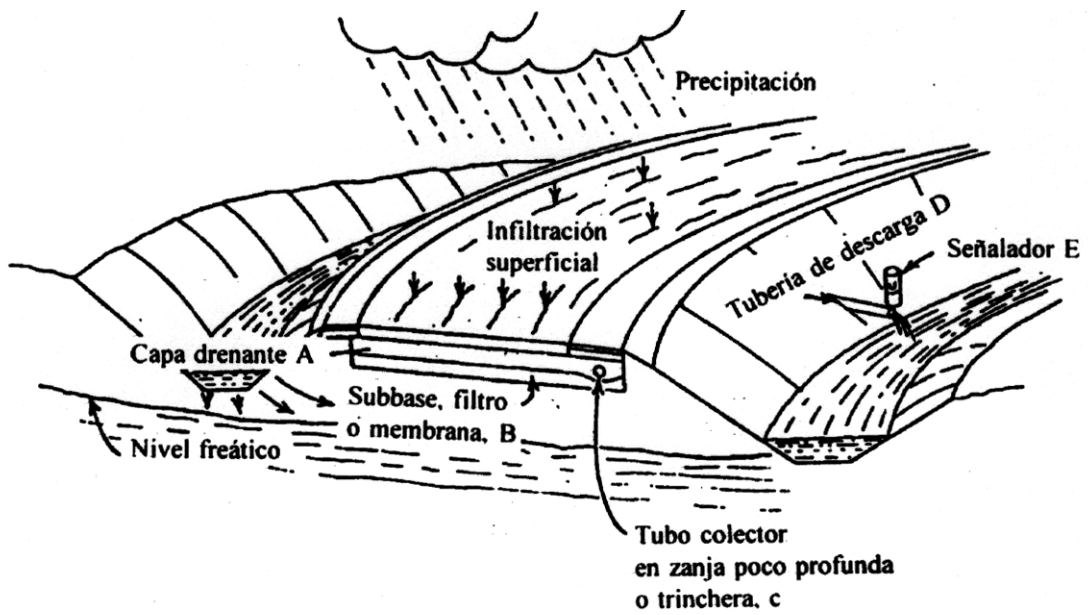
Para asegurar el grado necesario de permeabilidad la capa drenante debe ser construida con agregados limpios con un rango relativamente estrecho de tamaños. Existen dos criterios que permiten garantizar que la graduación será la adecuada:

.- Para restringir el tamaño de partícula a un rango relativamente estrecho, debe cumplirse:

$$D_{85} < 4D_{15} \quad (13)$$

Para asegurar el nivel de limpieza necesario (como se vio en la tabla 8.1 la presencia de polvo afecta seriamente la permeabilidad)

Figura 8.4



Componentes básicos de los sistemas de drenaje subsuperficial

debe cumplirse:

$$D_2 \geq 0.1 \text{ pulg.} \quad (14)$$

La figura 8.5 proporciona una primera aproximación para la determinación del D_{15} del agregado en función de la permeabilidad requerida:

Cantidades de Agua que Pueden Ser Removidas

Si la ecuación (7) se aplica a un pavimento de ancho unitario, la expresión se convierte en:

$$kt = \frac{Q}{i} = \text{transmisividad} \quad (15)$$

donde t es el espesor de la capa drenante. La figura 8.6 permite determinar el espesor de la capa drenante en función de la permeabilidad y la transmisividad:

Como puede deducirse de la observación de la fórmula y el gráfico, la máxima economía puede lograrse, dentro de ciertos límites, utilizando materiales con los coeficientes de permeabilidad lo más elevado posible ya que su costo no difiere prácticamente de otros materiales y su uso permite reducir drásticamente los espesores.

El gráfico de la figura 8.7, deducido a partir de la ley de Darcy, permite calcular las cantidades de agua removida (total equivalente) por pie de pavimento para pavimentos de distinto ancho y para un amplio rango de permeabilidades de la capa base:

La figura 8.8 por su parte puede utilizarse

para determinar directamente el espesor y permeabilidad de una capa de drenaje subsuperficial capaz de remover una tasa de infiltración dada I .

El significado de los factores es el siguiente:
W: ancho total de la capa y del pavimento (pies)

I: Tasa de infiltración de diseño (pulg./hora)

$C = k_b t_b$

k_b : Permeabilidad de la capa drenante (pies/día)

t_b : espesor de la capa drenante (pulgadas)

s: pendiente transversal del pavimento

El uso de la figura se explica a continuación con un ejemplo. Supóngase que se ha determinado que el espesor de una capa drenante es de 8", el ancho de pavimento es de 200 pies, la pendiente transversal es 0.01. Entrando con el valor $W/s = 20,000$ y asumiendo que la tasa de infiltración es de 0.5 pulg./hora, el coeficiente de transmisividad C leído es de 250,000. En tal caso, el valor de la permeabilidad mínima de la capa drenante es $C/t_b = 250,000/8 = 31,000$ pies/día.

Determinación del Tiempo de Descarga

Como se dijo con anterioridad, la permanencia máxima de las aguas dentro de la estructura de pavimento debe ser menor que una hora.

Fijado este plazo es posible determinar, mediante la expresión de Darcy, la permeabilidad necesaria para drenar capas de pendientes, anchos y espesores dados.

La figura 8.9 presenta la solución gráfica al problema planteado; su uso se describe con el

Figura 8.5

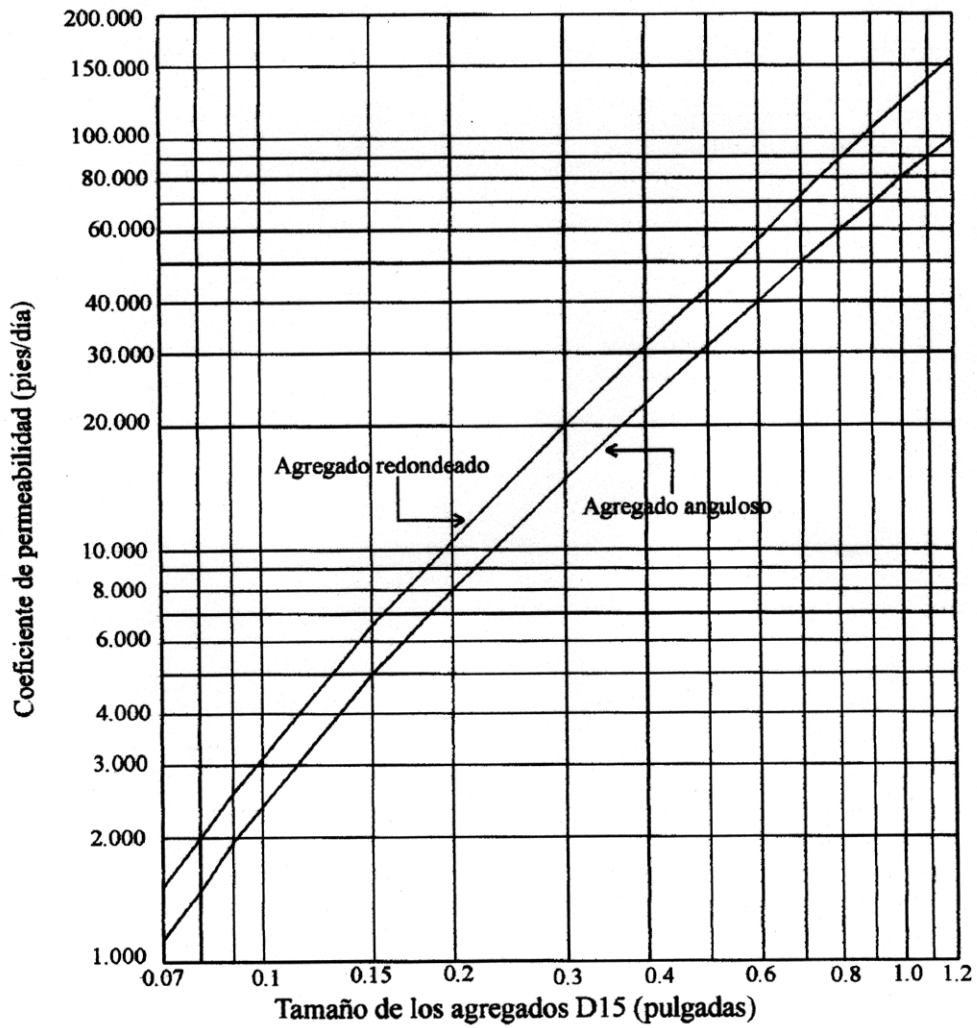


Gráfico guía para la estimación del coeficiente de permeabilidad de agregados drenantes

Figura 8.6

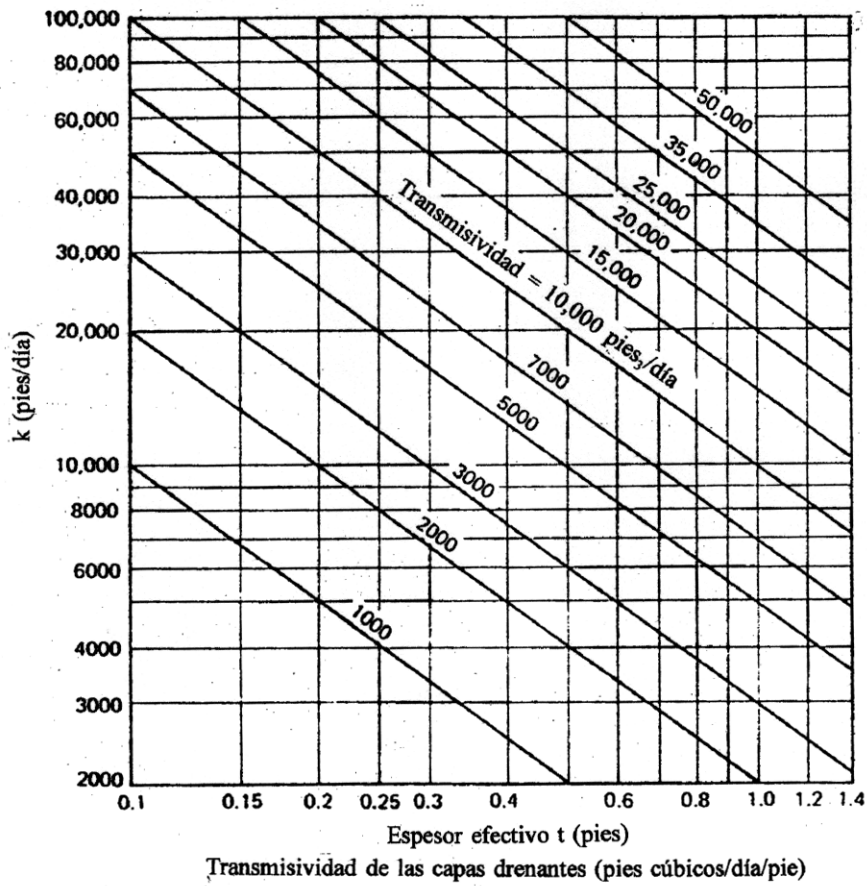


FIGURA 8.6

Figura 8.7

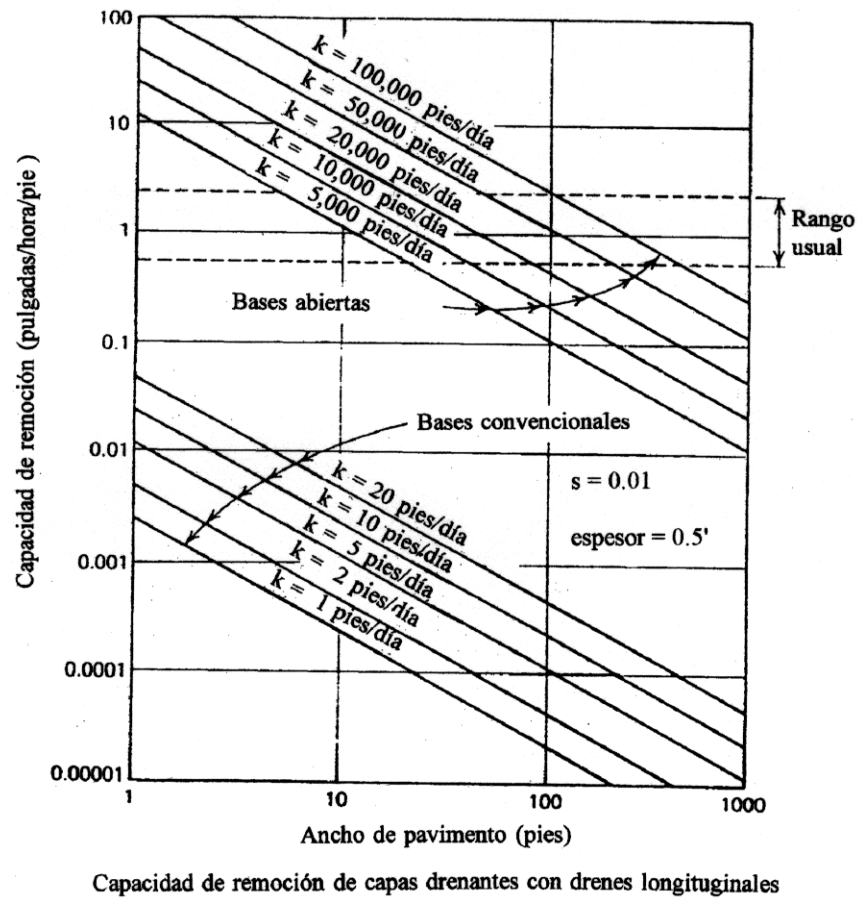
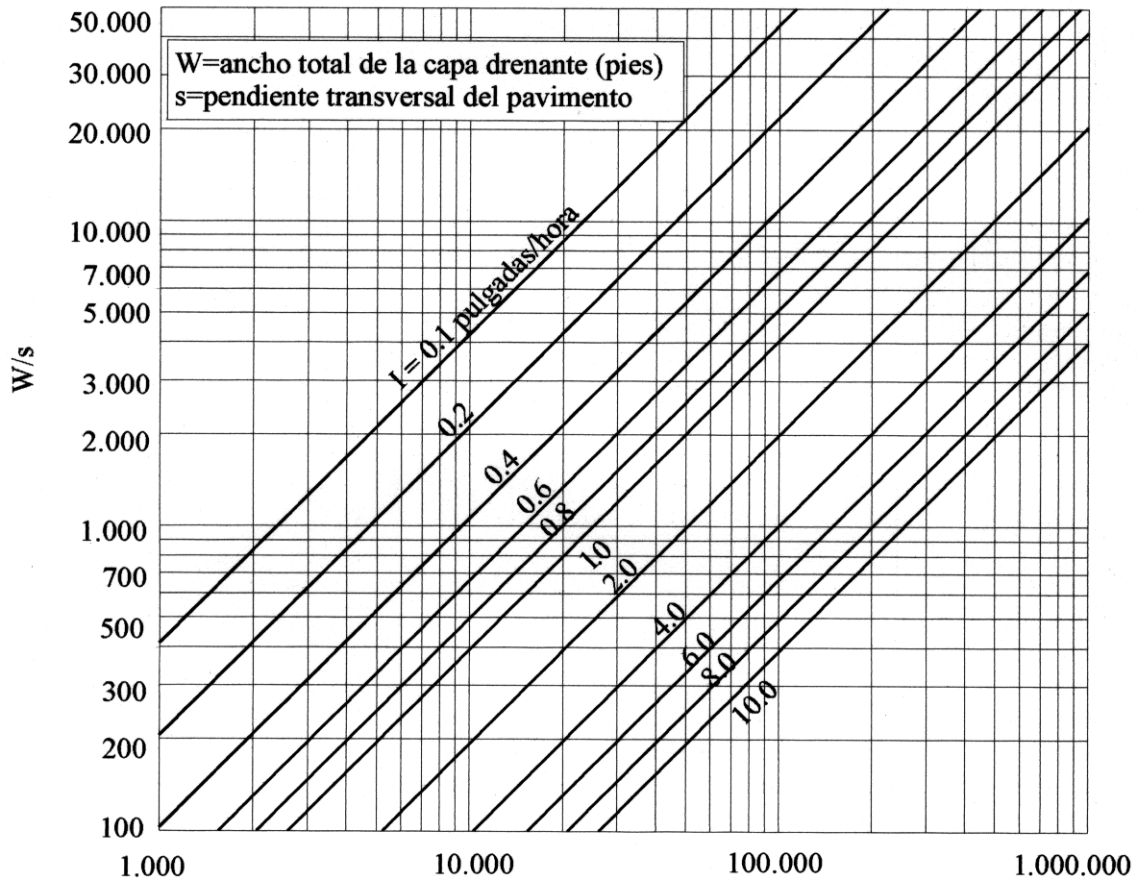


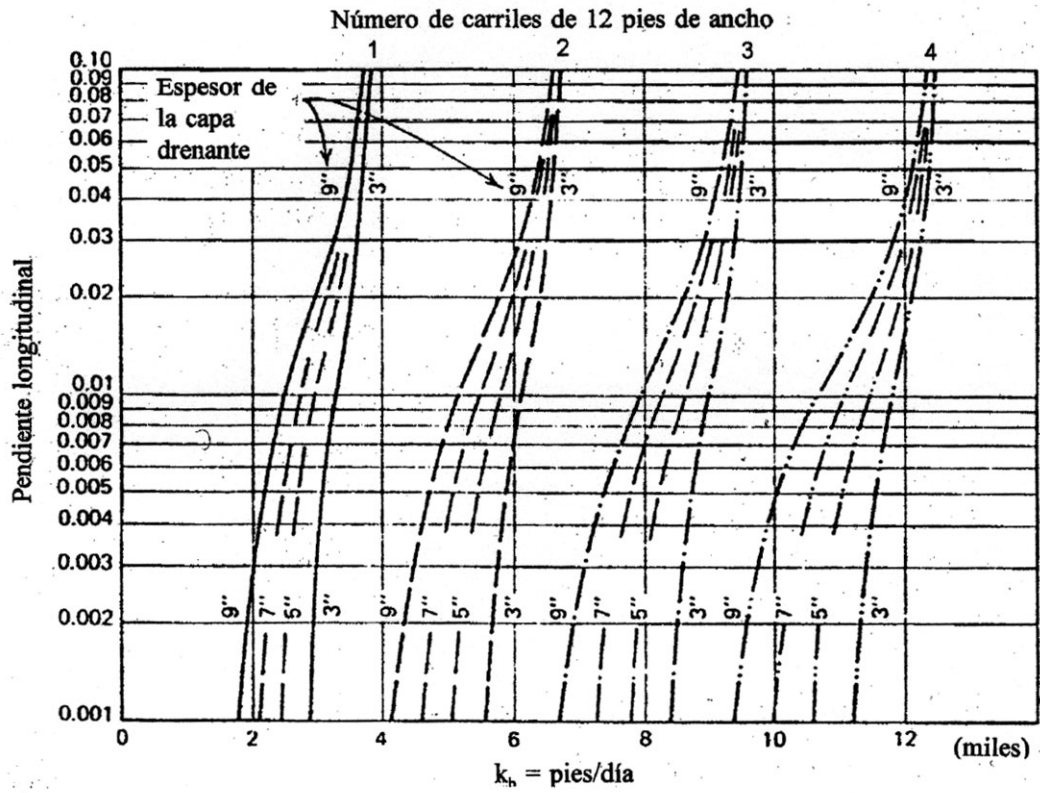
Figura 8.8



Coefficiente de transmisividad, C (pulgadas-pie/día)

Coefficiente de transmisividad vs. la relación W/s

Figura 8.9



Permeabilidad requerida para drenar la estructura de pavimento en una hora

siguiente ejemplo: supóngase que un pavimento de tres carriles con una pendiente longitudinal del 1% ($g = 0.01$) tiene una base drenante de 6" que posee un coeficiente de permeabilidad $k = 20,000$ pies/día necesario para drenar la infiltración de diseño; entrando a la familia de curvas adecuada se obtiene un valor $k = 8,500$ pies/día que es menor que la permeabilidad de diseño por lo tanto verifica la condición de tiempo de descarga; si el valor hallado fuera mayor que la permeabilidad de diseño ésta deberá aumentar para cumplir la condición de tiempo.

Filtros de Protección

La colocación de capas drenantes abiertas sobre subrasantes erosionables implica adoptar medidas para evitar que la intrusión de material fino obstruya los poros de la capa disminuyendo su permeabilidad.

Para el diseño de un filtro adecuado, se recomienda utilizar los criterios propuestos por el Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos:

$$\frac{D_{15} \text{ (del filtro)}}{5} \leq D_{85} \text{ (del suelo)} \quad (16)$$

y para una adecuada graduación del material:

$$\frac{D_{50} \text{ (del filtro)}}{25} \leq D_{50} \text{ (del suelo)} \quad (17)$$

Asimismo pueden utilizarse membranas

geotextiles para proteger la capa drenante; la elección entre agregados o membranas depende de aspectos económicos y constructivos.

Cuando sea necesario utilizar tuberías en el sistema de drenaje para la recolección y eliminación de los excedentes, el material en contacto con los tubos debe ser suficientemente grueso para que no penetre en las aberturas de los mismos.

El Cuerpo de Ingenieros de los Estados Unidos ha establecido los siguientes criterios para tubos ranurados y perforados:

Para tubos ranurados:

$$\frac{D_{85} \text{ del material}}{\text{ancho de la ranura}} > 1.2 \quad (18)$$

Para tubos perforados:

$$\frac{D_{85} \text{ del material}}{\text{diámetro del orificio}} > 1.0 \quad (19)$$

Protección de Subrasantes Sensibles

Cuando los pavimentos se construyan sobre suelos altamente expansibles será necesario proveer un sello impermeable bajo el paquete estructural para evitar que el agua penetre hacia esos materiales produciendo su hinchamiento. Para ello se dispone de diferentes alternativas desde la aplicación de asfalto al empleo de membranas plásticas impermeables. Asimismo debe inhibirse el pasaje de agua desde las obras de conducción longitudinal (cunetas) mediante el

revestimiento de las mismas.

Requisitos de Permeabilidad de los Rellenos de Zanjas

Una de las claves en el proceso de diseño y verificación de los sistemas de drenaje subterráneo es que al progresar en la dirección del flujo a través de los sucesivos medios drenantes, las capacidades sean siempre incrementales, nunca menores.

Este aspecto es particularmente importante en lo relativo a las tuberías y los materiales que las rodean. Si se utiliza un material de baja permeabilidad en las zanjas de asiento de las mismas, o si se permite que el polvo u otras materias penetren por la parte superior, el flujo en las tuberías puede restringirse y hasta interrumpirse.

La verificación de la permeabilidad necesaria para las zanjas de asiento puede hacerse con la ecuación de Darcy colocando a cada término el significado adecuado. El gráfico de la figura 8.10 puede utilizarse para determinar directamente la combinación de ancho (B) de la trinchera y permeabilidad (k_t) necesarias para asegurar suficiente capacidad de descarga para abastecer adecuadamente las tuberías.

Si el suelo en el cual se excava la trinchera de asiento de los tubos es del tipo erosionable, debe colocarse una membrana geotextil para evitar la degradación de aquélla.

Diámetro y Espaciamiento de los Colectores

Las tuberías colectoras y de descarga son

necesarias en particular en puntos de acumulación de aguas tales como curvas verticales cóncavas y lado interno de curvas peraltadas. El nomograma de la figura 8.11 permite determinar los diámetros de los colectores y espaciamiento de las salidas correspondientes en función de la pendiente longitudinal y el caudal a descargar.

Ejemplo de Aplicación

Se trata de diseñar el sistema de drenaje de una autopista de tres carriles por dirección en terreno empinado con una pendiente longitudinal del 5%, una pendiente transversal del 2%; la tasa de precipitación de diseño es de 1.5 pulg./hora y la tasa de infiltración se toma igual a las dos terceras partes de la precipitación (1 pulg./hora); no se consideran otras fuentes de flujo subterráneo; la surasante es erosionable y la porosidad efectiva del material de dren es 0.2.

Solución

1. Cálculo de la transmisividad

En la figura 8.12 se muestra un esquema de la geometría de la carretera.

En primer lugar se utiliza la ley de Darcy para analizar el comportamiento de una franja de pavimento de un pie de ancho en dirección normal al flujo que es la resultante de las dos direcciones predominantes. Como puede verse la longitud de la franja de análisis es de 108 pies y el gradiente en esa dirección es 0.054. La transmisividad requerida es:

$$q = 1 \text{ pulg./hora} = kA = Q/i; \quad q = 1 \text{ pulg./hora} \\ (24/12) = 2 \text{ pies/día}$$

Figura 8.10

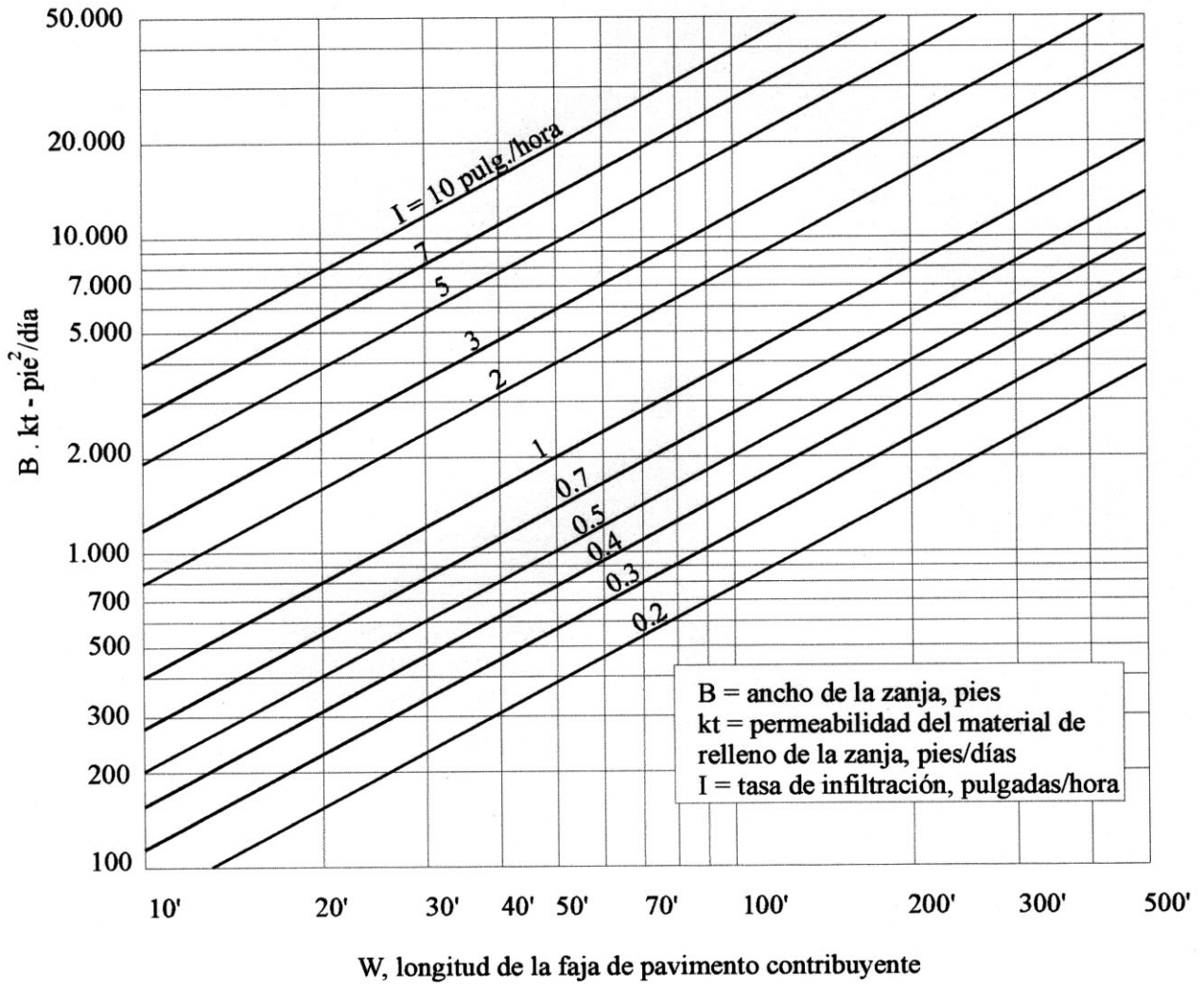


Figura 8.11

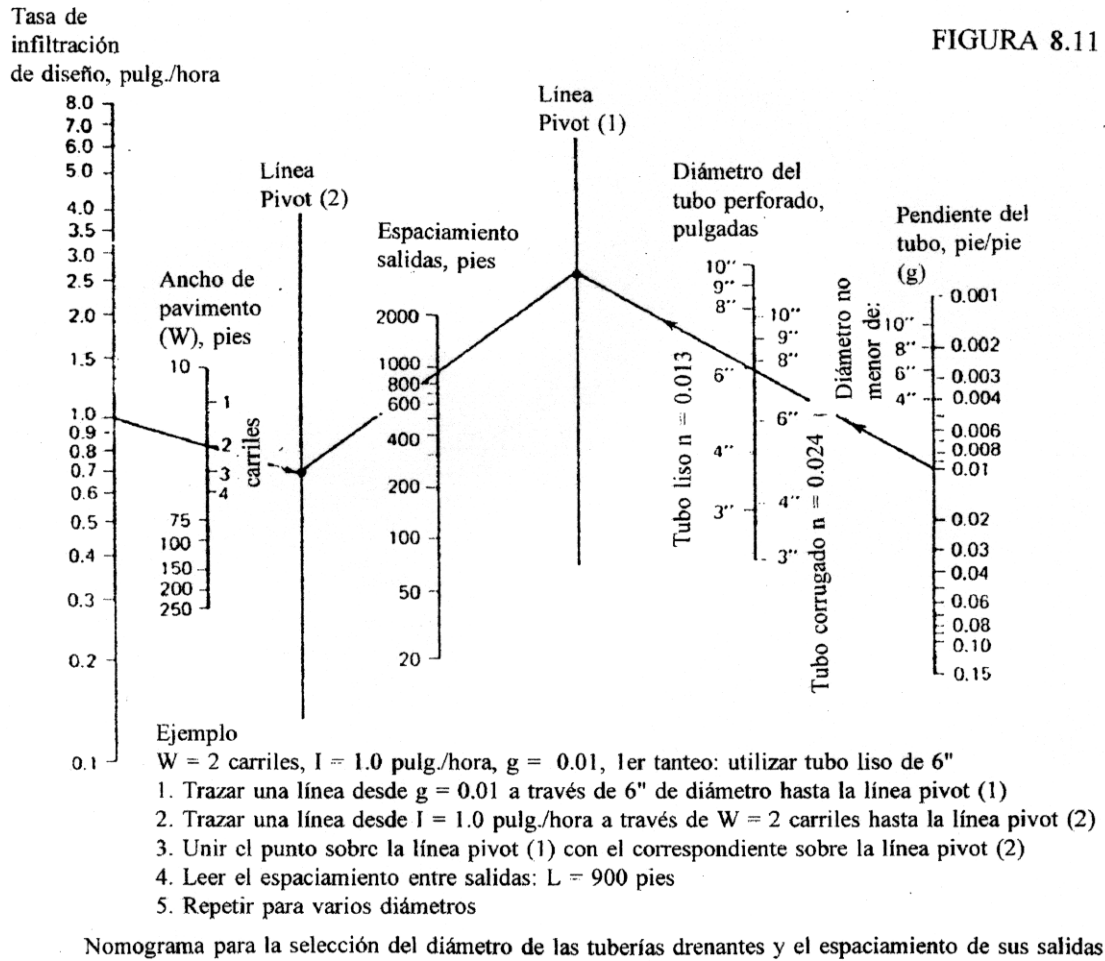
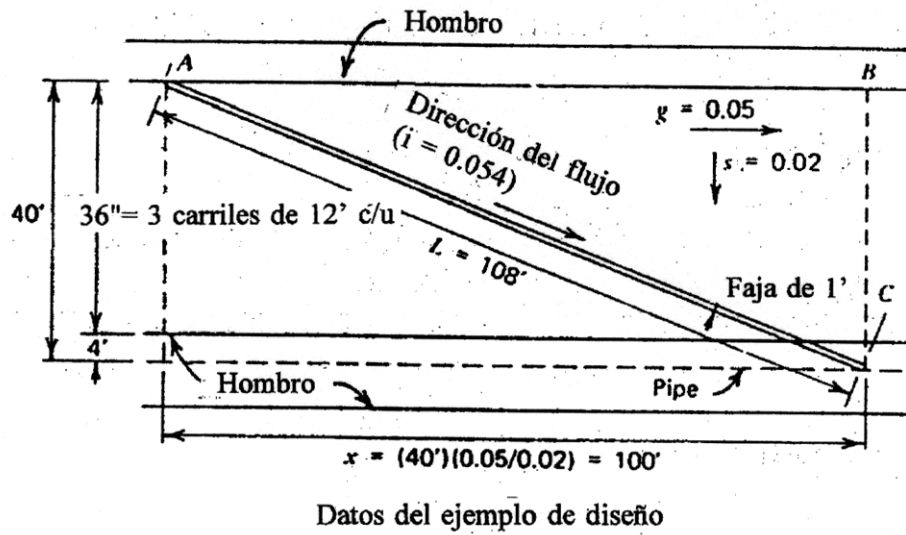


Figura 8.12



y la cantidad total de agua que entra en la faja es:

$Q = 108 \times 1 \times q = 108 \times 2 = 216 \text{ pies}^3/\text{día}$; $Q/i = 216/0.054 = 4000 \text{ pies}^3/\text{día} = \text{transmisividad mínima de la capa drenante.}$

1er tanteo: Se asume un espesor de base de 5 pulgadas con un espesor efectivo de 4 pulgadas; en esas condiciones:

$A = \text{sección transversal drenante} = 0.33 \times 1 = 0.33 \text{ pies cuadrados}$ y
 $k = 4,000/0.33 = 12,000 \text{ pies/día}$

2do. Tanteo: se supone una base drenante de 3 pulgadas con un espesor efectivo de 2 pulgadas; en esas condiciones $A = 0.167 \text{ pies cuadrados}$ y $k = 24,000 \text{ pies/día}$.

No obstante la segunda opción resulta más económica, se supone que la base de 5 pulgadas es estructuralmente más adecuada.

2. Comprobación del valor k hallado con el gráfico de la figura 8.8

Entrando al gráfico con el valor $W/s = 40/0.02 = 2,000$ hasta la recta de $I = 1 \text{ pulg./hora}$, el coeficiente de transmisividad C es $50,000 \text{ pulg.-pie/día}$. Para el valor de espesor efectivo adoptado (4 pulg.) resulta $k = 50,000/4 = 12,500 \text{ pies/día}$ que es una buena comprobación del valor hallado aplicando la ecuación.

3. Comprobación de la permeabilidad para asegurar el tiempo de drenaje menor de 1 hora

Se utiliza el gráfico de la figura 8.9; entrando en la familia de curvas correspondiente a tres

carriles para un espesor de capa de 4 pulgadas y un gradiente longitudinal de 0.05, el coeficiente de permeabilidad es $9,500 \text{ pies/día}$. Como este valor es menor que el requerido por transmisividad, este último resulta el criterio gobernante.

4. Diseño recomendable para la capa drenante

Se recomienda una capa de 5 pulgadas de espesor con un coeficiente de permeabilidad de $15,000 \text{ pies/día}$ sobre una base o subbase adecuada. De la figura 8.5 resulta que para lograr una permeabilidad de ese orden el material debe tener un D_{15} del orden de 0.25 a 0.3 pulgadas.

5. Dimensionamiento de los tubos colectores y espaciamiento de las salidas

Utilizando el nomograma de la figura 8.11, con la pendiente longitudinal del 0.05 se tantea con un diámetro de 5 pulgadas para caño de concreto o 6 pulgadas para caño corrugado; en estas condiciones la distancia entre salidas es de 600 pies. Este espaciamiento se considera adecuado (la distancia usual es entre 400 y 600 pies).

Métodos de Drenaje Subterráneo

Los diferentes métodos que hasta la fecha se han usado para controlar las condiciones del flujo del agua en terracerías y para mejorar las condiciones de estabilidad en cortes, terraplenes, y pavimentos pueden agruparse en los siguientes tipos principales:

1. Subdrenes de zanja

2. Camas drenantes con remoción de material

3. Trincheras estabilizadoras

4. Drenes transversales de penetración

Otros dispositivos típicos en problemas de saneamiento tales como pozos absorbentes y galerías drenantes son poco frecuentes en obras viales por lo que no son objeto de descripción.

Subdrenes en Zanjas

Este tipo de subdren consiste en una zanja de profundidad adecuada (1.50 m aproximadamente) provista de un tubo perforado en su fondo y rellena de material filtrante; el agua colectada se desaloja por gravedad a algún cuerpo receptor en que su descarga sea inofensiva.

El diámetro del tubo perforado es del orden de 20 cm y se coloca sobre una base de asiento de material permeable del orden de los 25 cm de espesor.

Las perforaciones deberán realizarse según el esquema de la figura 8.13.

Estos subdrenes se construyen longitudinalmente en relación al camino y al pie de los cortes; también es frecuente su ubicación bajo las cunetas impermeabilizadas. Su efecto es desviar las aguas que aflorarían por el talud del corte o en la corona del camino bajo el pavimento, captándolas, con lo que se alivian las presiones internas en el suelo, se proporciona una salida más expedita y se protege debidamente la estructura del pavimento. En los planos tipo de construcción se presenta un

croquis de subdren de zanja.

Construcción de Cama Permeable con Remoción de Material

Cuando existe una capa de suelo saturado de mala calidad y de espesor razonablemente pequeño (3 metros) puede considerarse la posibilidad de removerlo siempre que los materiales subyacentes sean aceptables. La excavación para la remoción suele cubrirse con una capa de material drenante de 0.50 a 1.0 m de espesor; esta capa deberá estar provista de una tubería perforada de captación con descarga a un cuerpo receptor adecuado. El límite de la solución pasa por el espesor del material removido atendiendo a razones económicas. En la figura 8.14 se presenta un esquema de la solución descripta.

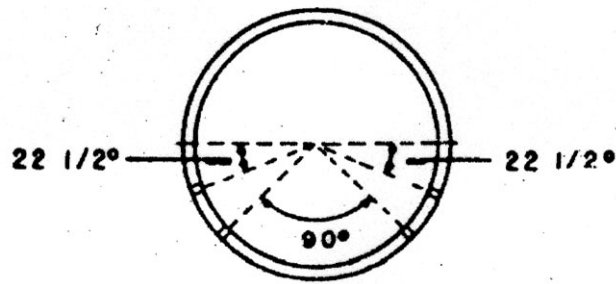
Trincheras Estabilizadoras

En perfiles en terraplén sobre laderas inestables con flujo subterráneo (ver figura 8.15) la solución económicamente más viable es drenar localmente la zona bajo el terraplén mediante una trinchera excavada cuyos taludes y fondo deben recubrirse con una capa de material drenante de 0.50 a 1.0 m de espesor provista de tubería perforada de captación y descarga. Posteriormente la zanja se rellena con material debidamente compactado. El ancho de fondo deberá permitir la maniobra de equipo pesado.

Drenes de Penetración

Los drenes de penetración son tuberías horizontales que penetran en las laderas para captar aguas internas y mejorar así la estabilidad de las mismas.

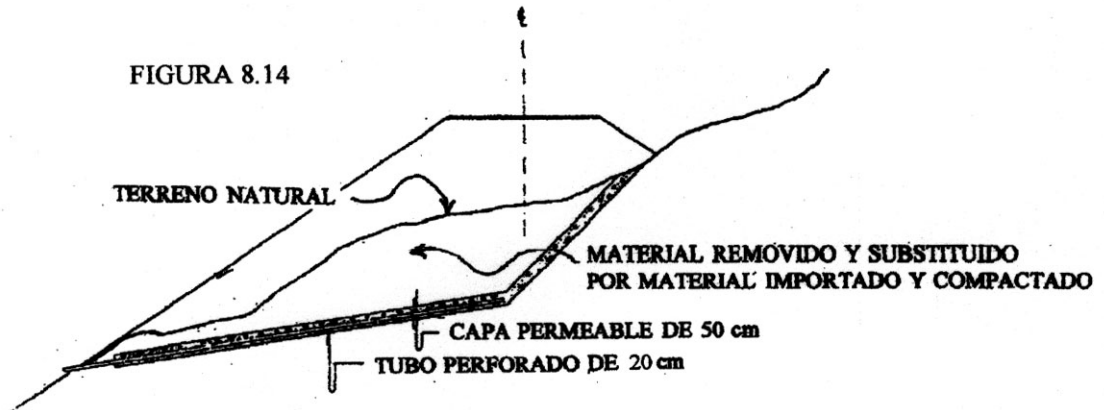
Figura 8.13



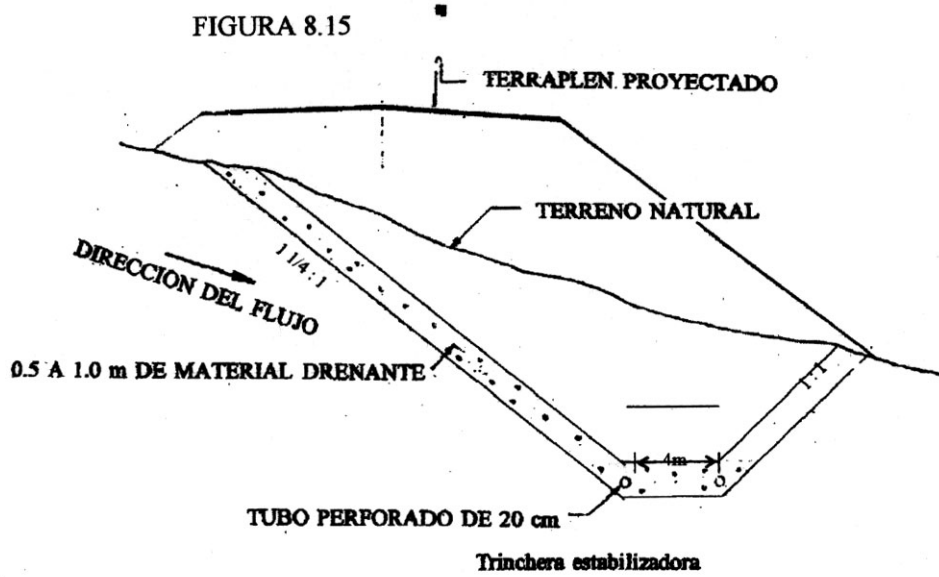
PERFORACIONES DE 1 cm ESPACIADAS
10 cm DE CENTRO A CENTRO
UBICADAS AL TRESBOLILLO

Tubo perforado para sub-dren

Figura 8.14 Y 8.15



Remoción de material blando y colocación de una capa drenante bajo terraplén



La clave del proceso está en disponer de la maquinaria adecuada para la ejecución de la perforación; una vez efectuada ésta se coloca una tubería de material plástico PVC o PRFV de 2" de diámetro en longitudes que pueden llegar hasta los 30 metros. Los tubos (y la perforación original) son inclinados siendo la pendiente mínima recomendable del orden del 3%.

Los drenes se perforan con un espaciamiento típico de 10 m y se recogen con un colector de 20 cm de diámetro del mismo material que descarga a un cuerpo receptor adecuado. La efectividad de los drenes no se mide por su capacidad de remoción de agua sino por el abatimiento de las presiones de poros a que dan lugar.

Tubificación

El fenómeno de tubificación está asociado a la erosión interna de los suelos provocada por las fuerzas de filtración; el desarrollo de la tubificación requiere de una superficie rígida contra la cual se desarrollan los conductos de erosión.

La interposición de una estructura de drenaje en medio de un curso de agua crea una obstrucción que inmediatamente determina una sobreelevación del nivel de las aguas. Si el medio sobre el que está fundada la estructura es poroso, se desarrollan líneas de flujo por debajo de la misma que descargan agua abajo. Según las características del escurrimiento y la naturaleza del medio poroso, ese escurrimiento puede arrastrar partículas de suelo, produciendo el fenómeno erosivo conocido como tubificación.

Este fenómeno está directamente ligado a dos factores: (i) la diferencia de carga hidráulica entre agua arriba y agua abajo de la estructura bajo análisis (ii) las características del suelo.

El análisis detallado de este proceso implica el trazado de redes de flujo o la resolución de la ecuación de Laplace por métodos numéricos.

Como las obras de drenaje son en general pequeñas no involucran grandes sobreelevaciones que puedan producir fenómenos como el descrito. No obstante, en el caso de estructuras de saltos o rápidas asentadas sobre medios arenosos particularmente, conviene efectuar una verificación rápida de las condiciones de la fundación mediante una expresión sencilla de manera que si los resultados que se obtengan arrojan un margen razonable de duda, puedan encararse estudios más completos al respecto.

Determinación del Riesgo de Tubificación - Ley de Bligh y Lane

La figura 8.16 muestra un esquema de las posibles obras en las que se puede presentar el fenómeno aludido. A partir del análisis del flujo a través de la estructura, Bligh preparó una tabla correlacionando la capacidad del suelo de desarrollar tubificación con el gradiente hidráulico a lo largo de los tubos de corriente:

$$L = \sum H_i + \frac{1}{3} \sum B_i \quad (20)$$

donde:

H_i : cualquier distancia vertical a lo largo de un tubo de corriente adosado a la estructura que se analiza;

Figura 8.16

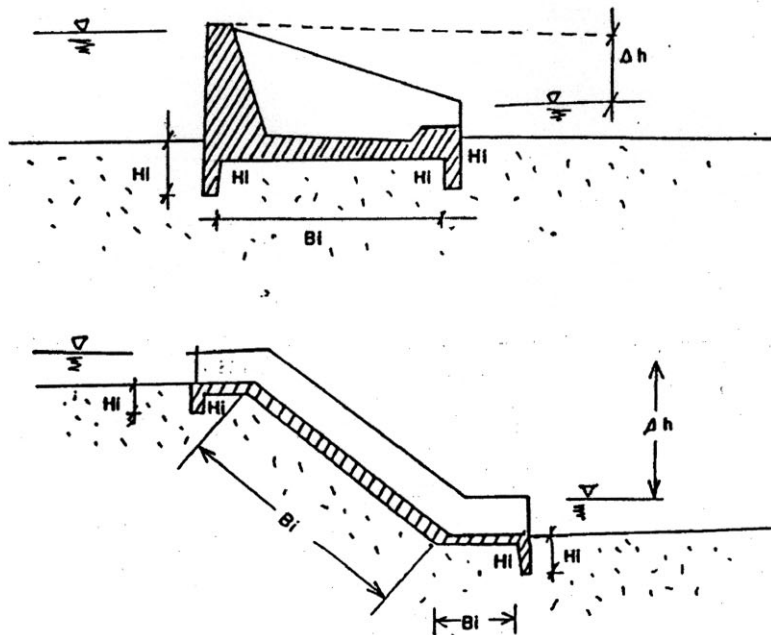
**LEY DE BLIGH Y LANE
(TUBIFICACION)**

FIGURA 8.16

$$L = \sum HI + 1/3 \sum Bi \quad \Delta h = \text{CARGA HIDRAULICA}$$

$$CB = \frac{L}{\Delta h} \quad L = \sum \text{DE RECORRIDOS}$$

MATERIAL	VALOR MINIMO CB
ARENA FINA Y LIMO	8.5
ARENA GRUESA	6
GRAVA Y ARENA	3
CANTOS RODADOS Y ARENA	2.5



SI LOS VALORES DE CB SON MAYORES SE RECOMIENDA AÑADIR DENTELLONES PARA CONSEGUIR VALORES ≤ CB

Bi: ídem para cualquier distancia horizontal.

Desde el momento que en la mayoría de los casos la permeabilidad horizontal es mayor que la vertical (por la estratificación del medio) las distancias a lo largo de la horizontal se afectan de un coeficiente de corrección debido a Lane que considera ese hecho; este factor es igual a 1/3.

El coeficiente de riesgo está dado por la expresión:

$$C_B = \frac{L}{\Delta h} \quad (21)$$

Comparando el valor dado por la expresión anterior con los valores de la figura 8.16 para el tipo de suelo de que se trate, se determina

Bibliografía

- 1) "Drainage of Highway and Airfield Pavements". Harry R. Cedergreen. Ed. John Wiley & Sons, 1974.
- 2) "Mecánica de Suelos. Tomo III: Flujo de Agua en Suelos". E. Juárez Badillo - A. Rico

la posibilidad de tubificación cuando el primero es menor que el segundo.

