



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

**A LOS ASISTENTES A LOS CURSOS**

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

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

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

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

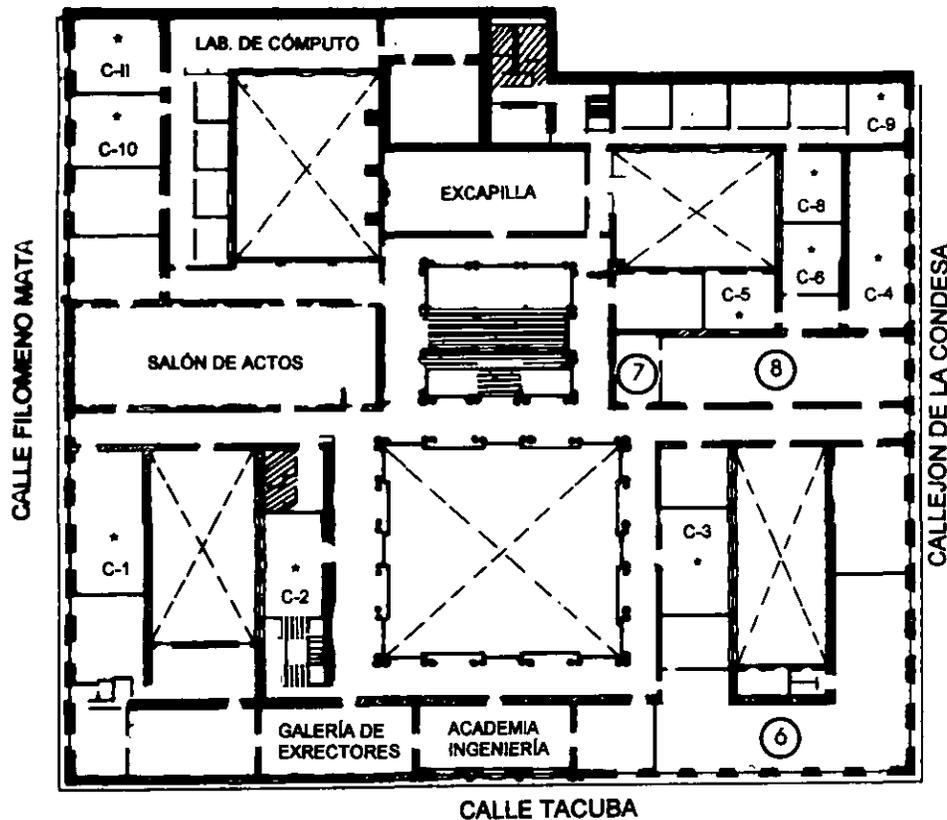
Es muy importante que todos los asistentes llenen y entreguen su hoja de inscripción al inicio del curso, información que servirá para integrar un directorio de asistentes, que se entregará oportunamente.

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

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

**Atentamente  
División de Educación Continua.**

# PALACIO DE MINERÍA



1er. PISO

## GUÍA DE LOCALIZACIÓN

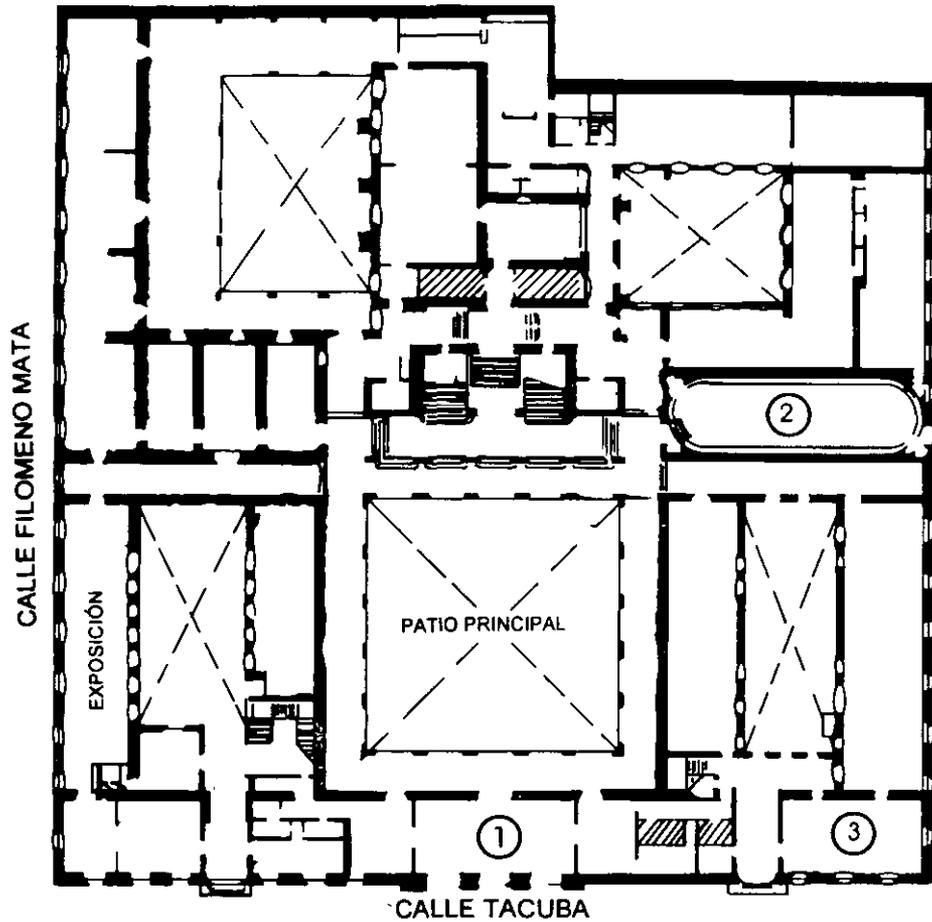
1. ACCESO
  2. BIBLIOTECA HISTÓRICA
  3. LIBRERÍA UNAM
  4. CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN "ING. BRUNO MASCANZONI"
  5. PROGRAMA DE APOYO A LA TITULACIÓN
  6. OFICINAS GENERALES
  7. ENTREGA DE MATERIAL Y CONTROL DE ASISTENCIA
  8. SALA DE DESCANSO
- SANITARIOS
- \* AULAS



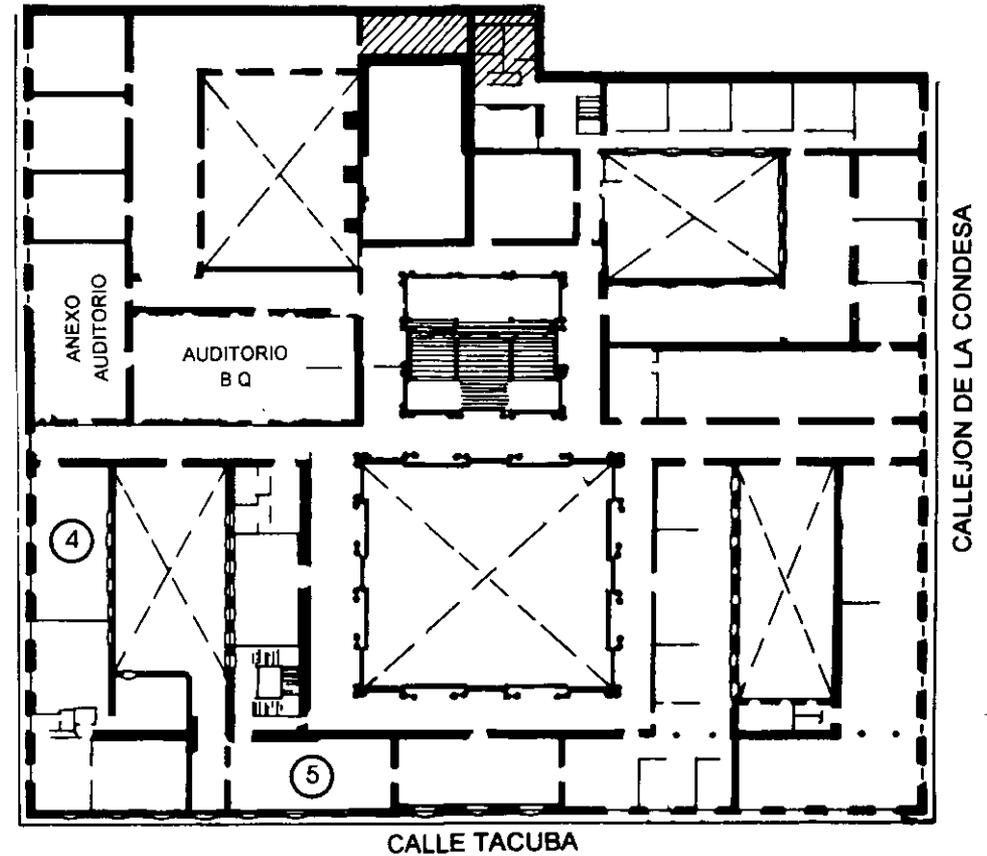
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA  
FACULTAD DE INGENIERÍA U.N.A.M.  
CURSOS ABIERTOS