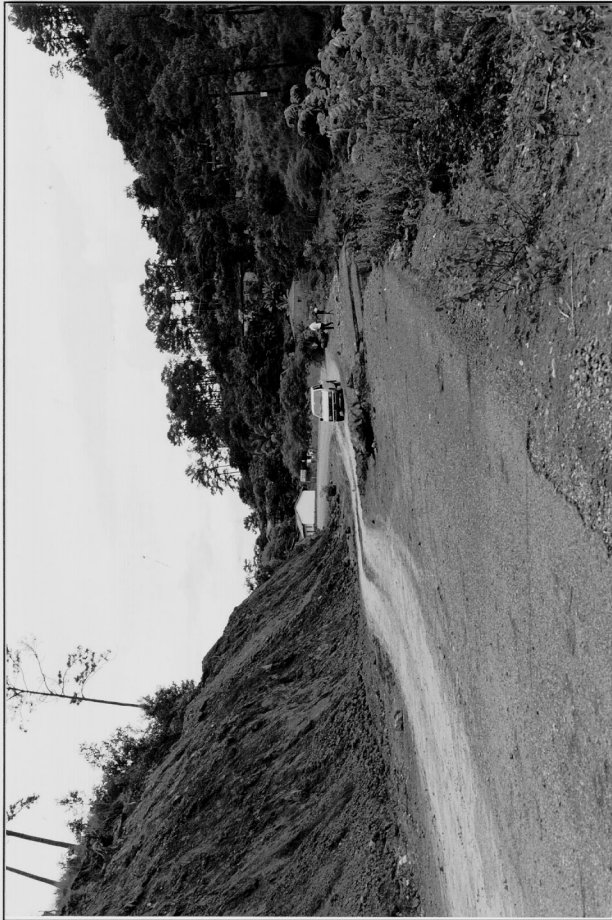
En tal caso, la recomendación es aumentar la distancia vertical (solución más eficiente) mediante la construcción de dentellones que también resultan útiles para control de la erosión superficial.

Conclusiones y Recomendaciones

A menudo se subestima el aporte proveniente de la infiltración de la lluvia a través de la capa de rodamiento de las carreteras. La eliminación de la misma, como así también de otras fuentes tales como aguas freáticas o acuíferos semisurgentes es imprescindible para mejorar la durabilidad de los pavimentos.

Rodríguez. Ed. LIMUSA, Méjico, 1978.

- 3) "Normas de Diseño de Obras de Drenaje". Consorcio Berger - Protecvia. Ministerio de Obras Públicas. Ecuador, 1990.



Zona de deslizamientos provocados por aguas subterráneas; la inclinación de los árboles señala la magnitud de la falla.

La identificación de las zonas potencialmente inestables a través de la presencia de "lloraderos" es fundamental para la previsión de las obras de drenaje correspondientes. Posibles soluciones incluirían: (i) remoción del material saturado; (ii) construcción de contracunetas; (iii) colocación de drenes.



Deslizamiento de una porción de camino provocada por aguas subterráneas.



Derrumbe de talud provocado por aguas subterráneas.



Estabilización del talud.

La estabilización de taludes por reducción del ángulo de inclinación es sólo una parte de la solución; debe proveerse adecuado drenaje interno e intercepción de las aguas superficiales mediante contracunetas.

CAPÍTULO II

PUENTES

SECCIÓN 1: GENERALIDADES

Introducción

El presente Manual comprende un conjunto de normas, reglamentaciones y criterios a los cuales deberán ajustarse todos los proyectos de puentes cuyo diseño y construcción sea requerido por la Secretaría de Estado en los Despachos de Obras Públicas, Transporte y Vivienda.

El mismo incluye una definición de los elementos a considerar en los proyectos, el marco reglamentario en el cual se apoya el Manual, las especificaciones para la presentación de los proyectos, el alcance de los estudios de campo, las cargas de diseño y su distribución entre los diferentes componentes de la superestructura y criterios de diseño para superestructuras, subestructuras, fundaciones y componentes auxiliares de los puentes.

Alcance

Tanto lo establecido en este Manual como en las normas de cálculo y especificaciones técnicas anexas, ya emitidas o a emitir por parte de la SOPTRAVI, se consideran de aplicación obligatoria por parte de todos los Consultores y Constructores para la ejecución de Puentes en todo el territorio de la República de Honduras. Consecuentemente, las autoridades nacionales exigirán y

verificarán su cumplimiento en todos los contratos que involucren este tipo de construcción.

Este Manual no suplanta el apropiado entrenamiento o el ejercicio del juicio profesional del Consultor y solamente establece requerimientos mínimos necesarios para garantizar la seguridad pública. Tanto el Propietario de la obra como el Consultor, pueden requerir, en determinados casos, el uso de procedimientos o materiales más sofisticados para alcanzar requerimientos de nivel superior a los aquí establecidos.

Definiciones

Ancho de calzada: es el ancho total, medido en dirección perpendicular al eje de la calzada, entre las caras internas de los bordillos.

Ancho útil de acera: Ancho libre entre la cara interna del pretil y la cara externa de la defensa (en caso de existir esta última, de lo contrario se medirá hasta el borde interno del bordillo).

Barrera de Defensa: elemento estructural que se interpone entre la circulación peatonal y la vehicular para defensa de los primeros.

Gálibo: espacio horizontal o vertical sin

obstrucciones para el tránsito sobre o bajo el puente.

Longitud de un puente: es la distancia que separa sus dos apoyos extremos.

Luz: es la longitud libre entre dos apoyos sucesivos.

Pretil: elemento de protección de los peatones ubicado del lado exterior del puente.

Puente: toda estructura vial destinada al cruce de algún accidente como: río, vía férrea, carretera, quebrada, etc. y que tenga una longitud, para su luz principal, mayor o igual que 6 m.

Subestructura: partes de la estructura del puente que soportan los tramos horizontales.

Superestructura: partes de la estructura del puente que configuran los tramos horizontales.

Normas de Aplicación

Para el diseño de las estructuras de concreto reforzado, serán de aplicación las especificaciones del "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) (Revised 1992) y Commentary-ACI 318R-89) (Revised 1992)", publicadas por el American Concrete Institute.

Para el diseño de las estructuras metálicas, serán de aplicación las especificaciones del American Institute of Steel Construction (AISC), edición 1994.

Para el diseño de todos los elementos de

puentes no contemplados expresamente en este Manual, serán de aplicación las Standard Specifications for Highway Bridges, 15ª Edición, 1992 de la AASHTO. Alternativamente, podrán utilizarse las AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, publicadas por la AASHTO en 1994 y que incorporan la filosofía de diseño basada en el Método de los Factores de Carga y Resistencia (LRFD). Se hace notar que esta última publicación no discontinuó, en los Estados Unidos, la aplicación de los métodos considerados en la edición de 1992.

Elementos Básicos a Considerar en el Diseño

Se enumeran a continuación, describiéndose muy someramente, los elementos mínimos a considerar en todo diseño o construcción de puentes a realizar bajo la vigencia del presente Manual. En los capítulos posteriores, se analizará, con mayor detalle, la forma en que estos elementos se incorporan al diseño de una obra nueva.

Localización

La elección del sitio de ubicación de un puente será el resultado de un estudio de alternativas que contemple aspectos económicos, ingenieriles, sociales y ambientales, así como costos de mantenimiento e inspección durante la vida útil. En general, la ubicación de los puentes está regida por la planialtimetría de la carretera y la configuración estructural, así como su implantación, con respecto a los cursos de agua, surgen de la interacción entre los especialistas en estructuras e hidráulica y de consideraciones de tipo económico y de

factibilidad constructiva.

Durabilidad

Las estructuras viales se proyectarán teniendo especial consideración de la prolongada vida útil que se espera de ellas. En términos generales puede esperarse que un puente sobreviva unos cincuenta años en condiciones de servicio, con las menores tareas de mantenimiento posibles.

A fin de lograr esto, los consultores y constructores se esmerarán para utilizar materiales seleccionados, procedimientos constructivos cuidadosos y detalles de diseño estudiados para evitar deterioros tales como: fisuras, corrosión, asentamientos, desplazamientos, acción perjudicial de agentes externos, etc. Los criterios de diseño que se establecen más adelante, en este Manual, tienen como principal objetivo la obtención de obras seguras y durables.

Seguridad del Tráfico

La ubicación y el trazado del puente deberán seleccionarse de manera de satisfacer tanto los requerimientos del tráfico que pasa sobre el puente como del que pasa por debajo del mismo. Se considerará la posibilidad de variaciones futuras, ya sea en el alineamiento de un cauce natural cuando se trate de ríos inestables o en las características de cualquiera de las carreteras que utilicen el puente.

Protección de Elementos Estructurales

Se preverán estructuras de protección para el pasaje seguro de los vehículos y peatones

sobre o bajo el puente. Como mínimo, en pasos superiores, entre cualquier pilar o muro y el borde del hombro se colocará una barrera de defensa, que en el caso de ser flexible se soportará en forma independiente del elemento estructural y se ubicará a una distancia mínima de 60 cm desde el mismo. La cara interna de esta defensa, también se ubicará a 60 cm del borde del hombro.

Protección de los Usuarios

Se colocarán barreras de defensa a lo largo de los bordes del puente. Preferiblemente se utilizarán defensas rígidas con el tratamiento superficial interno tipo New Jersey. Cuando se prevea un tráfico peatonal intenso, se colocará la acera por afuera de esta defensa y se preverá un pretil peatonal del lado externo de la acera.

Parámetros Geométricos

En lo posible, para establecer los anchos de calzada, se cumplirán las especificaciones adoptadas para la carretera que pasa sobre o bajo el puente, siendo el ideal que la superestructura abarque todo el ancho de coronamiento del terraplén. Cuando, por cuestiones económicas, esto último no pueda realizarse, se ejecutará la superestructura con un ancho de calzada igual al ancho de la carretera más un sobrecancho de seguridad de 0.5m a cada lado, como mínimo.

Los anchos de hombros en la zona del puente, así como la geometría de las barreras de defensa, cumplirán con las instrucciones particulares de cada proyecto que establecerá la autoridad competente.

En sentido vertical, se respetará un galibo de 5.10 m en los pasos inferiores o bajo los arriostramientos superiores de estructuras reticuladas.

El tirante libre a dejar en los cruces de cursos de agua será establecido por la autoridad de navegación en cursos navegables o por recomendaciones hidráulicas en cursos no navegables.

Superficie de Rodadura

La superficie de rodadura sobre la estructura se ejecutará con el mismo material que la carretera que accede a la misma. Razones de seguridad imponen esta condición. Además, se preverá un sistema de drenaje adecuado para la calzada.

Estudios Topográficos

Se requerirá un estudio particularizado de la topografía en el sector del puente como se describe más adelante.

Estudios de Suelos

Se realizará una serie de estudios de suelos que cubrirá dos aspectos: el estudio de los estratos subsuperficiales con el objeto de obtener parámetros para el diseño de las fundaciones, y la investigación de los suelos superficiales para analizar el comportamiento hidráulico del cauce, evaluar la necesidad de construir protecciones y determinar posibles socavaciones.

Estudios Hidrológicos e Hidráulicos

Para cada puente se realizarán estudios

hidrológicos e hidráulicos de acuerdo a las especificaciones del capítulo respectivo del presente Manual.

Consideraciones Sísmicas

De acuerdo al estudio de Geología y Geotecnia del país, incluido en el Tomo 2 del Manual de Carreteras, el territorio de Honduras se puede dividir en cuatro provincias tectónicas que son las fuentes de sismicidad, a saber:

Zona a: Fallas de Montagua, Polochic y Merendón.

Zona b: Cadena volcánica del cinturón circunpácífico.

Zona c: Subducción de la Placa de Cocos bajo la del Caribe.

Zona d: Depresión de Honduras con las fallas de Horts y Grabens.

En tanto pueda esperarse la producción de sismos, las estructuras deberán diseñarse para resistir los movimientos sísmicos considerando la relación entre el lugar de ubicación y las fallas activas, la respuesta sísmica de los suelos de fundación y las características de la respuesta dinámica de la estructura.

Los puentes y sus componentes deben diseñarse para resistir las fuerzas sísmicas de tal manera que puedan sufrir daños, pero tengan una baja probabilidad de colapsar completamente durante los movimientos del terreno inducidos por los sismos.

Los principios del diseño antisísmico de puentes se basan en las siguientes suposiciones:

- 1.- Las fuerzas resultantes de acciones sísmicas moderadas o pequeñas serán soportadas por los materiales, trabajando dentro del rango elástico, sin la producción de daños significativos.
- 2.- En el procedimiento de diseño se utilizarán fuerzas de intensidad adecuada a los movimientos reales esperados para el suelo de fundación.
- 3.- La acción de sismos severos no producirá el colapso total o parcial del puente.
- 4.- En lo posible, los daños producidos deberán ser fáciles de detectar y accesibles para la inspección y reparación.

Prácticas Locales: Materiales, Mano de Obra, Equipos y Métodos Constructivos

Materiales

Concreto. Durante los últimos 40 años se ha usado el concreto clase "A", según las especificaciones de la AASHTO, para la construcción de las superestructuras y subestructuras reforzadas de los puentes construídos por SOPTRAVI. Este tipo de concreto normalmente ha sido el correspondiente a un esfuerzo compresivo máximo $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$, cuya resistencia se puede obtener fácilmente en el campo con equipos y controles de calidad limitados.

A principios de la década de los setenta, se comienzan a utilizar y fabricar vigas de concreto preesforzado para uso en superestructuras de puentes. Esto conlleva el

uso de concretos de alta resistencia (280-350 Kg/cm^2) que requieren de mayores controles en el mezclado y curado, los cuales se lograron fabricando las vigas en plantas localizadas en San Pedro Sula y Tegucigalpa. Actualmente, se fabrican vigas preesforzadas de concreto con un $f_c=420 \text{ Kg/cm}^2$; sin embargo, la resistencia de concreto más comunmente utilizada en el diseño y construcción de puentes es de $f_c=210 \text{ Kg/cm}^2$.

En lo posible, en aquellas estructuras donde se puedan garantizar los controles mínimos durante la construcción, es aconsejable el uso de un concreto de $f_c=280 \text{ Kg/cm}^2$, para el diseño y construcción de las mismas. Este tipo de concreto no es difícil de fabricar, previo diseño de la mezcla en un laboratorio acreditado y con los controles mínimos que debe ejercer el Supervisor de la Obra. En las ciudades, donde existen plantas de premezclado de concreto, no existe obstáculo alguno para obtener concretos con esta resistencia o aún mayores. La adopción de esta práctica redundará en grandes economías en el costo final de los puentes construídos por SOPTRAVI.

Agregados. Generalmente, cuando se construyen puentes fuera del casco urbano de las principales ciudades del país, el Constructor toma los agregados finos y gruesos, necesarios para el mezclado del concreto, del lecho del río o de bancos de materiales próximos al sitio de construcción.

Esta práctica ha sido utilizada y aceptada por más de 40 años y ha dado resultados aceptables quizás porque se ha sobredosificado el contenido de cemento

utilizado en la fabricación del concreto, garantizando de esta manera la obtención de la resistencia especificada. Sin embargo, en algunos puentes así construídos, se ha notado cierto desgaste excesivo en la superficie de rodadura, lo cual muy probablemente se deba al uso de agregados que no cumplen con las especificaciones establecidas por AASHTO y ACI.

Es necesario entonces, un control más estricto en cuanto al uso de los agregados, debiendo el Supervisor exigir al Constructor la identificación de la fuente de suministro y el ensayo de los materiales en un laboratorio acreditado, previo al uso de estos como agregados para concreto.

Agua. El agua usada en el mezclado del concreto normalmente se toma del torrente sobre el cual se construye la estructura, sin ningún control sobre la calidad del mismo. Generalmente es agua sucia con un alto contenido de finos arcillosos y limosos en suspensión, así como un alto contenido de material orgánico en suspensión. Todo esto es perjudicial a la calidad, resistencia y durabilidad del concreto. Tampoco se hacen pruebas en el laboratorio para determinar la cantidad de cloritos u otros elementos en suspensión que pudieran perjudicar la calidad del concreto.

Se hace, entonces, necesario exigir las pruebas correspondientes para determinar la calidad del agua que se pretende utilizar en el mezclado, para garantizar la calidad del concreto.

Cemento. Actualmente, el cemento usado en este país es fabricado por dos plantas

cementeras, una en San Pedro Sula, que suple mayormente la Costa Norte y Occidente del país y otra en Comayagua, que suple generalmente al Centro, Sur y Oriente del país.

En los últimos cinco años, la calidad del cemento que suplen estas dos plantas ha sufrido un deterioro considerable en relación a años anteriores. Originalmente, se fabricaba un cemento Portland tipo II con una alta calidad certificada por la American Society for Testing Materials (ASTM) y completamente adecuado para la fabricación de concreto clase "A" para puentes, obteniéndose un 75% de la resistencia final a los 15 días de colado del concreto. Actualmente, se fabrica un cemento Portland tipo IB, el cual y según las especificaciones de la AASHTO, no llena los requisitos mínimos, ya que esta especifica como mínimo el cemento Portland tipo IA. Con el cemento Portland tipo IB, muchas veces no se logra la resistencia especificada a los 28 días, lo que conlleva a atrasos en el desencofrado de la estructura y mayores costos para el Constructor.

Acero. Se ha utilizado el acero grado intermedio con un límite de fluencia $f_y=2800$ Kg/cm² combinado generalmente con un concreto con una capacidad máxima compresiva $f'_c=210$ Kg/cm².

Se mencionó anteriormente que el uso de concretos de mayor capacidad compresiva, combinado con acero grado duro con un límite de fluencia $f_y=4200$ Kg/cm², produce economías considerables en las cantidades finales de acero en la estructura, con la consecuente economía en el costo final de la

obra.

Actualmente, la incipiente industria siderúrgica hondureña produce barras de acero, de acuerdo a las especificaciones de la ASTM, del grado duro, desde la varilla No.4 (1.27 cm) hasta la No.11 (3.58 cm) y la diferencia en costo, en comparación con el grado intermedio, es de aproximadamente diez por ciento (10%) mayor.

Este pequeño incremento en el costo del acero grado duro (10%), en comparación con una economía en cantidades, de aproximadamente cuarenta por ciento (40%), justifica la conversión al uso del grado duro en el diseño y construcción de las superestructuras de los puentes donde, a diferencia de otras estructuras menores, se realizan controles sostenidos, permanentes y más rigurosos de la calidad de los materiales que ingresan a la obra y que se emplean durante el proceso de construcción.

En el país no se fabrican cables de acero de alta resistencia, como los que normalmente se usan en elementos estructurales pretensados o postensados. Este material, además de todos los anclajes y accesorios requeridos en elementos preesforzados, se importa del extranjero.

Existen en las ciudades principales varios laboratorios de ensayo de materiales con el equipo y capacidad técnica necesarios para el ensayo de muestras de acero. El Supervisor de la Obra deberá extraer tres muestras de cada tipo de varilla y de cada lote de acero, y hacerlas ensayar antes de colocarlas en su sitio final dentro de la estructura.

Mampostería de piedra. Este material ha sido usado extensamente en estribos de puentes que trabajan por gravedad y desplantados sobre suelos con capacidad soportantes mayor que 2.0 Kg/cm².

Consiste en bolones de piedra de río o cantera tallado de 20 a 30 cm de largo y con un ancho aproximadamente igual a la mitad de su largo. Las piedras se unen con mortero 1:3 dando forma a la estructura.

Es una forma muy económica de construir estribos de puentes hasta una altura de seis (6.0) metros, aún cuando este tipo de construcción ha caído en desuso en otros países.

Concreto ciclópeo. Es usado como un sustituto de la mampostería de piedra en la construcción de estribos por gravedad.

Para su elaboración se usa Concreto clase B ó C y bolones de piedra de río en una proporción de 3:1. Los bolones son de 20 a 30 cm de largo y su ancho es aproximadamente la mitad de su largo.

Se da la forma a la estructura con encofrados de madera aunque a veces, se forma el cascarón del estribo con mampostería de piedra y se rellena con concreto ciclópeo, para economizar el encofrado.

Su principal ventaja sobre la mampostería es la rapidez de construcción.

Mano de Obra

Existe muy poca mano de obra especializada, tales como Maestros de Obra, Armadores de

Hierro, Carpinteros y Soldadores. Por lo general, los Constructores de Puentes entrenan este personal en la práctica constructiva de puentes y los mantienen empleados permanentemente para no perderlos y tener que comenzar nuevamente a entrenar otro personal.

Los albañiles, como mano de obra especializada, son relativamente abundantes y el Constructor normalmente contrata a estos para una obra en particular y prescinde de ellos una vez que la obra ha sido concluida.

Los peones o ayudantes son abundantes tanto en el área urbana como en la rural. Estos son contratados para tareas específicas tales como limpieza, excavación, acarreo de materiales, ayudantes de albañil, etc. y el Constructor prescinde de ellos una vez terminadas las tareas que se les ha asignado.

Métodos Constructivos

Los procedimientos constructivos utilizados para los puentes de tipo o características convencionales (se excluyen de este manual los grandes puentes, por tratarse de problemas que requieren estudios particulares), se exponen en forma separada para el caso de subestructuras o superestructuras.

Subestructuras. Para la ejecución de fundaciones en agua se utilizarán:

1) *Procedimientos de construcción en seco*, cuando sea posible ejecutar *rellenos de avance* desde las costas, partiendo alternativamente de una margen y de la otra. Los terraplenes se realizarán preferentemente

en época de estiaje, previa verificación de la capacidad de la sección del cauce remanente para evacuar los caudales que se esperan durante la construcción.

Otra posibilidad consiste en construir islas artificiales mediante el relleno de recintos realizados con tablestacas. Este último procedimiento se utilizará cuando sean impracticables los rellenos de avance y, por lo general, constituyen un método de mayor costo requiriendo el uso de equipos flotantes para acceder al sitio de trabajo.

La utilización de islas o rellenos de avance, resulta muy ventajosa tanto para ejecutar fundaciones directas como pilotes hincados o excavados. En el caso de pilotes, el trabajo con equipos terrestres, asegura una mayor precisión en el posicionamiento y verticalidad de los pilotes.

2) *Ejecución de fundaciones bajo agua.* Suelen ser convenientes en ríos de gran caudal y profundidad cuando se disponen equipos adecuados para ejecutar fundaciones mediante cajones que descienden por su propio peso o, el más utilizado actualmente, para las fundaciones con pilotes excavados.

Superestructuras. El tipo de superestructura, las características del sitio, la importancia de la obra, el equipamiento de la empresa constructora y los plazos disponibles son sólo algunas de las variables que determinan el procedimiento constructivo de la superestructura de un puente. A continuación, se dan algunas de las posibilidades con su campo de aplicación.

1) *Concreto vaciado en el sitio.* Se utiliza

cuando el accidente a cruzar permite la *ejecución de cimbras* u obra falsa. Se requiere escasa profundidad del cauce y suelo firme para obtener un buen apoyo de los apuntalamientos o, en caso de viaductos, la posibilidad de obstruir o salvar los pasos inferiores con pequeñas luces en los sistemas de cimbra.

También se ejecutan con concreto vaciado en sitio algunas superestructuras realizadas mediante *avance en cantilever* con carros de los cuales se suspende el encofrado. Este último procedimiento se aplica en grandes puentes.

Las superestructuras ejecutadas por *avance mediante empuje acompasado* desde una de las márgenes constituyen otro caso de concreto vaciado en sitio.

2) *Concreto premoldeado*. Es de aplicación casi obligada en superestructuras de vigas preesforzadas donde se presentan diversas variantes en lo referente al montaje de las mismas, a saber:

a) montaje mediante vigas lanzaderas: procedimiento en el cual se avanza desde una margen hacia la otra lanzando las vigas mediante una estructura metálica que apoya en la pilastras del tramo en cuestión.

b) montaje mediante grúas: cuando el sitio es accesible se hará mediante equipos terrestres, de lo contrario se recurrirá a grúas flotantes. En el primer caso, es usual utilizar dos grúas para vigas de luces mayores.

c) montaje mediante blondín o cable carril: muy utilizado en el caso de puentes sobre

abismos o valles profundos. Se construyen torres en ambas márgenes, entre las cuales se dispone un sistema de cables que permite desplazar las vigas suspendidas de los mismos. Estos equipos son muy utilizados para el montaje de estructuras metálicas, ya que, por su reducido peso, son muy maniobrables.

d) montaje con guinches o cabrestantes: cuando se puede llegar con las vigas hasta el pie de las pilastras, resulta muy económico montar pequeños guinches sobre éstas e izar las vigas a su posición definitiva en forma vertical.

Equipos

Mezcladoras de concreto. Por lo general tienen una capacidad de una o dos yardas cúbicas de concreto, son del tipo remolcable y con motor de gasolina.

El Constructor dosifica su concreto por volumen, usando cajones con un volumen de un pie cúbico (1.0 ft³) con los que proporciona los agregados finos y gruesos a la mezcla. El cemento se agrega por sacos, ya que un saco de cemento es igual a un pie cúbico (1.0 ft³) y el agua se agrega hasta completar el volumen requerido para obtener concreto trabajable y con la resistencia requerida.

Vibradores de concreto. El Constructor normalmente mantiene vibradores de concreto movidos por motor de gasolina, en diámetros que varían desde media (1/2") a tres (3") pulgadas; el uso de un vibrador de determinado diámetro depende de las dimensiones relativas del miembro

estructural que se está colando.

El uso de vibradores eléctricos está limitado a áreas urbanas y próximo a las líneas de transmisión de energía eléctrica.

Encofrados. Son fabricados mayormente de madera de pino de segunda clase y cepillada donde el acabado de la superficie de la estructura lo requiere.

Estos son fabricados por los carpinteros de la construcción según las indicaciones del Ingeniero Residente. Los planos del puente no incluyen un diseño del encofrado y estos se fabrican por cuenta y riesgo del Contratista y basado en la experiencia constructiva de éste.

Últimamente se han venido usando tubos de acero para sustituir a los postes de madera, pero el uso de formas para vigas de lámina de acero está limitada a la fabricación de vigas postensadas o pretensadas.

Lanzadoras de vigas. Existen unas pocas en el país y generalmente son los grandes Contratistas de Carreteras y Puentes los que las poseen.

Estas son usadas para colocar vigas prefabricadas, generalmente preesforzadas, en su sitio final sobre la subestructura del puente.

Grúas. Muy pocos Contratistas locales poseen este tipo de equipo, encontrándose limitada a los Contratistas mayores de Puentes y Carreteras.

Generalmente son usadas para suspender

vigas prefabricadas y colocarlas en su sitio final. También son usadas para excavaciones masivas y para mover piedra de río de un lugar a otro.

Piloteadoras. Son muy pocas las que existen en el país y generalmente en manos de los Contratistas mayores.

Son usadas para hincar pilotes en su sitio final y como parte de la estructura de puente. No son comunes los equipos para ejecutar pilotes perforados, por lo que, en vista de su gran aptitud para fundaciones de puentes sobre torrentes de agua, se recomienda enfáticamente que se fomente el equipamiento de las empresas y su especificación por parte de los diseñadores.

Bombas de agua. Los Constructores de puentes generalmente poseen entre su equipo, bombas para achicar agua con diámetros de salida que varían desde dos (2) hasta seis (6) pulgadas. Esto se usa para mantener secas las ataguías dentro del cauce del río y bajo el nivel freático.

Consideraciones Económicas de Tipo General

El diseño de puentes estará fuertemente influenciado por consideraciones económicas. En efecto, ellas prevalecen en lo que respecta a los tipos estructurales, materiales utilizados y procedimientos constructivos aplicados. En la sección correspondiente a Criterios de Diseño, se establecen algunos parámetros, que se consideran de vigencia internacional, para ser utilizados como guía, en primera aproximación, para seleccionar el tipo de puente a construir en un determinado sitio.

SECCIÓN 2: CONTENIDO DEL PROYECTO

Generalidades

El proyecto completo de un puente deberá incluir los siguientes documentos:

- 1 - Informe de Ingeniería
- 2 - Planos de Obra
- 3 - Pliego Especificaciones Técnicas

A los efectos de la documentación de los proyectos, cada puente será considerado por separado, aún cuando el contrato contemple el estudio de más de un puente, ya sean éstos similares o diferentes.

Se presentará por lo tanto: un Informe de Ingeniería, un juego de Planos de Obra y un Pliego de Especificaciones Técnicas por cada puente. Esta documentación se registrará por las especificaciones que se establecen más adelante.

Etapas del Proyecto

Se realizará una *Presentación Preliminar* y otra *Presentación Definitiva*. Ambas tendrán el mismo formato y ordenamiento, aún cuando en la primera sólo se exigirá el desarrollo de algunos de los puntos especificados para la segunda. A continuación se describe en detalle la *Presentación Definitiva*, en tanto que para la *Presentación Preliminar* se incluirá la lista de los elementos que la componen.

El contenido, profundidad y extensión requeridos para cada elemento del proyecto,

se establecen más adelante, en este mismo capítulo.

Ambas etapas del proyecto serán objeto de revisión y control por parte de la Dirección. Esta podrá, a su juicio, realizar verificaciones y/o solicitar estudios adicionales sobre aspectos contenidos o no en las presentes normas.

El proyecto exigirá la realización de Trabajos de Campo. En el correspondiente punto del presente capítulo, se establece una nómina de tareas de campo como guía para la preparación de un plan de tareas más completo. Se consignan especialmente aquellas tareas que facilitarán la vinculación entre los resultados de distintos estudios especializados.

Informe de Ingeniería

Presentación

El Informe de Ingeniería se presentará en carpetas de hojas movibles tamaño 8,5" x 11", identificadas mediante tres números de la siguiente forma:

A.B.C

donde:

- A:** Número del Capítulo
- B:** Número del Subcapítulo
- C:** Número de orden de la hoja dentro del Subcapítulo, dentro del cual, la numeración comenzará por el número 1.

De esta forma será posible agregar hojas sin alterar la numeración del capítulo.

La identificación de las hojas se situará en un lugar bien visible (preferentemente en el ángulo superior derecho).

La presentación consistirá en: dos (2) juegos de originales (de las fotografías) y tres (3) copias, de toda la documentación solicitada.

Se utilizará un lenguaje técnico, claro y conciso complementado convenientemente mediante tablas, esquemas y dibujos intercalados en el texto y no en apéndices separados del mismo. Únicamente se podrán presentar en apéndices separados, las salidas de computadoras de los cálculos estructurales.

Las expresiones matemáticas podrán ser manuscritas o realizadas con procesadores de texto, pero los símbolos utilizados, que no correspondan a magnitudes definidas en las normas, serán identificados por lo menos una vez, al principio del texto de cada capítulo ó la primera vez que aparecen en una expresión.

Índice del Informe de Ingeniería

El informe se ordenará de acuerdo al índice que se transcribe a continuación. El Consultor respetará la numeración indicada para los capítulos y subcapítulos, a pesar de que, según las características del proyecto que realice, algunos acápite puedan no existir.

Capítulo 1: INFORMACIÓN GENERAL

1.1. Generalidades

- 1.2. Parámetros Geométricos
- 1.3. Mapas y Planos utilizados
- 1.4. Gálibos
- 1.5. Estructuras Existentes
- 1.6. Otras Referencias

Capítulo 2: ESTUDIOS DE CAMPO

2.1. Estudio del Suelo

- 2.1.1. Descripción del Trabajo
- 2.1.2. Equipos utilizados
- 2.1.3. Ubicación de las perforaciones
- 2.1.4. Planillas de resultados de ensayos
- 2.1.5 Conclusiones referentes a Geotecnia

2.2. Estudio de Fundaciones

- 2.2.1. Tipo de fundación
- 2.2.2. Capacidad soportante del suelo
- 2.2.3 Especificaciones especiales para la construcción

2.3. Estudio Hidrológico e Hidráulico

El índice analítico responderá a lo establecido en la Sección Drenajes del presente Manual.

Capítulo 3: DISEÑO

3.1. Hipótesis de Cálculo

3.2. Esquema estático de la estructura

3.3. Superestructura

- 3.3.1. Estados de carga
- 3.3.2. Cálculo estructural
- 3.3.3. Solicitaciones
- 3.3.4. Reacciones máximas y mínimas
- 3.3.5. Desplazamientos
- 3.3.6. Dimensionamiento de secciones
- 3.3.7. Control de deflexiones
- 3.3.8. Verificación en estado último
- 3.3.9. Apoyos

3.4. Estribos

- 3.4.1. Estados de carga
- 3.4.2. Verificación de estabilidad
- 3.4.3. Cálculo estructural
- 3.4.4. Solicitaciones
- 3.4.5. Verificación de las fundaciones
- 3.4.6. Dimensionamiento de secciones
- 3.5. Pilas
 - 3.5.1. Estados de carga
 - 3.5.2. Verificación de estabilidad
 - 3.5.3. Cálculo estructural
 - 3.5.4. Solicitaciones
 - 3.5.5. Verificación de las fundaciones
 - 3.5.6. Dimensionamiento de secciones

Capítulo 4: INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL CONSTRUCTOR

- 4.1. Memoria Descriptiva
- 4.2. Materiales de construcción
- 4.3. Procedimientos constructivos
- 4.4. Especificaciones Técnicas Particulares

Capítulo 5: CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

- 5.1. Cantidades de Obra
- 5.2. Presupuesto de las obras
- 5.3. Estudio de Costos
- 5.4. Análisis de Precios

Este índice será respetado con su numeración, cualquier otra información que se desee agregar, se incluirá en el capítulo correspondiente, manteniendo el sistema de numeración. En caso de no existir alguno de los elementos citados en el índice anterior, se saltarán los números correspondientes.

Contenido del Informe de Ingeniería

En lo que sigue se describe someramente el

contenido de cada uno de los puntos del índice del Informe de Ingeniería. La información solicitada en estas descripciones, tiene el carácter de mínima y el Consultor ampliará lo aquí establecido cuando considere que se requieren otros elementos para la justificación de las características del proyecto.

Capítulo 1: INFORMACIÓN GENERAL

El Consultor verificará la existencia, en las dependencias de la SOPTRAVI y en el sitio de la obra, de elementos adicionales que completen la información a suministrar en los puntos del informe:

1.1. Generalidades

Somera descripción de la zona, ubicación geográfica, importancia de la obra con referencia a las comunicaciones que facilitará, y toda otra información de carácter general que se considere conveniente citar.

Por ejemplo:

- otros estudios que se hubieran realizado anteriormente
- área económica de influencia: industrias de significación y zonas agrícolas a las que sirve el puente de estudio
- importancias logística y estratégica del puente en la región: instalaciones militares próximas, aeropuertos, hospitales, plantas hidroeléctricas, represas, etc.
- se incluirán como mínimo dos fotografías de la zona de emplazamiento de la obra;

y si se trata de una obra sobre un puente

existente o el reemplazo de otra facilidad como un ferry o trasbordador:

- el año de construcción y carga de diseño
- planos originales de construcción
- estudios realizados para el proyecto
- magnitud y frecuencia de las cargas: el Promedio Diario de Tráfico (PDT), información referente a conteos clasificados en cada tramo seleccionado donde se halla ubicado el puente
- vías alternas: en caso de restringir o suprimir el tráfico durante la obra a realizar en el puente, se indicarán las vías alternas describiendo su longitud y características

1.2. Parámetros Geométricos

Se consignarán los parámetros geométricos de la vía en los accesos y en el puente propiamente dicho, establecidas en las presentes normas y que sean de aplicación para el proyecto en cuestión de acuerdo a las Instrucciones Particulares, tales como el ancho de calzada, pendiente transversal, radios, sobreamplios y peraltes en alineamientos curvos, alineamiento vertical, etc.

En caso que el proyecto contemple la modificación de estos parámetros, el Consultor deberá incluir las razones de la elección de los nuevos parámetros adoptados y someterlos a la aprobación de la SOPTRAVI.

Se incluirán esquemas sencillos que representen gráficamente lo expuesto.

1.3. Mapas y Planos Utilizados

Se incluirán referencias al origen y tipo de la información cartográfica e hidrográfica empleada. Esta última en caso de requerirse estudios hidráulicos y/o hidrológicos, ya sea para la construcción de defensas de la subestructura o para la protección de márgenes y taludes. Estos elementos, no necesariamente formarán parte del informe.

1.4. Gálibos

Se indicarán las dimensiones de los gálibos o alturas y anchos libres mínimos que gobiernan la geometría de la obra, y los nuevos valores a considerar en el caso de obras de rehabilitación o modificación de puentes existentes.

Se incluirán, si corresponde, las investigaciones realizadas ante las autoridades pertinentes en los casos de cruces de vías férreas o vías navegables.

1.5. Otras estructuras existentes

Se suministrarán datos sobre otras estructuras tales como: puentes, represas, alcantarillas, obras de protección, canalizaciones, etc., que puedan existir en las cercanías de la obra en estudio y puedan ejercer influencia o aportar datos útiles referentes al comportamiento de la misma.

Se ilustrará en un esquema, la ubicación relativa de estas estructuras.

1.6. Otras referencias

Se incluirán, optativamente, en este punto resultados de otras investigaciones realizadas que no se encuentran descritas en los puntos

anteriores, citando siempre las fuentes de información.

Capítulo 2: ESTUDIOS DE CAMPO

Se refiere a todos los estudios que sea necesario realizar en el sitio de la obra.

2.1. Estudio del Suelo

Se realizará un estudio del suelo en el sitio de la obra. Para proyectos de rehabilitación o refuerzo, se realizarán estudios del suelo siempre que se alteren las condiciones de fundación de la obra existente o, cuando los problemas que presente el puente sean originados por fenómenos geotécnicos o de socavación.

Se consignará en este Subcapítulo el método de investigación utilizado para obtener los parámetros del suelo usados en el diseño. En todo caso se utilizarán procedimientos confiables y de uso habitual para este tipo de trabajos.

El capítulo se completará de acuerdo a los siguientes subtítulos:

2.1.1. Descripción del trabajo

Resumen de la metodología utilizada para la extracción de muestras, ensayos de laboratorio y determinación de los parámetros para el diseño de las fundaciones.

2.1.2. Equipos utilizados

A fin de valorar los resultados se suministrará una lista con las principales características del equipo utilizado, tales como: tipo y

diámetro del recuperador de muestras, equipo de perforación, máquinas de ensayo, etc.

2.1.3. Ubicación de las perforaciones

Se incluirá un esquema indicativo de la posición de las perforaciones en relación a las pilas y estribos del puente proyectado.

2.1.4. Planillas de resultados de ensayos

Para cada perforación se confeccionará una planilla donde se consignarán, como mínimo, los siguientes elementos:

- Diámetro y características de la perforación.
- Clasificación Unificada, color y características.
- Resultados del Ensayo de Penetración Standard (SPT).
- Humedad natural.
- Límites líquido y plástico.
- Granulometría (% que pasa tamices N# 40 y N#200).
- Nivel freático.
- Indicación de la profundidad de cada muestra ensayada.
- Cota de la boca de la perforación referida a los niveles del proyecto.
- Pesos unitarios seco y saturado de la muestra.
- Esfuerzos y deformaciones obtenidos en ensayos mecánicos.
- Angulo de fricción interna y cohesión obtenidos en ensayos triaxiales.

2.1.5. Conclusiones referentes a Geotecnia

El informe con las conclusiones del estudio geotécnico suministrará una serie de conclusiones y recomendaciones, tales como:

- Una descripción del perfil estratigráfico del terreno.
- Recomendaciones sobre la elección de los esfuerzos admisibles para fundaciones directas o profundas.
- Necesidad de realizar obras de entibación, apuntalamientos, depresión de nivel freático, etc.
- Verificación de posibles asentamientos y sus efectos sobre la estructura.
- Esquema gráfico simplificado del perfil geotécnico con indicación de los planos de fundación de cada elemento de la subestructura del puente.
- Características del comportamiento esperado para el suelo ante eventuales movimientos sísmicos: colapsibilidad, licuefacción, etc.

2.2. Estudio de Fundaciones

2.2.1. Tipo de fundación

Contendrá un anteproyecto de las fundaciones con consideración de las variantes que resulten técnicamente factibles a partir de las conclusiones del Estudio Geotécnico.

Las variantes posibles serán objeto de un análisis técnico-económico sumario para justificar la adopción del tipo de fundación.

2.2.2. Capacidad soportante del suelo

Contendrá una descripción del análisis realizado para la determinación de la capacidad soportante del suelo, las hipótesis empleadas para el cálculo y una justificación de las cotas de fundación elegidas.

Se estudiará la posibilidad y magnitud de asentamientos absolutos y diferenciales, y de toda otra interacción entre estructura y suelo que pudiera conducir a la elección de un determinado tipo de estructura para el puente.

2.2.3. Especificaciones especiales para la construcción

Se consignarán aquí los métodos o procedimientos constructivos a seguir en la obra para lograr los objetivos propuestos por el Consultor con la seguridad adecuada.

2.3. Estudio Hidráulico

Este componente, definitorio para juzgar sobre la implantación de la estructura, el tipo de fundación, protecciones, capacidad de drenaje, socavación, etc.; contendrá todos los elementos y estudios de apoyo descritos con detalle en la Sección Drenajes del presente Manual.

Capítulo 3: DISEÑO

Bajo este título se incluirán los elementos que se refieren al diseño estructural de todos los elementos que conforman el puente propiamente dicho.

Cuando se utilicen sistemas de computación para ejecutar los cálculos, se incluirá un detalle de los datos suministrados, los métodos o algoritmos utilizados por el programa o su nombre y procedencia (si se trata de un sistema comercial de uso difundido) y la interpretación de los resultados que efectuó el Consultor. Las salidas de impresora que contienen toda la información, se agregarán en anexos.

A continuación se transcribe el índice del informe de diseño o memoria de cálculos, con una somera descripción del contenido mínimo que deberá tener cada punto.

3.1. Hipótesis de Cálculo

Consistirá en una breve descripción de las hipótesis generales adoptadas para efectuar los cálculos, incluyendo:

- Mención clara al sistema de sobrecargas móviles utilizado. Esto tiene particular importancia cuando se efectúan diseños para sistemas de cargas especiales o extraordinarias.
- Otras cargas: frenado, temperatura, viento, coacciones, asentamiento de apoyos, sismo, empujes de suelos, acción de corrientes u oleaje y toda otra acción que haya sido considerada en el cálculo.
- Métodos utilizados para el dimensionamiento de las secciones y cuando se hayan utilizado tablas especiales para secciones con formas no comunes o solicitadas en forma especial, se incluirá una copia de las tablas o ábacos usados, aclarando su simbología y publicación de donde ha sido obtenida.

3.2. Esquema estático de la estructura

Se mostrarán, en gráficos esquemáticos, los esquemas estáticos usados para el cálculo del puente, en el que figurarán la longitud total y las luces parciales, alturas teóricas y tipos de apoyos.

Cuando el tipo estructural elegido implique etapas constructivas que soliciten a la estructura según esquemas estáticos diferentes al estado final, se agregarán los esquemas temporarios a fin de ilustrar claramente las intenciones del Consultor.

3.3. Superestructura

- 3.3.1. Estados de carga
- 3.3.2. Cálculo estructural
- 3.3.3. Solicitaciones
- 3.3.4. Reacciones máximas y mínimas
- 3.3.5. Desplazamientos
- 3.3.6. Dimensionamiento de secciones
- 3.3.7. Control de deflexiones
- 3.3.8. Verificación en estado último
- 3.3.9. Apoyos

3.4. Estribos

- 3.4.1. Estados de carga
- 3.4.2. Verificación de estabilidad
- 3.4.3. Cálculo estructural
- 3.4.4. Solicitaciones
- 3.4.5. Verificación de las fundaciones
- 3.4.6. Dimensionamiento de secciones

3.5. Pilas

- 3.5.1. Estados de carga
- 3.5.2. Verificación de estabilidad
- 3.5.3. Cálculo estructural
- 3.5.4. Solicitaciones
- 3.5.5. Verificación de las fundaciones
- 3.5.6. Dimensionamiento de secciones

El contenido de los tres subcapítulos mencionados (3.3., 3.4. y 3.5.), se desprende de los subtítulos. Se respetará el ordenamiento establecido, explicando en forma concisa el criterio seguido para cada aspecto del cálculo. En general, no será necesario incluir el detalle de los pasos

intermedios de los cálculos. Pero si se exigirá que queden claramente expuestas las hipótesis de partida, el método utilizado, los datos o valores iniciales y los resultados correspondientes. En caso de utilizarse programas de computadora, se indicará el origen del programa y una breve descripción de su funcionamiento. Las planillas de salida de computadora, podrán incluirse en anexos.

Capítulo 4: INFORMACIÓN BÁSICA PARA EL CONSTRUCTOR

4.1. Memoria Descriptiva

Se desarrollará una descripción general de la obra a realizar, indicando:

- Ubicación del puente: nombre del río sobre el cual se levanta la estructura, tipo de vía de acuerdo al sistema vial nacional (troncal, local, ramal, etc) progresiva y su origen, ciudades, poblados más próximos de enlaces.
- Descripción geométrica, longitud, luces parciales, anchos, tipo de calzada y aceras, pretilas, etc.
- Tipología estructural: tipo de estructura soportante, configuración de la superestructura y de la subestructura.
- Características del cauce y del suelo sobre el cual se ejecutarán las fundaciones.

4.2. Materiales de construcción

Se consignará una lista de los materiales básicos necesarios para el proyecto, con información sobre el tipo de materiales, plaza más cercana de comercialización u obtención, distancia de transporte al emplazamiento de

las obras, ubicación de yacimientos de agregados necesarios para la obra..

4.3. Procedimientos constructivos

Se efectuará una descripción de las etapas constructivas de la obra que no resulten obvias, con el agregado de esquemas explicativos cuando ello se considere aclaratorio.

4.4. Especificaciones Técnicas Particulares

Se consignarán aquellas especificaciones para ejecutar la estructura proyectada que complementen o modifiquen las establecidas en el Pliego General de Especificaciones.

Capítulo 5: CANTIDADES DE OBRA Y PRESUPUESTO

El contenido de este subcapítulo se desprende del título de los artículos y se extenderá a todas las partidas previstas para la obra.

5.1. Cantidades de Obra

5.2. Presupuesto de las obras

5.3. Estudio de Costos

5.4. Análisis de Precios

Capítulo 6: PLANOS DE OBRA

Presentación

- Los planos de obra se presentarán en tamaño normalizado, en un todo de acuerdo con las especificaciones vigentes y sin plegar.
- Llevarán una carátula similar a la utilizada en el Tomo 7 para los planos tipo.

- Se utilizarán solamente las escalas 1:50, 1:100, 1:200, 1:250, con sus múltiplos y submúltiplos decimales.
- El conjunto de planos expresará al proyecto en forma tal que permita su construcción sin requerir estudios o detalles adicionales.
- Cada proyecto contendrá, como mínimo, los siguientes planos:
 - a.- Plano de Ubicación
 - b.- Plano de Planta y Perfil
 - c.- Planos de Superestructura: replanteo y refuerzo
 - d.- Planos de Subestructura: replanteo y refuerzo
 - e.- Planos de Detalles complementarios

Este listado comprende planos que podrán estar constituidos por más de una lámina y que serán individualizadas claramente mediante diferente numeración y título (por ejemplo: Pilas - Replanteo).

El Plano de Ubicación tiene mucha importancia en el caso de torrentes de agua, donde se requieren obras de defensa o canalización del cauce. Para otro tipo de proyectos, como cauces menores o viaductos sobre otras vías, constituye el único caso en que se aceptará la presentación de un solo Plano de Ubicación para un conjunto de varios puentes.

Contenido de los Planos

La siguiente lista es necesariamente incompleta, dada la gran variedad de proyectos y situaciones posibles y debe ser interpretada como la expresión de un criterio general y no como una enumeración taxativa.

a.- Plano de Ubicación

- Pequeño plano del Departamento mostrando la ubicación del puente.
- Ubicación geográfica, más detallada, del puente proyectado y su posición relativa a otras rutas, poblaciones, etc.
- Dirección del norte magnético.
- Planta con curvas de nivel, mostrando la implantación exacta de la obra. Estos elementos podrán estar en escala 1:500 y se podrá apreciar el curso de agua en una longitud de unos 300 m agua arriba y 100 m agua abajo del lugar previsto para el puente.
- Curvas de nivel con equidistancia de 0.5 m en ríos de llanura, 1 ó 2 m en zona ondulada y 5 m en zona montañosa.
- Curva de nivel correspondiente a la creciente máxima de diseño y al nivel de estiaje, indicando la época del año en la que se esperan estas situaciones y la duración estimada de las mismas.
- Como mínimo 3 perfiles transversales al curso de agua: uno en el eje del puente y los otros dos a 50 m a cada lado.
- Perfil longitudinal del cauce en una longitud mínima de 400 m, comenzando 300 m agua arriba y terminando 100 m agua abajo de la obra.
- Indicación de progresivas, cotas y otros elementos del trazado, referencias de alineamiento o bancos de nivel colocados en el emplazamiento y en los cuales se apoya el proyecto, con su balizamiento.
- Ubicación de las perforaciones efectuadas para el estudio de suelos.
- Puntos de toma de las fotografías que se incluyen en el informe, indicando el ángulo abarcado por las mismas.
- Obras de canalización y defensa de

márgenes que eventualmente se hubiesen proyectado, mostradas a través de plantas y cortes.

b.- Plano de Planta y Perfil

- Planta del puente y sus accesos, mostrando: calzada, aceras, barreras de defensa, losas de aproximación, ejes de apoyos, oblicuidad, drenajes, etc., acotando las dimensiones principales.
- Vista y corte longitudinal (mitad de cada uno en la misma figura), donde se muestre: altura total de la superestructura, posición de las vigas transversales o diafragmas, niveles de calzada, accesos, fondo de la estructura, creciente máxima, bordo libre, estiaje, corte de las pilas y estribos, cota probable de fundación de cada base o extremo de pilotes, niveles superiores e inferiores y extensión de los revestimientos de taludes, gálibos viales, ferroviarios o de navegación, si correspondiere;
- Esquema reducido de la planimetría y la altimetría de la vía en la zona del puente, indicando los parámetros del trazado para ese sector (radios, ángulos, centros y pendientes).
- Niveles de agua en el eje del puente: estiaje con la época y período aproximado de duración; creciente máximas ordinarias y extraordinarias.
- Ubicación de las perforaciones efectuadas para el estudio de suelos, con una estratigrafía esquemática o el perfil del ensayo de penetración (SPT) realizado, posición del nivel freático. Estos esquemas se dibujarán en el lugar correspondiente a las perforaciones efectuadas

- Vista y corte longitudinal, mostrando vigas longitudinales y transversales, tipo de apoyos, pilas y estribos, etc., con sus dimensiones principales.
- Sección transversal del puente, indicando los elementos principales de la superestructura como: vigas premoldeadas, losas, aceras, drenajes, vigas transversales, pretilas, defensas, etc.
- Fundaciones a ejecutar con sus dimensiones generales.
- Posición de las defensas para el tráfico en el puente y los accesos.
- Listado con el número y título de los planos que completan el proyecto.

c.- Planos de Superestructura

Se presentarán todos los planos que sean necesarios para definir completamente la superestructura del proyecto preparado y su procedimiento constructivo (si fuera necesario por sus características particulares). Estos planos incluirán las previsiones adoptadas para fijar otros elementos tales como pretilas, aceras y barreras de defensa, así como los sistemas de drenaje superficial de la calzada.

Superestructura de Concreto:

Incluirá dibujos del replanteo o dimensiones geométricas del elemento terminado; refuerzo, con representación gráfica de todas las posiciones diferentes (pudiendo solamente indicarse las posiciones repetidas), y las Planillas de Corte y Doblado de Barras de refuerzo que constituirán un documento anexo al plano. Para el caso de estructuras preesforzadas: la curva de trazado del cable medio dada mediante una tabla de

coordinadas y el valor de la fuerza total de precompresión a tiempo infinito en la sección más comprometida (no se exige el plano de cableado ni el protocolo de tesado, los que serán preparados por el Constructor de acuerdo al sistema de precompresión que adopte).

Superestructuras de acero:

Se realizarán planos a nivel proyecto ejecutivo, quedando los planos de taller para ser ejecutados por el Constructor. Los planos contendrán la definición completa de las estructuras con las dimensiones y designación de todas las piezas. Detalle de las uniones principales (cuyos diseños surgen del cálculo) indicando cantidad y ubicación de pernos y/o longitud y características de los cordones de soldadura. Adjunto a cada plano, se incluirá una Planilla de Materiales donde se especificarán las dimensiones de las piezas y el cuadro de cantidades de obra.

Superestructuras de madera:

Los planos contendrán la definición completa de las estructuras con las dimensiones y designación de todas las piezas. Detalle de las uniones indicando cantidad y ubicación de pernos o características de las uniones clavadas. Adjunto a cada plano, se incluirá una Planilla de Materiales donde se especificarán las dimensiones de las piezas y el cuadro de cantidades de obra.

Todos los planos tendrán inequívocamente indicadas las características de todos los materiales a utilizar: aceros, pernos, electrodos, concretos, maderas, etc., así como las escalas e identificación del lugar de la

obra al que corresponden.

d.- Planos de Subestructura

Se presentarán todos los planos que sean necesarios para definir completamente los distintos componentes de la subestructura y su procedimiento constructivo (si fuera necesario por sus características particulares).

Incluirá dibujos del replanteo o dimensiones geométricas del elemento terminado; refuerzo, con representación gráfica de todas las posiciones diferentes (pudiendo solamente indicarse las posiciones repetidas), y las Planillas de Corte y Doblado de Barras de refuerzo que constituirán un documento anexo al plano.

En estos planos se detallará la colocación y características de los apoyos de la estructura.

e.- Planos de Detalles Complementarios

Completarán el proyecto todos los planos que sean necesarios para definir elementos complementarios tales como; losas de acceso, aceras, pretiles, juntas, drenajes, protección de taludes, barreras de defensa, etc.

Para cada uno de estos casos se seguirán los criterios descritos anteriormente según se trate de elementos de concreto, acero o madera.

Trabajos de Campo

El resumen que sigue indica, las tareas que puede ser necesario realizar en el sitio del emplazamiento, destinadas a obtener datos para el proyecto de reforzamiento o rehabilitación de un puente, a fin de cumplir

los presentes Términos de Referencia. El ordenamiento lógico de estas tareas de campo será realizado por el Profesional dependiendo de su método de trabajo y de las características propias del proyecto:

- Inspeccionar la zona y recopilar información de carácter general.
- Tomar fotografías, identificando los puntos de toma.
- Inspeccionar, si las hubiere, otras estructuras del lugar.
- Ejecutar perforaciones y extraer muestras del subsuelo.
- Relevamiento de las bocas de las perforaciones y su vinculación a la obra de arte o a otros puntos de referencia de la traza.
- Levantamiento del perfil longitudinal del fondo del cauce en un tramo que abarque tres veces la longitud del puente agua arriba y dos veces la misma agua abajo del emplazamiento.
- Levantamiento de tres perfiles transversales al cauce como mínimo, situados uno sobre el eje del puente y uno a 50 m a cada lado del mismo.
- Inspección de la naturaleza del fondo y márgenes del cauce (tipo de suelo, vegetación, cultivo, etc.).
- Investigación de las alturas alcanzadas en crecidas extraordinarias y en estiaje. Determinación de la duración y comienzo del período de estiaje.
- Ubicación de los yacimientos de agregados necesarios para la obra.

- Planialtimetría de la zona para el trazado de las curvas de nivel.

Pliego General de Especificaciones

El Pliego General de Especificaciones consistirá de:

- Un índice de los artículos numerados correlativamente, en el que se indicarán cuales artículos se encuentran incluidos en el Tomo 5 del presente Manual y cuales se consideran tareas rutinarias para las que ya existen especificaciones. Para todos estos artículos, no será necesario incluir su texto en el Pliego.
- Los textos de las Especificaciones Técnicas Especiales, Particulares o Modificatorias de especificaciones estándar, que sean de aplicación a la obra en cuestión. Estos artículos del Pliego deben figurar en el índice anterior ya que no se encuentran publicadas en el Tomo 5 del presente Manual. La redacción de éstas corresponde íntegramente al Consultor de la obra y la aprobación por parte de la Dirección no traslada la responsabilidad sobre la correcta especificación de las tareas a ejecutar, la cual siempre recaerá sobre el autor del proyecto.

SECCIÓN 3: DISEÑO ESTRUCTURAL

Objeto

En el presente subcapítulo se especifican los requerimientos mínimos para las cargas y otras acciones, sus límites de aplicación y los factores a considerar en las diferentes combinaciones a utilizar en el diseño de los puentes; la repartición de estas cargas a considerar en el dimensionamiento de los distintos elementos de la superestructura; el fundamento de los métodos de diseño y la distribución de cargas para el diseño de losas de tableros.

Definiciones

Ancho de calzada: es el ancho total, medido en dirección perpendicular al eje de la calzada, entre las caras internas de los bordillos.

Cargas Permanentes: acciones o cargas que se supone que actúan en forma constante una vez completada la construcción.

Factor de Carga: Coeficiente que expresa la participación de carga determinada en una combinación de varios estados de carga.

LRFD (Load Factor and Resistance Design): procedimiento de diseño basado en cargas mayoradas y resistencias minoradas mediante factores calibrados para obtener márgenes de seguridad adecuados, en base a consideraciones sobre la probabilidad de falla.

Subestructura: partes de la estructura del puente que soportan los tramos horizontales.

Superestructura: partes de la estructura del puente que configuran los tramos horizontales.

WSD (Working Stress Design): procedimiento de diseño basado en los esfuerzos en estado de servicio.

Estados de Carga y Combinaciones

Los puentes deberán diseñarse para soportar las siguientes cargas y fuerzas actuantes:

- 7 Cargas muertas o permanentes
- 7 Cargas vivas o sobrecargas
- 7 Impacto o efecto dinámico de la sobrecarga
- 7 Cargas de viento
- 7 Otras fuerzas de existencia eventual como: fuerza centrífuga, acciones térmicas, presión del suelo, subpresión, contracción de fraguado del concreto, otras coacciones, estados constructivos y sismos.

Estos estados de carga se combinarán en la forma especificada más adelante a fin de obtener las sollicitaciones de diseño particulares de cada elemento estructural.

Cuando el Comitente lo establezca o el Proyectista considere necesario tener en cuenta acciones especiales tales como: sobrecargas extraordinarias, choques de vehículos o embarcaciones, etc.; las acciones

se determinarán mediante un análisis particular ya que no están especificadas en esta publicación.

Cargas Muertas o Permanentes

Incluirán los pesos de todos los componentes de la estructura resistente propiamente dicha, elementos agregados a ella como conductos de servicios públicos y otros accesorios, cobertura de tierra cuando corresponda, superficie de rodamiento, recapados futuros

y ensanches previstos. Si no se realiza un análisis detallado de los pesos unitarios, se podrán utilizar los de la Tabla 1, para el cálculo de las cargas permanentes.

En caso de considerarse factible la producción de algún asentamiento diferencial, las acciones que genere deberán tenerse en cuenta para el diseño como acciones permanentes.

TABLA 1.- PESOS UNITARIOS

MATERIAL	PESO UNITARIO (t/m³)
Aleaciones de Aluminio	2.800
Carpetas de Rodamiento Asfálticas	2.200
Fundición de Hierro	7.200
Arena, Limo ó Arcilla (compactados)	1.920
Concreto Ligero	1.800
Concreto Normal	2.400
Arena, Limo o Grava (suelos)	1.600
Grava Compactada, Macadam o Balasto	2.200
Acero	7.850
Mampostería de Piedra	2.700
Maderas Duras	0.960
Maderas Blandas	0.800
Barreras de Defensa (por lado):	0.300 t/metro lineal

Cargas Vivas o Sobrecargas

La carga viva proviene del peso de las cargas móviles aplicadas sobre el puente, tales como: vehículos y peatones.

Cuando el Comitente lo requiera específicamente, se considerará una carga extraordinaria para el dimensionamiento de la estructura, que participará de las combinaciones con el criterio establecido

oportunamente.

Carriles de tráfico. Las cargas se ubicarán en carriles de diseño de 3.60 m de ancho, espaciadas a través del ancho de calzada medido entre cordones. Las fracciones de carriles, menores de 3.00 m, no serán consideradas.

El número de carriles para el diseño se determinará dividiendo el ancho de calzada

(w), por el ancho de carril de diseño, y tomando la parte entera de este cociente:

$$n = \frac{w}{3.60}$$

en la que, w es el ancho de calzada entre cordones o barreras de defensa. Serán consideradas, para determinar el número de carriles de diseño, las futuras ampliaciones o modificaciones funcionales que se prevean en el puente.

Cuando el ancho de los carriles sobre el puente, sea menor que 3.60 m, se considerará un número de carriles de diseño igual al número de fajas de tráfico y el ancho del carril de diseño se considerará igual al ancho de las fajas de tráfico. Los puentes con anchos de calzada de 6.00 m a 7.20 m, tendrán dos carriles de diseño; cada uno de ellos de un ancho igual a la mitad del ancho de calzada.

Sobrecarga de diseño. La sobrecarga de los vehículos sobre cada carril de las calzadas de los puentes, a los efectos del diseño, consistirá en: *un camión standard* ó *una carga de trocha* (que se considera equivalente a una línea de camiones), adoptando la que de como resultado mayores esfuerzos en la estructura.

Para el diseño de los elementos longitudinales de las estructuras se incrementará la carga standard con un factor 1.25.

El *camión standard de diseño* se ilustra en la Figura 1.

La *carga de trocha*, (Figura 2.), consiste en una carga uniforme por unidad de longitud combinada con una carga concentrada (o dos cargas concentradas en el caso de tramos continuos), ubicadas en el lugar necesario para producir las mayores solicitaciones. Estas cargas, tanto la distribuida como la concentrada, se considerarán uniformemente distribuidas sobre un ancho de 3.00 m en la dirección perpendicular al eje del carril.

Para el cálculo de momentos flexionantes y esfuerzos de cortante, se utilizarán diferentes valores de la carga concentrada, como se indica en la Figura 2. La carga menor será usada en todos los casos en los que los esfuerzos sean predominantemente de flexión y la mayor cuando los esfuerzos predominantes sean de cortante.

Reducción por simultaneidad de sobrecarga

Cuando se utilicen más de dos carriles cargados, ya sea con la carga de faja o con el camión, podrá aplicarse un factor de reducción, al peso de los camiones de diseño, que tiene en cuenta la probabilidad de presencia simultánea de la sobrecarga en todas las fajas. Este factor m , se obtiene de la Tabla 2.

CAMION DE DISEÑO

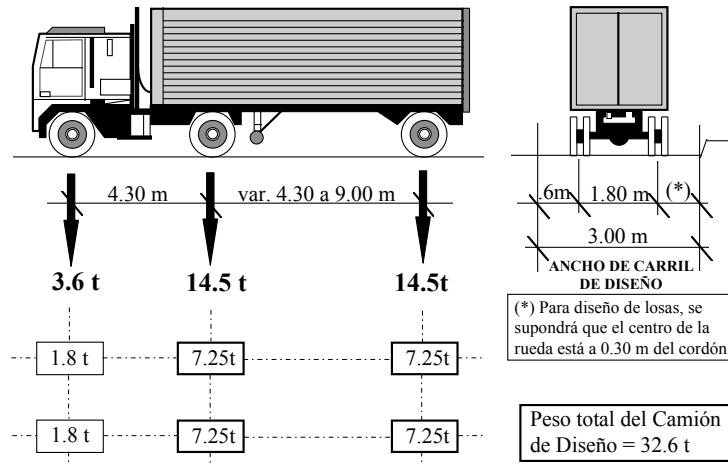


Figura 1.

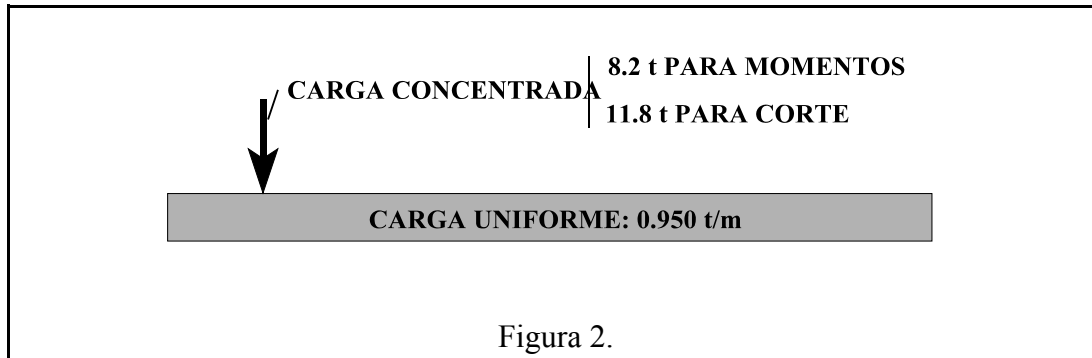


Figura 2.

TABLA 2.-FACTOR DE REDUCCIÓN DE SOBRECARGAS POR NÚMERO DE CARRILES

NUMERO DE FAJAS	FACTOR "m"
1	1.00
2	1.00
3	0.90
>3	0.75

Impacto

Las sobrecargas vivas serán incrementadas para todos aquellos elementos de la estructura

incluidos en el Grupo A, que se define a continuación, para considerar efectos dinámicos, vibratorios y de impacto producidos por los vehículos. El impacto no

se considerará en los elementos estructurales del Grupo B.

Grupo A: Se incluye el impacto.

- (1) Superestructura, incluyendo los pies de pórticos.
- (2) Pilas (con o sin aparatos de apoyo independientemente del tipo), excluyendo las bases de fundación y los sectores ubicados por debajo de la línea del terreno natural.
- (3) Porciones de subestructura de concreto ubicadas por debajo de la línea del terreno natural o tablestacas que soporten la superestructura.

Grupo B: No se incluye impacto.

- (1) Estribos, muros de ala o de sostenimiento, pilas (excepto lo especificado para el Grupo A).
- (2) Esfuerzos en el suelo de fundación y zapatas.
- (3) Estructuras de madera.
- (4) Sobrecargas de aceras.
- (5) Estructuras menores (cajas) y estructuras que tengan un recubrimiento mayor de 1.00 m.

El coeficiente de incremento de cargas (coeficiente de impacto), se expresa como una fracción de la sobrecarga y se determinará con la expresión:

$$I = \frac{15.24}{L + 38} \leq 30\%$$

En la que:

I: es la fracción correspondiente al impacto
L: longitud de estructura cargada para

producir los esfuerzos máximos en el elemento (m)

A fin de aplicar correctamente esta expresión, **L** se adoptará de acuerdo al siguiente criterio:

- (a) Para losas de tableros: la luz de cálculo.
- (b) Para vigas transversales: la longitud del elemento entre centros de apoyos.
- (c) Para el cálculo de momentos debidos al camión standard: en tramos simplemente apoyados, la luz del tramo; en voladizos, la longitud desde la sección de cálculo hasta el eje más lejano del camión.
- (d) Para el cálculo de esfuerzos de corte debidos al camión standard: en tramos simplemente apoyados, la longitud de la porción cargada del tramo desde el punto en consideración hasta la reacción más lejana; en voladizos, adoptar el valor máximo del impacto, 30%.
- (e) Para estructuras menores (cajas) con recubrimiento:

de 0.00m a 0.30m, **I** = 30%

de 0.31m a 0.60m, **I** = 20%

de 0.61m a 0.90m, **I** = 10%

Fuerzas Longitudinales (Frenado)

Se considerará una fuerza longitudinal de un 5% de la sobrecarga viva en todos los carriles, suponiendo que todo el tráfico tiene la misma dirección. Se utilizará, para el cálculo, la carga de trocha correspondiente a momentos, sin impacto y con la reducción que corresponda por cantidad de carriles cargados. Se asumirá que esta carga se aplica a una altura de 1.80m sobre la calzada y puede tener ambos sentidos.

Fuerzas Centrífugas

En puentes curvos, se considerará una fuerza horizontal radial, dirigida hacia el lado externo de la curva, igual al siguiente porcentaje de la sobrecarga viva correspondiente a un camión standard por cada carril, sin impacto:

$$C = \frac{0.79 S^2}{R}$$

En la que:

- C:** fuerza centrífuga en porciento de la sobrecarga viva, sin impacto
- S:** velocidad de diseño en kilómetros por hora (Km/h)
- R:** Radio de la curva en metros (m)

Se asumirá que esta carga se aplica a una altura de 1.80m sobre la calzada, medida a lo largo del eje de la calzada.

Sobrecargas en aceras

Las losas de aceras y su estructura de soporte directa, serán diseñadas para una sobrecarga viva de 0.420 t/m². Las vigas longitudinales, reticulados, arcos y otros elementos de la estructura general del puente, serán dimensionadas para las siguientes sobrecargas de acera:

Luces de 0 a 8. m.....0.420 t/m²
 Luces de 8.10 m a 34. m.....0.300 t/m²
 Luces mayores de 34. m, de acuerdo a la expresión:

$$P = (1.435 + \frac{43.8}{L}) (\frac{16.7 - W}{15.2})$$

En la que:

- P:** sobrecarga viva en aceras por metro cuadrado, máx. = 0.6 t/m²
- L:** longitud cargada de acera , en metros
- W:** ancho útil de la acera, en metros

Los puentes peatonales o para ciclistas, se diseñarán para una sobrecarga viva de 0.42 t/m².

Pretilos y Barreras de Defensa, Tipos y Cargas de Diseño

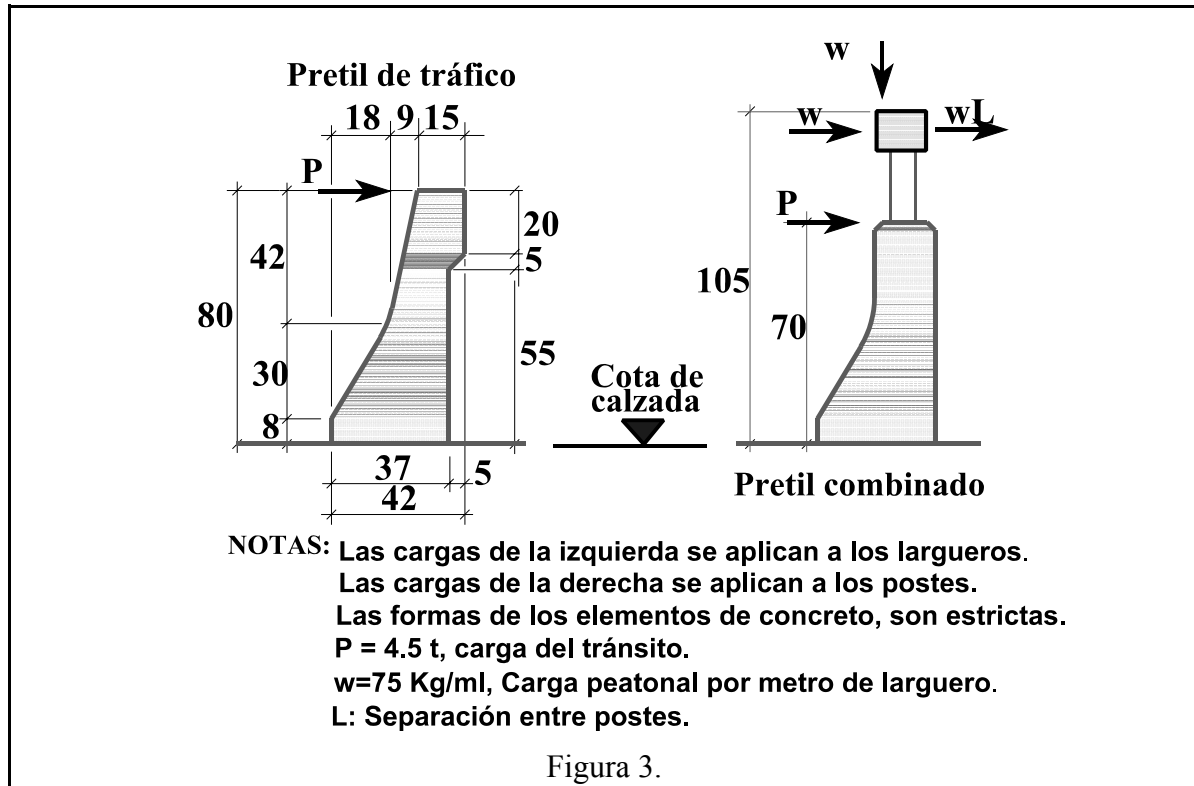
Se preverán pretilos a lo largo de los laterales del puente para proteger al tráfico y a los peatones.

Con excepción de las autopistas, se preverá una acera peatonal separada de la calzada por una barrera de defensa con pretil peatonal a lo largo del borde de la estructura. En autopistas urbanas, esta separación se ejecutará con una defensa combinada (peatonal y de tráfico).

La Figura 3, muestra los diferentes tipos de pretilos y barreras a adoptar en los puentes, juntamente con sus correspondientes cargas de diseño.

Cargas Horizontales en Bordillos

Los bordillos serán diseñados para soportar una carga lateral no menor que 0.25 t por metro lineal de bordillo, aplicada en el extremo superior del mismo o a una altura de 30 cm sobre la superficie de la calzada si el bordillo fuese de mayor altura que 30 cm.



Cargas de Viento

La acción del viento se considerará mediante una carga uniformemente distribuida aplicada sobre toda el área expuesta de la estructura. Esta área expuesta será la suma de las superficies de todos los elementos de la estructura, incluyendo tablero y barandales, tal como se ven en una elevación a 90 grados según el eje del puente. Las fuerzas consideradas en este artículo, se han calculado en base a una velocidad de viento de 160 Km/h; si se conociese con mayor aproximación el valor de esta velocidad para un proyecto específico, las cargas pueden modificarse con la relación del cuadrado de las velocidades.

Diseño de la superestructura: para el cálculo de la superestructura, tal como se verá

al describir las combinaciones de cargas, se consideran dos estados básicos: la acción del viento sobre el puente vacío y la acción de viento sobre el puente cargado, con un valor menor pero aplicando también las cargas sobre la superficie expuesta asignada a la sobrecarga.

Para los estados de *puente vacío*, se aplicará a la superestructura, en forma horizontal y en forma perpendicular al eje del puente, una fuerza uniforme de:

Para armaduras y arcos0.360 t/m²
 Para vigas y largueros0.250 t/m²

La fuerza total aplicada, calculada con estos valores, deberá alcanzar los siguientes valores mínimos:

para puentes armaduras:

- ~ 0.450 t/ml en el plano expuesto a la acción del viento (sotavento)
 - ~ 0.225 t/ml en el plano opuesto a la acción del viento (barlovento)
- y para puentes de vigas: ~ 0.450 t/ml

Nota: se ha indicado con la abreviatura "ml" al "metro lineal"

Diseño de la subestructura: se considerarán por un lado las cargas proveniente de la superestructura y por otro, la acción del viento directamente sobre la subestructura. A fin de considerar que la acción del viento puede ser de dirección variable, se adoptarán los siguientes valores:

Fuerzas provenientes de la superestructura:

W: carga de viento sobre la estructura,
 dirección transversal: 0.250 t por m²;
 dirección longitudinal: 0.060 t por m².
 Ambas fuerzas se aplicarán simultáneamente.

WL: carga de viento sobre la sobrecarga,
 dirección transversal: 0.150 t por ml;
 dirección longitudinal: 0.060 t por ml.
 Ambas fuerzas se aplicarán simultáneamente.

Fuerzas provenientes de la subestructura:

Se supondrá que actúa una fuerza de 0.200 t/m² (correspondiente a una velocidad de viento de 160 Km/h). A fin de considerar la oblicuidad de acción de esta fuerza, se calcularán dos componentes. La componente perpendicular a la vista frontal de la subestructura, se obtendrá con la superficie expuesta, tal como se ve en una elevación

frontal.

La componente perpendicular a la vista lateral de la subestructura, actuará sobre las superficies expuestas de la subestructura y se aplicará simultáneamente con las fuerzas provenientes de la superestructura.

Para las combinaciones de cargas a utilizar en el diseño, ambas fuerzas se considerarán con los adecuados factores de carga que se describen más adelante.

Temperatura

Se adoptarán todos los recaudos necesarios para absorber los esfuerzos o desplazamientos resultantes de las variaciones de temperatura. La elevación y caída de la temperatura, será recabada en el lugar de la obra y sus efectos, calculados a partir del valor medio de la temperatura existente durante el montaje.

Levantamiento de Apoyos

Se preverá un adecuado anclaje de las superestructuras a las subestructuras para asegurar que la fuerza de levantamiento calculada es absorbida por algún elemento capaz de tomar las siguientes fuerzas de arranque:

- (a) el 100% de la fuerza de levantamiento calculada para cualquier combinación de cargas en el cual, la sobrecarga viva con impacto ha sido incrementada en un 100%.
- (b) el 150% de la fuerza de levantamiento calculada en estado de servicio.

Fuerzas Provenientes de Corrientes de Agua

El efecto del flujo de agua sobre las pilas, se calculará con la expresión:

$$P = 0.00514 C_D V^2$$

En la que:

P: es la presión en toneladas por metro cuadrado (t/m²)

V: velocidad del agua en metros por segundo (m/s)

C_D : una constante, que depende de la forma de la pila y cuyos valores son:

0.7 para bordes semicirculares

1.4 para bordes cuadrados

1.4 para pilas con acumulación de malezas

0.8 cuña (ángulo menor o igual a 90°)

Subpresión

Cuando una estructura o alguna de sus partes, pueda encontrarse sumergida, como en el caso de pilotes, cabezales, bases, etc., se considerará el empuje hacia arriba que se ejerce por desplazamiento de la masa de agua.

Empuje de Suelos

Para elementos estructurales destinados a retener masas de suelos, se aplicará la teoría de Rankine; considerando como mínimo una presión equivalente a un fluido con un peso unitario de 0.480 t/m³.

En el caso de pórticos rígidos, sólo se podrá considerar la mitad del empuje sobre los pies derechos, para reducir el momento flexionante positivo en el tramo horizontal.

Cuando se prevea que el tránsito vehicular pueda ubicarse a una distancia horizontal, de la estructura de retención, igual o menor que la mitad de su altura; se aumentará el empuje horizontal de suelos, para considerar la sobrecarga, incrementando la altura del relleno en 0.60m.

Todos los muros de retención tendrán barbacanas para asegurar el drenaje y evitar la necesidad de dimensionarlos para soportar la presión del agua contenida en la masa de suelo.

Cargas Sísmicas

Dado que el riesgo sísmico en el territorio del país no es elevado y que no se dispone de estudios suficientes como para conocer parámetros que son necesarios para determinaciones precisas, se admitirá una verificación estructural simplificada en base al método de la carga horizontal estática equivalente.

La distribución de esta fuerza considerará la rigidez de la superestructura y de la subestructura.

La fuerza a considerar será:

$$EQ = C \cdot F \cdot W$$

en la que:

EQ: es la fuerza horizontal estática equivalente aplicada en el centro de gravedad de la estructura

F: *factor de aportamiento* = 1 (para estructuras en las que las fuerzas horizontales son soportadas por columnas o pilares únicos)

factor de aportamiento = 0.8 (para estructuras donde existe aportamiento para soportar las fuerzas horizontales

- W:** peso total de la estructura
C: coeficiente de respuesta combinada de la estructura, que se calcula en función de la *profundidad a la roca sana*, la *aceleración máxima esperada de la roca (A)* y el *período de vibración de la estructura (T)*.

Profundidad de la roca sana: se determinará mediante un estudio geotécnico o geológico adecuado, a menos que se conozca por su determinación para obras cercanas.

Acercación esperada de la roca sana (A): De acuerdo a los estudios de riesgo sísmico disponibles, a los efectos de obtener este parámetro, el territorio del país se encuentra dividido en tres Zonas de riesgo sísmico:

Zona I: Abarca el cuadrante noroeste, limitado por una línea imaginaria que partiendo del límite con Guatemala, se dirige hacia el Este, pasando por las poblaciones Fraternidad, Sensenti, San Miguel de Colohete, San Juan, La Esperanza y Guajiquiro; donde quiebra hacia el norte, pasando por Va. San Antonio, San Ignacio, Orica, Guayape, La Unión, Tocoa, Limón y la costa del Caribe.

Cubriendo los departamentos de Copán, Santa Bárbara, Cortés, Atlántida, Yoro, Comayagua, norte de Lempira, norte de Intibuca, norte de La Paz, extremo noroeste de Francisco Morazán, extremo oeste

de Olancho y oeste de Colón.

Zona II: Se extiende al suroeste sobre el límite con El Salvador y el Golfo de Fonseca, continuando con la línea anterior desde Guajiquiro, pasando por Sabanagrande, Nueva Armenia, Texiguat, Vado Ancho, Morolica, San Marcos de Colón y el límite con Nicaragua.

Abarcando los departamentos de Ocotepeque, sur de Lempira, sur de Intibuca, sur de La Paz, extremo sur de Francisco Morazán, Valle y Choluteca.

Zona III Abarca el cuadrante noreste que no pertenece a ninguna de las zonas anteriores.

Cubriendo los Departamentos: norte de Francisco Morazán, Olancho, este de Colón, extremo norte de Choluteca, El Paraíso y Gracias a Dios.

El mapa de la página siguiente, ilustra esta zonificación, y la tabla siguiente da los valores esperados de la aceleración de la roca en cada zona:

ZONA	A
I	0.15 g
II	0.10 g
III	0.05 g

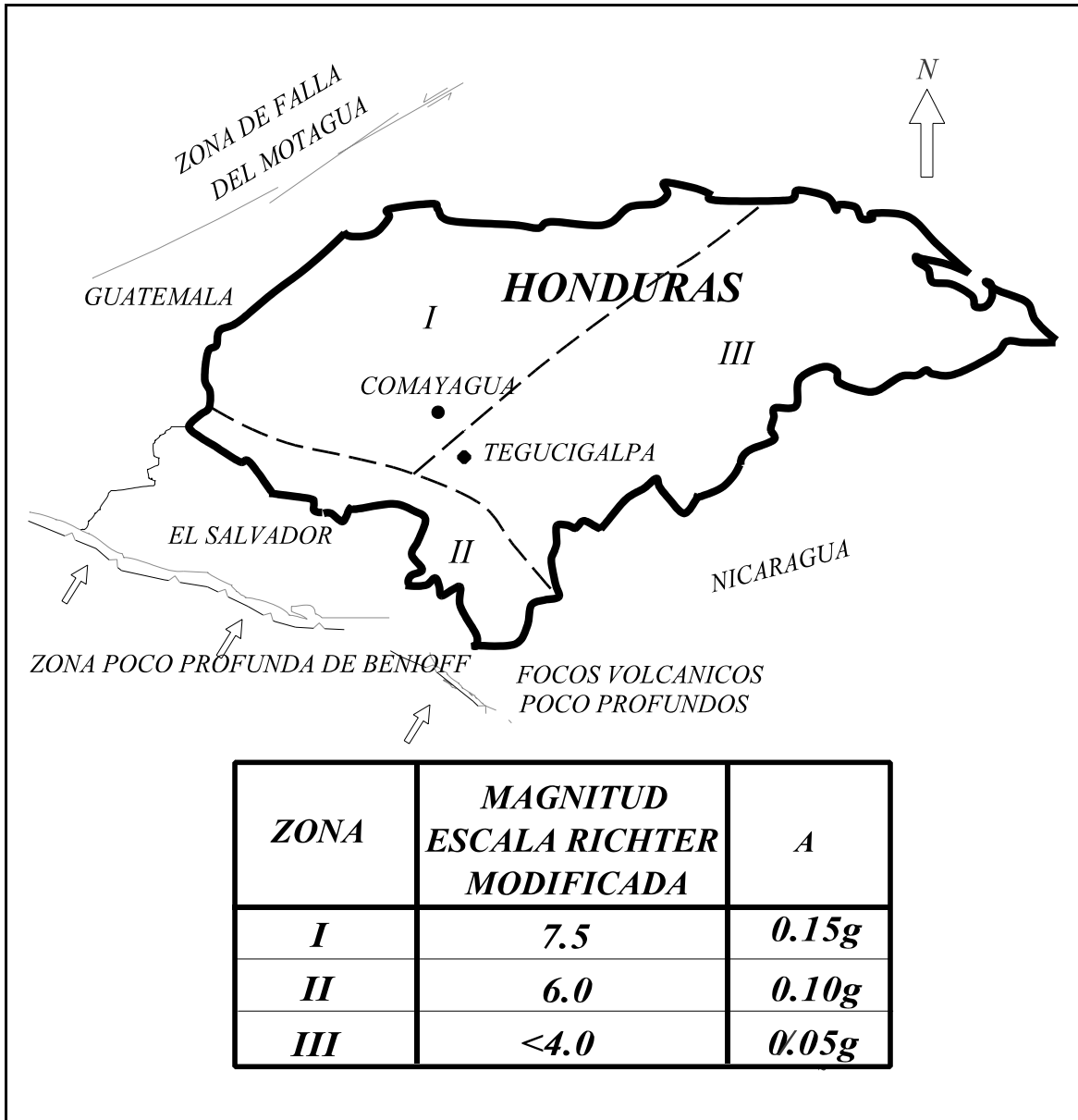
El coeficiente **C**, puede determinarse mediante los gráficos adjuntos (extraídos de la publicación "Standard Specifications for Highway Bridges" de la AASHTO, 14#Ed.

1989), en función de la profundidad de la roca sana y del período de la estructura que puede estimarse mediante la siguiente expresión:

$$T = \sqrt[2]{\frac{W}{P}}$$

en la que:

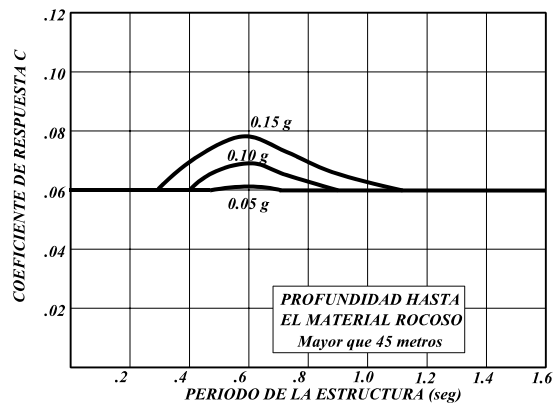
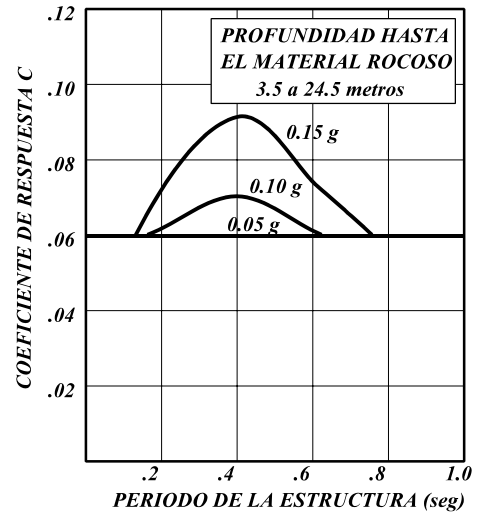
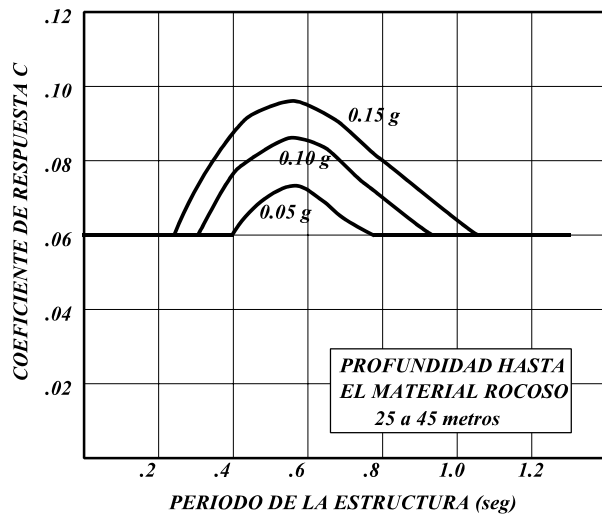
- T: es el período de la estructura en segundos
- P: la fuerza uniforme total requerida, en toneladas, para causar una deflexión unitaria de toda la estructura



DETERMINACION DEL COEFICIENTE DE RESPUESTA DE LA ESTRUCTURA

Para profundidades menores que 3 metros C adopta el valor mínimo:

$$C_{\text{mín}} = 0.06$$



**Diseño por Esfuerzos de Servicio
(Working Stress Design, WSD)
y
Diseño por Factores de Carga
y Resistencia
(Load Resistance and
Factor Design, LRFD)**

Introducción

Las metodologías de diseño estructural han ido evolucionando a lo largo del tiempo en todo el mundo. Esta evolución se ha apoyado en el mayor conocimiento de los materiales y la utilización de mejores y más precisos métodos de análisis que han permitido mejorar los modelos estructurales a fin de aproximarlos más a la realidad, gracias a la introducción de las computadoras electrónicas.

Las Instituciones encargadas de producir reglamentos de diseño estructural, como ACI, AISC, AASHTO, etc. (en Estados Unidos) y CEB, DIN, BS, etc. (en Europa), han ido incorporando las nuevas metodologías, persiguiendo el objetivo básico de mejorar la seguridad de las construcciones civiles.

Los primeros reglamentos basados en el "Cálculo a Rotura" o "Método de Última Resistencia", como se lo llamó inicialmente, datan de la década del '60. Desde entonces, la teoría y la práctica del diseño y la construcción ha evolucionado en forma importante a través de la investigación sobre las propiedades de los materiales, los nuevos materiales, el análisis del comportamiento estructural más preciso y racional, la generalización en el uso de las computadoras, el progreso en el estudio de factores externos

que representan riesgos, particularmente para los puentes, como la socavación, los sismos y muchas otras áreas.

El diseño de puentes, como no podía ser de otra forma, ha acompañado este camino y, particularmente la AASHTO, lo ha reflejado en las distintas ediciones de las Standard Specifications for Highway Bridges, aparecidas casi regularmente cada cuatro años, hasta la XVª edición de 1992 y en la reciente publicación (1994) "AASHTO LRFD Bridge Design Specifications".

Sin embargo, es importante mencionar que "la profesión" no en todos los niveles o países ha evolucionado en la misma forma y, si bien las estructuras, de Concreto Reforzado primero y las de Acero después, son dimensionadas con reglamentos basados en el LRFD por muchos profesionales, aún también son muchos los que utilizan la metodología del WSD. Incluso, los reglamentos como el ACI o el AISC, aún cuando en sus últimas ediciones están basados en el LRFD, permiten como alternativa el diseño por WSD puesto que históricamente ha dado buenos resultados y muchos profesionales están muy acostumbrados a utilizarlo.

En lo que sigue, se desarrollan los conceptos básicos de cada uno de los métodos a fin de posibilitar a los proyectistas la aplicación de cualquiera de ellos para el diseño de los puentes.

Diseño por Esfuerzos de Servicio

En este método, los elementos estructurales se dimensionan de tal forma que los esfuerzos

que resultan de la acción de las cargas de servicio (sin factores de incrementación de cargas) y calculados con la teoría lineal (relación lineal entre esfuerzos y deformaciones), no excedan los valores de los esfuerzos admisibles en condiciones de servicio. Estos esfuerzos admisibles están comprendidos, cómodamente, dentro de rangos en los que se verifica la relación lineal entre esfuerzos y deformaciones.

La siguiente expresión representa una desigualdad que siempre debe cumplirse en el WSD:

$$\sum Q_i \leq \frac{R_n}{FS}$$

en la que:

Q_i = solicitaciones por cargas: esfuerzos normales, cortantes y momentos

R_n = resistencia nominal del material

FS = factor de seguridad (>1)

Cuando ambos miembros se dividen por la propiedad correspondiente de la sección (área, módulo, etc.), los dos lados de la inequación se convierten en el esfuerzo calculado y el esfuerzo admisible, respectivamente.

Para el caso específico de los puentes, el método de WSD utiliza para el dimensionamiento de las secciones de concreto y acero, valores de esfuerzos calculados para diferentes combinaciones de cargas (ver Tabla 3), y los compara con valores de esfuerzos admisibles, multiplicados algunas veces por ciertos factores para considerar su incremento por la

escasa probabilidad de que varios estados de carga actúen simultáneamente con sus máximos valores.

El método de diseño por cargas de servicio (WSD) se caracteriza, entonces, por la utilización de cargas de servicio y un solo factor de seguridad aplicado a la resistencia. En virtud de la gran variabilidad e impredecibilidad de las cargas vivas y otras cargas en comparación con las cargas muertas, es imposible obtener una confiabilidad uniforme, para diferentes estados de sollicitación y diferentes materiales.

Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LFRD)

Este método, como su nombre implica, utiliza factores diferentes para cada estado de cargas y para la resistencia. Estos factores reflejan el grado de incertidumbre de las diferentes cargas y sus combinaciones y la precisión en la predicción de cada tipo de resistencia. Como resultado, se logra una confiabilidad más uniforme para todas las sollicitaciones y todos los materiales.

El método de LFRD se resume en la siguiente expresión:

$$\sum \gamma_i Q_i \leq \Phi R_n$$

donde:

γ_i : son los denominados *Factores de Carga*, mayores que 1, que multiplican a las cargas nominales.

Φ : es el Factor de Resistencia, menor que

1, por el cual se multiplican las resistencias nominales.

Fundamentos del LRFD

El método LRDF es un procedimiento para dimensionar estructuras en el que ningún estado límite aplicable es excedido cuando la estructura se ve sometida a todas las combinaciones de carga factoreadas convenientemente. Los estados límites de resistencia (estados límites plásticos, pandeo), están relacionados con la seguridad y la capacidad de carga. Los estados límites de servicio (deflexiones) se relacionan con la performance de la estructura en condiciones normales de servicio. En general, un elemento estructural tendrá varios estados límites. Por ejemplo, para el caso de una viga: la resistencia a la flexión, la resistencia al corte, la deflexión vertical, etc. Cada estado límite está asociado a un valor de la resistencia R_n que define los límites de su utilización como elemento estructural.

Los factores de carga especificados en los reglamentos, han sido establecidos luego de muchas investigaciones y se basan en análisis probabilísticos de seguridad y en las características de las cargas. Y, puesto que dependen exclusivamente de las cargas, son aplicables a todos los materiales estructurales.

Combinaciones de Cargas

La estructura será sometida a verificación bajo diversas combinaciones de los estados de carga individuales especificados más arriba, agrupados convenientemente. Cada componente de la estructura o la fundación

será dimensionado para soportar, con la seguridad adecuada, todos los grupos de combinaciones que sean aplicables al proyecto.

Los grupos de combinaciones están dados por la siguiente expresión:

$$\begin{aligned} \text{Grupo } N = & \gamma [\beta_D D + \beta_L (L+ I) + \\ & + \beta_C CF + \beta_E E + \beta_B B + \beta_S SF + \\ & + \beta_W W + \beta_{WL} WL + \beta_L LF + \\ & + \beta_R (R+ S+ T) + \beta_{EQ} EQ] \end{aligned}$$

Donde:

- N = número del grupo
- γ = factor de carga (según Tabla 3.)
- γ = coeficiente (según Tabla 3.)
- D = carga muerta
- L = sobrecarga viva
- I = impacto
- E = empuje del suelo
- B = subpresión
- W = viento sobre la estructura
- WL = viento sobre la carga móvil
- LF = fuerza longitudinal proveniente de los vehículos (frenado)
- CF = fuerza centrífuga de los vehículos
- CR = creep o deformación diferida del concreto
- S = contracción de fraguado
- T = temperatura
- SF = presión de la corriente de agua

EQ = sismo

incrementación f_l para cada uno de los grupos, para el diseño por resistencias y cargas factoreadas.