# PALACIO DE MINERIA



PLANTA BAJA



MEZZANINNE



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

**CURSOS INSTITUCIONALES  
COMISION DEL AGUA DEL ESTADO DE MEXICO**

**DISEÑO DE DRENAJES PLUVIALES**  
Del 30 de agosto al 3 de septiembre de 1999.

*Apuntes Generales*

Ing. Alfonso Morales García  
Ing. Constantino Gutiérrez Palacios  
Ing. Jorge L. Navarro Ponce  
Palacio de Minería  
1999.

**DISEÑO DE DRENAJES PLUVIALES**  
**30 DE AGOSTO AL 3 DE SEPTIEMBRE DE 1999**

HORA	LUNES 30	MARTES 31	MIÉRCOLES 1	JUEVES 2	VIERNES 3
15:00 - 15:10	Presentación del curso (1)	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Precipitación pluvial y escurrimiento</li> <li>• Registros de precipitación pluvial y escurrimiento (2)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estimación del gasto del escurrimiento a partir de la precipitación pluvial</li> <li>• Método racional (3)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Elaboración de un proyecto de un sistema de alcantarillado pluvial</li> <li>• Diseño de drenajes superficiales (3)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Transito de flujo variado en tuberías de gran diámetro</li> <li>• Salto hidráulico (4)</li> </ul>
15:10 - 16:30	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Introducción</li> <li>• Importancia de los drenajes pluviales</li> <li>• Principales componentes de un drenaje pluvial (2)</li> </ul>				
16:30 - 16:45	R e c e s o				
16:45 - 18:15	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Estudios requeridos para el diseño</li> <li>• Fundamentos de hidrología (2)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Intensidad de tormentas</li> <li>• Frecuencia de las tormentas intensas (2)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Método de Burkli-Ziegler</li> <li>• Método Gráfico</li> <li>• Otros métodos empíricos (3)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diseño de drenajes con redes de tuberías</li> <li>• Diseño de emisores de grandes diámetros (3)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Secciones de Transición</li> <li>• Disipadores de energía (4)</li> </ul>
18:15 - 18:30	R e c e s o				
18:30 - 20:00	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Hidrología urbana (2)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Formulaciones de las relaciones intensidad-duración-frecuencia</li> <li>• Ejemplo de aplicación (2)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ejemplos de cálculo de gastos por diversos métodos. (3)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Diseño de estructuras complementarias               <ul style="list-style-type: none"> <li>- Rejas y rejillas</li> <li>- Desarenadores</li> <li>- Tanques de tormenta</li> <li>- Coladeras (3)</li> </ul> </li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Ejemplos de diseño (4)</li> <li>• Examen (2)</li> </ul>

- (1) Ing. Sergio Cerecero Galicia  
 (2) Ing. Alfonso Morales García  
 (3) Ing. Constantino Gutiérrez Palacios  
 (4) Ing. Jorge L. Navarro Ponce

**DISEÑO DE DRENAJES PLUVIALES**  
**30 DE AGOSTO AL 3 DE SEPTIEMBRE**

**ING. ALFONSO MORALES GARCIA**  
**AGOSTO DE 1999**

## **DISEÑO DE DRENAJES PLUVIALES**

### **1. - INTRODUCCION**

Conforme se desarrollan las localidades van requiriendo de servicios básicos, entre los cuales se cuentan los de abastecimiento de agua potable, drenaje sanitario y drenaje pluvial, propiciando, a su vez, un mayor crecimiento de las localidades.