La Tabla 3. suministra los porcentajes de participación de cada estado individual en las combinaciones que integran todos los grupos, para el diseño bajo cargas de servicio. La Tabla 4. contiene los mismos porcentajes de participación y el coeficiente de

Tabla 3. Coeficientes f_l y β para las combinaciones de carga para diseño por cargas de servicio (WSD).

Col.N#	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
	FACTORES β												
Grupo	f_l	D	(L+I)	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ	%
I	1.0	1	1	1	BE	1	1	0	0	0	0	0	100
IA	1.0	1	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	150
IB	1.0	1	0	1	BE	1	1	0	0	0	0	0	**
II	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	125
III	1.0	1	1	1	BE	1	1	0.3	1	1	0	0	125
IV	1.0	1	1	1	BE	1	1	0	0	0	1	0	125
V	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	1	0	140
VI	1.0	1	1	1	BE	1	1	0.3	1	1	1	0	140
VII	1.0	1	0	0	1	1	1	0	0	0	0	1	133
VIII	1.0	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	140
IX	1.0	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	150
X	1.0	1	1	0	BE	0	1	0	0	0	0	0	100

Notas válidas para esta tabla y la de la página siguiente:

- (1) El *diseño por factores de carga y resistencia* (LRFD) será aplicable a los elementos estructurales. No se aplicarán factores para incrementar las cargas cuando se diseñen fundaciones (esfuerzos en el suelo, cargas de pilotes, etc.). Asimismo, tampoco se aplicarán factores cuando se realicen verificaciones de estabilidad (seguridad al volcamiento, deslizamiento, etc.) de estructuras.
- (*) Se usará 1.25 para el diseño de vigas exteriores cuando el diseño esté gobernado por la combinación de carga viva sobre las aceras y sobrecarga del tráfico con impacto. Pero la capacidad de la sección no será menor que la requerida para la sobrecarga de tráfico exclusivamente, utilizando un factor 1.67. Para el diseño de losas de tablero con la combinación de cargas sugerida en este manual (teoría de Westergaard, incluida en las Standard Specifications for Highway Bridges de la AASHTO), se puede utilizar un factor $\beta=1.00$.

Tabla 4. Coeficientes ϕ y γ para las combinaciones de carga para diseño por factores de carga y resistencia (LRFD).

Col.N#	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
	FACTORES β											
Grupo	G	D	(L+I)	CF	E	B	SF	W	WL	LF	R+S+T	EQ
I	1.3	β_D	1.67*	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IA	1.3	β_D	2.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IB	1.3	β_D	0	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
II	1.3	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
III	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	0	0
IV	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	1	0
V	1.25	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	1	0
VI	1.25	β_D	1	1	β_E	1	1	0.3	1	1	1	0
VII	1.3	β_D	0	0	β_E	1	1	0	0	0	0	1
VIII	1.3	β_D	1	1	β_E	1	1	0	0	0	0	0
IX	1.2	β_D	0	0	β_E	1	1	1	0	0	0	0
X	1.3	1	1.67	0	β_E	0	1	0	0	0	0	0

Notas (continuación de la página anterior):

(**) El porcentaje se define como:

$$\% = \frac{\text{Máximo Esfuerzo Unitario de Operación}}{\text{Esfuerzo Unitario Admisible}} \times 100$$

No se permitirá incrementar los esfuerzos de servicio para elementos o uniones que soporten exclusivamente cargas de viento.

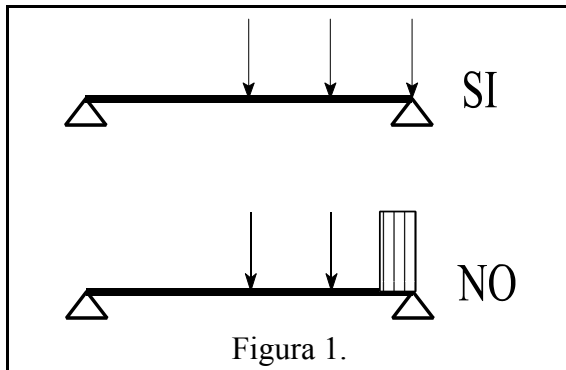
Para el Diseño por Cargas y Resistencias Factoreadas:

- (1) $\gamma_E = 1.30$ para empujes laterales sobre muros de sostenimiento y pórticos rígidos, excluyendo alcantarillas.
- (2) $\gamma_E = 0.50$ para empujes laterales cuando se verifiquen momentos en pórticos rígidos.
- (3) $\gamma_E = 1.00$ para presiones verticales.
- (4) Para el diseño de columnas, se adoptará:
 - $\gamma_D = 0.75$ cuando se verifiquen elementos sometidos a mínima carga axial y máximo momento flexionante o máxima excentricidad.
 - $\gamma_D = 1.00$ cuando se verifiquen elementos sometidos a máxima carga axial y mínimo momento flexionante o mínima excentricidad.
- (5) $\gamma_D = 1.00$ para elementos flexionados o traccionados.
- (6) $\gamma_E = 1.00$ para cargas verticales y laterales sobre todas las demás estructuras.

Repartición Transversal de Cargas

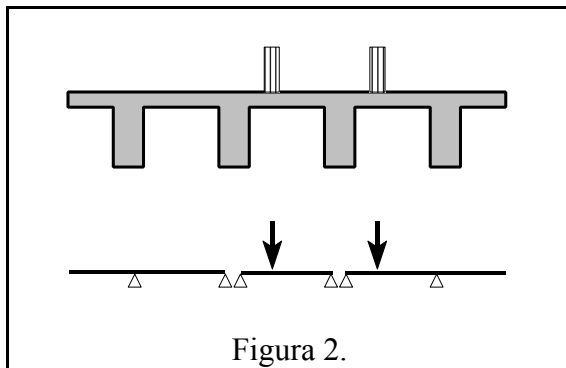
Ubicación de Cargas para la Determinación de Esfuerzos de Cortante

Para el cálculo de esfuerzos de cortante en secciones extremas y reacciones en vigas transversales y longitudinales, no se supondrá ninguna distribución *longitudinal* de las cargas, de rueda o de eje, adyacentes al extremo en el que se calcula el esfuerzo.



La distribución *transversal* de las cargas de rueda será:

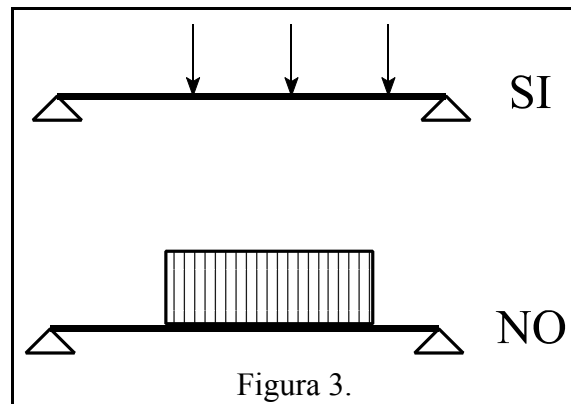
- (1) para la rueda ubicada adyacente al apoyo que se está verificando, será la que resulte de suponer la losa como simplemente apoyada en las vigas longitudinales.



- (2) para las ruedas ubicadas en otro lugar más alejado, en el tramo, se adoptará el coeficiente de distribución determinado para los momentos de acuerdo a los siguientes párrafos.

Momentos Flexionantes en Vigas Longitudinales

Para el cálculo de momentos flexionantes en vigas longitudinales, no se supondrá ninguna distribución de las cargas concentradas de ejes o rueda.



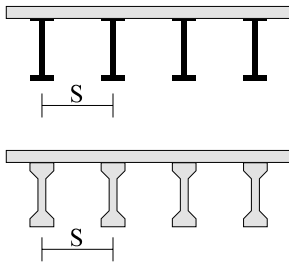
Vigas Interiores. Los momentos debidos a sobrecarga para cada viga interior se determinarán aplicando a cada viga la fracción de la carga de rueda (la delantera y las traseras) determinada de acuerdo a la Figura 4.

REPARTICION TRANSVERSAL DE CARGAS

A) Vigas Interiores

CASO 1

Losa de concreto reforzado sobre vigas de acero o sobre vigas de concreto preesforzado, premoldeadas



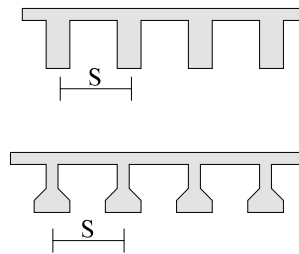
$S \leq 4.30 \text{ m}$

$S > 4.30 \text{ m}$

$$W_l f = S / 1.676$$

CASO 2

Vigas T de concreto reforzado o preesforzado, vinculadas monolíticamente a la losa



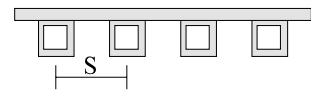
$S \leq 3.05 \text{ m}$

$S > 3.05 \text{ m}$

$$W_l f = S / 1.829$$

CASO 3

Losa de concreto reforzado sobre vigas cajón de concreto reforzado o preesforzado



$S \leq 4.90 \text{ m}$

$S > 4.90 \text{ m}$

$$W_l f = S / 2.134$$

La carga en cada viga se calcula como la reacción debida a las cargas de rueda, suponiendo a la losa como simplemente apoyada en las vigas:

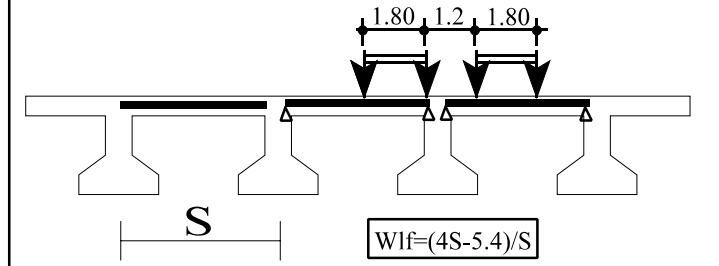


Figura 4a

CASO 4

Losa de concreto reforzado sobre vigas cajón de acero



Wc: ancho de calzada entre cordones

Nw=Wc/3.66 (extremo más próximo)

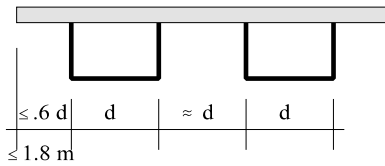
R= Nw/n° de vigas cajón

0.5 ≤ R ≤ 1.5

Wlf = 0.1 + 1.7 R + 0.85/Nw

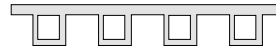
No se aplica la reducción por cantidad de fajas cargadas simultáneamente

Aplicable a tableros compuestos por vigas cajón múltiples o vigas cajón de una sola celda, con:



CASO 5

Losa de concreto reforzado rígidamente vinculada a vigas cajón de concreto reforzado o preesforzado



NI = Wc/3.60 (n° de fajas de diseño sin considerar fracciones)

Nv : n° de vigas - 4 ≤ Nv ≤ 10

2.05 ≤ S ≤ 3.35

L: luz del tramo

9.75 m ≤ Wc ≤ 20.12 m

K = 0.07 Wc - NI (0.1 NI - 0.26) - 0.2 Nv - 0.12

Wlf = 2 NI/Nv + K S/L

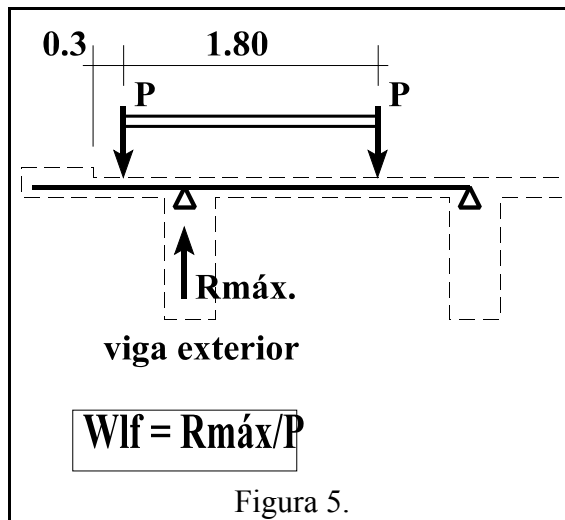
Figura 4b

Vigas de borde. La determinación de los momentos flexionantes para las vigas exteriores o de borde, es diferente según el tipo de tablero que se utilice.

- (a) Tableros de madera, acero o vigas T de concreto:

La carga muerta soportada por la viga de borde será la proveniente de la porción de losa apoyada en la viga de borde. Las cargas debidas a cordones, aceras, pretilas y defensas colocados después de fraguada la losa, pueden suponerse *igualmente distribuidas* en todas las vigas longitudinales.

El momento de la sobrecarga viva se determinará aplicando a la viga de borde la reacción de la carga de rueda obtenida suponiendo a las losas como simplemente apoyadas entre las vigas:



Cuando la viga exterior soporta carga viva de acera y de tránsito con impacto y la estructura se dimensiona con el WSD, las tensiones admisibles en la viga pueden incrementarse

en un 25% para la combinación: *Carga muerta + carga viva + impacto + carga viva en la acera*, asegurando que la viga no tenga menor capacidad de carga que la requerida si no hubiese acera. Si el diseño se efectúa por el LRDF, para esta combinación se podrá usar $\gamma = 1.25$ en lugar de 1.67.

En ningún caso, la viga exterior tendrá menor capacidad de carga que las interiores. Asimismo, la capacidad de carga combinada de todas las vigas en un tramo, no será menor que la requerida para soportar la carga viva total y la carga muerta de todo el tramo.

- (b) Casos especiales

Para tramos cuya estructura es una losa de concreto sobre 4 o más vigas de acero, la fracción de carga de rueda para el diseño de la viga de borde, no será menor que:

$$Wlf = \frac{S}{1.68}$$

$$\text{para: } S \leq 1.80 \text{ m}$$

y,

$$Wlf = \frac{S}{1.22 + 0.25 S}$$

$$\text{para: } 1.80 < S < 4.30 \text{ m}$$

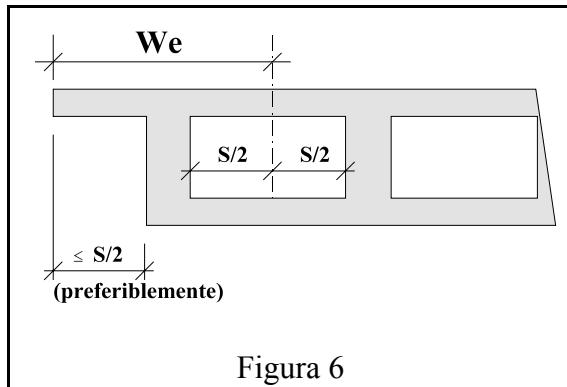
Cuando $S > 4.30$ m, la carga en cada viga longitudinal se determina suponiendo que la losa está simplemente apoyada en las vigas longitudinales.

- (c) Vigas cajón de concreto reforzado

La fracción de carga de rueda para el diseño de la viga exterior, será:

$$Wlf = \frac{We}{2.134}$$

donde: We , es el ancho de la viga exterior medido desde el punto medio entre las dos vigas más externas y el borde exterior de la losa:



(d) Vigas cajón de concreto preesforzado

La fracción de carga de rueda a considerar para el diseño de la viga de borde, se calculará determinando la reacción de una viga simplemente apoyada en la viga exterior y la primera viga interior. Pero siempre deberá cumplirse que:

$$Wlf = \frac{2 NL}{Nv}$$

donde:

NL: es el número de carriles de diseño
 Nv: es el número de vigas, con: 4 # Nv # 10

Repartición Transversal en Tableros de Vigas Múltiples

Los tableros de vigas múltiples son aquellos que están conformados por vigas prefabricadas, de concreto reforzado o preesforzado, colocadas lado a lado sobre los apoyos. La interacción entre estas vigas se efectúa a través de llaves longitudinales de cortante y/o una vinculación lateral que puede consistir en un preesfuerzo transversal.

Para el cálculo de momentos flexionantes, se supondrá que no existe distribución *longitudinal* de las cargas de rueda.

Para considerar la distribución transversal, cada viga se diseñará con una fracción de la carga de rueda igual a:

$$Wlf = \frac{S}{D}$$

donde:

S = ancho del elemento longitudinal repetido

y,

$$D = (5.75 - 0.5 NL) + 0.7 NL (1 - 0.2 C)^{1/2}$$

para $C \leq 5$

$$D = (5.75 - 0.5 NL), \quad \text{para: } C > 5$$

NL = número de carriles de diseño

$$C = K (W/L)$$

con: $W =$ ancho total del tablero medido perpendicularmente al eje de las vigas longitudinales
 $L =$ longitud total del tramo,

y,

$$K = [(1 + \mu) \frac{I}{J}]^{1/2}$$

donde:

$I =$ momento de inercia

$J =$ Cte. de Torsión de Saint-Venant.

$\mu =$ Coeficiente de Poisson de las vigas

Para diseño preliminar, el valor de K puede determinarse, para puentes de vigas múltiples, con la siguiente tabla:

Vigas rectangulares macizas	$K = 0.7$
Vigas rectangulares con agujeros circulares:	$K = 0.8$
Secciones tipo cajón:	$K = 1.0$
Vigas canal:	$K = 2.2$

Método Simplificado para la Distribución Transversal de Cargas

Para el caso de los puentes más comunes, se incluye un procedimiento para determinar los momentos de diseño de las vigas principales debidos a la sobrecarga viva. Este método, así como los gráficos suministrados para su aplicación, fue desarrollado utilizando la teoría de las placas ortótropas¹.

¹ DEVELOPMENT OF A SIMPLIFIED METHOD OF LATERAL DISTRIBUTION FOR BRIDGE SUPERSTRUCTURES. Tarek Azis, M.S. Cheung, Baidar Bakht. TRB 665.

Etapas para la Aplicación del Método

1.- Se calculan los valores de los tres coeficientes siguientes:

$$\Theta = \frac{W}{2L} \left[\frac{D_x}{D_y} \right]^{0.25}$$

$$\alpha = \frac{D_x + D_{yx} + D_1 + D_2}{2 \sqrt{D_x D_y}}$$

$$\mu = \frac{\text{Ancho de Trocha} - 3.35 \text{ m}}{0.61}$$

donde:

$W =$	Ancho del puente
$L =$	Longitud del tramo ó longitud de un tramo simple equivalente para el caso de vigas continuas
$D_x, D_y =$	Rigideces a flexión en las direcciones x e y, por unidad de longitud; por ejemplo: $D_x = \{E I_x\} / \text{sep. vigas}$
$D_{xy} =$	Rigidez cruzada de la losa ortotrópica.
$D_1 = D_2$	Producto de Θ por el menor de D_1 y D_2 : efecto de Poisson.

El Diagrama 1 muestra la variación de los parámetros Θ y α para diferentes tipos de puentes. Usualmente Θ varía entre 0 y 2 mientras que α lo hace entre 1.25 y 2.50.

2.- Con estos tres coeficientes, se obtiene el valor de diseño **Dd**, aplicando al valor **D**, obtenido del Diagrama que resulte aplicable (2, 3 ó 4), el factor de corrección **Cf**, extraído del Diagrama 5, con la siguiente expresión:

$$Dd = D \left[1 + \frac{\mu C_f}{100} \right]$$

3.- El Momento de diseño para una viga, resulta de calcular la fracción:

$$M_D = M_1 \frac{S}{D_d}$$

En la que **M1** es el momento que corresponde a **una línea de ruedas**, aplicada a una viga longitudinal o a un alma para el caso de losas alivianadas con huecos, o a la unidad de ancho para el caso de losas macizas. La Tabla 1, suministra los valores de momentos flexores y cortantes para el tren de cargas de diseño, para diferentes longitudes de tramos isostáticos equivalentes, correspondientes a una faja de tránsito. En la misma se han volcado los valores máximos obtenidos con la carga de faja o con el camión, según corresponda.

Los valores de S podrán ser:

- 7 el espaciamiento real entre vigas longitudinales;
- 7 el espaciamiento entre almas en losas alivianadas;
- 7 un ancho unitario, en el caso de losas macizas o puentes de madera laminada.

TABLA N#

LUZ (m)	MOM (tm)	CORT (t)	LUZ (m)	MOM (tm)	CORT (t)
4.0	14.4	14.5	17.1	101.7	27.2
4.9	17.7	16.3	18.3	111.6	27.6
5.2	18.8	17.1	18.9	116.5	27.8
6.1	22.1	18.9	20.1	126.5	28.1
7.0	25.5	20.2	22.9	148.7	28.6
7.9	30.7	21.2	25.9	173.6	29.1
9.2	39.0	22.5	29.0	198.4	29.4
10.1	45.4	23.4	30.5	210.8	29.6
11.0	52.4	24.2	33.6	235.7	29.9
11.9	59.8	24.9	36.6	260.6	30.1
12.8	67.1	25.4	39.7	285.4	30.7
13.4	72.1	25.7	42.7	310.3	32.1
14.0	77.0	26.0	45.8	342.4	33.6
15.9	91.8	26.8	48.8	382.9	35.0

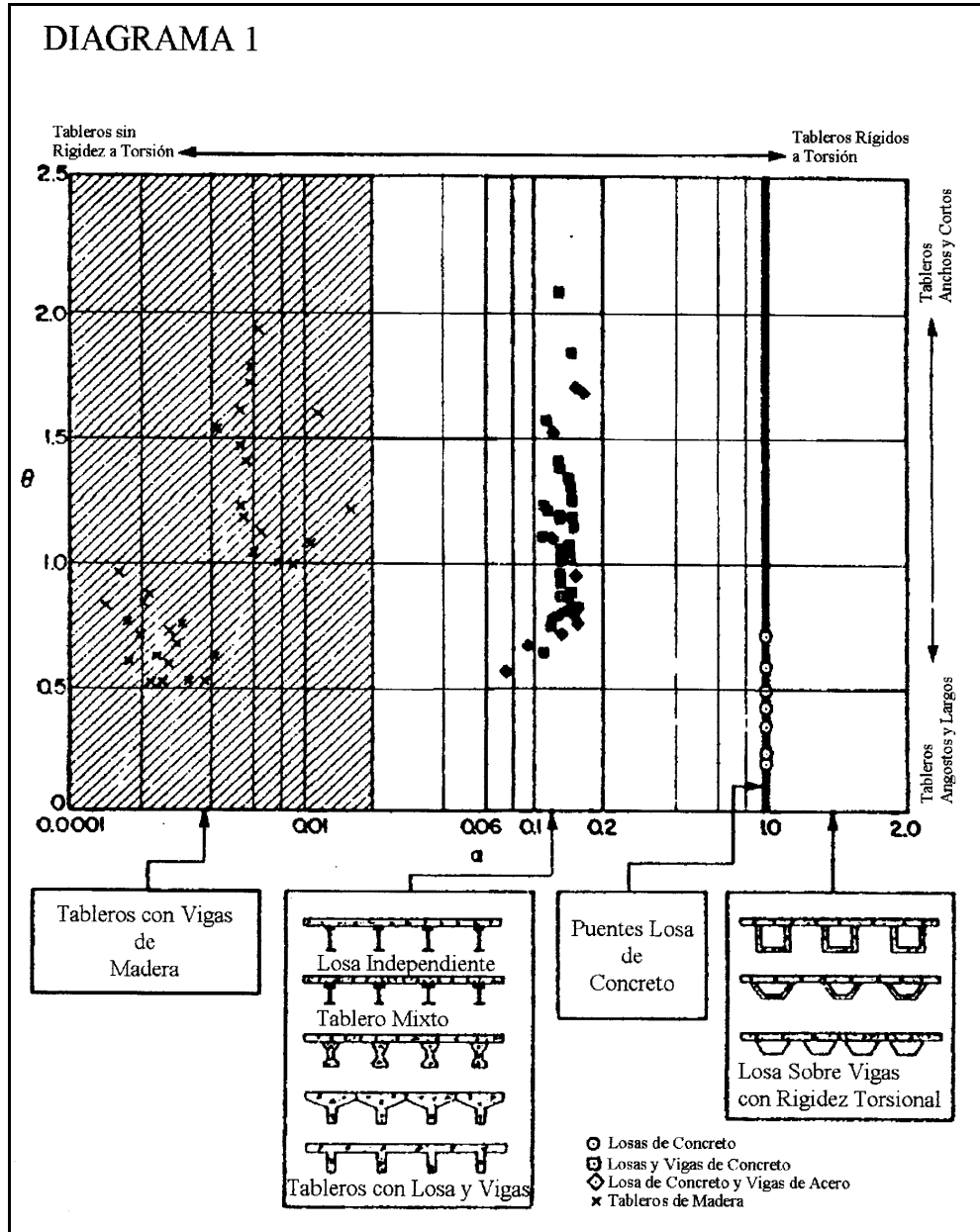


DIAGRAMA 2

Valores de D para Puentes de 2 Fajas

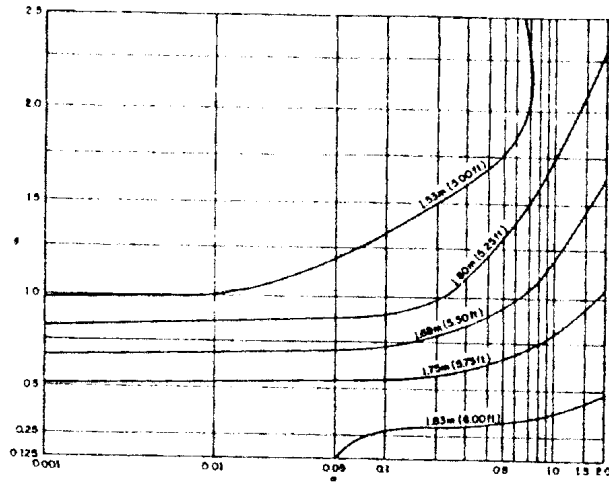


DIAGRAMA 3

Valores de D para puentes de 3 Fajas

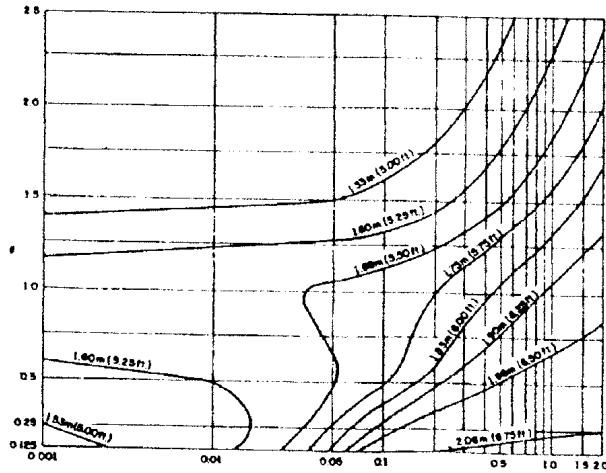


DIAGRAMA 4

Valores de D para Puentes de 4 Fajas

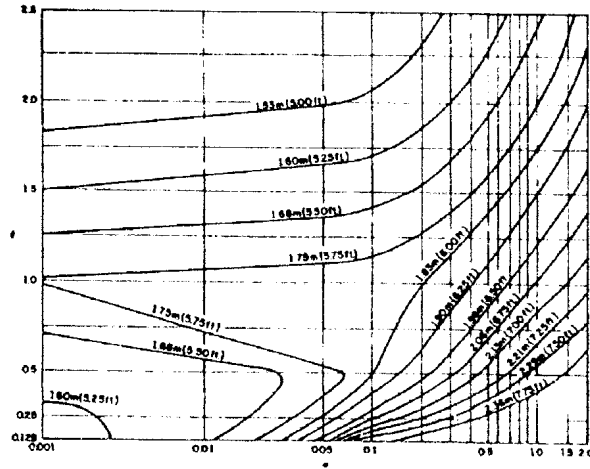
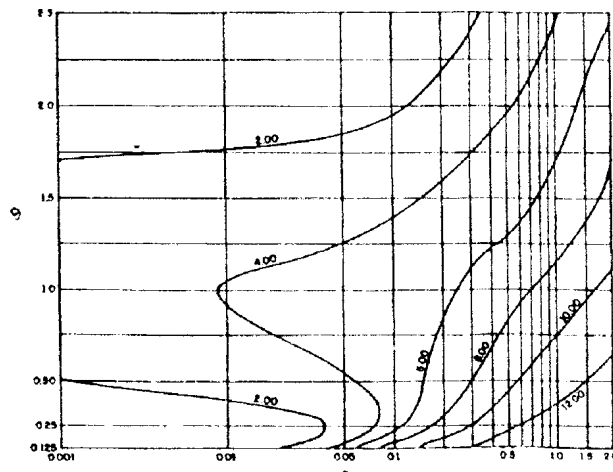


DIAGRAMA 5

Coefficiente de corrección para 2,3 y 4 Fajas (%)



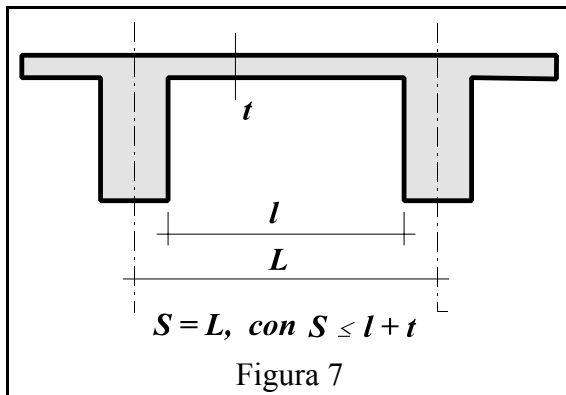
Distribución de Cargas y Diseño de Losas

En la presente sección se muestra un procedimiento simplificado para la distribución de cargas sobre los elementos del tablero y el diseño de losas de concreto reforzado. El método se deriva de la teoría de Westergaard y es el suministrado por las Standard Specifications of Highway Bridges y se considera el mínimo análisis que debe realizar el proyectista, a menos que realice su diseño con un procedimiento de mayor sofisticación.

Luces de Cálculo

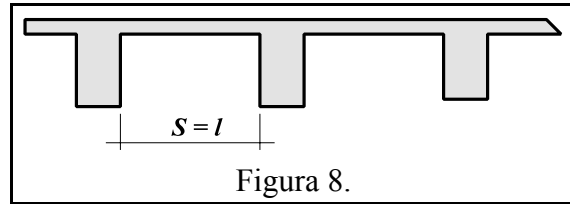
-Losas Simplemente Apoyadas

La luz de cálculo (S), será la distancia entre centros de vigas de apoyo pero no necesita exceder la luz libre más una vez el espesor de la losa.

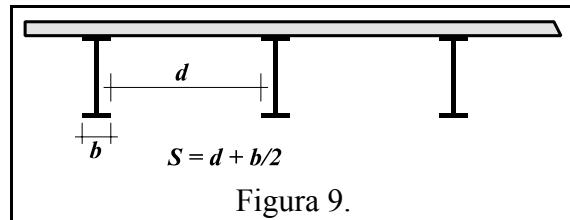


-Losas Continuas

- De concreto, monolíticas: La luz de cálculo (S), será la luz libre.

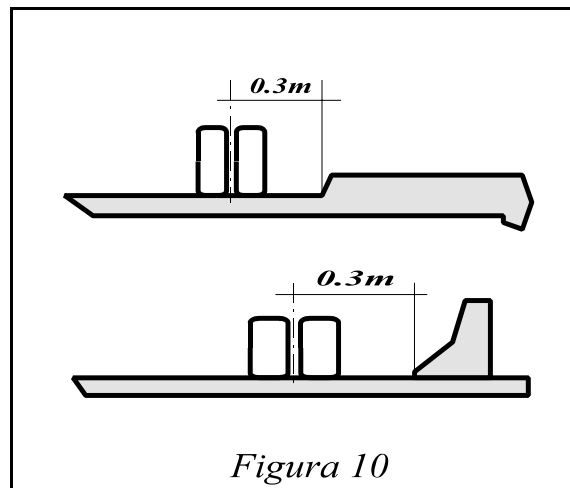


- De concreto sobre vigas de acero: La luz de cálculo (S), será la distancia entre los bordes internos de las alas de los perfiles que configuran las vigas.



Distancia de la Carga de Rueda al Borde

Para el diseño de losas, la carga de rueda se ubicará a 30 cm de la cara interior del bordillo de la acera. Si éste no existe, los 30 cm se medirán hasta la baranda de defensa.



En régimen de servicio (WDL): para la combinación de carga muerta (D), carga viva (L) e impacto (I); se admitirá un esfuerzo de 1.50 veces el admisible.

$$M = M_D + M_L + M_I \leq 1.5 \text{ Madm}$$

En régimen de última resistencia (LRFD): se usará 1.00, en lugar del factor $\gamma = 1.67$

$$M = 1.3 [M_D + 1.0 (M_L + M_I)]$$

Las cargas de rueda no se colocarán sobre la acera si ésta se encuentra protegida por una defensa de tránsito.

Momentos Flexionantes

El procedimiento establecido a continuación, para la determinación de los momentos flexionantes de diseño, es un método simplificado. El proyectista podrá realizar el cálculo con cualquier otro procedimiento más preciso y sofisticado.

En tal caso, el área de contacto de la rueda del vehículo standard de diseño será un rectángulo de 50 cm en la dirección transversal al tráfico y 20 en la dirección del tráfico.

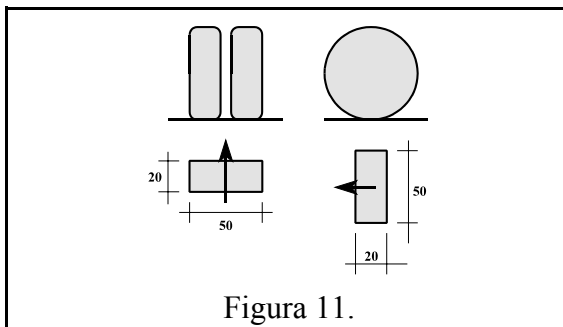


Figura 11.

Nomenclatura:

- S: longitud efectiva de cálculo (en metros), determinada como se estableció anteriormente;
- E: ancho efectivo (en metros), sobre el cual se distribuye la carga de la rueda;
- P: carga de la rueda trasera del vehículo de diseño = 7.25 toneladas.

Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tráfico (Luces de 0.60 a 7.30 metros).

El momento flexionante se determina con la siguiente expresión (no incluye el impacto):

$$M_L = \frac{(S + 0.60)}{9.75} 7.25 \frac{tm}{m}$$

En losas continuas sobre tres o más apoyos, se aplicará un factor de reducción, al momento de cargas vivas, de 0.80.

Caso B: Refuerzo principal paralelo al tráfico

El ancho de distribución para la carga de rueda, se calcula con las siguientes expresiones para la rueda del vehículo de diseño y para la carga de trocha:

$$\text{Rueda: } E = 1.20 + 0.06 S \leq 2.15 \text{ m}$$

$$\text{Carga de Trocha: } E = 2 (1.20 + .06 S)$$

El cálculo de los momentos flexionantes para el diseño se realizará con las siguientes expresiones (no incluyen impacto):

En tramos simplemente apoyados:
para $l \leq 15.25$ m:

$$M_L = 1.344 S \text{ (tm)}$$

para $15.25 < l < 30.50$ m:

$$M_L = 1.489 (1.30 S - 6.1) \text{ (tm)}$$

En tramos continuos: Se calcularán mediante un análisis adecuado, utilizando la carga de rueda o la de trocha, según corresponda, para obtener los valores mayores.

Verificación al Cortante

Las losas diseñadas con el procedimiento antedicho, se considerarán suficientes en lo que respecta a la verificación frente a esfuerzos de cortante.

Losas en Voladizo

Carga de Rueda

La losa se diseña sin considerar los efectos de cualquier elemento o refuerzo extremo a lo largo del voladizo, en cada caso se establece el ancho activo E (en metros) sobre el cual se considerará que actúa la sollicitación para el diseño.

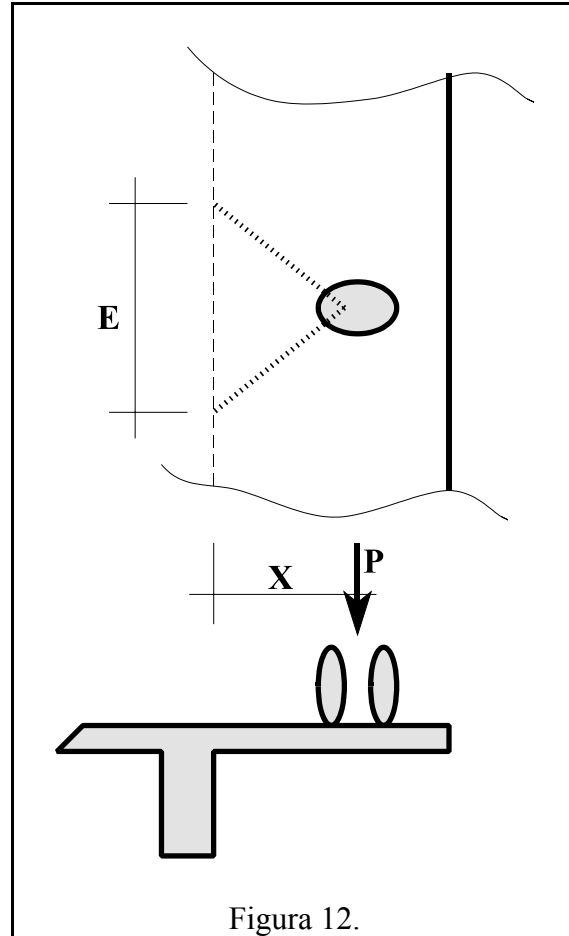
Caso A: Refuerzo principal perpendicular al tráfico. El ancho de distribución, para la carga de rueda, será:

$$E = 0.80 X + 1.15 \text{ (m)}$$

el momento será:

$$ML = P X/E \text{ (tm/m)}$$

donde:



X : es la distancia (en metros) desde la carga hasta el punto de soporte.

Caso B: Refuerzo principal paralelo al tráfico. El ancho de distribución sobre un elemento paralelo al tráfico, para la carga de rueda, será:

$$E = 0.35 X + 1.0 \text{ (m)}$$

pero con la limitación: $E \# 2.15 \text{ m}$

Cargas de Pretil

Se aplicarán las cargas horizontales y verticales de pretil, establecidas en la sección Cargas, considerando que el ancho efectivo de losa que soporta las acciones sobre el poste, es:

a) si no se utiliza parapeto:

$$E = 0.80 X + 1.15 \text{ (m)}$$

b) si se utiliza algún parapeto:

$$E = 0.80 X + 1.50 \text{ (m)}$$

donde:

X: distancia de la pretil de tráfico al punto verificado.

Las cargas de rueda y pretil no se aplicarán simultáneamente.

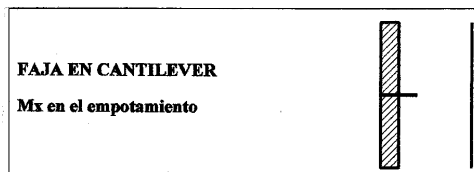
Diseño de Losas de Puentes con Superficies de Influencia

En casos especiales, que se aparten de los contemplados en los procedimientos simplificados expuestos, el proyectista deberá utilizar procedimientos de diseño específicos para determinar las solicitaciones en losas sometidas a la acción de cargas distribuidas sobre pequeñas superficies.

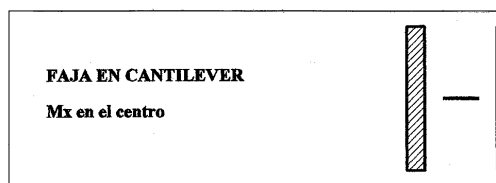
En la presente sección se incluyen las superficies de influencia de losas en faja con distintas condiciones de borde, para la determinación de momentos flexores en dirección transversal y longitudinal.

Uso de las superficies de influencia: se dibujará la losa en faja, con su área cargada, en la escala de la superficie de influencia, luego se sumarán las ordenadas de las áreas cargadas, multiplicándose por el valor de la carga. De esta forma se obtienen las solicitaciones por unidad de longitud.

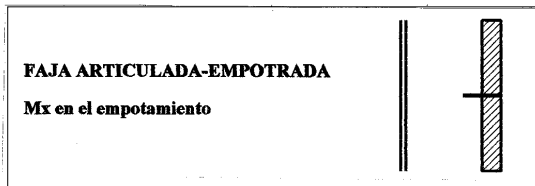
									-0.200
							-0.170	-0.200	-0.230
					-0.135	-0.165	-0.195	-0.225	-0.260
			-0.080	-0.120	0.165	-0.195	-0.225	-0.260	-0.290
-0.006	-0.025	-0.065	-0.150	-0.150	-0.195	-0.225	-0.265	-0.295	-0.325
-0.006	-0.040	-0.085	-0.135	-0.185	-0.225	-0.265	-0.300	-0.335	-0.360
-0.015	-0.550	-0.100	-0.175	-0.230	-0.265	-0.305	-0.330	-0.360	-0.390
-0.030	-0.095	-0.160	-0.225	-0.280	-0.310	-0.340	-0.365	-0.395	-0.415
-0.650	-0.165	-0.245	-0.295	-0.320	-0.345	-0.370	-0.390	-0.415	-0.440
-0.165	-0.290	-0.320	-0.335	-0.345	-0.365	-0.385	-0.405	-0.425	-0.445



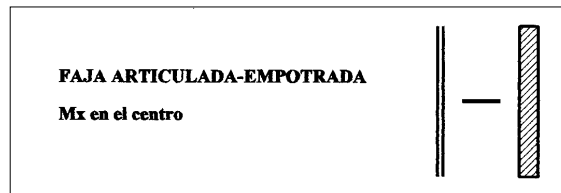
							-0.500	-0.070	-0.090
				-0.015	-0.025	-0.045	-0.055	-0.080	-0.100
0.000	0.000	0.000	-0.003	-0.015	-0.025	-0.045	-0.050	-0.085	-0.105
0.000	0.002	0.003	0.000	-0.010	-0.020	-0.040	-0.060	-0.085	-0.115
0.002	0.003	0.006	0.007	-0.003	-0.015	-0.055	-0.060	-0.095	-0.125
0.003	0.004	0.007	0.015	0.010	-0.003	-0.030	-0.060	-0.095	-0.140
0.004	0.007	0.010	0.025	0.030	0.015	-0.025	-0.065	-0.110	-0.155
0.003	0.006	0.015	0.035	0.050	0.035	-0.170	-0.075	-0.120	-0.165
0.002	0.004	0.010	0.040	0.080	0.055	-0.015	-0.070	-0.130	-0.175
0.002	0.003	0.007	0.040	0.108	0.100	-0.017	-0.850	-0.140	-0.185



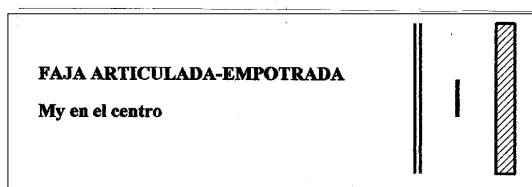
-0.002	-0.006	-0.010	-0.012	-0.012	-0.010	-0.008	-0.006	-0.004	0.000
-0.004	-0.014	-0.016	-0.024	-0.024	-0.020	-0.016	-0.008	-0.004	0.000
-0.006	-0.020	-0.030	-0.036	-0.036	-0.032	-0.024	-0.014	-0.008	-0.002
-0.009	-0.026	-0.038	-0.048	-0.052	-0.046	-0.034	-0.020	-0.010	-0.002
-0.012	-0.039	-0.052	-0.070	-0.072	-0.068	-0.054	-0.032	-0.014	-0.004
-0.016	-0.046	-0.072	-0.092	-0.154	-0.100	-0.088	-0.056	-0.028	-0.006
-0.020	-0.056	-0.092	-0.124	-0.140	-0.140	-0.128	-0.092	-0.048	-0.008
-0.022	-0.068	-0.110	-0.146	-0.176	-0.192	-0.190	-0.156	-0.088	-0.018
-0.024	-0.076	-0.124	-0.170	-0.212	-0.214	-0.256	-0.244	-0.172	-0.040
-0.028	-0.084	-0.136	-0.184	-0.232	-0.272	-0.304	-0.330	-0.324	-0.160



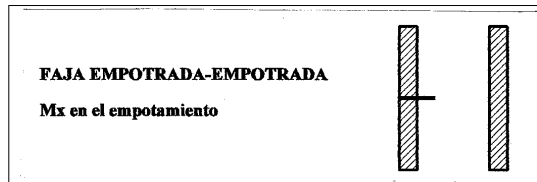
0.000	0.003	0.008	0.015	0.016	0.014	0.012	0.010	0.006	0.000
0.002	0.004	0.008	0.016	0.020	0.018	0.014	0.012	0.008	0.000
0.002	0.006	0.012	0.020	0.026	0.240	0.018	0.016	0.008	0.000
0.004	0.012	0.020	0.032	0.036	0.032	0.024	0.018	0.010	0.002
0.008	0.020	0.032	0.040	0.044	0.042	0.036	0.024	0.012	0.004
0.008	0.028	0.044	0.056	0.060	0.056	0.046	0.032	0.012	0.004
0.008	0.030	0.062	0.072	0.080	0.076	0.062	0.040	0.016	0.008
0.010	0.032	0.060	0.092	0.112	0.108	0.076	0.042	0.018	0.008
0.008	0.028	0.056	0.096	0.148	0.136	0.082	0.040	0.014	0.004
0.008	0.024	0.048	0.086	0.170	0.152	0.072	0.034	0.012	0.004



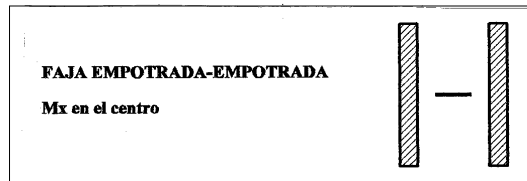
0.000	-0.005	-0.008	-0.010	-0.010	-0.010	-0.008	-0.004	0.000	0.000
-0.002	-0.006	-0.010	-0.012	-0.014	-0.012	-0.010	-0.006	-0.002	0.000
-0.002	-0.003	-0.012	-0.016	-0.018	-0.016	-0.012	-0.008	-0.002	0.000
-0.003	-0.008	-0.014	-0.018	-0.020	-0.020	-0.016	-0.010	-0.004	0.000
-0.003	-0.008	-0.014	-0.020	-0.022	-0.022	-0.018	-0.012	-0.006	0.000
-0.002	-0.006	-0.012	-0.018	-0.022	-0.024	-0.020	-0.014	-0.006	-0.003
0.000	-0.005	-0.008	-0.012	-0.018	-0.018	-0.012	-0.008	-0.004	-0.001
0.006	0.010	0.012	0.008	-0.006	-0.004	-0.004	0.003	0.002	0.000
0.010	0.020	0.032	0.040	0.032	0.032	0.032	0.028	0.014	0.002
0.014	0.032	0.060	0.095	0.140	0.130	0.085	0.050	0.020	0.004

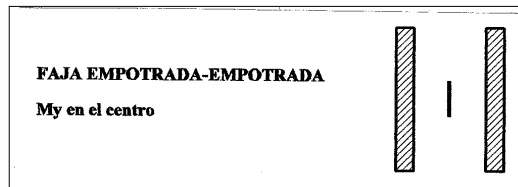
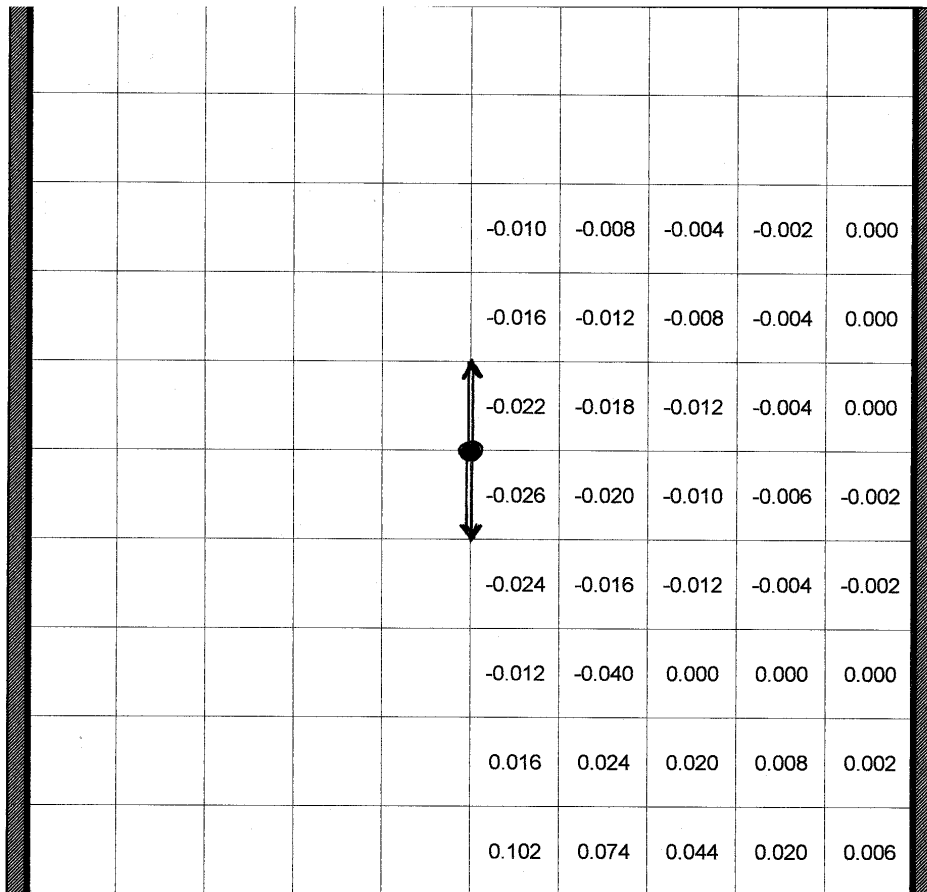


0.000	-0.004	-0.007	-0.012	-0.016	-0.018	-0.014	-0.010	-0.006	0.000
-0.002	-0.006	-0.012	-0.020	-0.032	-0.036	-0.032	-0.022	-0.010	0.000
-0.004	-0.012	-0.020	-0.036	-0.052	-0.060	-0.054	-0.036	-0.016	-0.002
-0.004	-0.014	-0.030	-0.052	-0.080	-0.092	-0.090	-0.068	-0.030	-0.004
-0.004	-0.020	-0.044	-0.072	-0.108	-0.135	-0.142	-0.118	-0.064	-0.088
-0.006	-0.024	-0.050	-0.088	-0.128	-0.166	-0.196	-0.192	-0.138	-0.030
-0.008	-0.026	-0.056	-0.098	-0.144	-0.188	-0.232	-0.264	-0.274	-0.160



				0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
				0.005	0.004	0.002	0.000	0.000	0.000
				0.010	0.008	0.004	0.002	0.002	0.000
				0.016	0.012	0.008	0.004	0.004	0.000
				0.028	0.024	0.012	0.006	0.006	0.002
				0.040	0.034	0.024	0.010	0.010	0.002
				0.060	0.048	0.028	0.012	0.012	0.004
				0.084	0.056	0.032	0.014	0.014	0.004
				0.118	0.060	0.032	0.012	0.012	0.004
				0.138	0.054	0.020	0.006	0.006	0.002





SECCIÓN 4: CRITERIOS DE SELECCIÓN Y DISEÑO DE PUENTES

Introducción

En la presente Sección del Manual se incluirá una orientación para *seleccionar el tipo de puente* a diseñar en determinado lugar, mencionando la influencia que tienen muchas de las infinitas variables que intervienen en el diseño sobre el producto final. Posteriormente, se establecerán *criterios de diseño para diferentes elementos de los puentes* que pueden considerarse de uso más difundido por su amplio rango de aplicación.

Objetivos del Diseño

Los objetivos a perseguir en el diseño de un puente pueden clasificarse de la siguiente manera:

Calidad

La calidad de una obra civil en general, y de un puente en particular, se manifiesta en la *Eficiencia para cumplir su Función*, la *Seguridad* o *Confiabilidad* con que cumple la misma, la *Durabilidad* y la *Estética*. Con respecto a esta última, se hace notar que muchas veces se considera que para lograr una mejor apariencia de un puente, es necesario incrementar su costo; sin embargo no siempre es así y el proyectista debe esmerarse para lograr obras de aspecto agradable contemplando algunos detalles de diseño que no signifiquen aumentos en los

costos. Particularmente importante es el aspecto estético, en estructuras urbanas donde resulta difícil valorar en términos de costos, el deterioro del paisaje urbano que suele producir un viaducto elevado ejecutado con poco cuidado por su apariencia.

Costo

Hay que considerar que el costo de una obra civil se compone tanto por el *Costo Inicial de Construcción*, como los *Costos de Mantenimiento* y también los *Costos de una eventual Emergencia*.

En lo referente al *Costo Inicial*, el proyectista de puentes debe tener una visión global y compatibilizar la economía de su diseño con la de la carretera que da origen al puente. Por ejemplo, mientras, desde el punto de vista estructural, un mayor peralte lleva a una economía en el acero de una viga de concreto reforzado, el aumento de nivel del tablero puede obligar a incrementar la altura de los terraplenes de acceso y con ello el movimiento de suelos se encarece. Otro caso se suele presentar cuando hay varios puentes en un determinado tramo: la economía que se logra con la *tipificación* puede significar que en algún caso particular se construya un puente de mayor longitud que la estrictamente necesaria.

Los *Procedimientos Constructivos* pensados por el proyectista y aplicados por el

constructor tienen una incidencia directa en el aspecto económico, ya que actualmente los *plazos de obra* inciden fuertemente en el rubro financiación que ha cobrado enorme importancia dentro del costo total.

Los *Costos de Mantenimiento* se elevan enormemente cuando los trabajos no se ejecutan en el momento oportuno. Es así que tareas de bajo costo, típicas de mantenimiento rutinario, no ejecutadas a su debido tiempo, llevan a deterioros cuya reparación puede ser tan costosa como la obra misma. También debe tenerse en cuenta, a la hora de proyectar, que el uso de *materiales de mejor calidad* o mayor aptitud para la zona de ubicación de la obra, reducen enormemente los costos de mantenimiento. Lo mismo se puede decir de muchos *detalles de diseño* que se consideran más adelante, en este Manual, con los cuales se obtienen obras más durables y de mantenimiento más económico, pese a que, en algunos casos, pueda implicar un mayor *Costo Inicial*.

Selección del Tipo de Puente

La elección del tipo de puente a proyectar para un determinado lugar, es un proceso en el que intervienen demasiadas variables como para poder establecer un procedimiento típico. Sin embargo, el aspecto económico suele ser uno de los más importantes y en este terreno es conveniente aprovechar la experiencia de los países desarrollados.

La Estructura Longitudinal

En lo que respecta a la estructura longitudinal, es posible representar gráficamente los rangos de aplicación de los diferentes tipos de puente en función de la longitud del vano mayor. La Tabla 1, ilustra esta relación, que debe interpretarse como aproximada ya que los límites de aplicación de cada tipo estructural no son precisos y se modifican con el paso del tiempo y la incorporación de nuevas tecnologías.

En la Figura 1. se muestran, esquemáticamente, las tipologías estructurales de acuerdo a su esquema longitudinal.

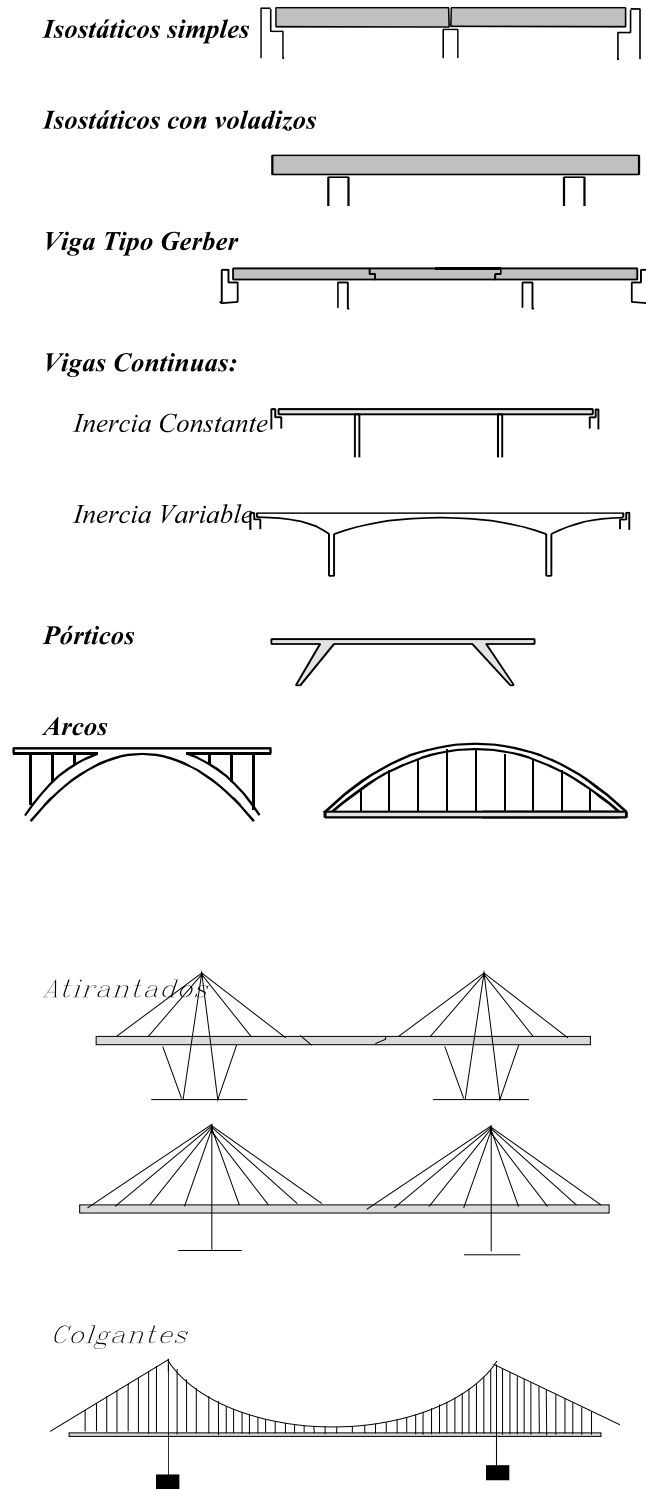


Figura 1.

Secciones Transversales Típicas y sus Campos de Aplicación

El tipo de sección transversal a adoptar en cada caso, también es función de una gran cantidad de variables y muchas veces es necesario realizar croquis de diferentes alternativas, llevándolos hasta un nivel de diseño suficiente para poder determinar sus costos y, de esta forma, adoptar la más conveniente.

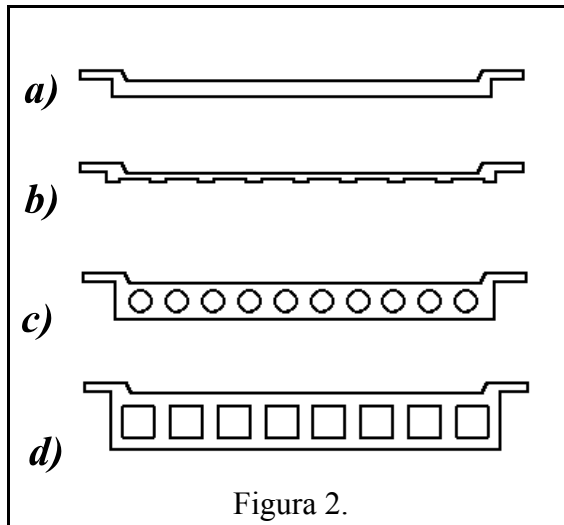


Figura 2.

En lo referente a la sección transversal, tienen más influencia los factores locales que la configuración longitudinal de la estructura. Por ello, es prácticamente imposible establecer procedimientos de diseño fijos para elegir la topología transversal de la superestructura. A continuación, sin embargo, se comentan algunos criterios que pueden establecer pautas de diseño para cada caso:

Losas macizas (Fig. 2.a): son de aplicación en puentes de luces pequeñas (6 a 20m), por cuestiones económicas y se ejecutan con espesores comprendidos entre 0.20m a

1.00m. Pueden ejecutarse en concreto reforzado o preesforzado, aunque este último caso es poco usual. Resultan muy convenientes cuando la geometría en planta es compleja (oblicuidad, curvatura, ancho variable, Fig. 3) y, al tener su fondo plano, dan soluciones de buena apariencia para ser utilizadas en viaductos urbanos.

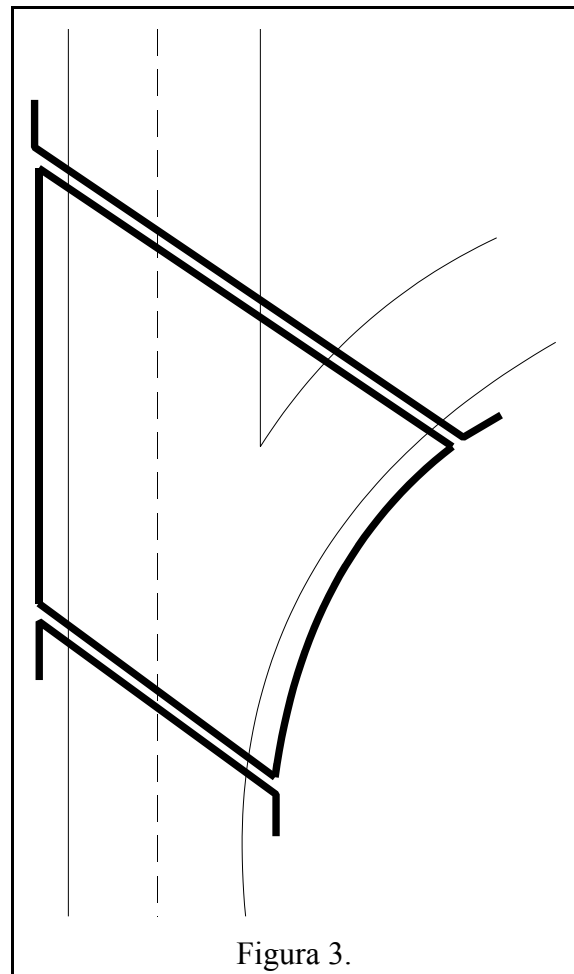
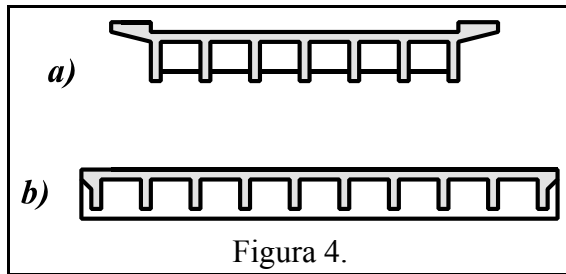


Figura 3.

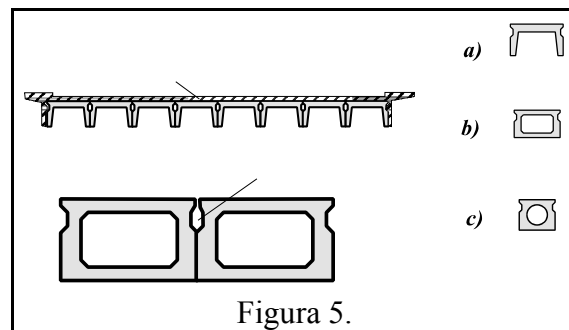
Losas nervadas (2.b): se llega a estas soluciones cuando aumentan un poco las longitudes y se desea alivianar la superestructura. Su aplicación más común es en puentes de poca longitud y mucho ancho.



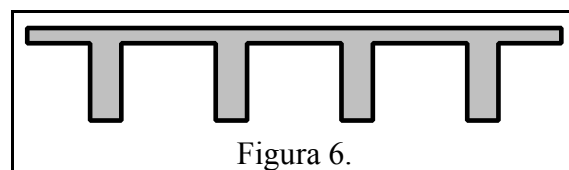
Pueden realizarse colocando elementos premoldeados (de sección PI, por ejemplo, Fig. 5.a), adosados. A fin de transmitir transversalmente las cargas, se prevén trabas de corte (Fig 5.), entre las piezas premoldeadas. Otra solución es vincularlas transversalmente con diafragmas postensados y generalmente, cuando se ejecutan con premoldeados, llevan una capa de compresión vaciada "in situ". Cuando la estructura transversal cobra importancia, en estructuras vaciadas en el sitio, se construyen las **losas casetonadas** (nervadas en las dos direcciones, fig. 4.a y b).

Losas alivianadas (Fig. 2.c y d): al incrementarse las longitudes y por lo tanto los peraltes, conviene prever agujeros longitudinales a fin de alivianar la estructura. Cuando los peraltes no son grandes (el tipo c, se utiliza para peraltes de 0.40m a 0.80m y el tipo d para valores de 0.80m a 1.20m), el alivianamiento se realiza con elementos perdidos de espuma de poliuretano expandido, quedando orificios de sección rectangular o cuadrada; otra alternativa es ejecutar orificios de sección circular (Fig. 2.c y 5.c), dejando ductos de fleje de acero (similares a los ductos para cables de pretensado) en la masa de concreto. Para peraltes mayores, pueden ejecutarse cajones de madera, como encofrado perdido, para

configurar los huecos que dan el alivianamiento (Fig. 2.d). Se suelen utilizar, también en este caso, vigas premoldeadas de sección cajón adosadas (fig. 5.a, b y c), de concreto reforzado o preesforzado, cuyos extremos siempre están macizados. Para concreto reforzado se suelen usar esbelteces (relación peralte/luz) del orden de 1/12 mientras que para concreto preesforzado se llega a 1/18 o más.



Vigas T múltiples: son los tableros más utilizados para luces variables entre 10 y 25 m de concreto reforzado. Son vaciados en el sitio y en lo posible se trata de acomodar las barras de acero en el ancho de la viga para no complicar los encofrados ejecutando talones. Llevan vigas transversales en ambos extremos y una en el centro. Se ha demostrado que una viga transversal en el centro es más eficiente que dos ubicadas en los tercios de la luz, para repartir cargas entre las vigas. En cuanto a su aspecto estético, estos puentes suelen tener una esbeltez reducida (1/10 a 1/12), dando un aspecto demasiado masivo a la obra.



Vigas preesforzadas (secciones T o V, Figuras 7. y 8.) utilizadas en puentes con luces variables entre 20 y 50m y esbelteces de 1/16 a 1/19, significan, en general, una solución económica. A pesar de que el concreto debe ser de mayor calidad y que llevan acero de preesfuerzo que tiene características especiales, se obtienen economías importantes en la cantidad de material (con su efecto multiplicador por el traslado de pesos a las fundaciones), y con los plazos de obra. Puesto que estas vigas son premoldeadas, su fabricación comienza juntamente con la ejecución de las fundaciones y el montaje se realiza en forma rápida. Finalmente se vacía la losa de concreto reforzado. Se ha utilizado el preesfuerzo transversal de la losa y vigas transversales, pero no es una solución económica. Se requieren vigas transversales en los extremos, en tanto que las vigas transversales interiores se han dejado de utilizar porque su ejecución implica una etapa más en la obra que encarece la construcción. La apariencia de las vigas T, no es agradable por lo que, en lo posible se trata de evitar su utilización en zonas urbanas. Tampoco se adaptan bien a formas complicadas como puentes en curva.

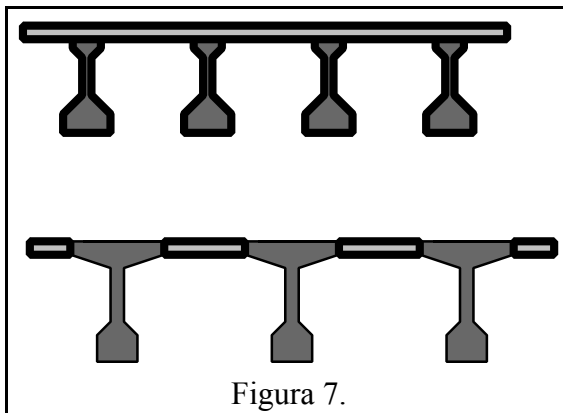


Figura 7.

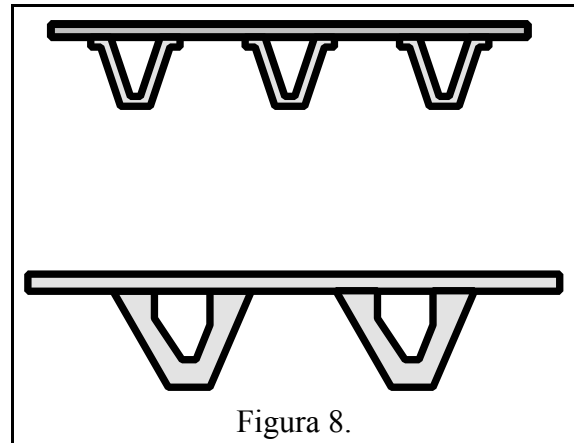


Figura 8.

Vigas vaciadas "in situ" de concreto preesforzado: estas secciones tipo alivianadas o cajón son muy utilizadas para viaductos urbanos por presentar múltiples ventajas, como ser: al no estar sobre ríos es posible hacer los encofrados sencillamente, se adaptan a formas complicadas como curvas horizontales y verticales, es sencillo ejecutar estructuras continuas, pueden ser de ancho variable y adaptarse así a los empalmes de ramas de distribuidores, tiene aspecto agradable por la simpleza de sus líneas y su esbeltez, que en el caso de vigas continuas varía de 1/24 a 1/30, (Figs. 9. y 10.).

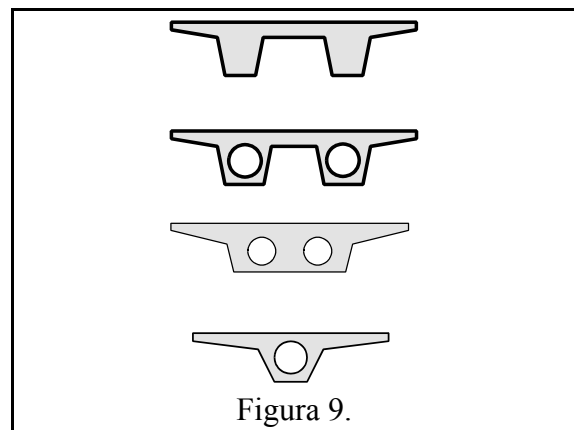
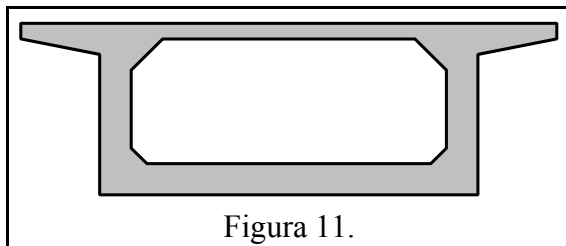
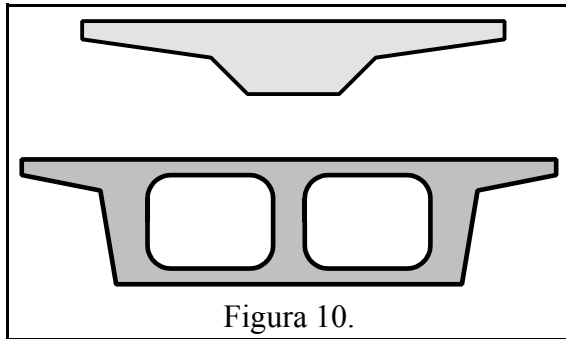
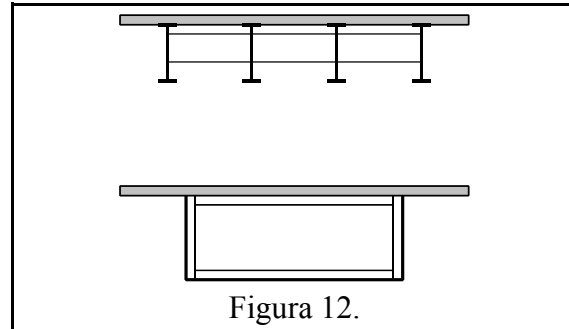


Figura 9.

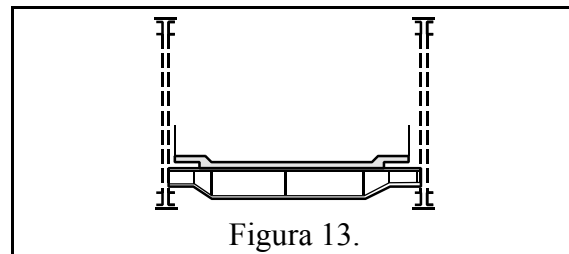
Las secciones cajón (Fig. 11), también se utilizan frecuentemente en viaductos urbanos con luces variables entre 20 y 60 m con peralte constante. En vigas continuas o Gerber con peralte variable (incluso con dovelas prefabricadas) se han hecho puentes con luces principales de hasta 250m.



Tableros mixtos: en zonas excesivamente frías o calurosas, donde no es frecuente contar con buenas condiciones para el vaciado del concreto, o cuando no se disponen equipos pesados para montar vigas muy pesadas, o en países donde construir en acero es ventajoso frente a la construcción en concreto, se recurre a ejecutar las vigas de acero (en general de chapas soldadas) y la losa vaciada "in situ" sobre la cabeza de las vigas (Fig. 12.).



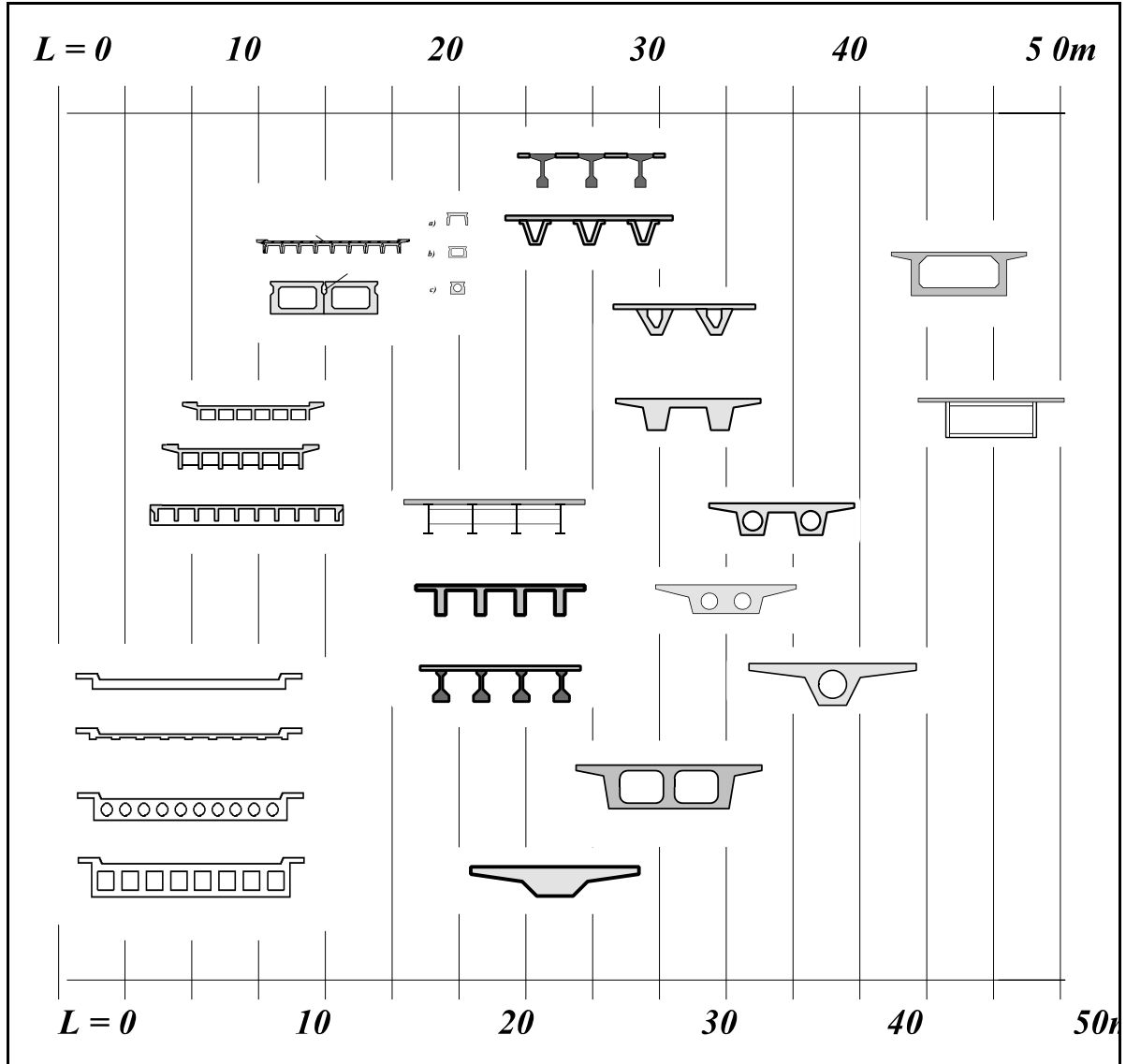
También se utilizan, en vigas continuas de inercia constante o variable, las vigas mixtas tipo cajón (Fig 12.). Otra aplicación simultánea de acero y concreto, lo constituyen los puentes cuya estructura principal es reticulada de acero y llevan losa de concreto reforzado (Fig. 13.).



Tableros ortotrópicos de acero: son ejecutados con elementos de acero soldados configurando emparrillados, sobre los cuales se ejecuta una carpeta de rodamiento provista de una membrana hidrófuga. Se usan en puentes colgantes y atirantados, por su reducido peso y gran resistencia.

La **Tabla 2**, de la página siguiente, muestra los rangos de luces entre apoyos principales de un tramo, con el tipo de superestructura de tablero que suele ser más económico adoptar. Los límites no son precisos y se modifican con el paso del tiempo y la incorporación de nuevas tecnologías constructivas.

TABLA 2
TIPOS DE SUPERESTRUCTURA SEGUN LUZ DE TRAMO



Deflexiones máximas. La esbeltez de los tableros, se limitará de tal manera de cumplir con la siguiente limitación de deflexiones:

$$\frac{f_{max}}{L} = \frac{1}{800} \text{ a } \frac{1}{1000}$$

Repartición Transversal de Cargas

A pesar de suministrarse, en el presente Manual, expresiones empíricas que permiten analizar la repartición transversal en forma sencilla, expeditiva y suficientemente aproximada, el Proyectista puede aplicar métodos más sofisticados para dimensionar la superestructura. Entre otros, los más utilizados se basan en los siguientes conceptos:

Viga rígida sobre apoyos elásticos: (Fig. 14.) para tableros largos con varias vigas transversales. El tablero se considera infinitamente rígido en virtud de la gran rigidez de las vigas transversales, y apoyado sobre resortes cuya rigidez k , es proporcional a la de las diferentes vigas longitudinales (carga necesaria para producir una deflexión unitaria).

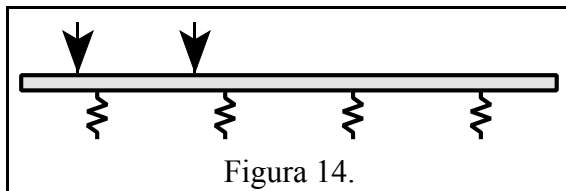


Figura 14.

Viga flexible sobre apoyos elásticos: con el mismo esquema que el anterior, pero considerando la flexibilidad de la estructura transversal (losa y vigas transversales).

Viga flexible sobre apoyos elásticos verticales y rotacionales (Fig. 15.): al esquema estructural anterior, se le agregan los resortes rotacionales cuya constante es la rigidez torsional de las vigas longitudinales. Es de aplicación cuando las vigas longitudinales tiene una importante rigidez torsional que colabora para la repartición transversal, como en el caso de vigas cajón o de sección V.

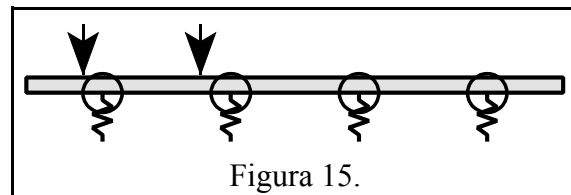


Figura 15.

Resolución como emparrillado (Fig. 16.): muy utilizado antes de la aparición de la computadora a través de las tablas de Massonet, hoy día también se aplica modelando el emparrillado con vigas transversales y la losa como un sistema de barras paralelas. Admite la consideración del sesgo y la curvatura o cualquier forma en planta de la estructura. La repartición es subvaluada por despreciarse la transmisión de esfuerzos por distorsión de las losas y el efecto de Poisson.

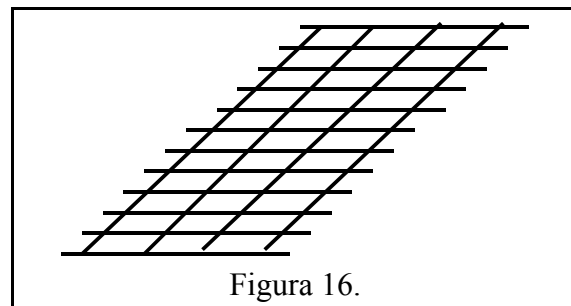


Figura 16.

Método de las fajas (Fig. 17.): para tableros se forma ortogonal y ancho constante. Se

considera a las vigas como líneas anchas con rigidez a flexión transversal infinita, flexibilidad rotacional y longitudinal. Las losas en faja se consideran empotradas en las vigas. Cuando no se colocan vigas transversales, es un procedimiento que permite considerar la colaboración de la losa en la repartición transversal.

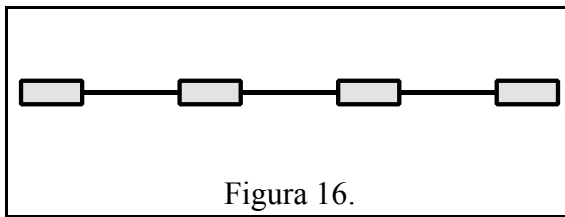


Figura 16.

Método de las Bandas Finitas (Figura 17.): caso de aplicación del Método de los Elementos Finitos en los elementos banda denominados "semianalíticos". Desarrollado ampliamente por Cheng para configuraciones complejas (oblicuidad) y Scordellis (curvatura). Requiere la utilización de sistemas de computación más o menos sofisticados de acuerdo a la complejidad geométrica de la superestructura y sus condiciones de borde.

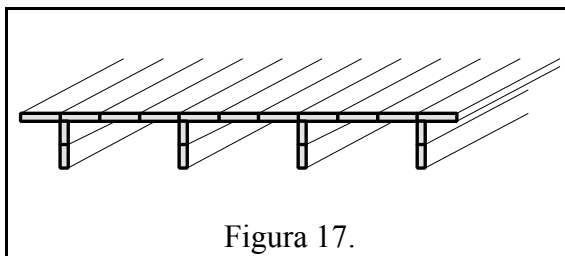


Figura 17.

Unión Viga-Losa y Armado de Vigas Premoldeadas

Losa superpuesta (Fig. 18.): Este esquema, más utilizado en Estados Unidos, tiene la ventaja de simplificar la fabricación de la

viga y de la losa en virtud de su armado más sencillo.

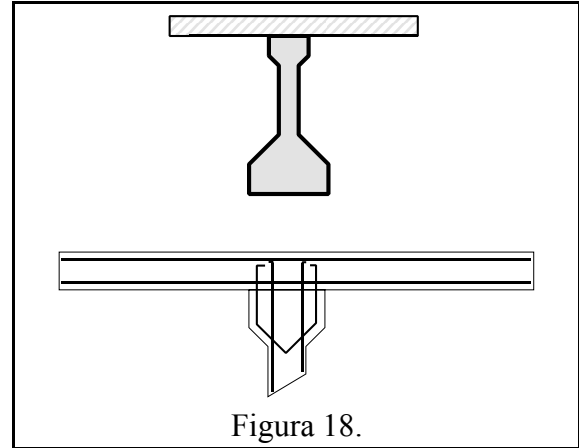


Figura 18.

Como el empalme entre viga y losa se hace mediante estribos verticales que hacen las veces de conectores, los moldes de las vigas son sencillos y no tienen perforaciones laterales para la salida de empalmes. Por lo general se requiere (al menos cerca de los extremos donde el corte es elevado), que las cuatro ramas de los estribos de la cabeza de las vigas, se anclen en la losa superior. Cuando los esfuerzos cortantes son menores pueden anclarse sólo dos ramas, pero en tal caso, se requiere que sean las externas para mejorar el comportamiento transversal del tablero.

Losa adosada (Fig. 19.): Esquema más utilizado en Europa, tiene la ventaja de aprovechar el concreto de la cabeza de las vigas como parte de la losa. Las vigas tienen mayor altura en la etapa inicial de viga aislada y por lo tanto se aprovecha mejor el material, lográndose luces mayores con elementos más livianos y menor esfuerzo de precompresión. El armado de las vigas es más complicado pues debe permitir que las barras de refuerzo de los empalmes salgan

lateralmente en la cabeza de las vigas (Fig. 19.). Usualmente se realiza el empalme entre el refuerzo de la losa y el de la cabeza de las vigas, mediante yuxtaposición de "bucles", de otra forma, las barras salientes de las vigas para empalmes por yuxtaposición comunes, son muy largos y molestan durante las operaciones de transporte y montaje.

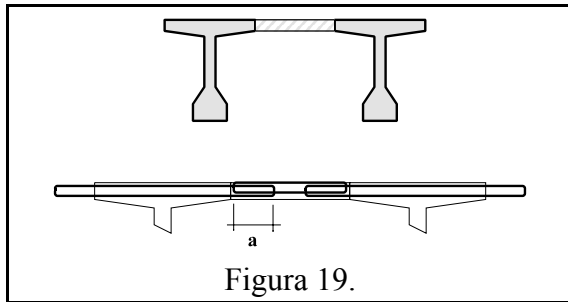


Figura 19.

El empalme por bucles requiere una distancia (a) que lleva a sobre reforzar las losas en su conjunto, sobre todo porque se arma arriba y abajo tanto en el tramo como en el apoyo. Esto conlleva un mayor gasto que se recupera en facilidad constructiva.

Armado de las vigas (Fig. 20.): Debe cuidarse este aspecto para simplificar la construcción y evitar las modificaciones que habitualmente, y muchas veces con poco criterio, se realizan en la obra.

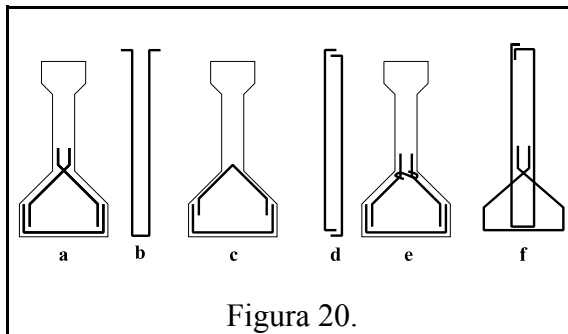


Figura 20.

En principio, se evitarán las barras que

requieran más de cinco dobleces, pues se alabean y dejan de mantener la prolijidad que requiere el armado. Se evitarán, también, los ángulos entrantes en armaduras superficiales, a menos que se prevea un gancho, como se muestra en el esquema (e), ya que pueden producir la fisuración y el saltado del concreto al traccionarse. El trazado longitudinal de los ductos de preesfuerzo (en el caso de postesado) interfiere con el estribado del talón y su trazado transversal cuando, desde su posición lateral (para la sección central) en el talón deben pasar al alma para subir hacia los extremos de la viga. Estos inconvenientes llevan a considerar como más prácticos los esquemas de armado mostrados en a, b, c, d y e., adoptando las distintas variantes según el enfildado de los ductos se ejecute desde arriba o desde un lateral.

Se evitará el esquema de armado mostrado en f, ya que obliga a "enhebrar" las armaduras longitudinales de piel y los ductos, complicando enormemente la construcción y llevando al personal de obra a "cortar" los estribos que interfieren con los ductos.

No se ha dibujado en los esquemas el acero pasivo de refuerzo longitudinal de piel, mínimo necesario para evitar la fisuración.

Ejecución y Armado de Losas de Tableros

Alternativas para los encofrados: Para el esquema de losa superpuesta (Fig. 21.), puede utilizarse con mayor facilidad el encofrado consistente en losetas prefabricadas. Está demostrado que esta sección es útil como cabeza de compresión para la flexión

longitudinal, una vez que ha fraguado la losa. En el esquema de losa adosada, por el contrario, dado el poco espesor de las cabezas de las vigas, no se cuenta con la posibilidad de ejecutar un diente para apoyar las losetas. Es más simple diseñar un encofrado de tableros removibles, suspendido desde la parte superior de las alas de las vigas.

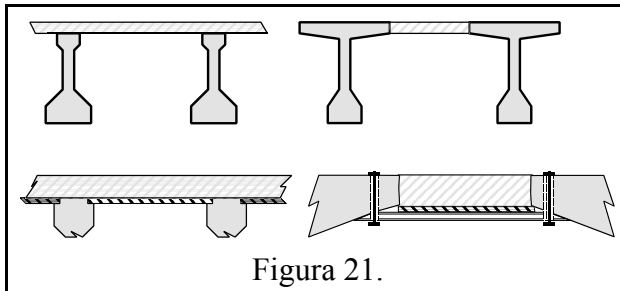


Figura 21.

En algunos casos resulta económico, por la rapidez de construcción, prever el refuerzo completo de la losa incluido en las losetas a utilizar como encofrado (Fig. 22.). Sin embargo este procedimiento requiere una mayor cantidad de acero de refuerzo, ya que se deben configurar verdaderas vigas reticuladas para soportar los esfuerzos provenientes del peso del concreto fresco en etapa constructiva.

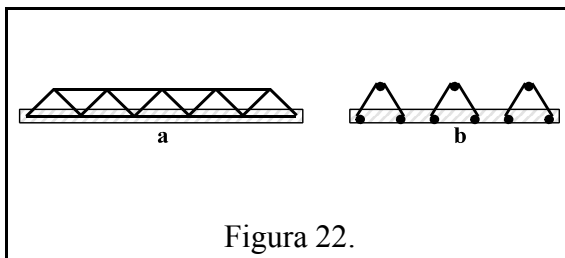


Figura 22.

Refuerzo longitudinal sobre vigas transversales (Fig. 23.): siempre que las vigas transversales lleguen a integrarse con la losa, lo que siempre ocurrirá en los diafragmas extremos, pero puede evitarse en

los interiores, se preverán armaduras longitudinales colocadas en la parte superior para absorber momentos flexionantes longitudinales no evaluados en el cálculo. Una varilla #4 c/15cm, suele ser lo recomendable. Estas barras se colocarán siempre en dirección perpendicular a la viga transversal en cuestión, aclaración que cobra importancia cuando se trata de puentes sesgados. No es necesario doblarlas, como se ha indicado en el esquema, ya que los esfuerzos de corte no son importantes; pero si extenderlas por lo menos 1.20m y anclarlas, preferentemente en zona comprimida.

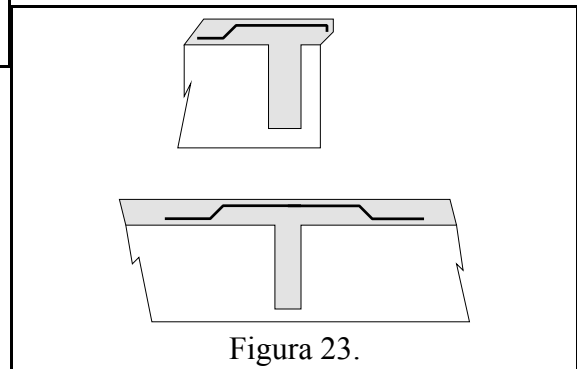
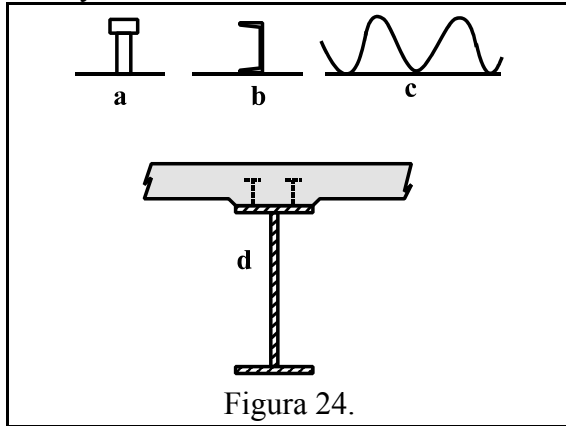


Figura 23.

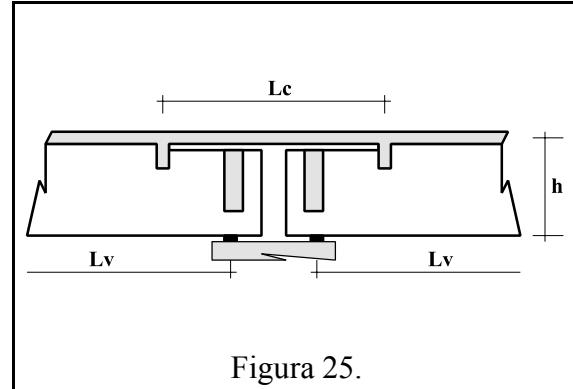
Conectores para tableros mixtos (Fig. 24.): En tableros mixtos, es necesario tomar los esfuerzos rasantes en la interfase acero-concreto, ya sea los producidos por el esfuerzo cortante como los originados en la contracción de fraguado del concreto. Para ello se colocarán conectores en la cantidad, ubicación y con la sección y longitud que surja del cálculo (mayor cantidad cerca de los extremos).

Estos conectores pueden tener múltiples configuraciones, algunas de las cuales se muestran en los esquemas a, b y c. La correcta soldadura de estos elementos es determinante para el éxito de su función, por

lo que se tratará de que sean colocados en taller y no en la obra.



presupuesto, suelen colocarse juntas de bajo costo que no tienen un buen standard de comportamiento.



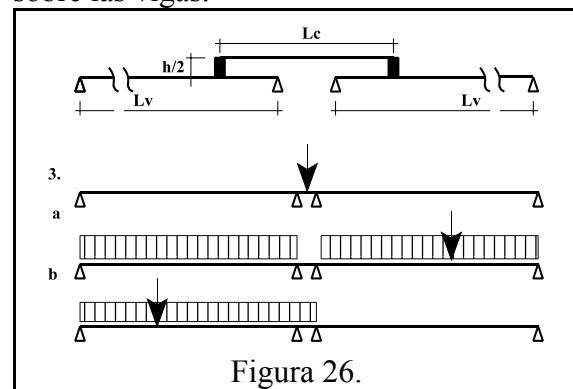
Losas de Continuidad

Descripción. La losa de continuidad (fig. 25.), es un elemento cuya utilización se recomienda en los proyectos de puentes de tramos isostáticos constituidos por vigas, reforzadas o preesforzadas, y losas vaciadas en el sitio. Los objetivos principales de su introducción son los de mejorar la transitabilidad y eliminar las juntas entre tramos. No debe confundirse con los dispositivos que a veces se colocan en este tipo de puentes para lograr la continuidad estructural entre tramos originalmente montados como isostáticos. La losa de continuidad no transforma los tramos isostáticos en continuos puesto que es un elemento completamente flexible en comparación con las vigas.

En materia de costos, la conveniencia entre construir la losa de continuidad o colocar una junta suele depender de los costos locales de mano de obra y la posibilidad de comprar una junta confiable.

Diseño: para su ejecución se requiere la colocación de una plancha de poliestireno expandido para independizar la losa "in situ" de las vigas (Fig. 25.), en una longitud que surge del dimensionamiento y unas pequeñas vigas transversales en sus extremos para que el apoyo no se produzca en puntos aislados sobre las vigas.

La eliminación de la junta de dilatación-contracción es deseable, principalmente porque es uno de los elementos más vulnerables del puente. Es difícil colocarla bien, requiere mantenimiento periódico y, a pesar de ser una mínima proporción del



El esquema estructural de cálculo y los estados de carga a considerar (Fig. 26.) junto con las características del material (concreto reforzado), obligan a realizar un análisis en régimen plástico, que considere las propiedades viscosas del concreto como la relajación y la deformación diferida, considerando la edad de los diferentes concretos en el momento de establecerse la continuidad y la relajación de esfuerzos producidos por deformaciones impuestas. Las principales sollicitaciones proviene de los giros impuestos por los tramos vecinos cuando se encuentran cargados y esto impone la longitud mínima de la losa de continuidad para darle mayor flexibilidad. A su vez, la longitud no puede incrementarse demasiado puesto que debe soportar, con una cantidad razonable de refuerzo, el paso de las cargas sobre ella. Por lo general, es una estructura que resulta bastante reforzada, superior e inferiormente.