Para el caso del agua potable y el drenaje sanitario, los Organismos Operadores se han preocupado por estudiar y editar normas de proyecto, entre los cuales se cuenta con el de la Comisión Nacional del Agua, el de la DGCOH, el de CEAS y los lineamientos que han adecuado los Organismos Operadores para las localidades que operan.

Sin embargo, el drenaje pluvial ha sido tradicionalmente un servicio poco estudiado, de tal forma que a la fecha existen criterios poco conocidos y que solo son aplicados por especialistas en la materia, adoptando muchas de las normas creadas para el alcantarillado sanitario.

A continuación se dan algunos términos que se utilizan en el diseño de drenajes pluviales.

#### **Cuenca**

Es el área, en proyección horizontal, encerrada por el parteaguas, y proporciona el gasto que escurre sobre el terreno, calles de la zona urbana, arroyos y ríos hacia el sitio de menor nivel topográfico de la misma, que corresponde a la salida de la misma.

El parteaguas es una línea imaginaria, que limita a las cuencas y que va por los puntos de mayor nivel topográfico o de rasantes de vialidad.

#### **Aguas blancas**

Se denomina así al agua de lluvia que escurre una vez que la basura y materias orgánicas de deshecho han sido desalojadas de la superficie del terreno por las aguas de lluvia caídas al inicio de una precipitación pluvial.

### Aguas broncas

Son las originadas por precipitaciones pluviales de gran intensidad que escurren desde las zonas altas de una cuenca, adquiriendo velocidades altas al transitar en tramos de gran pendiente, ocasionando daños en las partes bajas de zonas pobladas.

### Agua de lluvia

Es la proveniente de precipitaciones pluviales que caen en las calles, techos y patios de las casas y que pueden canalizarse por el sistema de alcantarillado pluvial. Para el diseño de éste, las de mayor interés son las precipitaciones en forma de lluvia, puesto que en nuestro país las nevadas y granizadas no son muy frecuentes.

### Area de aportación

Se denomina así al área de la cuenca que aporta agua de lluvia ( por alejar) a un determinado tramo de interceptor, integrada por dos áreas, la llamada propia del tramo y la tributaria.

El área propia del tramo es la inmediata al tramo de interceptor, de la cual las aguas pluviales se incorporan a aquel directamente, por medio de bocas de tormenta y albañales pluviales.

El área tributaria es la más alejada del tramo que la propia, cuyas aguas canalizadas concurren al tramo mencionado en el pozo de visita situado aguas arriba.

### Coefficiente de escurrimiento

Se denomina así a la relación entre lo que escurre y lo que llueve, este valor es menor de 1, sin embargo no se tienen mediciones en localidades, así como no se conoce el escurrimiento en los nuevos fraccionamientos, debido al nuevo uso del suelo, razones por las cuales se utilizan las recomendaciones de los manuales, cuya copia se anexa a este apunte.

### Intensidad de lluvia.

Se denomina así, a la relación entre la altura de precipitación y su duración.

$$i = hp/d$$

## Datos pluviográficos

Son los datos de lluvia que se obtienen de los pluviógrafos, se utilizan para determinar la intensidad de lluvia máxima durante los aguaceros.

Para ello, se recopilan los pluviogramas máximos, que son las gráficas del pluviógrafo donde se registran las alturas de lluvia.

## Período de retorno (T)

Es el tiempo en que un evento (lluvia) de magnitud determinada, puede ser igualado o excedido por lo menos una vez, se mide en años y corresponde al inverso de la frecuencia.

Para determinar su valor se recurre a estudios de costo-beneficio, aunque generalmente se toman valores recomendados de acuerdo a las obras que se propondrán.

En el caso de drenajes pluviales de localidades urbanas, se recurre al manual de la DGCOH, el cual en función de las vialidades de acceso y del tamaño de la localidad valúa dicho período de retorno.

Usualmente, cuando se tienen datos de un cierto período y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolar dichos datos a períodos de retorno mayores a la de las mediciones, es necesario asignar un valor de T a cada dato registrado, para ello se utiliza la teoría de la selección de datos, que pueden ser de 2 tipo:

Selección por máximos anuales, que implica tomar el valor más grande de cada año, y entonces el período de retorno se calcula con la expresión:

$$T = n+1/m$$

Siendo:

T	Período de retorno, en años
n	Número de años de registro
m	Número de orden del dato

Selección por excedentes anuales, en este criterio se seleccionan los n valores más grandes de la muestra, y el período de retorno se determina con la expresión:

$$T = n/m$$

Probabilidad de riesgo:

Es la probabilidad de que un evento ( lluvia), ocurra por lo menos una vez durante la vida útil de la obra.

$$R = 1-(1-1/T) ^n$$

## 2. - IMPORTANCIA DE LOS DRENAJES PLUVIALES.

Las precipitaciones pluviales en muchos casos originan molestias, daños materiales y aun pérdidas de vida, lo que hace necesario, principalmente en las localidades urbanas afectadas, que se construyan obras cuyo objetivo es alejar las aguas pluviales, hasta los sitios en que no causan daño ni molestias, siendo generalmente conducidas a lugares en que pueden ser incorporadas a corrientes superficiales, a depósitos naturales de agua o directamente al terreno por medio de pozos de absorción.

Como ya se mencionó, los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial son similares en algunos aspectos, difiriendo en otros, por lo cual gran parte de las normas para proyecto de alcantarillado sanitario son aplicables a los sistemas pluviales. En este curso se incluyen las que varían respecto a las primeras y las específicas de las obras de alcantarillado pluvial.

Los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial, se construyen generalmente separados, a fin de no incrementar los volúmenes de aguas residuales que se haga necesario tratar, además, atendiendo a razones de índole económica, los sistemas pluviales ( con excepción del combinado) no deben proyectarse con longitudes similares a las de los alcantarillados sanitarios, es decir, la longitud total de la red pluvial deberá ser siempre menor que la que tenga la red que elimina las aguas residuales

El alcantarillado combinado se justifica solamente en localidades urbanas en las que previamente se tenga establecido y en operación un sistema de este tipo, en cuyo caso, para las obras de rehabilitación y ampliación de tales sistemas, son aplicables las normas para proyecto tanto del alcantarillado sanitario como del alcantarillado pluvial.

### **3. - PRINCIPALES COMPONENTES DE UN DRENAJE PLUVIAL.**

Un drenaje pluvial está compuesto por una serie de estructuras, mismas que a continuación se mencionan.

#### **Boca de tormenta**

Es una estructura que se utiliza para la captación de las aguas pluviales, se sitúa en las banquetas y calles de una localidad.

Están constituidas por una caja que funcione como decantador, en la cual pueden depositarse las materias más pesadas que arrastre el agua y por una coladera con su estructura de soporte que permita la entrada del agua. Se deben construir en banquetas y/o en los arroyos de las calles. Desde la caja, el agua será conducida, a los interceptores, mediante una tubería de concreto, a la cual se le denominará albañal pluvial.

De acuerdo con su localización y diseño, las bocas de tormenta pueden tener alguna de las siguientes coladeras:

- a.- Coladera de banqueta, con capacidad aproximada de 15 lps, y diámetro de albañal de 15 cm.
- b.- Coladera de piso, con capacidad aproximada de 25 lps y diámetro de albañal de 15 cm.
- c.- Coladera de piso y banqueta, con capacidad aproximada de 40 lps y diámetro de albañal de 20 cm
- d.- Coladera longitudinal de banqueta, se construyen con capacidad aproximada de 40 lps por tramo, siendo el número mínimo de éstos de tres. El diámetro del albañal para 3 y 4 tramos es de 38 cm y para las de 5 y 6 tramos de 45 cm.
- e.- Coladera transversal, su capacidad aproximada es de 40 lps por tramo, se construyen en calles de 8.00 m de ancho y menores, con albañal de 61 cm de diámetro. En calles de anchos mayores, el albañal puede ser de 76 cm.

De acuerdo con los materiales por usar en las coladeras, las bocas de tormenta pueden ser de los siguientes tipos:

Tipo A Con coladera de piso y banqueta, brocal de hierro fundido o de concreto, con rejilla frontal de hierro fundido y marco y rejilla de fofo en piso.