Disposición: de todas maneras, en virtud de otros problemas que se presentan en estructuras largas de concreto, no es recomendable establecer la continuidad para tramos mayores de 100 ó 120 m, a lo sumo. Esta limitación lleva a prever juntas cada 3 o a lo sumo 4 tramos en puentes de luces standard (Fig. 27).

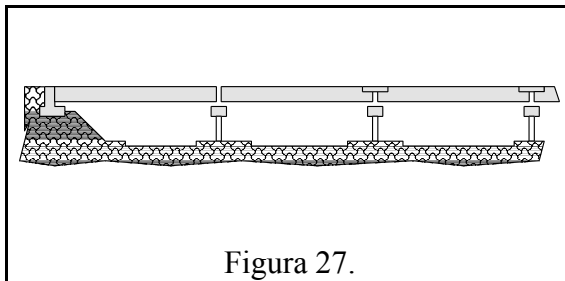


Figura 27.

Nunca deberá colocarse una losa de continuidad cuando los apoyos extremos de

los tramos adyacentes presentan una evidente diferencia de rigidez y puedan esperarse asentamientos diferenciales, como en caso ilustrado en la figura 27., donde el apoyo extremo esta constituido por un sillín asentado en el terrapén de acceso.

Es también muy recomendable su utilización en zonas sísmicas, ya que la continuidad sobre las pilas, evita que los tramos se caigan cuando se mueven los cabezales de los pilares. Teniendo losas de continuidad, el sistema de topes y apoyos antisísmicos es más simple.

Apoyos

El diseño y la correcta instalación de los aparatos de apoyo puede ser la distancia que existe entre el éxito y el fracaso total de un puente. La integridad de la estructura depende enormemente de que las condiciones de apoyo en base a las cuales se ha dimensionado, sean respetadas durante la construcción y la vida útil de la obra. Los aparatos de apoyo modernos, ejecutados en base a neopreno, funcionan muy eficientemente cuando están bien diseñados y colocados, de lo contrario será necesario reemplazarlos a los pocos años de servicio para evitar que se dañe la estructura en forma irreversible.

Procedimiento de diseño. En la presente sección se establece el procedimiento de diseño para aparatos de apoyo constituidos por neopreno exclusivamente (simples) o reforzados con placas de acero (reforzados).

Definiciones

- A: área en planta (cm²)
- D: diámetro para apoyos circulares
- F_s: fuerza cortante sobre el apoyo (Kg)
- G: módulo de elasticidad transversal del material a 23#C

- L: longitud de un apoyo rectangular en la dirección del eje del puente
- P: carga de compresión en el apoyo (Kg)
- S: factor de forma de una capa del apoyo:

$$= \frac{\text{área cargada}}{\text{area libre para expandirse lateralmente}}$$

que para apoyos rectangulares es:

$$= \frac{LW}{2 t (L+W)}$$

y para apoyos circulares:

$$= \frac{D}{4 t}$$

- T: espesor total de neopreno = $\sum t_i$ (cm)
- t_i : espesor de neopreno de la capa i
- W: ancho de un apoyo rectangular, en sentido perpendicular al eje del puente
- " L , (w): rotación relativa entre las superficies superior e inferior del apoyo, en las direcciones longitudinal y transversal
- $\tilde{\cdot}$: factor de modificación que vale 1.0 para las capas internas de apoyos armados, 1.4 para las capas interiores y 1.8 para apoyos simples
- ϵ_c : deformación instantánea por compresión (cm)
- ϵ_s : deflexión instantánea en la dirección horizontal del cortante (cm)
- \checkmark_i : deformación de compresión para la capa i de neopreno (cambio del

espesor dividido por el espesor inicial)

- $\dagger c$: esfuerzo promedio en el apoyo causado por el peso propio y la sobrecarga sin impacto = P/A (Kg)
- FC: factor de creep = *Propiedades de los materiales*

$$= \frac{\text{deformación a 25 años}}{\text{deformación instantánea}}$$

Las propiedades del neopreno utilizado en la fabricación del apoyo se establecen en función de su Dureza Shore. Los valores más usuales se muestran en la siguiente tabla:

<i>DUREZA SHORE</i>	50	60	70
<i>G (Kg/cm²)</i>	6 a 8	8.5 a 11	11 a 18
<i>FC</i>	25 %	35 %	45 %

Esfuerzo de compresión

A menos que se impida la deformación lateral mediante un confinamiento adecuado, el valor $\dagger c$, en cualquier capa de neopreno, no excederá 70 Kg/cm² para apoyos armados o 56 Kg/cm² para apoyos simples. Para apoyos de varias capas, el valor S a adoptar será el que corresponde a la capa de mayor espesor. El esfuerzo admisible a compresión puede incrementarse en un 10 % si la deformación por corte es impedida.

Deformación por compresión

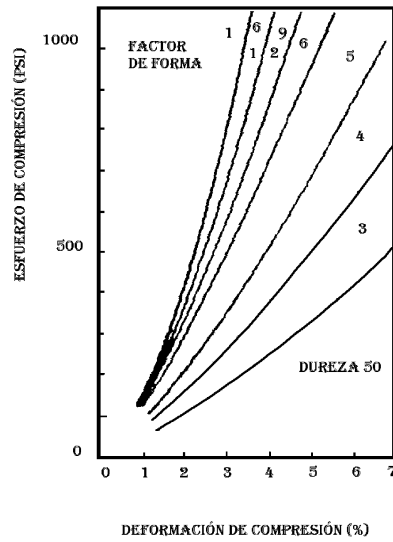
Esta deformación $\dagger c$, se limitará para asegurar la serviciabilidad del puente. La deformación instantánea se calculará como:

$$\Delta_c = \sum \epsilon_i t_i$$

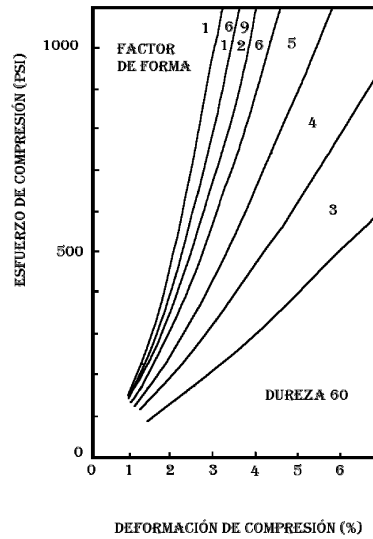
Los valores de ϵ_c y δ_c se obtienen de los gráficos adjuntos.

El efecto del creep debe ser agregado a las

deflexiones instantáneas cuando se consideran cargas de larga duración. Para ello se pueden adoptar los valores dados en la tabla de las propiedades de los materiales.



A



B

Rotación

La rotación relativa entre ambas caras del apoyo se limitará a:

apoyos rectangulares: $L''_L + W''_W \leq 2$

apoyos circulares: $D \sqrt{\frac{n^2}{L} + \frac{n^2}{W}} \leq 2)_c$

Cortante

Las deformaciones máximas por cortante se calcularán sumando las consideradas por creep, contracción de fraguado, preesfuerzo y

efectos térmicos obtenidos con la temperatura de instalación. El apoyo será diseñado para:

$$T \leq 2)_s$$

La fuerza rasante inducida por la deformación de cortante, se aproxima con:

$$F_s = G \frac{A}{T})_s$$

Estabilidad

Para asegurar la estabilidad, el espesor total del apoyo no excederá el menor de los siguientes valores:

L/5, W/5, o D/6 para apoyos simples
 L/3, W/3, o D/4 para apoyos reforzados

Anclaje

Si para alguna combinación de cargas, la fuerza horizontal es mayor que 1/5 de la fuerza de compresión simultánea, el apoyo deberá asegurarse contra posibles movimientos horizontales.

Criterios para la instalación. Se instalarán (Figura 28.) sobre un dado de mortero de arena y cemento 1:3 (a) perfectamente nivelado y reforzado con una malla de barras #3 cada 8 cm, en ambas direcciones (c), dejando espacios en su perímetro (d) de, por lo menos, 5 cm para que el refuerzo cubra las tracciones que genera la fricción y no se despostille la arista del dado. La altura o espesor de este dado será como mínimo de 5 cm para evitar que el agua pueda atacar algunos elementos de acero que suelen tener los apoyos y para lograr un espacio mínimo de 12 cm entre la viga de apoyo y algún punto de la superestructura que permita colocar un gato plano para levantarla y reemplazar el apoyo en caso de necesidad.

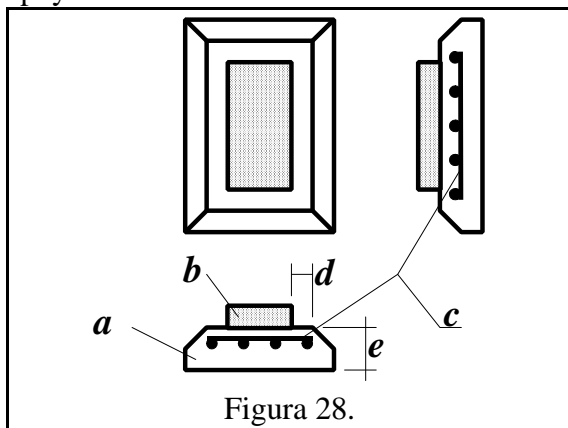


Figura 28.

Cuando la superestructura tenga pendiente por exigencias geométricas del trazado vial, se prepararán dos dados de manera que el apoyo quede con sus superficies paralelas perfectamente horizontales (Fig. 29.). De lo contrario, la componente horizontal producirá deformaciones permanentes bajo cargas de larga duración que llevarán a la destrucción del aparato de apoyo.

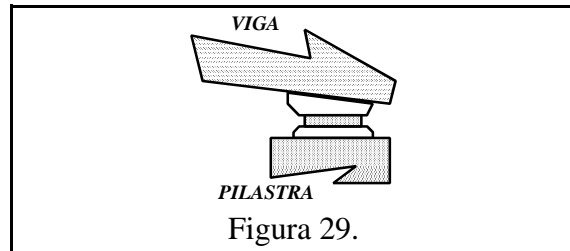


Figura 29.

El dimensionamiento del aparato de apoyo se hará cumpliendo exactamente las especificaciones del fabricante. Las piezas formadas exclusivamente de neopreno pueden presentar un aplastamiento importante con tendencia a escurrir hacia los laterales (Fig. 30.).

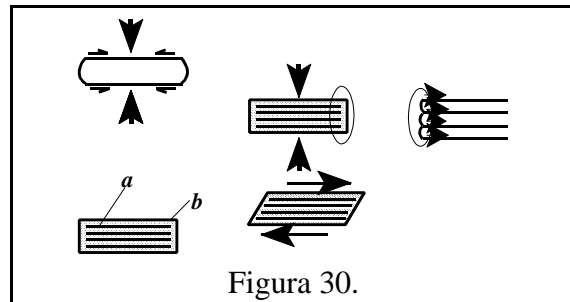


Figura 30.

Para evitar esto e incrementar la capacidad de carga y deformación de los apoyos, se utilizan *apoyos armados* (Fig. 30.) que tienen incluidas unas chapas de acero, en general de 1mm de espesor separadas por 8mm de neopreno. El conjunto de varias capas, recubierto por neopreno para proteger al

acero de la corrosión, es vulcanizado a presión formando un conjunto sellado. Con el agregado de las chapas de acero se logra el zunchado del neopreno que evita la tendencia a escurrir y se reduce la deformación por compresión del mismo, incrementando su capacidad de carga.

Para cargas muy importantes (puentes con luces mayores de 40 ó 50 m) se utilizan los apoyos confinados (Fig. 31.) en los que el neopreno se vulcaniza dentro de una caja de acero circular que evita su deformación lateral e incrementa enormemente la capacidad de carga.

Con esta configuración se logra un apoyo fijo que sólo permite rotaciones.

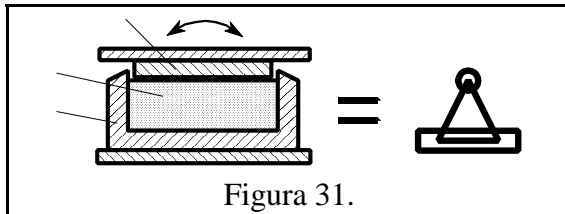


Figura 31.

Para obtener un apoyo deslizante (Fig. 32.), se requiere la colocación de una capa de teflón adherida al neopreno, que desliza, prácticamente sin fricción, contra una superficie de acero inoxidable pulida a espejo que va adherida a la parte superior de aparato que se encuentra fija en la superestructura.

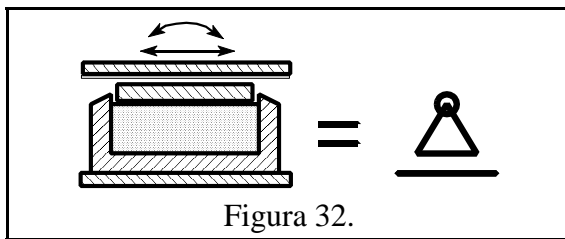


Figura 32.

Los aparatos de apoyo deben ser adquiridos

en fábricas de calidad reconocida.

Pilastras

Hay prácticamente infinitas posibilidades en lo referente al diseño de pilares de puentes, sin embargo es posible establecer algunos criterios para seleccionar estructuras más convenientes o adaptables a cada caso.

Las pilastras *tipo pantalla* (Fig. 33.) implican una reducción en el consumo de acero a la vez que brindan una gran flexibilidad longitudinal, lo que algunas veces permite empotrarlas completamente en la superestructura, eliminando los aparatos de apoyo.

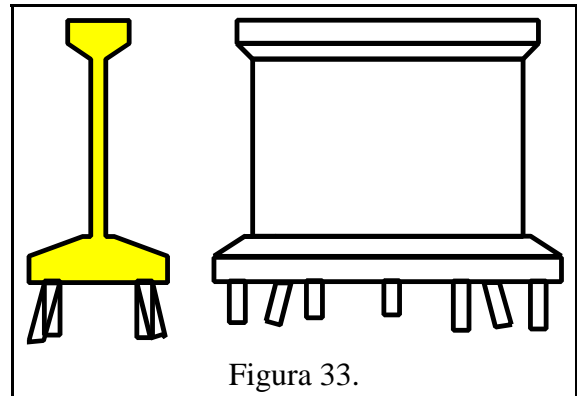


Figura 33.

No deben utilizarse cuando se trata de un puente sobre un curso de agua cuya dirección de escurrimiento no sea perfectamente paralela a la pantalla y estable en el tiempo, ya que pueden actuar como deflectores de la corriente provocando socavaciones y ataques a las márgenes.

Las *pilas aporticadas* (Fig. 34.), generalmente con columnas circulares se adaptan más a corrientes de agua de

dirección fluctuante pero, cuando tienen más de una columna, pueden presentar importantes obstáculos al paso del agua en ríos que tienen arrastre de malezas o ramas que se enganchan entre las columnas formando verdaderos macizos que endican el curso de agua.

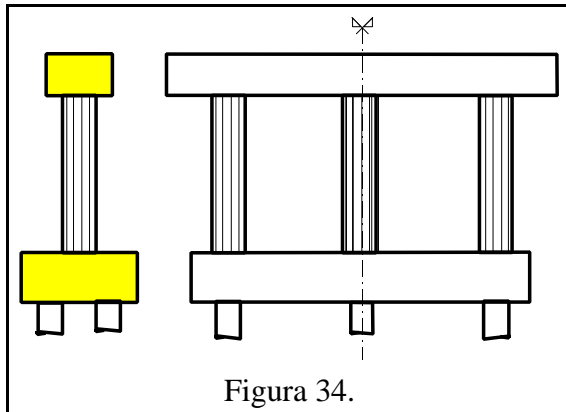


Figura 34.

Las columnas de sección cuadrada, que son más económicas de construir, presentan mayor oposición a las corrientes y dan una apariencia deficiente en cruces sobre calles o rutas por presentar, al que circula por debajo del puente, muchas aristas y caras que cambian de dimensión y tonalidad de sombra. Las columnas circulares son más difíciles de encofrar y, a menos que se utilicen encofrados metálicos, tienden a revirarse cuando superan los 4.5 ó 5m de altura.

Cuando el dimensionamiento se ha realizado considerando la estructura como aporticada, es importante prever la correcta disposición del refuerzo para transmitir los momentos flexores de la viga de apoyo hacia las columnas en los nudos del pórtico. En la parte inferior, debe cuidarse el empotramiento de las columnas en el macizo de la base.

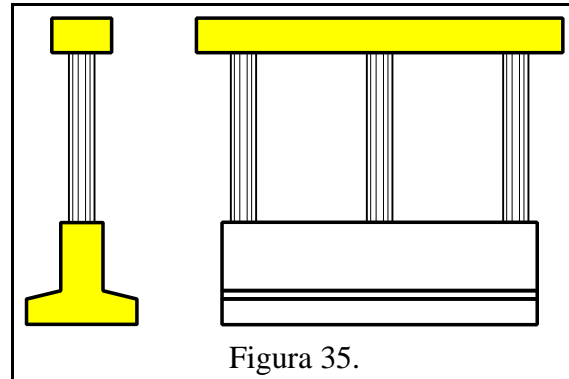


Figura 35.

Cuando el plano de fundación está algunos metros por debajo del terreno natural carece de sentido ejecutar columnas circulares para enterrarlas, por lo que se recurre a ejecutar fustes de sección cuadrada o elevar una pantalla como fuste único para todas las columnas que, a su vez, da mayor rigidez a la base de fundación (fig. 35.). En estos casos, el refuerzo de la pantalla debe ejecutarse considerándola como una viga pared o de gran altura.

Si la fundación se realiza mediante pilotes perforados de gran diámetro, puede continuarse el pilote por encima del terreno natural constituyendo un *pilote columna* que muere en la viga de apoyos directamente (Fig. 36.).

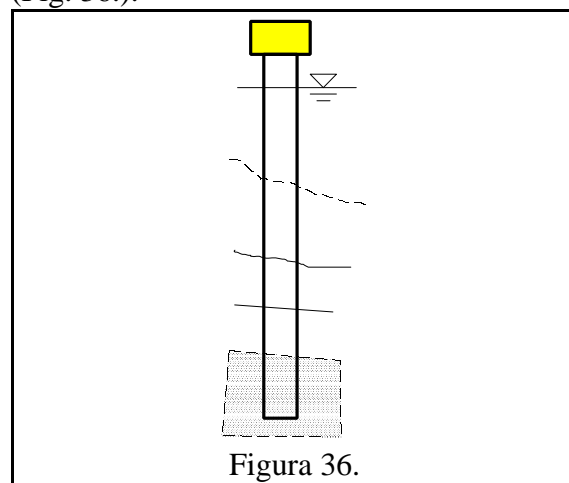


Figura 36.

No siempre es posible adoptar esta solución pues el desvío lógico de la vertical que se produce durante la perforación lleva a una falta de alineación de las columnas e incrementa los momentos secundarios.

La viga de apoyos debe tener dimensiones generosas en la dirección longitudinal del puente para dar lugar a los espacios requeridos como separación entre vigas longitudinales, los que se han especificado para los dados de apoyo y para el correcto anclaje del refuerzo que absorbe la introducción de las cargas en la misma (Fig. 37.).

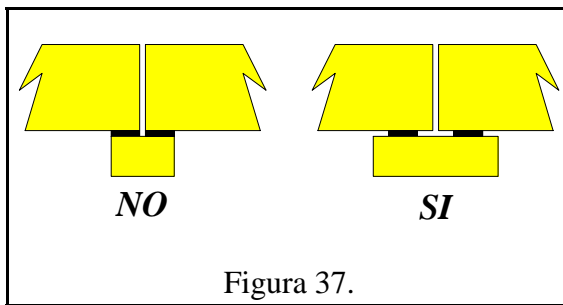


Figura 37.

Los problemas que se presentan por no respetar estas especificaciones, son diversos: es imposible reemplazar un aparato de apoyo en caso de deterioro, los esfuerzos de tracción horizontales originados por la introducción de las cargas en la viga de apoyo y por acortamiento de las vigas, producen la fisuración y posterior desprendimiento de las esquinas con el consecuente inicio de la corrosión de las barras de refuerzo (Fig. 38.).

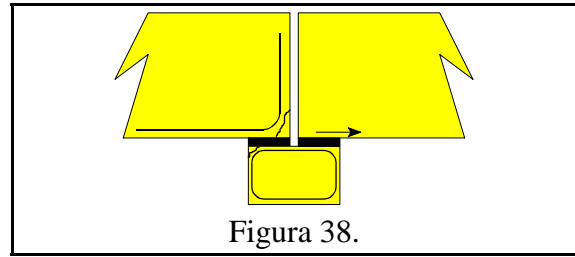


Figura 38.

Estribos

Hay gran número de alternativas posibles para seleccionar al momento de proyectar los estribos de un puente. Y al igual que con las pilastras, cada tipo tiene su campo de aplicación, en el cual resulta más eficiente y económico.

Falsos estribos o estribos abiertos. Este tipo de estribo (Fig. 39.), en el cual el terraplén pasa entre las columnas o contrafuertes, no es apto para ser utilizado en ríos donde se prevean crecidas con desbordes y socavaciones. Es muy costoso efectuar protecciones para los terraplenes de acceso y no se puede correr el riesgo de que la obra colapse completamente por erosión de los conos.

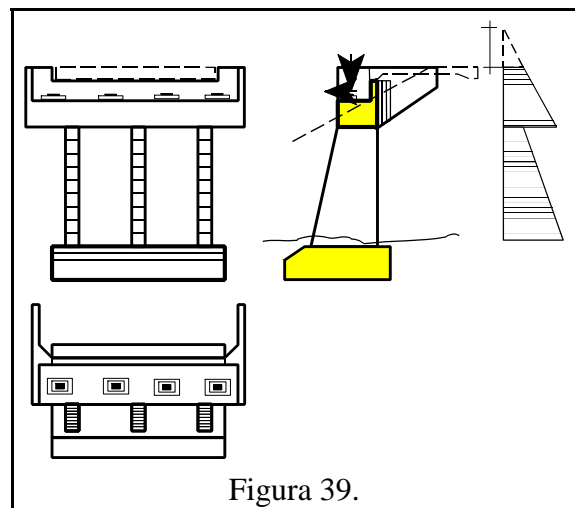


Figura 39.

La estructura debe ser absolutamente estable por sí misma y no se permitirá el uso de tensores anclados bajo el terraplén para ayudar al equilibrio.

Resultan de aplicación frecuente en viaductos sobre carreteras o avenidas por su agradable apariencia y la abertura visual que permiten, además pueden transformarse en pilastras en una futura ampliación. En esta aplicación suelen tener fundación directa, aunque pueden también fundarse sobre pilotes hincados o perforados.

Para el diseño se debe considerar el empuje del terreno con una altura de 60 cm sobre el nivel de la calzada equivalente a la sobrecarga, aún cuando se prevea una losa de aproximación. En los contrafuertes, se considerará el empuje correspondiente a tres veces el ancho del contrafuerte. Se puede considerar que este empuje no actúa más abajo del nivel del terreno natural original. A los efectos de la verificación al deslizamiento, no se podrá considerar el empuje pasivo delante del estribo ya que: o puede desaparecer en el caso de ríos o será suelo suelto o deficientemente compactado luego de la construcción.

Estribos cerrados o en cantiléver. Son estructuras esbeltas de concreto reforzado completamente similares a un muro de sostenimiento (Fig. 40.), con la salvedad que tienen muros de ala o de vuelta para retener el suelo por los laterales.

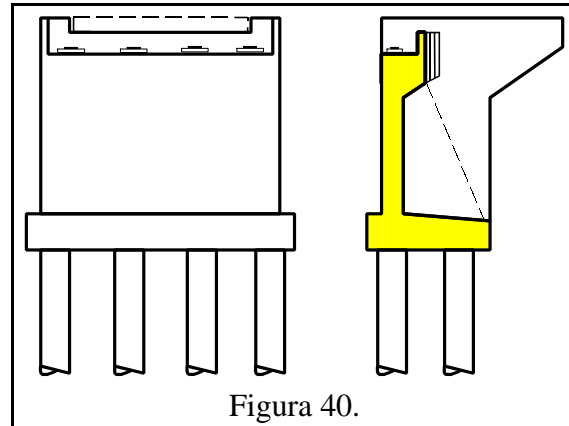


Figura 40.

Se utilizan para puentes sobre ríos por la seguridad que brindan frente a la socavación. Es buena práctica dar pendiente a la base del contrafuerte para evitar que se acumule agua y se afloje el terraplén. Si se fundan en pilotes, es frecuente utilizar los muros laterales como grandes contrafuertes para llevar las cargas a los pilotes posteriores.

Cuando su altura pasa los 6 ó 7 metros, se recurre a proveerlos de contrafuertes como indica la línea punteada de la figura. Por el contrario, cuando tienen menos de 3 ó 4 metros de altura, resulta más económico hacer una estructura tipo masiva (Fig. 41.) con encofrado y refuerzo mucho más sencillos.

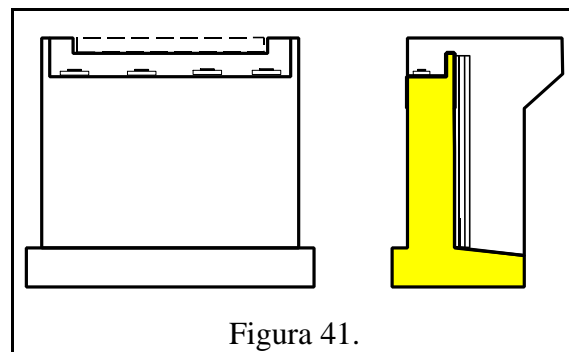


Figura 41.

Estribo de doble pared. Esta estructura se

utiliza con ventajas para alturas de estribo excepcionales, que superen los 8 ó 9 metros. Es sumamente robusta (Fig. 42.), estable y resulta económica para grandes puentes.

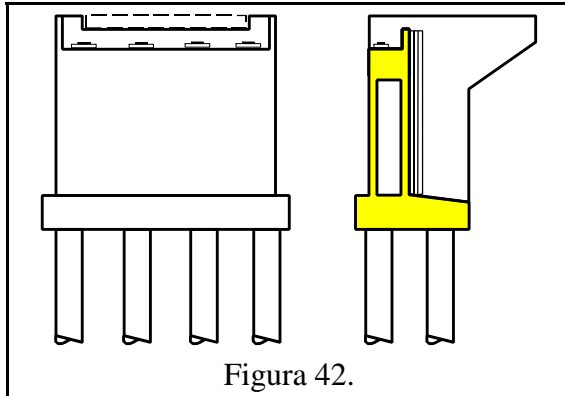


Figura 42.

Estribos de gravedad. Son estructuras masivas de piedra, de ladrillos, o concreto simple ciclópeo, muy utilizados en el país, debido a su bajo costo y facilidad de construcción. Su forma será tal que pueda considerarse estable frente al volcamiento y deslizamiento, no se supere la capacidad soportante del suelo de apoyo y no se vea sometido, en ninguna sección, a esfuerzos de tracción.

Fundaciones

Las fundaciones de los puentes dependen primordialmente de las condiciones del subsuelo del lugar y, por lo tanto, sólo es posible dar algunos criterios para el correcto diseño de algunos detalles.

Fundaciones directas. Se podrán ejecutar en viaductos o puentes en los cuales haya una certeza que no se producirán socavaciones, ya sea porque se trata de fundaciones en roca

sana o porque el elemento a fundar está ubicado fuera del cauce o lugar socavable.

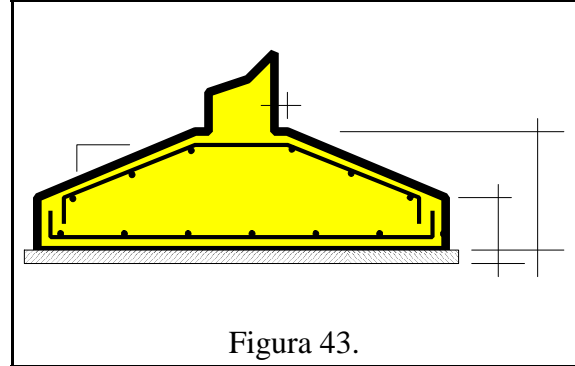


Figura 43.

El nivel de apoyo de la fundación se determinará mediante el estudio de suelos y para la ejecución se adoptarán algunas precauciones elementales, como: ejecutar un concreto de limpieza (de baja resistencia) de, por lo menos 8 cm de espesor, antes de colocar el acero de refuerzo; adoptar recubrimientos importantes de 5 a 7 cm en las superficies en contacto con este concreto de limpieza o con el suelo circundante; prever refuerzo de piel en todas las superficies grandes de la fundación, por lo menos una varilla #3 cada 30 cm en todas las direcciones; cuando es un elemento muy masivo, prever refuerzo volumétrico, por lo menos 1 por mil en todas las direcciones con varillas #3; por una cuestión económica se podrán inclinar las caras superiores de las zapatas pero, en general, no conviene usar pendientes mayores que 1:3 pues requieren encofrado superior. Cuando se ejecuten estas superficies inclinadas, se dejará un margen horizontal, junto al elemento vertical de la fundación, para afirmar correctamente los encofrados de columnas o fustes.

Fundaciones profundas. Hay una gran cantidad de posibilidades en lo que se refiere

a fundaciones profundas. En el país se utilizan casi con exclusividad los *pilotes prefabricados hincados*, internacionalmente se utilizan, para puentes sobre ríos, los *pilotes preexcavados ejecutados "in situ"*. Las características de las fundaciones realizadas de estas dos formas son bien diferentes.

Los *pilotes hincados* se caracterizan por su esbeltez y su sección transversal pequeña, y carecen por ello de resistencia frente a cargas horizontales.

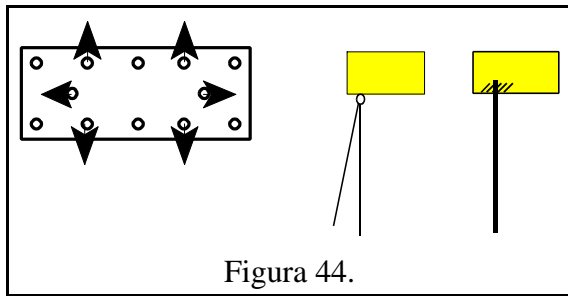


Figura 44.

Es por ello que en las fundaciones de pilotes hincados, para puentes, siempre hay que prever algunos pilotes inclinados a fin de tomar, con las componentes horizontales, todas las cargas de esa dirección que actúan en el puente: sismo, frenado, viento, temperatura, contracción de fraguado, deformación diferida, etc.

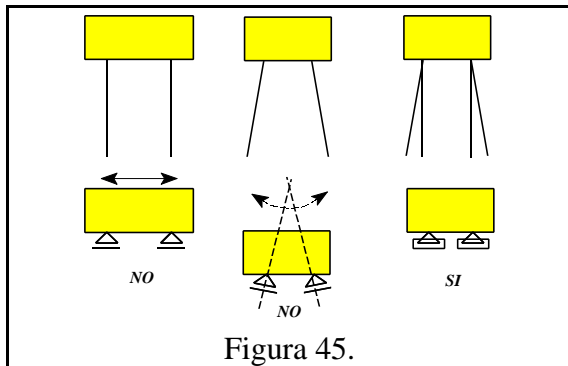


Figura 45.

La configuración del pilotaje deberá ser estable, puesto que los pilotes no ofrecen resistencia a acciones transversales, aún cuando se consideren empotrados en el cabezal son, desde el punto de vista estructural como bielas o apoyos deslizantes que reaccionan exclusivamente en la dirección de su eje (Fig. 44.). Por lo tanto hay que evitar que se formen articulaciones virtuales para que sean configuraciones estables (Fig. 45.).

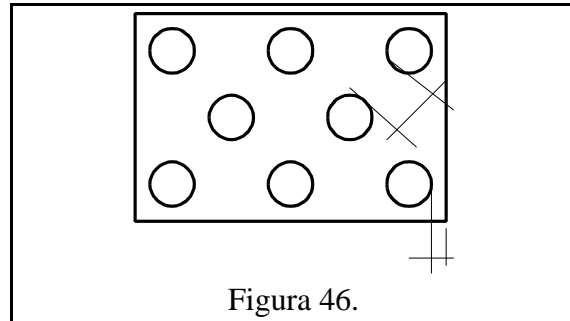


Figura 46.

Los pilotes se colocarán separados entre sí, por lo menos 3 diámetros entre ejes y los cabezales se ejecutarán de dimensiones generosas para contemplar desviaciones típicas de la instalación de los pilotes y para poder anclar debidamente las barras de refuerzo traccionadas (Fig. 46.).

Los pilotes serán desmochados, luego de su colocación, para empotrar perfectamente el refuerzo en el cabezal, por lo menos en una longitud de 60 cm (Fig. 47.).

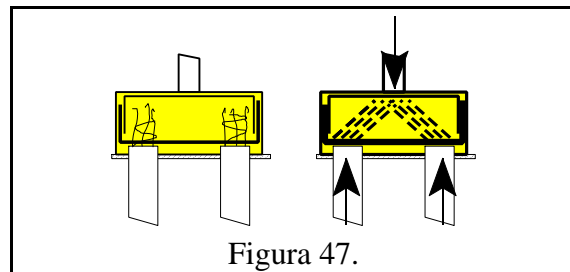


Figura 47.

Capacidad de carga de las fundaciones directas. La capacidad de carga de los suelos de fundación puede estimarse utilizando cualquiera de las teorías universalmente aceptadas, en particular, la de Terzaghi y Peck. Estas teorías se basan en la medida de parámetros tales como la cohesión y el ángulo de fricción interna, o sobre el resultado de ensayos de campo como el Standard Penetration Test (SPT).

Valores aproximados

Cuando no se realicen ensayos, la capacidad de carga y el ángulo de fricción interna, pueden estimarse utilizando las siguientes tablas:

CAPACIDAD DE CARGA

(Valores últimos en Kg/cm²)
(Usar coef. de seguridad = 3)

MATERIAL	CAPACIDAD DE CARGA SEGURA	
	MIN.	MAX.
Suelos aluviales	2.4	4.7
Arcillas	4.7	18.9
Arenas confinadas	4.7	18.9
Gravas	9.5	18.9
Arenas y Gravas cementadas	23.7	18.9
Rocas	23.7	47.4

ANGULOS DE FRICCIÓN INTERNA

Suelo, Loam	30° a 45°	Grava	30° a 40°
Arena seca	25° a 35°	Escoria	25° a 40°
Arena Húmeda	30° a 45°	Coke	30° a 45°
Arena Saturada	15° a 30°	Carbón	25° a 35°
Suelo Compactado	35° a 40°		

Estos valores deberán tomarse en sentido conservativo, por ejemplo: para determinar la presión lateral de un suelo, se adoptará el mínimo para el ángulo de fricción interna.

Cuando sólo se disponga del resultado del ensayo SPT, se podrán obtener valores aproximados de la capacidad admisible de carga de los suelos, de los gráficos para el método SPT.

Tipos de pilotes y sus rangos de capacidad de carga. La capacidad de carga de las fundaciones con pilotes, es función de: a) la configuración del pilotaje que conforma la fundación y b) de la capacidad individual de cada pilote. El primer aspecto se ha tratado en una sección anterior, en tanto que el segundo resulta determinado por el tipo de suelo, la longitud, el tipo de pilote y el procedimiento constructivo del mismo. El cuadro siguiente suministra una comparación entre los diferentes tipos de pilotes, sus rangos de aplicación y cargas admisibles.

TIPO DE PILOTE	LONGITUD (m)		CARGA (t)	
	Usual	Máx.	Usual	Max.
Acero	15-60	ilim.	30 a 120	As.fs
Concr. Premold.	Reforz. 10-15	30	30	Ref.: 90
	Preesf. 10-35	60	a 300	Preesf. 850
Concr. en sitio encamis.	5 a 15	15	20	80
		a 40	a 50	
Concr. en sitio s/camisa	5 a 15	30	30	70
		a 40	a 50	
Madera	10 a 15	30	10 a 20	27

Esta tabla se completa con la siguiente descripción de las ventajas y desventajas de cada tipo de pilote:

Pilotes de acero

Ventajas:

*Fácil de modificar su longitud mediante cortes o agregados.
Soporta grandes esfuerzos durante la hinca
Puede penetrar estratos muy resistentes como gravas o rocas.
Tiene elevada capacidad de carga*

Desventajas:

*Alto costo de material
Elevado nivel de ruidos durante la hinca
Sujeto a corrosión
Las secciones tipo H pueden sufrir deflexiones durante la hinca a través de estratos muy resistentes*

Pilotes Premoldeados de Concreto

Ventajas:

*Soporta grandes esfuerzos durante la hinca
Resistente a la corrosión
Puede combinarse fácilmente con el resto de la estructura de concreto*

Desventajas:

*Difícil de lograr el corte a una dimensión adecuada
Transporte dificultoso*

Pilotes de Concreto Encamisados, Vaciados en Sitio

Ventajas:

*Relativamente más económico
Ofrece la posibilidad de inspección antes del vaciado del concreto
Facilidad para incrementar su longitud*

Desventajas:

*Difícil de empalmar luego de ejecutado
Las camisas de acero delgadas pueden sufrir deformaciones durante su colocación*

Pilotes de Concreto Vaciados en Sitio sin Encamisado

Ventajas:

*Bajo costo inicial
Pueden terminarse a cualquier longitud*

Desventajas:

*Pueden quedar vacíos en el concreto si se ejecutan muy rápidamente
Difícil de empalmar luego de ejecutado
En suelos sueltos, los laterales de la perforación se desmoronan afectando la calidad del concreto*

Pilotes de Madera

Ventajas:

*Económicos
Fácilmente maniobrables
Cuando están completa y permanentemente sumergidos, son resistentes a la degradación*

Desventajas:

*Se degradan en su porción fuera del agua o por encima del nivel freático
Pueden dañarse durante la hinca
Baja capacidad de carga
Baja resistencia a la tracción cuando están*

empalmados

Capacidad de Carga de Pilotes

En general, se utilizarán pilotes cuando no se puedan ejecutar fundaciones directas sobre roca o suelos firmes, o cuando se prevea la existencia de socavaciones.

La penetración de cada pilote dentro de un estrato de alta cohesión o un material granular de alta densidad, no será menor de 3.00 m. Esta penetración será duplicada cuando los estratos sean de menor cohesión (para arcillas) o densidad (para materiales granulares).

La capacidad de soporte de pilotes se verificará durante su ejecución mediante: 1) Ensayos en pilotes de prueba para pilotes excavados; 2) Mediante fórmulas de hinca para los pilotes hincados.

La capacidad de diseño de un pilotes no será mayor que el menor valor que se obtenga de considerar las tres situaciones siguientes:

- a) capacidad del pilote como elemento estructural
- b) capacidad del pilote para transferir cargas al suelo
- c) capacidad del suelo para soportar la carga proveniente del pilote

Para determinar estos tres valores se considerará:

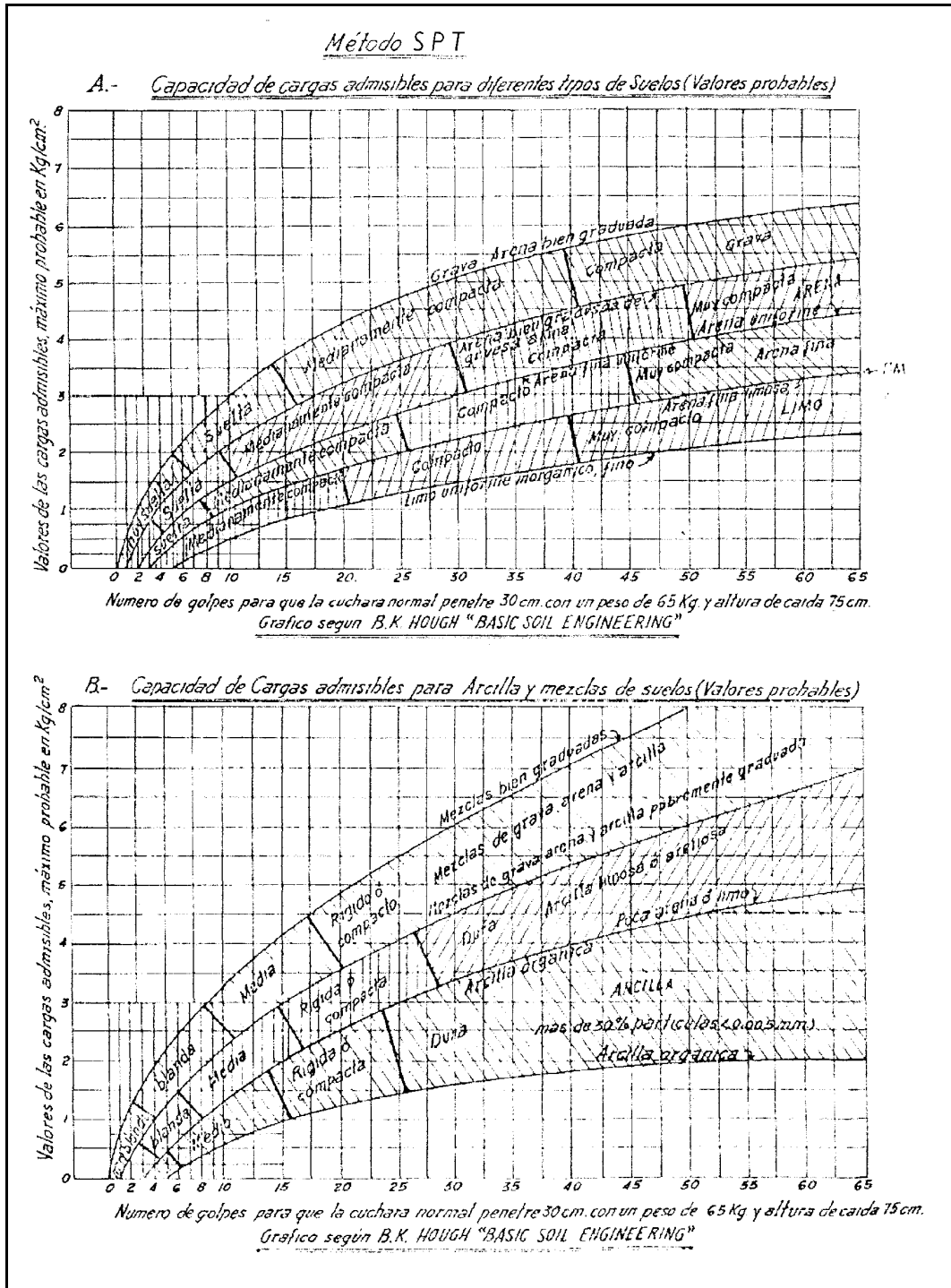
- (1) la diferencia entre la capacidad de carga de un pilote individual y la del grupo de pilotes de la fundación
- (2) la capacidad de los estratos subyacentes para soportar la carga del grupo de pilotes
- (3) los efectos de la hinca de pilotes adicionales sobre las estructuras adyacentes
- (4) la posibilidad de socavación y sus efectos
- (5) la transmisión de esfuerzos a los pilotes por el suelo circundante cuando se prevea su consolidación (fricción negativa)

Caso a): Capacidad como elemento estructural

Los tramos de pilotes libres, sumergidos en agua o en suelos que no tienen capacidad de soporte lateral, serán dimensionados como columnas considerando el efecto de pandeo.

Para pilotes de concreto vaciado en el interior de una camisa de acero, en los que se espere la aparición de corrosión, se descontará 1.5 mm del espesor de la camisa para reducir la sección de la misma, cuando ella sea considerada como parte del refuerzo.

Caso b): Capacidad del pilote para transferir cargas al suelo



Pilotes de punta

Un pilote será considerado como pilote de punta cuando pueda soportar toda la carga, con un factor de seguridad razonable, a través de su apoyo en el extremo sobre un estrato resistente.

La carga admisible en la punta del pilote no excederá ninguno de los siguientes valores:

- a) Para pilotes de madera, el producto del área de la punta por el esfuerzo admisible a compresión paralela a las fibras.
- b) Para pilotes de concreto, el producto de 0.35 f_c por la sección transversal del pilote.
- c) Para pilotes con camisa de acero rellena de concreto, el producto de 0.40 f_c por el área total de concreto y acero, o la capacidad de carga por punta determinada mediante un ensayo en un pilotes de prueba.
- d) Para pilotes de acero de sección H o tubular hueca, 630 Kg/cm² actuando sobre toda el área de la sección transversal, o la capacidad de carga por punta determinada mediante un ensayo en un pilote de prueba.
- e) Para pilotes de concreto preesforzado totalmente embebidos en suelos que proveen soporte lateral, un esfuerzo igual al resultado de la diferencia de 0.33 f_c y 0.27 f_{ce} por el área total de la sección transversal de concreto, donde f_{ce} es el esfuerzo en el concreto del pilote debido al preesfuerzo luego de las pérdidas.

Pilotes de fricción

Un pilote será considerado de fricción si su extremo yace en un estrato de material incapaz de soportar la carga del pilote por

punta.

La capacidad de carga de un pilote de fricción, se determinará mediante uno de los siguientes métodos:

- a) Ejecutando y cargando pilotes de prueba.
- b) Experiencia previa de pilotes ejecutados en zonas próximas.
- c) Ensayos adecuados de los estratos de suelo que atraviesa el pilote.

Caso c): Capacidad del suelo para soportar la carga transmitida por el pilote

Para evaluar la capacidad del suelo, se considerará principalmente el resultado de pilotes de prueba o una adecuada investigación geotécnica.

Pilotes de punta

Se realizarán suficiente cantidad de perforaciones para determinar el espesor y calidad del estrato en el cual se desarrollará la capacidad de punta. Si dicho estrato es de suficiente espesor y está soportado por estratos de material resistente, no se requerirá aplicar una reducción para considerar la acción del grupo de pilotes. En general, los pilotes no se apoyarán sobre estratos delgados de material resistente que estén ubicados sobre estratos débiles, pero cuando esta condición no pueda obviarse, se considerará la acción del grupo y las cargas de diseño se reducirán de acuerdo a ello.

Pilotes de fricción

Se realizarán perforaciones hasta estratos por debajo de la punta de los pilotes para

establecer las características del material de fundación. En la mayoría de los casos, estos estudios serán suficientes para determinar si las capas subyacentes del suelo son o no suficientes para soportar las cargas transmitidas por el pilote; sin embargo, en caso de duda o en situaciones especiales, en particular en el caso de cargas grandes o fundaciones de grandes dimensiones, el material será investigado con técnicas especiales de la mecánica de suelos.

Cuando se dispongan una serie de pilotes sobre una línea, con separaciones mayores de 2.5 veces el diámetro nominal entre centros, no se considerarán como un grupo. Por el contrario, cuando se trate de grupos de pilotes inmersos en suelos plásticos, la carga de diseño deberá determinarse considerando a cada pilote en forma individual y formando parte del grupo, adoptándose el menor valor.

Grupos de pilotes

Cuando la capacidad de carga de grupos de pilotes en suelos plásticos, no se determine mediante ensayos de carga, podrá usarse la expresión de Converse-Labarre para determinar la reducción de la carga de un pilote individual debido a la acción en grupo:

$$E = 1 - \phi \frac{(n - 1)m + (m - 1)n}{90mn}$$

Donde:

- E: eficiencia o fracción de un pilote individual a ser utilizada por cada pilote del grupo,
 n: número de pilotes en cada fila,

- m: número de filas en cada grupo,
 d: diámetro medio del pilote,
 s: distancia entre centros de dos pilotes adyacentes,
 $\tan(B) = d/s$.
 B ángulo expresado en grados.

Cargas Máximas de Diseño

Cuando no se realicen todas las investigaciones geotécnicas o ensayos de carga necesarios para determinar la capacidad de carga de pilotes, se adoptarán las cargas de diseño máximas establecidas en la siguiente tabla.