Tipo B Con coladera de piso, marco y tapa de fofó

Tipo C Con coladera de banqueteta, con brocal de fofó o concreto y rejilla frontal de fofó

#### Albañal pluvial

Es la tubería que se utiliza para conducir las aguas pluviales desde la estructura que las capta, a la cual se le llama boca de tormenta, hasta las tuberías denominadas interceptores que las desaloja de la localidad.

El diámetro de estos albañales pluviales será el siguiente:

- a.- De 15 cm para las coladeras de piso y de banqueteta
- b.- De 20 cm para las coladeras de piso y banqueteta
- c.- De 38 y 45 cm para las coladeras longitudinales de banqueteta
- d.- De 61 y 76 cm para las coladeras transversales.

#### Interceptor pluvial

Es propiamente la red de drenaje pluvial, ya que va recolectando los escurrimientos provenientes de las bocas de tormenta, generalmente están constituidos por tuberías, y descargan en los emisores pluviales.

El diámetro mínimo de las tuberías que se utilizarán, será de 30 cm.

En determinados casos en que la topografía de la localidad sea plana, los niveles de las aguas freáticas altos y se disponga de escasos desniveles respecto a las elevaciones necesarias en el sitio de vertido, pueden proyectarse alcantarillas de sección rectangular o trapecial, previa justificación de la necesidad de ello.

#### Emisor pluvial

Se denomina así al conducto que ya no recibe aportaciones pluviales, siendo su función única la de conducir el agua de lluvia hasta su vertido, podrá estar constituidos por tuberías, un conducto de sección rectangular o un canal a cielo abierto, cuya sección dependerá del gasto y de las condiciones locales de topografía, geotecnia, urbanización, etc.

En un proyecto y de acuerdo con la topografía e hidrografía de una localidad, se pueden tener varios emisores según sean los sitios de vertido más adecuados por utilizar.

## Vertido

Es el sitio en que el emisor entrega las aguas de lluvia a un arroyo, río, lago, al mar o al terreno, para su disposición final. En ningún caso se someterán a tratamiento.

Las características estructurales y funcionales de la estructura de descarga, dependerán del sitio elegido para el vertido, del gasto máximo por entregar, estabilidad de los taludes, facilidad de limpieza, etc.

Cuando el emisor esté constituido por un conducto para descargar las aguas pluviales, se utilizará una estructura que permita encauzar las aguas en la corriente y a un nivel que tome en cuenta evitar azolve en el sitio de vertido y por otro lado, el remanso cuando se presenten avenidas máximas en la corriente receptora. La construcción de la estructura de descarga se hará preferentemente en un tramo recto del río, debiendo tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en la sección del vertido.

## Tanques de tormenta

Son estructuras, generalmente de concreto armado, que regulan los caudales y ayudan a que las tuberías de drenaje sean de menor diámetro.

El dimensionamiento de estas estructuras se hace con ayuda del tránsito de las avenidas en vasos, esta ecuación se expresa como:

$$I - O = Ds/Dt$$

## Estaciones de bombeo

Si como resultado de la planeación y anteproyecto se requiere el bombeo de las aguas pluviales, se deberá diseñar el cárcamo de bombeo y todo el equipo electromecánico.

## Estructuras de inspección.

### a.- Pozos de visita

Cuando el conducto utilizado sea de sección circular, se emplearán pozos de visita común, especial, pozo caja y pozos con caída, según los planos tipo existentes.

b.- Registro de visita

Cuando el conducto sea de sección diferente a la circular, se emplearán registros cuyo proyecto se realizará para cada caso específico.

#### 4. - ESTUDIOS REQUERIDOS PARA EL DISEÑO

Para elaborar un proyecto de drenaje pluvial, se requieren realizar, previamente, los siguientes estudios:

a.- Estudio topográfico

Se deberá realizar un levantamiento topográfico de la localidad, incluyendo la cuenca de aportación correspondiente, dibujado a escalas de 1: 2,000 y 1: 10,000, con curvas de nivel cuya equidistancia sea de 1.00 m. En zonas muy accidentadas, en la cuenca de aportación, se pueden aceptar equidistancias mayores, aunque en las zonas urbanas la equidistancia puede ser menor, por ejemplo curvas a cada 0.50 m. Este levantamiento topográfico deberá contemplar datos de tenencia de la tierra y costos de afectaciones, así como toda la infraestructura existente.