TIPOS DE PILOTE				
D (cm)	M	C	A (f)	A (p)
20	-	-	16	630
25	20	20	20	Kg/cm ²
30	24	24	24	por el
35	28	28	28	área de
40	32	32	-	la punta. No
50	-	40	-	considerar
60	-	50	-	ningún
				refuerzo
				extremo.

Las cargas están en toneladas.

D: Diámetro o dimensión de la sección

M: Madera

C: Concreto

A: Acero

f: Pilotes de fricción

p: Pilotes de punta

La capacidad de carga asumida para el diseño de los pilotes, deberá confirmarse en obra mediante el ensayo de pilotes de prueba.

Cuando no exista la posibilidad de realizar estos ensayos, para el caso de pilotes hincados, se utilizará una fórmula de hinca apropiada a fin de adoptar una carga admisible real.

Ante ausencia de una fórmula específica para los equipos, suelos y pilotes utilizados, se aplicará la siguiente:

Para martinets de gravedad:

$$P = \frac{0.166 WH}{S + 2.54}$$

Para martinets de vapor de acción simple:

$$P = \frac{0.166 WH}{S + 0.25}$$

Para martinets de vapor de doble acción:

$$P = \frac{0.166H(W + Ap)}{S + 0.25}$$

En las que:

- P: Capacidad de carga segura en Kg
 W: Peso de la masa que golpea (Kg)
 H: Altura de caída en cm.
 A: Area del pistón en cm²
 p: Presión del vapor en Kg/cm²
 S: La penetración promedio, en cm, por golpe, para los últimos 5 a 10 golpes para martinets de gravedad y 10 a 20 golpes para martinets a vapor.

La fórmula suministrada, es de aplicación cuando se verifican las siguientes condiciones:

La masa tiene caída libre.

La cabeza del pilote no se daña.

La penetración es razonablemente rápida y uniforme.

No hay rebote apreciable luego del golpe.

Si existe rebote, se deducirá el doble de la altura del rebote de la altura de caída H.

Cuando se utilicen martinets diesel, se analizará la aplicación de las fórmulas suministradas por el fabricante del equipo.

Elementos Complementarios

Hay en los puentes, una serie de elementos complementarios que prestan funciones vitales. Su costo no tiene comparación con la superestructura o las fundaciones, sin embargo su falla pueden generar, en algunos casos, desde una pérdida de funcionalidad hasta el colapso completo de la obra. Es por ello importante establecer criterios de diseño a respetar en estos elementos sobre los cuales, la exigencia es tan importante como la de las partes principales de la estructura.

Losa de Aproximación. Consiste en una losa que, por lo general, tiene el ancho total de la calzada y una longitud variable entre 3 y 6 metros, dependiendo de la importancia del puente, las características de los terraplenes de acceso y la calidad esperada en la compactación de los mismos. En condiciones estándar, se recomienda ejecutarla de 4 ó 4.50 metros de longitud.

Estructuralmente, es una losa rectangular con uno de sus lados mayores apoyado con una articulación fija sobre la espalda del estribo y el resto de su superficie, elásticamente

soportada por el suelo de los terraplenes de acceso (Fig. 48.). De esta forma, brinda una transición suave entre la carretera, que es una estructura continua y con soporte elástico-plástico suave, y el puente que puede considerarse, en comparación con la carretera, una estructura rígida que no cede. En los tres bordes restantes, lleva un refuerzo consistente en una viga de borde. Desde el punto de vista estructural, se diseña para dos condiciones de trabajo: como si estuviese simplemente apoyada en ambos extremos y como si la mitad de su longitud estuviese en voladizo. De esta forma, resulta una estructura fuertemente reforzada, tanto en la cara superior como en la inferior, y se considera la posibilidad de que el terraplén reaccione de estas dos formas extremas en caso de ceder parcialmente.

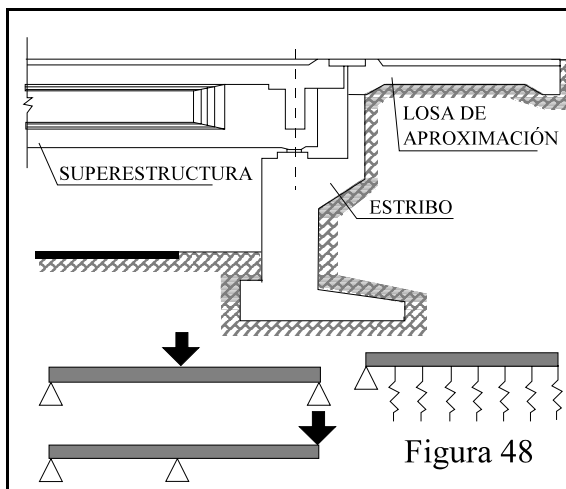


Figura 48

Sobre ella, debe ejecutarse una superficie de rodamiento de las mismas características y apariencia que las de la carretera y el puente. En su unión con la superestructura, se colocará una junta preferentemente estanca.

Juntas. Es el elemento que provee la unión

entre la losa de aproximación (o entre diferentes tramos entre sí) y la superestructura, dando una continuidad para el tránsito e impidiendo, a su vez, que penetre suciedad hacia la zona de apoyos. La junta debe dimensionarse para los desplazamientos esperados de la superestructura: variaciones de temperatura, acortamiento elástico y diferido en vigas preesforzadas y el desplazamiento producido por la rotación de la superestructura bajo cargas.

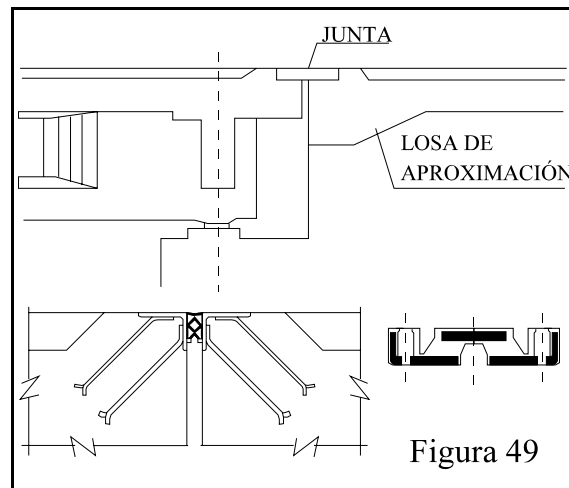


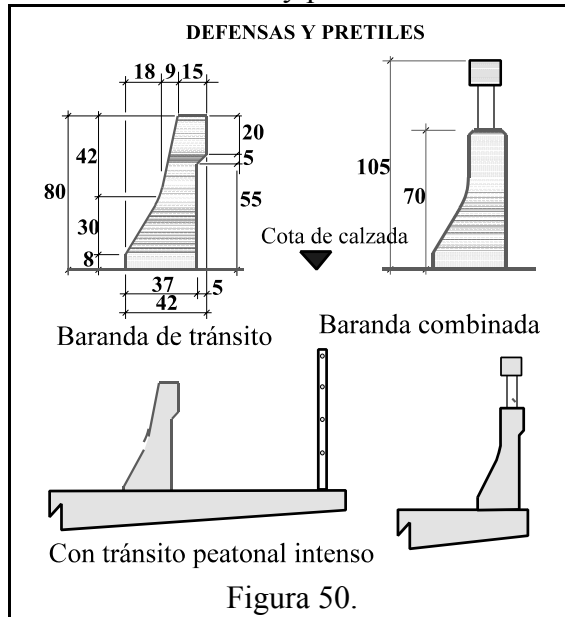
Figura 49

Preferentemente será impermeable y fijada de tal manera que pueda ser cambiada con facilidad con una muy pequeña interrupción del tránsito, ya que es un elemento que tiene una vida útil mucho menor que el puente en sí mismo.

Generalmente se trata de un perfil deformable de neopreno fijado mediante adhesivos epoxídicos, bulones o simplemente por su propia expansión elástica, a perfiles de acero o bordes especialmente reforzados en los dos elementos de la superestructura que vincula. En la figura, se muestra una junta de neopreno armada de gran rendimiento y

suavidad para la circulación vehicular. Es un elemento que exige un mantenimiento periódico.

Pretils. Provistos en los puentes para suministrar seguridad a las personas, ya sea peatones o conductores, tienen tanta importancia o más que todo el diseño mismo basado en márgenes de seguridad para que no existan colapsos estructurales. El puente es, insertado en un tramo carretero, un punto singular en la circulación y por ello mismo, es en los puentes donde se producen muchos trágicos accidentes, gran cantidad de los cuales, no son atribuibles, como se hace a menudo, a la imprudencia de la gente o el mal estado de los vehículos, sino a defectos de diseño de accesos y pretils.



Se distinguen tres tipos de pretils: uno que es exclusivamente para proteger a los peatones de caídas hacia el exterior del puente, llamado *pretil peatonal*; otro para evitar que los vehículos que pierden su línea

de marcha, caigan del tablero o atropellen a ocasionales peatones, llamado *defensa o pretil de tráfico* y finalmente un pretil que cumple las dos funciones, llamado *pretil combinado*.

El *pretil de tráfico*, utiliza en su cara interna el perfil clásico de New Jersey (Fig.3 Sección 3), es continuo de concreto reforzado y ya ha demostrado su gran eficiencia para retener y redireccionar los vehículos que impactan contra él con ángulos de hasta 30°. El lado externo puede recibir un tratamiento decorativo. Si bien puede considerarse costoso e incluso antiestético, ambas cuestiones quedan totalmente subordinadas a la función primera que debe cumplir, que es la de proteger la vida humana.

El pretil peatonal es mucho más liviano y puede ejecutarse con pilastras de concreto reforzado y largueros tipo caño de acero; todo en concreto o totalmente en acero, y puede dar lugar a un tratamiento decorativo en áreas urbanas.

Finalmente, el pretil combinado cumple ambas funciones y se construye a partir del pretil de tráfico, agregándole a mayor altura un elemento transparente que puede ser de concreto, como en la figura, o de acero.

Todos los puentes llevarán el pretil de tráfico, o el combinado y, cuando el tráfico peatonal sea importante como en áreas urbanas o en cruces de ríos muy importantes, se colocarán ambos pretils, dando lugar entre ellos a un espacio destinado a acera de circulación peatonal (Fig. 50.).

Drenaje Superficial. Se evitará, por

cualquier medio, la acumulación de agua pluvial sobre la calzada del puente. Si la pendiente transversal y longitudinal no fueran suficientes, se dispondrán bocas de drenaje mediante tubos de 4 ó 6 pulgadas (4" ó 6") de diámetro con la frecuencia necesaria para drenar correctamente la tormenta de diseño,

hacia el interior del puente. Si se trata de un viaducto, se practicarán aberturas largas en la base del pretil de tráfico y se prepararán conducciones de agua hasta los extremos del puente, donde se preverán los sistemas de conducción adecuados al drenaje de la zona.

CAPÍTULO III

ESTRUCTURAS MENORES

GENERALIDADES

Introducción

La presente sección se refiere al diseño de las denominadas estructuras menores, entre las cuales se encuentran las alcantarillas tipo caja o pequeños puentes formados por tramos de hasta cinco metros de luz libre en luces simples o múltiples, las alcantarillas de caños y los muros de sostenimiento.

Alcance

Se describen los criterios a utilizar para el diseño de todas las estructuras menores. Cuando resulta de aplicación, se agregan diagramas o procedimientos para el diseño o la selección de una estructura determinada en base a datos de las condiciones del terreno y la implantación de la obra.

Definiciones

Alcantarilla: es toda estructura menor destinada al paso de agua de un lado al otro, bajo la carretera.

Caja de mampostería: alcantarilla o pequeño puente conformado con una losa de concreto reforzado que apoya sobre muros de

mampostería de piedra. La obra se completa con un piso de mampostería de piedra y aleros del mismo material.

Caja de concreto: alcantarilla tipo marco rígido de concreto reforzado de luces simples o múltiples.

Estructura menor: incluye alcantarillas o pequeños puentes de hasta 5 metros de luz libre entre dos pilares o pantallas sucesivas. Pueden tener mayor longitud en el caso de luces múltiples.

Gavión: Elemento estructural, utilizado para ejecutar muros de sostenimiento y otras obras, formado por una jaula de malla de acero galvanizado con forma de paralelepípedo, relleno en su interior con grava.

Muro de sostenimiento: estructura de concreto reforzado, tipo cantiléver, o de mampostería de piedra o concreto ciclópeo, tipo gravedad; destinada a retener el empuje de suelos de terraplenes o rellenos.

Tapada: altura del relleno sobre la alcantarilla, se designa con la letra H.

Tubo rígido: caño de concreto simple o reforzado construido de acuerdo a la

especificaciones: AASHTO 170M -93 ó su similar ASTM C 76M-90a, para caños de concreto reforzado; y AASHTO M86M-93 ó su similar ASTM C 14-90 para caños sin refuerzo.

Tube flexible: caño de acero corrugado construido de acuerdo a la especificación AASHTO M 36M-91 ó su similar ASTM A 760M-90a.

Normas de Aplicación y Códigos de Diseño

Para el diseño de las estructuras de concreto reforzado, serán de aplicación las especificaciones del "Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-89) (Revised 1992) y Commentary-ACI 318R-89) (Revised 1992)", publicadas por el American Concrete Institute.

Para el diseño de todos los elementos de las estructuras contempladas en este Manual, se han aplicado las Standard Specifications for Highway Bridges, 15ª Edición, 1992 de la

AASHTO. En particular, para la determinación de las cargas actuantes y para el dimensionamiento de las losas de concreto reforzado.

Alcantarillas Tipo Caja de Concreto Reforzado

Están constituidas por marcos rígidos de concreto reforzado con espesores variables según su longitud y tapada). Se designan mediante dos números separados por el signo x, que son: la longitud libre y la altura libre, en metros; cuando la alcantarilla tiene más de una boca, se le antepone la palabra "doble", "triple", etc., según corresponda. Por ejemplo: doble 3x2.5 designa a una alcantarilla de dos bocas de 3m de luz libre y 2.5m de altura libre, cada boca.

Se han elaborado planos tipo de alcantarillas tipo caja de concreto, con tapadas variables entre 0.60 m y 10 m para las simples y 0.60 m y 12 m para las dobles, para los casos de la tabla 1.

TABLA 1.- Alcantarillas tipo caja de concreto reforzado

SIMPLES		2.00 x 2.00		
	2.50 x 1.50	2.50 x 2.00	2.50 x 2.50	
		3.00 x 2.00	3.00 x 2.50	3.00 x 3.00
DOBLES		3.00 x 2.00	3.00 x 2.50	3.00 x 3.00

Cargas de Tráfico

El efecto de la sobrecarga se determina, de acuerdo con las normas ya citadas,

considerando que la carga de cada rueda trasera del Camión Standard se distribuye, al aumentar la profundidad del plano considerado y a partir de los 0.60 m, sobre un

cuadrado cuyo lado es 1.75 veces la profundidad.

En estas condiciones, para H mayor que 1.028m, comienza la superposición de las dos cargas que están en un mismo eje, y para $H > 2.458$ m, comienza la superposición de los dos ejes traseros; finalmente, para $H > 4.914$ m comienza la superposición de los tres ejes. En tramos simples, el efecto de la sobrecarga puede despreciarse cuando $H > 2.40$ m y excede la longitud del tramo. Para tramos múltiples, puede despreciarse cuando H excede la longitud total de los *n* tramos. Para profundidades menores de 0.60 m, las cargas se considerarán como concentradas y se reparten en un ancho:

$$E = 1.20 + 0.06 S,$$

siendo *S*, la longitud del tramo en metros.

El impacto es función de la altura del relleno:

Relleno de 0.00m a 0.30m I = 30%

Relleno de 0.31m a 0.60m I = 20%

Relleno de 0.61m a 0.90m I = 10%

Estas especificaciones se pueden resumir en las siguientes expresiones para el cálculo de WL para alcantarillas:

Relleno de 0.60 a 0.90 m:

$$W_L = \frac{7.25}{(1.75 H)^2} 1.10 \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Relleno de 0.91 a 1.03 m:

$$W_L = \frac{7.25}{(1.75 H)^2} \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Relleno de 1.04 a 2.46 m:

$$W_L = \frac{2 * 7.25}{(1.75 H + 1.80) (1.75 H)} \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Relleno de 2.47 a 4.91 m:

$$W_L = \frac{4 * 7.25}{(4.3 + 1.75H) (1.75H + 1.80)} \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Relleno mayor que 4.92 m:

$$W_L = \frac{4 * 7.25 + 2 * 1.8}{(1.75H + 8.60) (1.75H + 1.80)} \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Cargas del Suelo

Para el diseño se utiliza: como carga vertical, el peso del relleno con un peso unitario de 1.920 t/m³ y para los empujes sobre los muros laterales, los valores que surgen de aplicar el artículo 6.2.1. de las Standard Specification for Highway Bridges, es decir la teoría de Rankine con un coeficiente de empuje activo de 0.5.

Diseño

Para el diseño estructural, se utiliza el procedimiento de LRFD con los siguientes factores de carga:

para las sobrecargas: $\gamma_L = 1.67$
para las cargas permanentes: $\gamma_D = 1.00$

para los empujes de suelos:

$\gamma_E = 1.00$, para el diseño de los tabiques

$\gamma_E = 0.50$ para el momento positivo de diseño de las losas

Las combinaciones de cargas, son las establecidas en el Capítulo de Puentes.

La fundación de estas alcantarillas será ejecutada a un nivel en el que se asegure la presencia de un suelo relativamente firme, dado que la losa de fondo se encuentra suficientemente reforzada, se asume que la carga será distribuida sobre toda la superficie de apoyo.

Alcantarillas Tipo Caja de Mampostería

Están constituidas por losas de concreto

reforzado con espesores variables según su longitud y tapada, apoyadas sobre muros de mampostería de piedra con fundación directa mediante aumento de sus espesores; entre las fundaciones de los muros, se construye una platea con mampostería de piedra para evitar la socavación del fondo.

Se designan mediante dos números separados por el signo x, que son: la longitud libre y la altura libre, en metros; cuando la alcantarilla tiene más de una boca, se le antepone la palabra "doble", "triple", etc., según corresponda. Por ejemplo: doble 3x2.0 designa a una alcantarilla de dos bocas de 3 m de luz libre y 2.0 m de altura libre, cada boca.

Se han elaborado planos tipo de alcantarillas tipo caja de mampostería, para tapadas variables entre 0.0 m y 12.00 m, para los casos de la Tabla 2.

TABLA 2.- Alcantarillas tipo caja de mampostería

SIMPLES	1.00 x 1.00		
	2.00 x 1.00	2.00 x 2.00	
	3.00 x 1.00	3.00 x 2.00	3.00 x 3.00
	4.00 x 1.00	4.00 x 2.00	4.00 x 3.00
	5.00 x 1.00	5.00 x 2.00	5.00 x 3.00
DOBLES	1.00 x 1.00		
	2.00 x 1.00	2.00 x 2.00	
	3.00 x 1.00	3.00 x 2.00	3.00 x 3.00
	4.00 x 1.00	4.00 x 2.00	4.00 x 3.00

Cargas de Tráfico

El efecto de la sobrecarga se determina, de acuerdo con las normas ya citadas, considerando que la carga de cada rueda trasera del Camión Standard se distribuye, al aumentar la profundidad del plano considerado y a partir de los 0.60 m, sobre un cuadrado cuyo lado es 1.75 veces la profundidad.

En estas condiciones, para H mayor que 1.028 m, comienza la superposición de las dos cargas que están en un mismo eje, y para $H > 2.458$ m, comienza la superposición de los dos ejes traseros; finalmente, para $H > 4.914$ m comienza la superposición de los tres ejes. En tramos simples, el efecto de la sobrecarga puede despreciarse cuando $H > 2.40$ m y excede la longitud del tramo. Para tramos múltiples, con losa continua, puede despreciarse cuando H excede la longitud total de los *n* tramos. Para profundidades menores de 0.60 m, las cargas se considerarán como concentradas y se reparten en un ancho:

$$E = 1.20 + 0.06 S,$$

siendo *S*, la longitud del tramo en metros.

El impacto es función de la altura del relleno:

Relleno de 0.00m a 0.30m I = 30%
 Relleno de 0.31m a 0.60m I = 20%
 Relleno de 0.61m a 0.90m I = 10%

Estas especificaciones se pueden resumir en las siguientes expresiones para el cálculo de WL para alcantarillas:

Relleno de 0.60 a 0.90 m:

$$W_L = \frac{7.25}{(1.75 H)^2} 1.10 \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Relleno de 0.91 a 1.03 m:

$$W_L = \frac{1.75}{(1.75 H)^2} \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Relleno de 1.04 a 2.46 m:

$$W_L = \frac{2 * 7.25}{(1.75 H + 1.80) (1.75 H)} \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Relleno de 2.47 a 4.91 m:

$$W_L = \frac{4 * 7.25}{(4.3 + 1.75H) (1.75H + 1.80)} \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Relleno mayor que 4.92 m:

$$W_L = \frac{4 * 7.25 + 2 * 1.8}{(1.75H + 8.60) (1.75H + 1.80)} \quad \left(\frac{t}{m^2}\right)$$

Cargas del Suelo

Para el diseño se utiliza: como carga vertical, el peso del relleno con un peso unitario de 1.920 t/m³ y para los empujes sobre los muros laterales, los valores que surgen de aplicar el artículo 6.2.1. de las Standard Specification for Highway Bridges, es decir la teoría de Rankine con un coeficiente de empuje activo de 0.5.

Diseño

Para el diseño estructural de la losa, se utiliza el procedimiento de LRFD con los siguientes factores de carga:

para las sobrecargas: $\gamma_L = 1.67$
 para las cargas permanentes: $\gamma_D = 1.00$
 para los empujes de suelos:
 $\gamma_E = 1.00$ para el diseño de los muros

Las combinaciones de carga, son las establecidas en el capítulo de puentes.

La fundación de estas alcantarillas será ejecutada a un nivel en el que se asegure la presencia de un suelo firme, que garantice una capacidad soportante igual o mayor que la especificada en los planos de obra.

Alcantarillas Tubo de Concreto Simple y Reforzado

Esta sección se refiere al diseño estructural de los tubos de concreto simple y reforzado a utilizar en las alcantarillas.

Se han elaborado planos tipo de cabeceras para alcantarillas tipo tubo de las siguientes dimensiones:

Alcantarillas simples y dobles con cabecera sin aletón: desde 0.30 m hasta 1.82 m de diámetro.

Alcantarillas simples con cabecera con aletón: desde 1.07 m hasta 2.13 m de diámetro.

Se han incorporado tablas de diseño donde

las tapadas consideradas, son variables desde 0.50 m hasta valores que dependen del tipo de caño colocado, extendiéndose hasta infinito.

Teoría del Diseño

Los tubos colocados bajo el terraplén constituyen un sistema estructural complejo, donde interactúan el tubo de concreto reforzado con el suelo circundante, para soportar las cargas en conjunto. A los efectos de tener en cuenta la interacción suelo-estructura, en el diseño se distinguen dos casos, según la forma de instalación: (a) instalación en terraplén y (b) instalación en zanja.

Nomenclatura

Bc = diámetro externo del tubo (m)
 Bd = ancho total de la zanja en la que se coloca el tubo (m)
 Bf = factor de apoyo o asiento del tubo
 Ca = constante correspondiente a la forma del conducto
 Cn = parámetro función de la distribución de la carga vertical y de la reacción vertical
 Cc = coeficiente de carga para instalaciones en terraplén
 Cd = coeficiente de carga para instalaciones en zanja
 D = carga de diseño D del tubo, de acuerdo al ensayo standard de las tres aristas, expresada en Newton por metro lineal por milímetro de diámetro necesaria para producir una fisura de 0.3mm en el ensayo referido (N/m/mm)

- F_e = factor de interacción suelo-estructura
 F_{e1} = factor de interacción suelo-estructura para instalación en terraplén
 F_{e2} = factor de interacción suelo-estructura para instalación en zanja
 h = espesor total de la pared del tubo (m)
 H = altura del relleno por arriba del tubo (m)
 K = relación entre la presión activa lateral del suelo y la presión vertical unitaria: coeficiente de empuje activo de la teoría de Rankine
 p = relación de proyección
 p' = relación de proyección negativa
 q = relación entre la presión lateral total y la carga vertical
 rsd = relación de asentamiento
 S_i = diámetro interior del conducto
 w = peso unitario del suelo (t/m³)
 W_e = carga total de suelo sobre el tubo (t/m)
 W_l = carga viva total sobre el tubo (t/m)
 W_t = carga total, de suelo y sobrecarga viva, sobre el tubo (t/m)
 x = parámetro que es función del área de la proyección vertical del tubo sobre la parte efectiva de empuje lateral
 μ = coeficiente de fricción interna del suelo
 μ' = coeficiente de fricción entre el relleno y las paredes de la zanja

Cargas

Las cargas para la verificación del tubo son producidas por las fuerzas que actúan sobre la estructura, es decir: el peso del relleno de suelo, el empuje lateral del suelo y la sobrecarga viva de la calzada. Las combinaciones son las establecidas en el capítulo de Puentes.

Determinación de la sobrecarga viva (W_l)

El efecto de la sobrecarga se determina considerando que la carga de cada rueda trasera del Camión Standard se distribuye, al aumentar la profundidad del plano considerado y a partir de los 0.60 m, sobre un cuadrado cuyo lado es 1.75 veces la profundidad. En estas condiciones, para una profundidad mayor que 1.028m se comienza la superposición de las dos cargas que están en un mismo eje. Para profundidades mayores que 2.40 m y diámetros menores que 2.40 m, el efecto de la sobrecarga puede despreciarse. Para profundidades menores de 0.60m, las cargas se consideran como concentradas.

El impacto es función de la altura del relleno, tal como se expresó en el capítulo de puentes:

Relleno de 0.00m a 0.30m	I = 30%
Relleno de 0.31m a 0.60m	I = 20%
Relleno de 0.61m a 0.90m	I = 10%

Estas especificaciones se pueden resumir en las siguientes expresiones para el cálculo de W_L para alcantarillas tubo.

Relleno de 0.60 a 0.90 m:

$$W_L = \frac{1.75}{(1.75 H)^2} 1.10 Bc \left(\frac{t}{m}\right)$$

Relleno de 0.91 a 1.03 m:

Relleno de 1.04 a 2.40 m:

$$W_L = \frac{2 * 7.25}{(1.75 H + 1.80) (1.75 H)} Bc \left(\frac{t}{m}\right)$$

Cargas del suelo modificadas por la interacción Suelo-Estructura

La interacción Suelo-Estructura se tiene en cuenta a través de factores que contemplan las características del relleno, su compactación y las condiciones de apoyo o asiento del conducto. La carga del suelo de relleno se calculará con la siguiente expresión:

$$W_E = F_e w B_c H \quad (t/m)$$

en la que el factor F_e se determina con la teoría de Marston-Spangler para cargas sobre conductos bajo tierra, en la forma que sigue:

(a) Tubería en terraplén ($F_e = Fe1$):

El factor se calcula con:

$$Fe1 = 1 + 0.20 \frac{H}{B_c}$$

factor mayor que 1 pero:

- < 1.2 cuando se compacta el relleno en los laterales del tubo
- < 1.5 cuando NO se compacta el relleno en los laterales del tubo

(b) Tubería en zanja ($F_e = Fe2$):

$$W_L = \frac{7.25}{(1.75 H)^2} B_c \quad \left(\frac{t}{m}\right)$$

El factor se calcula con:

$$Fe2 = \frac{C_d B_d^2}{H B_c} \leq Fe1$$

En la que el factor de carga C_d es:

$$C_d = \frac{1 - e^{-2K\mu' \frac{H}{B_d}}}{2 K\mu'}$$

y el producto $K \cdot \mu'$ depende del tipo de suelo del relleno y se determina con la siguiente tabla:

TIPO DE SUELO	$K \cdot \mu'$
Suelo Granular sin cohesión	0.1924
Máximo para Arena y Grava	0.1650
Máximo para suelo vegetal saturado	0.1500
Máximo para Arcillas ordinarias	0.1300
Máximo para Arcillas saturadas	0.1100

Tapada mínima

Para áreas no pavimentadas o con pavimento flexible: $H_{mín} = 0.30 \text{ m} < B_c/8$

Bajo pavimentos rígidos:

$H_{mín} = 0.23 \text{ m} + \text{espesor del pavimento}$

Método de Diseño

Se recomienda la utilización del denominado *Método Indirecto* que se basa en la resistencia del conducto y la capacidad de carga. En este procedimiento, se obtiene una carga de diseño *equivalente (carga D)* a la carga del ensayo standard de aprobación de los conductos mediante el ensayo de las 3 aristas especificado en las normas AASHTO M170. Obtenida la carga D, se elige de las tablas de conductos aquel que admite dicho valor de la carga D.

La carga D equivalente se determina con:

$$D = \frac{12 W_T}{Si Bf}$$

En la que:

$$W_T = W_E + W_L$$

Factor de Apoyo o Asiento del Conducto (Bf)

Este factor es la relación entre la resistencia del conducto enterrado y la resistencia del mismo conducto en el ensayo de las tres aristas. La primera depende del tipo de instalación y la forma de ejecutar el asiento.

(1) Determinación aproximada en base a valores tabulados:

CLASE DEL APOYO	DESCRIPCIÓN DEL ASIENTO	TERRAPLÉ N	ZANJ A
B	Asiento conformado sobre material granular o inmerso en material granular denso y bien compactado	2.9 a 2.5	1.9
C	Asiento conformado sobre el terreno de subrasante o inmerso en relleno poco compactado	2.3 a 1.7	1.5

(2) Determinación más precisa de Bf

$$C_A = 1.431$$

$$Bf = \frac{C_A}{C_N - x q}$$

La constante Cn, depende de la clase de apoyo:

Para instalación de conductos rígidos en terraplén o relleno:

Apoyo clase B Cn = 0.707

Apoyo clase C Cn = 0.840

La constante Ca, para conductos circulares es:

x, es función de la relación de proyección y se obtiene de la siguiente tabla:

Relación de proyección	1.0	0.9	0.7	0.5	0.3	0.0
Valor de x	0.638	0.655	0.594	0.423	0.217	0.0

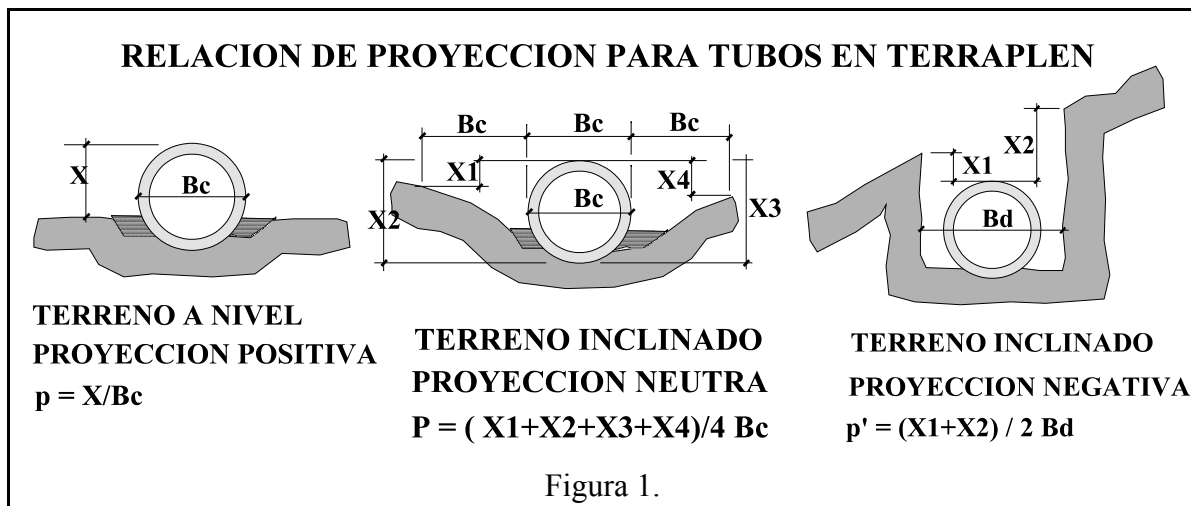
finalmente, q se determina con la expresión:

$$q = \frac{0.33 p}{C_c} \left(\frac{H}{B_c} + 0.5 p \right)$$

en la que: **p** = relación de proyección es el cociente entre la distancia vertical entre la parte superior del conducto y el nivel del terreno de fundación, y la altura total del conducto (diámetro externo para conductos circulares).

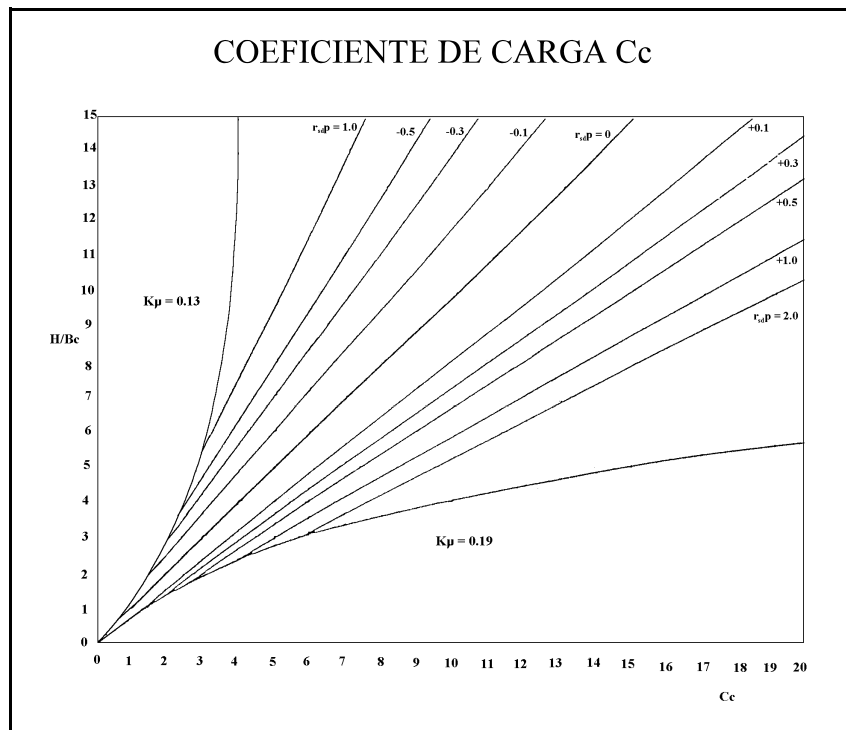
La Figura 1., ilustra esta determinación.

Y el coeficiente de carga (C_c), para instalaciones en terraplén, que se obtiene en función de la relación de asentamiento r_{sd} (ver tabla) y la relación de proyección, con el gráfico adjunto. La relación de proyección, a fin de entrar al gráfico, se calcula de la forma ilustrada en la Figura 1, según las características de la instalación en terraplén.



VALORES DE LA RELACIÓN DE ASENTAMIENTO		
Tipo de instalación y condiciones de la fundación	Relación de Asentamiento	
	Rango Usual	Valor de Diseño
Proyección Positiva	0.0 a +1.0	
En roca o suelo sin cedimiento	+1.0	+1.0
Suelo ordinario (*)	+0.5 a +0.8	+0.7
Suelo cedente	0.0 a +0.8	+0.3
Proyección Nula		0.0
Proyección Negativa	-1.0 a 0.0	
$p'=0.5$		-0.1
$p'=1.0$		-0.3
$p'=1.5$		-0.5
$p'=2.0$		-1.0
Zanja Inducida	-2.0 a 0.0	
$p'=0.5$		-0.5
$p'=1.0$		-0.7
$p'=1.5$		-1.0
$p'=2.0$		-2.0

(*) El valor de la relación de asentamiento depende del grado de compactación del material de relleno adyacente a los laterales del conducto. Cuando se utilicen métodos de construcción que garanticen una adecuada compactación del asiento y de los laterales, se recomienda utilizar una relación de asentamiento de +0.5.






Tablas para el Diseño

A fin de simplificar el diseño de este tipo de alcantarillas se han preparado unas tablas que se incluyen a continuación, juntamente con la descripción de las variables que debe suministrar el Proyectista y un detalle del procedimiento para el diseño utilizando estas tablas.

Se incluyen dos tablas: una para el diseño de tubos sin refuerzo y otra para tubos con refuerzo. La utilización de ambas tablas es similar: se ingresa por la columna izquierda con el diámetro necesario (y, si está en

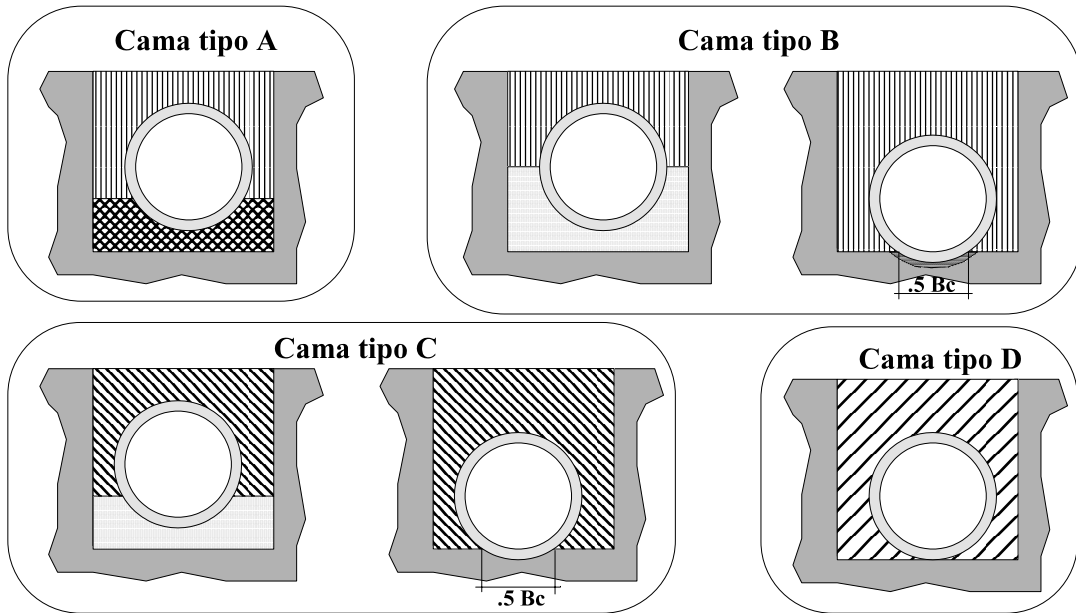
terraplén, con la relación de proyección), y en el interior de la tabla con la altura de relleno admisible, inmediatamente superior al requerido por la obra; desde este valor se obtiene, en el encabezamiento, el tipo de cama requerido y la clase de tubo según la norma AASHTO M170, y en el encabezamiento vertical derecho de la tabla (para el caso de instalación en zanja), el ancho de la zanja a practicar para la instalación.

Por ejemplo: para una alcantarilla de 90 cm de diámetro, y una tapada de 4.00m, de la tabla se obtiene un tubo Clase III, con cama tipo C y ancho de zanja de 1.68m.

		CLASE (S/AASHTO M170)			
DIAMETRO TUBO	ANCHO ZANJA	TIPO DE CAMA			
		A	B	C	D
 90cm	1.68m			 4.32m	
					

TIPOS DE CAMA

INSTALACION EN ZANJA:



INSTALACION EN TERRAPLEN:

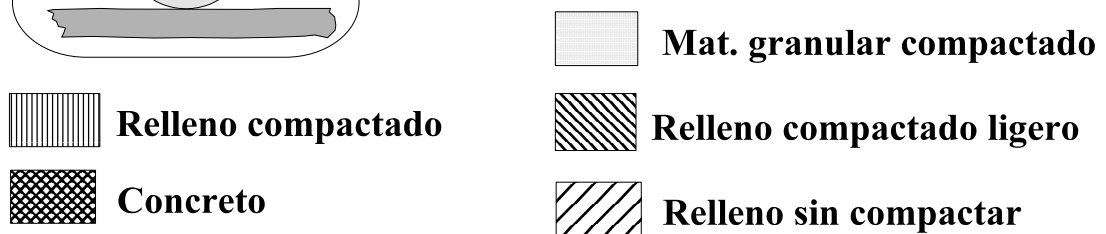
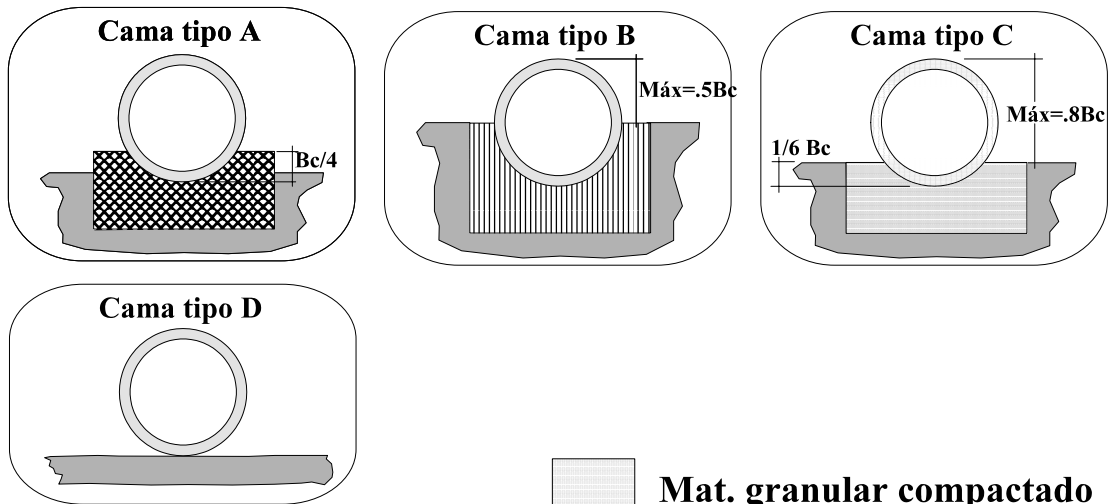


TABLA 1: TUBOS SIN REFUERZO CLASE I EN ZANJA
Tapada máxima (en metros)

DIÁMETRO (cm)	ANCHO ZANJA (m)	TIPOS DE CAMA				
		A	B	C	D	D*
30	.74	(5.75	3.07	1.56	.70
38 - 40	.89	(3.79	2.37	1.17	.90
50 - 53	1.03	7.52	3.21	2.09		
60 - 61	1.19	5.72	2.83	1.88		
70	1.39	4.55	2.43	1.62		
76 - 80	1.53	4.18	2.29	1.53		
90 - 91	1.68	3.80	2.12	1.40		

(*) Tapada mínima admisible. Para todos los otros tipo de cama, la tapada mínima admisible es 0.55m

La tabla fue confeccionada para relleno de peso unitario $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ y $K_c = 0.13$

Los espacios en blanco, no pueden utilizarse

con el tipo de cama correspondiente.

En todas las tablas que siguen a continuación, en la columna de los diámetros, se han consignado valores comerciales en unidades métricas y también los que resultan de convertir los especificados en unidades sajonas.

TABLA 2: TUBOS SIN REFUERZO CLASE I EN PROYECCIÓN POSITIVA BAJO TERRAPLÉN

DIÁMETRO B (cm)	P	CLASE I				
		CON CARGA VIVA				
		TIPO DE CAMA				
		A	B	C	D	D*
30	00	9.80	6.60	5.52	3.38	0.50
	0.3	7.90	5.06	4.22	2.46	0.60
	0.5	8.19	4.98	4.09	2.40	0.50
	0.7	8.32	5.10	4.12	2.38	0.50
	0.9	8.10	4.18	4.18	2.35	
38	00	7.86	5.55	4.62	2.76	0.60
	0.3	6.62	4.24	3.52	2.00	0.60
	0.5	6.91	4.17	3.43	1.91	0.60
40	0.7	7.06	4.28	3.49	1.93	0.60
	0.9	6.87	3.52	3.52	1.93	0.50
50	00	7.12	5.02	4.17	2.43	0.60
	0.3	6.04	3.79	3.11	1.78	0.60
	0.5	6.27	3.80	3.09	1.67	0.60
53	0.7	6.39	3.87	3.11	1.68	0.60
	0.9	6.27	3.18	3.18	1.65	0.50
60	00	6.55	4.60	3.81	2.17	0.70
	0.3	5.62	3.63	2.91	1.55	0.70
	0.5	5.82	3.48	2.84	1.51	0.60
61	0.7	5.94	3.62	2.91	1.47	0.60
	0.9	5.83	2.95	2.95	1.49	0.50
	00	5.89	4.11	3.39	1.85	0.70
70	0.3	5.10	3.07	2.62	1.22	0.80
	0.5	5.30	3.13	2.51	1.29	0.70
	0.7	5.42	3.25	2.56	1.38	0.60
	0.9	5.31	2.69	2.69	1.47	
	00	5.62	3.92	3.22	1.72	0.80
76	0.3	4.83	3.04	2.39	1.19	0.80
	0.5	5.08	2.93	2.35	1.27	0.70
80	0.7	5.17	3.13	2.50	1.38	
	0.9	5.06	2.50	2.50	1.48	
	00	5.29	3.67	3.01	1.55	0.80
90	0.3	4.55	2.74	2.20	1.09	0.90
	0.5	4.84	2.79	2.31	1.21	
	0.7	4.89	2.90	2.29	1.34	
91	0.9	4.83	2.42	2.42	1.45	

(*) Tapada mínima admisible. Para todos los otros tipo de cama, la tapada mínima admisible es 0.55m.

La tabla fue confeccionada para relleno de peso unitario $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$, $K_v = 0.19$ y $\text{rsd} = 0.70$.

Los espacios en blanco, no pueden utilizarse con el tipo de cama correspondiente.

TABLA 3: TUBOS REFORZADOS EN ZANJA
Tapada máxima (en metros)

DIAMETRO (cm)	ANCHO ZANJA (cm)	CON CARGA VIVA																						
		CLASE I				CLASE II					CLASE III					CLASE IV				CLASE V				
		TIPO DE CAMA				TIPO DE CAMA					TIPO DE CAMA					TIPO DE CAMA				TIPO DE CAMA				
A	B	C	D	A	B	C	C*	D	D*	A	B	C	D	D*	A	B	C	D	A	B	C	D		
30	0.80					13.73	3.10	1.85	0.70						6.71	3.48	1.75	0.70						4.36
38-40	0.95					10.25	3.45	2.16	0.60						6.80	3.83	2.07	0.60						4.70
53-50	1.10					9.06	3.64	2.36	0.55	1.07	0.90				6.68	4.00	2.26	0.55			12.58	4.83		
61-60	1.24					8.36	3.73	2.49	0.55	1.31	0.90				6.51	4.09	2.39	0.55			10.44	4.87		15.68
70	1.39					7.85	3.77	2.56	0.55	1.41	0.80				6.31	4.11	2.47	0.55			9.37	4.84		10.12
76-80	1.53					7.53	3.81	2.62	0.55	1.50	0.70	20.38			6.19	4.13	2.53	0.55		25.19	8.79	4.83		9.37
91-90	1.68					7.30	3.82	2.67	0.55	1.56	0.55	15.47			6.08	4.14	2.57	0.55		16.76	8.38	4.81		8.87
107-100	1.83					7.02	3.80	2.67	0.55	1.60	0.55	13.20			5.92	4.10	2.59	0.55		13.94	7.97	4.73		21.59
122-120	2.12					6.83	3.84	2.74	0.55	1.69	0.55	11.69			5.83	4.13	2.66	0.55		12.17	7.66	4.73		15.91
137	2.36					6.70	3.86	2.79	0.55	1.75	0.55	10.89			5.75	4.12	2.69	0.55		11.28	7.44	4.71		14.08
152	2.58	4.78	2.84	2.03	1.14	6.57	3.84	2.80	0.55	1.78	0.55	10.41			5.69	4.12	2.71	0.55	37.73	10.75	7.28	4.68	26.19	13.06
163	2.8111	4.78	2.87	2.07	1.21	6.47	3.84	2.81	0.55	1.81	0.55	10.02			5.63	4.11	2.73	0.55	25.94	10.33	7.14	4.66	21.54	12.34
183	3.03	4.76	2.88	2.09	1.25	6.38	3.83	2.82	0.55	1.83	0.55	9.75			5.59	4.10	2.74	0.55	22.35	10.03	7.04	4.64	19.33	11.85
213	3.47	4.72	2.90	2.12	1.31	6.29	3.84	2.80	0.55	1.87	0.55	9.34			5.51	4.09	2.76	0.55	18.92	9.59	6.88	4.61	17.00	11.19

(*) Tapada mínima: para todos los otros tipo de cama, la tapada mínima admisible es 0.55m

La tabla fue confeccionada para relleno de peso unitario $\rho = 1.7 \text{ t/m}^3$ y $K_c = 0.13$

Los espacios en blanco, no pueden utilizarse con el tipo de cama correspondiente.

TABLA 4: TUBOS REFORZADOS EN PROYECCIÓN POSITIVA BAJO TERRAPLÉN
Tapada máxima (en metros)

DIAMETRO (cm)	P	CON CARGA VIVA																	
		CLASE II					CLASE III					CLASE IV				CLASE V			
		TIPO DE CAMA					TIPO DE CAMA					TIPO DE CAMA				TIPO DE CAMA			
		A	B	C	D	D*	A	B	C	D	C*	A	B	C	D	A	B	C	D
30	0.0	6.17	4.31	3.56	1.93	0.80	8.28	5.86	4.39	2.95	0.60	12.47	8.88	7.45	4.69	17.48	12.47	10.49	6.67
	0.3	5.21	3.28	2.70	1.26	0.90	7.02	4.52	3.68	2.11	0.60	10.58	6.82	5.67	3.54	14.77	9.62	8.07	5.09
	0.5	5.43	3.25	2.61	1.15	0.90	7.29	4.42	3.59	2.07	0.60	10.96	6.70	5.56	3.36	15.33	9.42	7.85	4.36
	0.7	5.56	3.33	2.64	1.18	0.90	7.41	4.51	3.66	2.02	0.50	11.15	6.84	5.60	3.34	15.62	9.60	7.89	4.78
	0.9	5.39	2.68	2.68	1.25	0.90	7.22	3.70	3.70	2.04	0.50	10.82	5.63	5.63	3.31	15.14	7.92	7.92	4.75
38	0.0	6.36	4.46	3.68	2.05	0.70	8.53	6.04	5.04	3.06	0.50	12.84	9.15	7.68	4.84	18.00	12.34	10.30	6.88
	0.3	5.38	3.36	2.80	1.32	0.90	7.22	4.64	3.80	2.24	0.60	10.87	7.08	5.80	3.66	15.27	9.93	8.31	5.19
	0.5	5.56	3.32	2.72	1.32	0.80	7.48	4.56	3.76	2.14	0.50	11.31	6.94	5.74	3.53	15.80	7.70	8.06	4.98
40	0.7	5.77	3.43	2.74	1.35	0.70	7.64	4.64	3.80	2.15	0.50	11.48	7.06	5.80	3.44	16.07	9.90	8.13	4.93
	0.9	5.58	2.81	2.81	1.37	0.60	7.45	3.87	3.87	2.15	0.50	11.18	5.84	5.84	3.44	15.62	8.18	8.18	4.90
	0.0	6.50	4.56	3.77	2.14	0.70	8.72	6.18	5.16	3.14	0.50	13.12	9.35	7.85	4.95	18.39	13.12	11.03	7.03
50	0.3	5.55	3.50	2.81	1.47	0.70	7.37	4.69	3.94	2.33	0.50	11.13	7.22	6.06	3.69	15.63	10.15	8.42	5.32
	0.5	5.70	3.41	2.82	1.43	0.70	7.70	4.66	3.88	2.20	0.50	11.55	7.07	5.90	3.61	16.12	9.93	8.22	5.16
	0.7	5.92	3.55	2.83	1.44	0.60	7.87	4.78	3.89	2.23	0.50	11.75	7.20	6.94	3.56	16.44	10.11	8.30	5.05
53	0.9	5.72	2.91	2.91	1.50	0.60	7.62	3.94	3.94	2.24	0.50	11.43	5.99	5.99	3.50	16.01	8.37	8.37	5.02
	0.0	6.59	4.63	3.84	2.19	0.60	8.84	6.27	5.24	3.20	0.50	13.31	9.48	7.96	5.03	18.65	13.31	11.19	7.13
	0.3	5.63	3.60	2.97	1.50	0.70	7.47	4.79	3.95	2.40	0.50	11.27	7.32	6.12	3.80	16.78	10.30	8.61	5.40
60	0.5	5.84	3.49	2.90	1.49	0.60	7.77	4.74	3.93	2.25		11.73	7.16	5.92	3.67	16.41	10.10	8.37	5.21
	0.7	5.96	3.64	2.89	1.52	0.60	8.03	4.89	3.96	2.24		11.94	7.33	6.00	3.65	16.71	10.26	8.44	5.15
	0.9	5.88	2.95	2.95	1.54	0.60	7.79	4.04	4.04	2.32		11.60	6.08	6.08	3.61	16.22	8.51	8.51	5.14
70	0.0	6.65	4.68	3.87	2.33	0.60	8.92	6.32	5.28	3.24		13.42	9.56	8.03	6.07	18.30	13.42	11.28	7.19
	0.3	5.59	3.61	2.92	1.59	0.60	7.62	4.86	4.12	2.50		11.36	7.32	6.16	3.81	15.96	10.41	8.64	5.47
	0.5	5.94	3.54	2.89	1.50	0.60	7.90	4.85	3.96	2.37		11.80	7.23	6.02	3.65	16.61	10.15	8.48	5.31
	0.7	6.12	3.65	2.91	1.58		8.11	4.91	4.02	2.30		12.08	7.44	6.13	3.66	16.86	10.37	8.51	5.22
	0.9	5.96	2.99	2.99	1.66		7.92	4.06	4.06	2.32		11.81	6.11	6.11	3.65	16.37	8.61	8.61	5.17
76	0.0	6.70	4.72	3.91	2.27		8.99	6.38	5.33	3.27		13.53	6.64	8.09	5.12	18.96	13.53	11.37	7.25
	0.3	5.81	3.62	3.03	1.68		7.61	4.93	4.11	2.40		11.44	7.45	6.20	3.95	16.04	10.50	8.76	5.52
	0.5	6.03	3.59	2.89	1.59		8.01	4.84	4.00	2.33		11.96	7.29	6.10	3.81	16.70	10.32	8.57	5.29
80	0.7	6.07	3.72	3.00	1.68		8.19	5.04	4.08	2.42		12.21	7.47	6.09	3.73	17.03	10.53	8.65	5.23
	0.9	6.04	3.09	3.09	1.76		7.97	4.14	4.14	2.39		11.90	5.18	5.18	3.73	16.55	8.66	8.66	5.26
	0.0	6.75	4.75	3.94	2.30		9.05	6.42	5.37	3.30		13.61	9.70	6.15	5.15	19.08	13.61	11.45	7.30
90	0.3	5.70	3.64	3.12	1.61		7.72	4.89	4.10	2.49		11.66	7.56	6.24	3.84	16.25	10.58	8.86	5.57
	0.5	6.11	3.63	3.01	1.67		8.04	4.93	4.03	2.42		12.09	7.44	6.17	3.75	16.77	10.36	8.58	5.37
	0.7	6.19	3.70	2.98	1.77		8.25	5.06	4.13	2.42		12.31	7.55	6.19	3.70	17.09	10.61	8.69	5.34
91	0.9	6.04	3.12	3.12	1.86		8.01	4.21	4.21	2.42		11.91	6.31	6.31	3.73	16.62	8.74	8.74	5.29

(*) Tapada mínima: para todos los otros tipo de cama, la tapada mínima admisible es 0.55m.
 La tabla fue confeccionada para relleno de peso unitario $\rho = 1.7 \text{ t/m}^3$, $K_v = 0.19$ y $\text{rsd} = 0.70$.
 Los espacios en blanco, no pueden utilizarse con el tipo de cama correspondiente.

**TABLA 4: TUBOS REFORZADOS EN PROYECCIÓN POSITIVA BAJO TERRAPLÉN
(Continuación)
Tapada máxima (en metros)**

DIAMETRO (cm)	P	CON CARGA VIVA																			
		CLASE I				CLASE II				CLASE III				CLASE IV				CLASE IV			
		TIPO DE CAMA				TIPO DE CAMA				TIPO DE CAMA				TIPO DE CAMA				TIPO DE CAMA			
	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	A	B	C	D	
100	0.0					6.74	4.75	3.94	2.30	9.03	6.41	5.36	3.30	13.59	6.69	8.14	5.15	19.05	13.59	11.43	7.29
	0.3					5.85	3.73	2.96	1.67	7.68	5.01	4.09	2.43	11.66	7.52	6.24	3.94	16.10	10.60	8.77	5.49
	0.5					6.03	3.59	2.91	1.73	8.04	4.91	4.05	2.50	12.02	7.46	6.21	3.86	16.86	10.27	8.56	5.42
107	0.7					6.15	3.83	3.09	1.83	8.17	5.06	4.08	2.37	12.31	7.60	6.15	3.83	17.12	10.55	8.71	5.25
	0.9					6.10	3.09	3.09	1.93	8.10	4.17	4.17	2.45	11.98	6.28	6.28	3.79	16.72	8.80	8.80	5.31
120	0.0					6.83	4.81	4.00	2.36	9.15	6.50	5.43	3.36	13.77	9.82	8.24	5.22	19.30	13.77	11.58	7.39
	0.3					5.92	3.63	3.12	1.78	7.69	4.96	4.30	2.57	11.76	7.53	6.31	4.13	16.46	10.56	8.95	5.76
	0.5					6.06	3.81	3.10	1.86	8.21	4.94	4.12	2.44	12.13	7.54	6.33	3.92	16.99	10.51	8.81	5.41
122	0.7					6.35	3.92	3.15	1.97	8.41	5.12	4.19	2.54	12.49	7.66	6.33	3.82	17.36	10.78	8.80	5.44
	0.9					6.18	3.21	3.21	2.08	8.28	4.25	4.25	2.64	12.13	6.50	6.50	3.83	16.96	8.94	8.94	5.32
137	0.0					6.89	4.86	4.04	2.39	9.21	6.54	5.47	3.38	13.85	9.87	8.29	5.25				
	0.3					6.77	3.77	3.09	1.87	7.96	5.13	4.12	2.66	11.76	7.78	6.52	3.97				
	0.5					6.35	3.74	3.03	1.94	8.19	5.14	4.15	2.55	12.22	7.55	6.37	3.85				
	0.7					6.38	4.01	3.14	2.07	8.53	5.24	4.26	2.66	12.53	7.72	6.34	3.82				
152	0.9					6.34	3.31	3.31	2.18	8.36	4.35	4.35	2.77	12.35	6.44	6.44	3.93				
	0.0	5.47	3.82	3.14	1.74	6.90	4.86	4.05	2.41	9.24	6.56	5.49	3.40	13.90	9.91	8.32	5.27				
	0.3	4.98	3.03	2.41	1.44	5.93	3.67	3.17	1.92	7.86	5.26	4.23	2.55	11.72	7.69	6.32	4.07				
	0.5	5.06	2.97	2.54	1.54	6.19	3.85	3.06	2.00	8.30	5.09	4.17	2.63	12.43	7.53	6.24	3.97				
	0.7	5.22	3.20	2.73	1.68	6.44	3.96	3.25	2.13	8.51	5.23	4.30	2.75	12.30	7.74	6.41	3.95				
168	0.9	5.18	2.93	2.93	1.82	6.49	3.44	3.44	2.26	8.39	4.42	4.42	2.87	12.47	6.53	6.53	3.95				
	0.0	5.51	3.85	3.17	1.77	6.92	4.33	4.06	2.42	9.27	6.58	5.51	3.42	13.94	9.93	8.35	5.29				
	0.3	4.72	2.91	2.49	1.50	6.08	3.77	3.24	1.97	8.07	5.00	4.33	2.62	12.03	7.87	6.48	3.98				
	0.5	5.06	3.07	2.62	1.60	6.40	3.72	3.16	2.06	8.28	5.07	4.29	2.70	12.46	7.75	6.42	3.93				
	0.7	5.26	3.32	2.83	1.75	6.53	3.89	3.36	2.20	8.53	5.25	4.36	2.94	12.70	7.78	6.48	3.88				
183	0.9	5.25	3.04	3.04	1.89	6.41	3.57	3.57	2.33	8.44	4.44	4.44	2.97	12.45	6.63	6.63	4.00				
	0.0	5.52	3.86	3.19	1.79	6.92	4.89	4.07	2.43	9.29	6.60	5.52	3.43	13.97	9.96	8.37	5.30				
	0.3	4.83	2.98	2.54	1.54	6.20	3.85	3.09	2.01	7.98	5.11	4.22	2.68	11.97	7.59	6.61	4.06				
	0.5	5.05	3.15	2.69	1.64	6.28	3.74	3.23	2.10	8.25	5.07	4.13	2.77	12.47	7.54	6.32	3.93				
213	0.7	5.43	3.42	2.91	1.79	6.47	4.01	3.46	2.25	8.31	5.40	4.36	2.91	12.93	8.01	6.42	3.99				
	0.9	5.31	3.14	3.14	1.95	6.51	3.68	3.68	2.39	8.49	4.47	4.47	3.05	12.56	6.71	6.71	4.12				
	0.0	5.54	3.88	3.20	1.83	6.97	4.92	4.10	2.47	9.32	6.62	5.54	3.45								
	0.3	4.77	3.09	2.64	1.61	5.97	3.73	3.22	2.09	8.06	5.04	4.38	2.78								
213	0.5	5.31	3.26	2.79	1.71	6.61	3.92	3.38	2.19	8.44	5.29	4.23	2.88								
	0.7	5.48	3.59	3.06	1.88	6.64	4.23	3.63	2.35	8.79	5.28	4.48	3.04								
213	0.9	5.46	3.30	3.30	2.05	6.63	3.89	3.89	2.51	8.59	4.73	4.73	3.19								

(*) Tapada mínima: para todos los otros tipo de cama, la tapada mínima admisible es 0.55m
 La tabla fue confeccionada para relleno de peso unitario $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$ y $K_v = 0.13$
 Los espacios en blanco, no pueden utilizarse con el tipo de cama correspondiente.

Alcantarillas Flexibles de Tubo de Acero Corrugado

Esta sección se refiere al diseño estructural de los tubos de acero corrugado de sección circular a utilizar en las alcantarillas.

Se han elaborado planos tipo de cabeceras para alcantarillas tipo tubo de las siguientes dimensiones:

Alcantarillas simples y dobles con cabecera sin aletón: desde 0.30 m hasta 1.82 m de diámetro.

Alcantarillas simples con cabecera con aletón: desde 1.07 m hasta 2.13 m de diámetro.

Las tablas incorporadas, consideran tapadas variables desde 0.50 m hasta valores que dependen del tipo de caño colocado, extendiéndose hasta infinito.

Los tubos de acero corrugado colocados bajo el terraplén constituyen un sistema estructural complejo, donde interactúan el tubo de acero corrugado, de gran flexibilidad y el suelo circundante, para suministrar una gran capacidad de carga.

Nomenclatura

- A = área de pared necesaria
- C = compresión anular
- CF = coeficiente de flexibilidad
- D = diámetro del tubo o luz
- E = módulo de elasticidad del acero, en Kg/cm²
- fb = esfuerzos máximos de compresión
- H = altura del relleno sobre la tubería

I = momento de inercia de la pared en cm⁴/m

K = coeficiente de carga lateral a vertical del suelo

L = luz en metros

p = peso unitario del suelo

Pp = presión de diseño

Wd = carga del peso muerto de tierras

WL = carga viva

Cargas de Tránsito

Determinación de la sobrecarga viva (WL)

El efecto de la sobrecarga se determina considerando que la carga de cada rueda trasera del Camión Standard se distribuye, al aumentar la profundidad del plano considerado y a partir de los 0.60 m, sobre un cuadrado cuyo lado es 1.75 veces la profundidad. En estas condiciones, para una profundidad mayor que 1.028m se comienza la superposición de las dos cargas que están en un mismo eje. Para profundidades mayores que 2.40 m, y diámetros menores que 2.40 m, el efecto de la sobrecarga puede desprenderse. Para profundidades menores de 0.60 m, las cargas se considerarán como concentradas.

El impacto es función de la altura del relleno, tal como se expresó en el capítulo de puentes:

Relleno de 0.00m a 0.30m I = 30%

Relleno de 0.31m a 0.60m I = 20%

Relleno de 0.61m a 0.90m I = 10%

Estas especificaciones se pueden resumir en las siguientes expresiones para el cálculo de WL para alcantarillas tubo.

Relleno de 0.60 a 0.90 m:

$$W_L = \frac{7.25}{(1.75 H)^2} 1.10 D \left(\frac{t}{m}\right)$$

Relleno de 0.91 a 1.05 m:

$$W_L = \frac{7.25}{(1.75 H)^2} D \left(\frac{t}{m}\right)$$

Relleno de 1.06 a 2.40 m:

$$W_L = \frac{2 * 7.25}{(1.75 H + 1.80) (1.75 H)} D \left(\frac{t}{m}\right)$$

Cargas del Suelo

Para la determinación de la carga proveniente del peso del suelo, se requiere diferenciar los casos de instalación de tubos en terraplén o en zanja. Sin embargo, las restricciones para la profundidad de la zanja impuestas por la práctica, limitan la carga al punto que no resulta importante para los proyectos normales de alcantarillas.

En efecto, el espesor mínimo de pared, de la mayoría de los diámetros de tubería de acero corrugado, es adecuado para tapadas iguales o mayores que las profundidades usuales de las zanjas. Por este motivo, no se incluyen aquí los criterios para el cálculo de cargas correspondientes a instalaciones en zanja y la carga del peso del suelo es, directamente:

$$Wd = p h \quad (\text{Kg/m}^2)$$

Diseño

El proceso de diseño estructural consiste en los siguientes pasos:

1.- *Determinación de la densidad del material de relleno*

Esta es función de la compactación efectivamente lograda en el relleno, lo usual es adoptar una densidad del 85%, con lo cual el diseño se encuentra del lado de la seguridad para instalaciones en las que habitualmente se especifica el 90%.

2.- *Determinación de la presión lateral de diseño*

También en este caso el coeficiente K es función de la densidad del relleno, y conservadoramente se puede adoptar un valor K = 0.86 para una densidad de compactación del 85%, cuando la altura del relleno es igual o mayor que el diámetro del tubo. Si la altura del relleno es menor que el diámetro del tubo, se asume que la carga vertical total, también actúa en forma horizontal:

para $H \geq D$:

$$Pp = K (Wd + Wl)$$

para $H < D$:

$$Pp = (Wd + Wl)$$

3.- *Compresión anular en el tubo*

El esfuerzo de compresión que actúa en la pared del tubo, es igual a la carga radial multiplicada por el radio del cilindro:

$$C = Pp \frac{D}{2}$$

$$f_c = \frac{f_b}{2}$$

4.- Esfuerzo de compresión admisible en la pared

El esfuerzo admisible de compresión tangencial en la pared del tubo, varía de acuerdo a la condición de trabajo y adopta diferentes características en tres rangos: para esbelteces reducidas, el límite es el esfuerzo de aplas-tamiento del acero; para esbelteces intermedias, el esfuerzo está limitado por el pandeo local de la pared; y, para esbelteces elevadas, la limitación está dada por el pandeo global del anillo. Las siguientes expresiones expresan estos conceptos:

para $D/r < 294$:

$$f_b = 2320 \text{ Kg/cm}^2$$

para $294 < D/r < 500$:

$$f_b = 2812.31 - 0.0057 \left(\frac{D}{r}\right)^2$$

para $500 < D/r$:

$$f_b = \frac{3.47 \cdot 10^8}{\left(\frac{D}{r}\right)}$$

en las que r es el radio de giro de la sección de chapa del tubo para un ancho unitario.

A este valor, se le aplica un coeficiente de seguridad de 2, obteniéndose:

5.- Obtención del espesor necesario de pared

El área necesaria, y con ello el espesor, se determina en base al esfuerzo de compresión admisible determinado:

$$A = \frac{C}{f_c}$$

Con la Tabla adjunta, se elige el espesor de pared que suministra el área necesaria, con la misma corrugación empleada, a través del radio de giro r , para determinar el esfuerzo admisible.

6.- Verificación de la Rigidez para el manipuleo

En base a la experiencia, se han establecido y formulado exigencias mínimas para la rigidez de la tubería para facilitar el manipuleo y la instalación, sin que se requieran precauciones especiales ni refuerzos provisorios. El coeficiente de flexibilidad (CF) necesario, resulta de la limitación de las dimensiones combinadas de corrugación y espesor de la chapa.

$$CF = \frac{D^2}{EI}$$

Los valores máximos recomendados para instalaciones normales, son:

$$CF = 0.242 \text{ cm/Kg, para tubería armada}$$

en planta, con costuras remachadas, soldadas, helicoidales, en diámetros de 305 cm nominales (120").

$CF = 0.112$ cm/Kg, para tubería armada en obra, con costuras empennadas, en todos los diámetros que excedan los 305 cm nominales (120").

Tabla: Momento de inercia y sección transversal de las chapas y planchas de acero corrugado para tuberías de alcantarilla.

ESPESOR		INERCIA (cm ⁴ /m)		AREA (cm ² /m)	
		CORRUGACION		CORRUGACION	
(mm)	Cal. #	67.7x12.7mm	76.2x25.4mm	67.7x12.7mm	76.2x25.4mm
.864	22	1.5295	7.0191	8.20	9.41
1.016	20	1.8435	8.4393	9.84	11.30
1.321	18	2.4581	11.2934	13.10	15.05
1.626	16	3.0999	14.1885	16.40	18.84
2.007	14	3.9192	17.8346	20.49	23.56
2.769	12	5.6126	25.3317	28.70	33.02
3.505	10	7.4288	33.0609	36.91	42.50
4.267	8	9.3816	41.1042	45.15	52.03

(*) Los valores de esta tabla, están dados por metro de ancho.

Tablas de Diseño

Se incluyen tablas para el diseño de alcantarillas, elaboradas para las siguientes condiciones:

Peso unitario del suelo: 1922 Kg/m³
 Densidad relativa del relleno compactado:
 Mínimo de 85% normal según AASHTO
 Límite de fluencia del acero: 2320 Kg/cm²

Para el uso de las tablas, se ingresa con el diámetro de la alcantarilla en la columna derecha y se busca un valor de la tapada mayor o igual que la de diseño, en el interior de la tabla. El encabezamiento de la columna correspondiente a esa tapada suministra el espesor de la chapa a utilizar. Se incluyen dos tablas para diferentes corrugaciones de chapa.

**LÍMITES PARA LA ALTURA DE LA COBERTURA PARA TUBERÍA DE ACERO
CORRUGADO**

Con carga viva

Corrugaciones de 67.7 * 12.7 mm (22/3 * ½ pulg)

Diámetro o Luz en m.	Cobertura Mínima en m*	Tapada máxima (en metros)					
		Espesor Especificado en mm					
		1.321	1.626	2.006	2.769	3.505	4.267
0.305		60.655	75.591	94.488			
0.381		48.463	60.655	75.591			
0.457		40.234	50.597	63.094			
0.533		34.442	43.282	54.255	75.895		
0.607		30.175	37.795	47.244	66.447		
0.686			33.833	42.062	58.827		
0.762			30.175	37.795	53.035		
0.914			25.298	31.394	44.196	56.693	
1.067	0.305		21.641	26.822	37.795	48.768	59.436
1.219			18.898	23.470	33.223	42.672	52.121
1.372				20.117	28.346	36.576	44.606
1.524					24.079	31.090	38.100
1.676					20.726	26.518	32.614
1.829						22.250	27.127
1.981							22.555
2.134							18.593

**LÍMITES PARA LA ALTURA DE LA COBERTURA PARA TUBERÍA DE ACERO
CORRUGADO**

Con carga viva

Corrugaciones de 76.2 * 25.4 mm (3 * 1 pulg)

Diámetro o Luz en m.	Cobertura Mínima en m*	Tapada máxima (en metros)					
		Espesor Especificado en mm					
		1.321	1.626	2.006	2.769	3.505	4.267
0.914		23.165	28.956	36.881	50.902	65.227	80.163
1.067		19.812	24.689	31.090	43.586	56.388	68.580
1.219		17.374	21.641	27.737	38.100	49.073	60.046
1.372			19.202	24.384	33.833	43.586	53.340
1.524			17.374	21.946	30.480	39.319	47.549
1.676	0.305		15.850	20.117	27.737	35.662	43.586
1.829			14.326	18.288	25.298	32.614	39.929
1.981			13.411	16.764	23.165	30.175	36.881
2.134			12.192	16.154	21.641	28.042	34.138

*Desde la corona de la tubería hasta la subrasante.

Muros de Sostenimiento

Se han previsto dos tipos de muros de sostenimiento: los de concreto reforzado, tipo cantilever, y los muros de gravedad de mampostería de piedra. Se consideraron alturas de diseño variables. La altura de diseño se define en forma diferente para cada tipo de muro: para los muros de concreto reforzado, es la altura entre el nivel de coronamiento del muro y el nivel superior de la zapata delante del muro; para los de gravedad, es la altura total desde el coronamiento hasta el plano de fundación. En lo referente al relleno, se consideraron diferentes pendientes del terreno detrás de los muros.

Se han elaborado planos tipo de muros de concreto reforzado, tipo cantilever, para los siguientes casos:

Talud del relleno: horizontal y 1:2

Sobrecarga: la de tráfico para rellenos horizontales

Altura de diseño del muro: 3, 4, 5, 6 y 7 metros

Y planos tipo de muros de gravedad de mampostería de piedra, para los siguientes casos:

Talude del relleno: horizontal y 1:2

Sobrecarga: la de tráfico para rellenos horizontales

Altura de diseño del muro: de 3 a 12 metros

Cargas Utilizadas

Para el diseño de los muros se utilizan como cargas principales: el peso propio del muro, el peso del relleno posterior, el empuje del relleno y una sobrecarga de tránsito (Camión Standard) para el caso del relleno horizontal. El efecto de la sobrecarga se simula incrementando la altura del relleno para el cálculo del empuje horizontal en 0.60 metros.

Diseño

Para el diseño estructural del concreto reforzado, se utiliza el procedimiento de LRFD con los siguientes factores de carga:

para las sobrecargas:	$\gamma_L = 1.67$
para las cargas permanentes:	$\gamma_D = 1.00$
para los empujes de suelos:	$\gamma_E = 1.00$

Las combinaciones de carga son las establecidas en el Capítulo de Puentes.

Para la verificación de la estabilidad al volcamiento, deslizamiento y las tensiones en el terreno, se utilizan las cargas anteriormente mencionadas, sin factorar. La seguridad al volcamiento es, de acuerdo a las Standard Specifications for Highway Bridges, γ_2 para muros asentados sobre suelo. La seguridad al deslizamiento es $\gamma_1.5$. Respecto a las tensiones en el terreno de fundación, se deberá verificar en cada caso, que no se superen las tensiones tabuladas en los planos tipo.

El cálculo de los empujes se realiza con la teoría de Rankine, adoptando relleno granular con 30% de fricción interna. A los

efectos de verificar el deslizamiento, en algunos casos, los muros están provistos de un diente en la fundación. El empuje pasivo en este diente, se calcula con la misma teoría de Rankine y para el mismo tipo de suelo.

Muros de Gaviones

Los gaviones constituyen una solución válida para la realización de obras de contención en distintos lugares del país, por encontrarse en profusión el principal material constitutivo de los mismos: la grava. Se construyen colocando en configuraciones adecuadas, elementos con forma de paralelepípedo ejecutados con una malla, de acero galvanizado (a veces recubierto con PVC para zonas de ambiente marino), rellena con gravas.

La estructura de los muros de sostenimiento se arma con gaviones cosidos entre sí con alambre del mismo tipo, obteniéndose una excelente resistencia y ductilidad que le permiten adaptarse a las deformaciones impuestas sin perder resistencia. Con estos elementos es posible construir *muros típicos de gravedad* o, aprovechando en alguna medida la resistencia a la flexión de los gaviones, muros cuyo comportamiento está entre el de los muros de gravedad y los muros en cantilever; estos últimos se denominan *muros de semigravedad*.

Criterios de Diseño

Para lograr un buen comportamiento de las obras de retención de gaviones, debe realizarse con el máximo cuidado el relleno

de los mismos, cuidando que exista una distribución balanceada y uniforme de los paños de malla. Para ello, el material de relleno debe tener las dimensiones menores compatibles con la abertura de la malla a fin de tener una densidad uniforme que permita una mejor distribución de cargas y la participación más uniforme de la malla metálica en la absorción de los esfuerzos. Para contrarrestar la deformación por corte de los muros, se recomienda disponer el mayor número posible de diafragmas de malla ortogonales al lado externo del muro, colocando los gaviones con su lado mayor perpendicular al muro.

Los muros de gaviones se pueden ejecutar con escalones visibles del lado externo o del lado interno con paramento exterior plano. Desde el punto de vista estático, la estructura más eficiente se logra escalonando el muro del lado externo, pero por razones estéticas, muchas veces se prefiere mantener el paramento a la vista liso y colocar los escalones del lado de atrás. Cuando las alturas superan los 5 ó 6 metros, es aconsejable mantener el escalonamiento externo. De todas maneras siempre se recomienda inclinar el muro, por lo menos 6# a fin de obtener una buena seguridad al deslizamiento.

Con respecto a los otros tipos de muros de contención, los muros de gaviones están en mejores condiciones para favorecer el drenaje del trasdós. Sin embargo, cuando el relleno contiene una elevada proporción de suelos finos, es conveniente prever la construcción del relleno diseñando una mezcla filtrante para colocar inmediatamente en contacto con el muro.

Tablas para el Dimensionamiento

Con el objeto de simplificar el dimensionamiento, se han incluido tablas para muros de gravedad y semigravedad con escalones internos y externos.

Las tablas responden a dimensionamientos realizados para las siguientes condiciones:

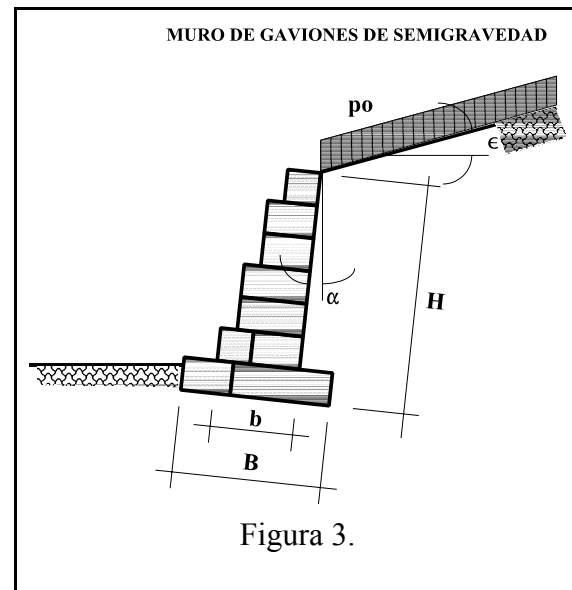
- 7 Peso específico de los gaviones $f_l = 1.7 \text{ t/m}^3$
- 7 Peso específico del suelo $f_t = 1.6 \text{ t/m}^3$
- 7 Módulo de elasticidad tangencial de los gaviones $G = 40 \text{ t/m}^2$
- 7 Angulo de inclinación $\alpha = 6^\circ$
- 7 Profundidad de la fundación = $H/10$

Se han preparado tablas para 3 condiciones de carga diferentes:

- 7 Talud del relleno horizontal ($\beta = 0$), sin sobrecarga ($p_0 = 0$)
- 7 Talud del relleno horizontal ($\beta = 0$), con sobrecarga equivalente a un metro adicional de terreno ($p_0 = f_t \times 1 \text{ m}$)
- 7 Talud del relleno inclinado un ángulo similar a B ($\beta = B$), sin sobrecarga ($p_0 = 0$)

Para utilizar las tablas, se ingresa con la altura necesaria del muro (H) por la columna derecha

de la tabla que corresponde a la configuración elegida: encabezada por la relación H/B y para muro escalonado atrás o adelante. Y se obtienen configuraciones estables para determinados valores del ángulo de fricción interna del suelo, la magnitud del esfuerzo de compresión máximo en el terreno de fundación (F_t), desplazamiento horizontal hacia el exterior en la clave del muro (ϵ) y el esfuerzo de compresión máxima en el cuerpo de la obra (F_m), sólo para los muros de semigravedad.



Muros a gravedad con escalones externo: H/B < 1,5												
H (m)	B (m)	$\epsilon = 0$		$p_0 = 0$		$\epsilon = 0$		$p_0 = \gamma_r$		$\epsilon \approx \varphi$		
		φ (-)	σ_r (kg/cm ²)	Δ (m)	σ_r (kg/cm ²)	φ (-)	σ_r (kg/cm ²)	Δ (m)	σ_r (kg/cm ²)	φ (-)	σ_r (kg/cm ²)	Δ (m)
2	2	15°	0.4	0.00	0.4	21°	0.4	0.01	0.4	20°	0.4	0.01
3	2.5	17°	0.6	0.01	0.6	22°	0.6	0.03	0.6	23°	0.6	0.02
4	3	19°	0.8	0.02	0.7	22°	0.7	0.05	0.8	25°	0.8	0.04
5	4	20°	0.8	0.05	0.7	23°	0.7	0.09	0.9	26°	0.9	0.09
6	4.5	20°	0.9	0.08	0.9	23°	0.9	0.13	1.0	27°	1.0	0.14
7	5	21°	1.1	0.11	1.0	23°	1.0	0.18	1.2	27°	1.2	0.21
8	5.5	21°	1.2	0.15	1.1	23°	1.1	0.23	1.3	28°	1.3	0.28
9	6	22°	1.3	0.19	1.2	23°	1.2	0.30	1.4	28°	1.4	0.37
10	6.5	22°	1.5	0.25	1.4	24°	1.4	0.35	1.6	29°	1.6	0.46

Muros a gravedad con escalones externo: 1,5 < H/B < 2												
H (m)	B (m)	$\epsilon = 0$		$p_0 = 0$		$\epsilon = 0$		$p_0 = \gamma_r$		$\epsilon \approx \varphi$		
		φ (-)	σ_r (kg/cm ²)	Δ (m)	σ_r (kg/cm ²)	φ (-)	σ_r (kg/cm ²)	Δ (m)	σ_r (kg/cm ²)	φ (-)	σ_r (kg/cm ²)	Δ (m)
2	1.5	18°	0.4	0.00	0.3	24°	0.3	0.02	0.4	24°	0.4	0.01
3	1.5	21°	0.6	0.02	0.8	26°	0.8	0.04	0.7	28°	0.7	0.03
4	2	22°	0.6	0.04	0.8	26°	0.8	0.07	0.7	29°	0.7	0.07
5	2.5	23°	0.8	0.06	0.8	26°	0.8	0.11	0.8	30°	0.8	0.12
6	3	23°	0.9	0.10	0.8	26°	0.8	0.16	0.9	30°	0.9	0.18
7	3.5	24°	1.1	0.14	0.9	26°	0.9	0.21	1.0	30°	1.0	0.26
8	4	24°	1.2	0.19	1.0	26°	1.0	0.28	1.2	31°	1.2	0.34
9	4.5	24°	1.3	0.25	1.1	26°	1.1	0.35	1.3	31°	1.3	0.44
10	5	24°	1.4	0.31	1.2	26°	1.2	0.42	1.4	31°	1.4	0.55

Muros a gravedad con escalones externos H/B > 2													
H (m)	B (m)	$\epsilon = 0$			$\epsilon = 0$			$\epsilon \approx \varphi$			$p_0 = 0$		
		φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	
2	1.5	18°	0.4	0.00	24°	0.3	0.02	24°	0.4	0.01	0.4	0.01	
3	1.5	21°	0.6	0.02	26°	0.8	0.04	28°	0.7	0.03	0.7	0.03	
4	2	22°	0.6	0.04	26°	0.8	0.07	29°	0.7	0.07	0.7	0.07	
5	2	24°	1.0	0.06	27°	1.4	0.11	31°	1.3	0.12	1.3	0.12	
6	2.5	24°	0.9	0.11	27°	1.2	0.17	31°	1.3	0.19	1.3	0.19	
7	2.5	25°	1.5	0.15	27°	2.1	0.23	32°	2.1	0.28	2.1	0.28	
8	3	26°	1.2	0.21	27°	1.9	0.32	32°	2.0	0.40	2.0	0.40	
9	3.5	26°	1.2	0.28	27°	1.8	0.41	33°	1.7	0.51	1.7	0.51	
10	4	26°	1.2	0.36	27°	1.7	0.50	33°	1.7	0.65	1.7	0.65	

Muros a semigravedad con escalones externos, H/b < 2,5													
H (m)	B (m)	$\epsilon = 0$			$\epsilon = 0$			$\epsilon \approx \varphi$			$p_0 = 0$		
		φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	
3	2.5	17°	0.5	0.3	21°	0.6	0.4	25°	0.6	0.4	0.6	0.4	
4	2.5	20°	0.8	0.5	23°	1.0	0.8	28°	1.0	0.7	1.0	0.7	
5	3	21°	0.8	0.6	24°	1.0	0.8	29°	1.1	0.7	1.1	0.7	
6	4.5	21°	1.1	0.7	23°	1.1	0.9	28°	1.2	0.9	1.2	0.9	
7	5	21°	1.2	0.8	24°	1.2	0.9	29°	1.4	1.0	1.4	1.0	
8	5	22°	1.2	1.2	24°	1.2	1.4	30°	1.5	1.5	1.5	1.5	
9	5.5	23°	1.4	1.2	25°	1.3	1.4	30°	1.6	1.6	1.6	1.6	
10	6	23°	1.4	1.2	25°	1.3	1.4	30°	1.7	1.7	1.7	1.7	

Muros a semigravedad con escalones externos, H/b > 2,5														
H (m)	B (m)	h (m)	$\epsilon = 0$			$\epsilon = 0$			$\epsilon \approx \varphi$					
			φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)
3	2.5	1.5	17°	0.5	0.3	0.02	21°	0.6	0.4	0.04	25°	0.6	0.4	0.03
4	2.5	1.5	20°	0.8	0.6	0.04	23°	1.0	0.8	0.08	28°	1.0	0.7	0.07
5	3	2	21°	0.8	0.6	0.07	24°	1.1	0.8	0.12	29°	1.1	0.7	0.12
6	4	2	21°	1.0	1.0	0.12	24°	1.0	1.4	0.19	29°	1.2	1.3	0.20
7	4.5	2.5	22°	1.2	0.7	0.18	24°	1.1	0.8	0.27	29°	1.3	0.9	0.30
8	4.5	2.5	23°	1.2	1.5	0.25	25°	1.1	2.1	0.35	31°	1.4	2.2	0.41
10	5	3	24°	1.3	1.4	0.31	26°	1.2	1.7	0.43	31°	1.5	2.1	0.55
	5	3	25°	1.3	1.9	0.40	26°	1.5	2.7	0.56	32°	1.5	3.2	0.71

Muros a semigravedad con escalones externos con alargamiento de la fundación														
H (m)	B (m)	h (m)	$\epsilon = 0$			$\epsilon = 0$			$\epsilon \approx \varphi$					
			φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)
3	5.5	1.5	14°	0.7	0.3	0.01	14°	0.7	0.5	0.05	16°	0.7	0.3	0.03
4	5.5	1.5	14°	0.8	0.7	0.05	16°	0.8	1.4	0.10	19°	0.8	0.8	0.07
5	6	2	15°	0.9	0.7	0.09	18°	0.9	1.1	0.16	21°	1.0	0.9	0.14
6	6	2	17°	1.0	1.3	0.15	19°	0.9	2.5	0.25	23°	1.0	1.9	0.24
7	6.5	2.5	18°	1.1	1.2	0.22	20°	1.0	1.8	0.33	24°	1.1	1.7	0.35
8	6.5	2.5	19°	1.0	2.0	0.31	21°	0.9	3.5	0.44	26°	1.4	3.2	0.48
9	7	3	20°	1.1	1.8	0.40	22°	1.3	2.5	0.55	27°	1.5	2.7	0.64
10	7	3	21°	1.5	2.7	0.51	23°	1.8	4.0	0.67	29°	1.9	4.2	0.79

Muros a gravedad con escalones internos, $H/B < 1,5$											
H (m)	B (m)	$\epsilon = 0$		$p_0 = 0$		$\epsilon = 0$		$p_0 = \gamma_i$		$\epsilon \approx \varphi$	
		φ (-)	σ_i (kg/cm ²)	d (m)	σ_i (kg/cm ²)	φ (-)	σ_i (kg/cm ²)	d (m)	σ_i (kg/cm ²)	φ (-)	d (m)
2	2	16°	0.4	0.00	0.4	22°	0.5	0.02	0.4	21°	0.01
3	2.5	18°	0.7	0.01	0.7	23°	0.8	0.04	0.7	25°	0.03
4	3	20°	1.0	0.03	1.0	23°	1.2	0.07	1.1	26°	0.07
5	4	20°	0.9	0.06	0.9	23°	1.0	0.11	1.0	27°	0.12
6	4.5	21°	1.1	0.09	1.1	23°	1.4	0.16	1.3	28°	0.20
7	5	22°	1.4	-0.14	1.4	24°	1.6	0.21	1.7	28°	0.30
8	5.5	22°	1.7	0.20	1.7	24°	2.0	0.29	2.1	29°	0.42
9	6	22°	2.0	0.27	2.0	24°	2.3	0.37	2.6	29°	0.56
10	6.5	23°	2.3	0.33	2.3	24°	2.6	0.47	3.1	29°	0.73

Muros a gravedad con escalones internos, $1,5 < H/B < 2$											
H (m)	B (m)	$\epsilon = 0$		$p_0 = 0$		$\epsilon = 0$		$p_0 = \gamma_i$		$\epsilon \approx \varphi$	
		φ (-)	σ_i (kg/cm ²)	d (m)	σ_i (kg/cm ²)	φ (-)	σ_i (kg/cm ²)	d (m)	σ_i (kg/cm ²)	φ (-)	d (m)
2	1.5	19°	0.4	0.01	0.4	25°	0.6	0.02	0.5	25°	0.01
3	1.5	22°	0.8	0.02	0.8	26°	1.2	0.05	1.0	29°	0.04
4	2	23°	1.3	0.05	1.3	27°	1.6	0.09	1.6	30°	0.10
5	2.5	24°	1.6	0.08	1.6	27°	2.0	0.14	2.1	31°	0.17
6	3	24°	2.0	0.13	2.0	27°	2.4	0.20	2.7	31°	0.28
7	4.5	24°	1.1	0.19	1.4	26°	1.4	0.29	1.5	30°	0.40
8	5	24°	1.4	0.26	1.7	26°	1.7	0.38	1.9	31°	0.55
9	5.5	24°	1.7	0.35	2.0	26°	2.0	0.48	2.3	31°	0.73
10	6	24°	2.0	0.44	2.3	26°	2.3	0.59	2.0	31°	0.93

Muros a gravedad con escalones internos H/B > 2													
H (m)	B (m)	$\epsilon = 0$				$\epsilon = 0$				$\epsilon \approx \varphi$			
		φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	$p_0 = 0$	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	$p_0 = \gamma_1$	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	$p_0 = 0$
2	1.5	19°	0.4	0.01	0.01	25°	0.6	0.02	0.02	25°	0.5	0.01	0.01
3	1.5	22°	0.8	0.02	0.02	26°	1.2	0.05	0.05	29°	1.0	0.04	0.04
4	2	23°	1.3	0.05	0.05	27°	1.6	0.09	0.09	30°	1.6	0.10	0.10
5	2	25°	1.8	0.07	0.07	27°	2.7	0.14	0.14	32°	2.6	0.16	0.16
6	2.5	25°	2.3	0.13	0.13	28°	3.0	0.20	0.20	32°	3.2	0.27	0.27
7	3.5	25°	1.2	0.19	0.19	27°	1.5	0.28	0.28	32°	1.7	0.38	0.38
8	4	25°	1.6	0.28	0.28	27°	1.9	0.40	0.40	32°	2.2	0.57	0.57
9	4.5	26°	1.8	0.37	0.37	27°	2.3	0.53	0.53	33°	2.5	0.77	0.77
10	5	26°	2.2	0.48	0.48	27°	2.6	0.67	0.67	33°	3.0	1.01	1.01

Muros a semigravedad con escalones internos, H/b < 2,5													
H (m)	B (m)	$\epsilon = 0$				$\epsilon = 0$				$\epsilon \approx \varphi$			
		φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	$p_0 = 0$	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	$p_0 = \gamma_1$	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	Δ (m)	$p_0 = 0$
3	2.5	17°	0.6	0.4	0.02	20°	0.7	0.6	0.05	26°	0.8	0.4	0.04
4	2.5	20°	0.9	0.7	0.05	22°	1.1	1.2	0.10	29°	1.3	0.9	0.08
5	3	20°	1.2	1.1	0.10	22°	1.5	1.7	0.17	29°	1.8	1.4	0.16
6	4.5	20°	1.1	1.5	0.15	22°	1.2	2.2	0.25	29°	1.3	1.9	0.26
7	5	20°	1.3	1.8	0.23	22°	1.4	2.6	0.34	29°	1.4	2.3	0.40
8	5	21°	1.3	2.6	0.31	23°	1.4	3.7	0.44	31°	1.8	3.3	0.52
9	5.5	21°	1.4	3.0	0.42	23°	1.5	4.2	0.57	31°	2.2	3.9	0.72
10	6	22°	1.6	3.3	0.52	23°	1.8	4.6	0.72	31°	2.7	4.4	0.94

Muros a semigravedad con escalones internos, $H/b > 2,5$														
H (m)	B (m)	b (m)	$\epsilon = 0$			$\rho_0 = 0$			$\epsilon \approx \varphi$			$\rho_0 = 0$		
			φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)
3	2.5	1.5	17°	0.6	0.4	0.02	20°	0.7	0.6	0.05	26°	0.8	0.4	0.04
4	2.5	1.5	20°	0.9	0.7	0.05	22°	1.1	1.2	0.10	29°	1.3	0.9	0.08
5	3	2	20°	1.2	1.1	0.10	22°	1.5	1.7	0.17	29°	1.8	1.4	0.16
6	4	2	21°	1.1	1.8	0.15	23°	1.1	3.2	0.24	30°	1.2	2.4	0.25
7	4.5	2.5	21°	1.2	2.3	0.24	23°	1.2	3.9	0.35	30°	1.4	3.1	0.41
8	4.5	2.5	22°	1.2	3.6	0.32	25°	1.3	6.0	0.43	31°	2.0	5.4	0.56
9	5	3	22°	1.4	4.4	0.45	25°	1.5	6.5	0.58	31°	2.4	6.1	0.78
10	5	3	24°	1.7	5.7	0.53	29°	1.7	6.1	0.59	35°	2.3	7.4	0.90

Muros a semigravedad con escalones internos con alargamiento de la fundación														
H (m)	B (m)	b (m)	$\epsilon = 0$			$\rho_0 = 0$			$\epsilon \approx \varphi$			$\rho_0 = 0$		
			φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)	φ (-)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_m (kg/cm ²)	Δ (m)
3	5.5	1.5	14°	0.7	0.4	0.02	14°	0.8	0.7	0.06	16°	0.7	0.5	0.03
4	5.5	1.5	14°	0.8	0.9	0.06	16°	0.9	2.0	0.12	20°	0.9	1.1	0.08
5	6	2	15°	0.9	1.3	0.11	17°	1.0	2.7	0.20	22°	1.0	1.7	0.17
6	6	2	17°	1.0	2.4	0.18	20°	1.1	5.3	0.27	24°	1.2	3.5	0.29
7	6.5	2.5	17°	1.1	3.3	0.29	20°	1.2	6.5	0.40	25°	1.6	4.3	0.45
8	6.5	2.5	19°	1.3	5.4	0.37	25°	1.5	6.0	0.43	29°	2.0	6.6	0.58
9	7	3	20°	1.5	5.6	0.50	26°	1.7	5.6	0.54	30°	2.4	6.7	0.80
10	7	3	24°	1.5	5.7	0.53	29°	1.9	6.1	0.59	35°	2.1	7.4	0.90