Con los datos topográficos de la localidad, y para el caso de Fraccionamiento nuevos, se deberá hacer el estudio de rasantes de las vialidades proyecto.

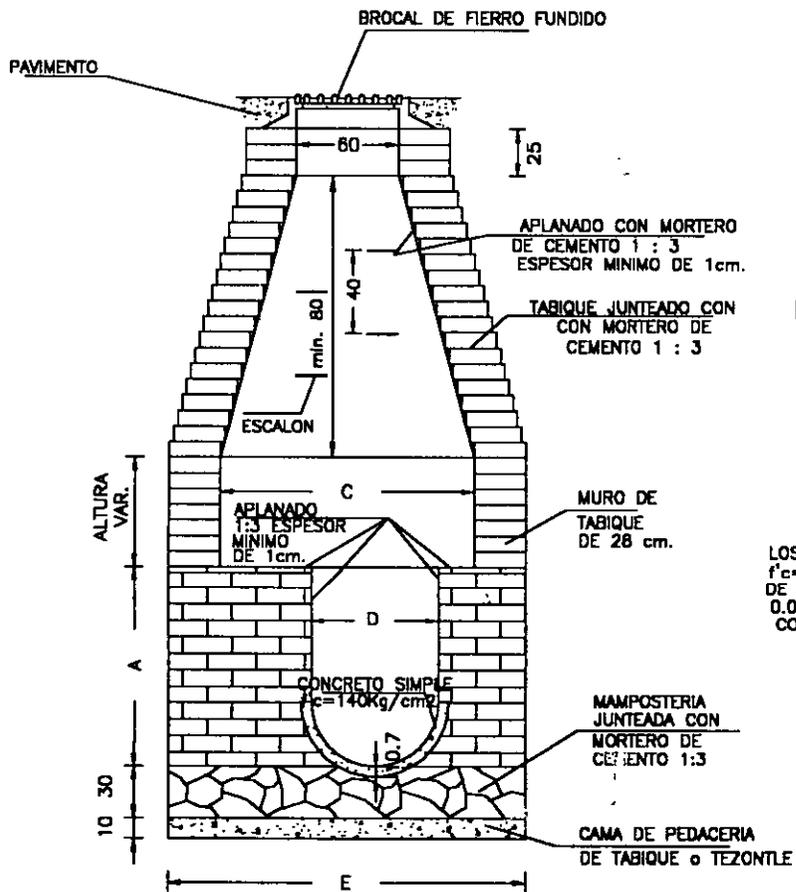
b.- Estudio hidrológico

Este estudio se debe realizar para determinar la lluvia de diseño asociada a un cierto período de retorno, para ello, se debe recopilar, en el Servicio Meteorológico Nacional, dependiente de la Comisión Nacional del Agua, las curvas masa de los pluviógrafos ubicados en la zona.

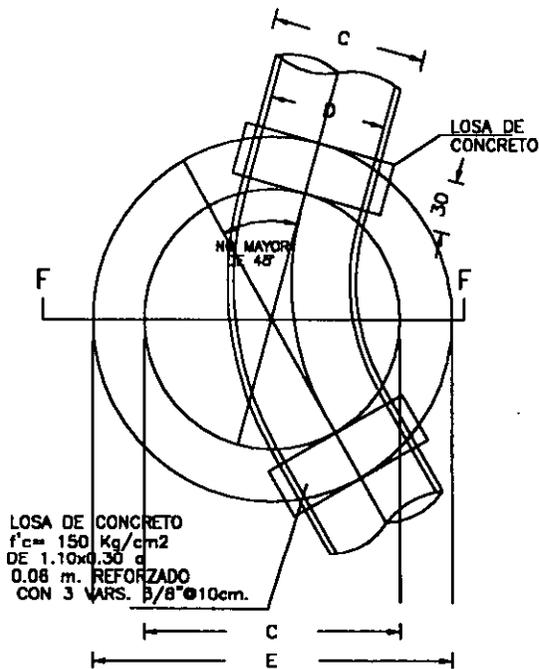
A estas curvas masa se le da un tratamiento estadístico, de tal forma de encontrar una relación entre la intensidad de lluvia, la duración de la tormenta y el período de retorno.

Con esta relación i-d-T, se procede al diseño de la red pluvial.

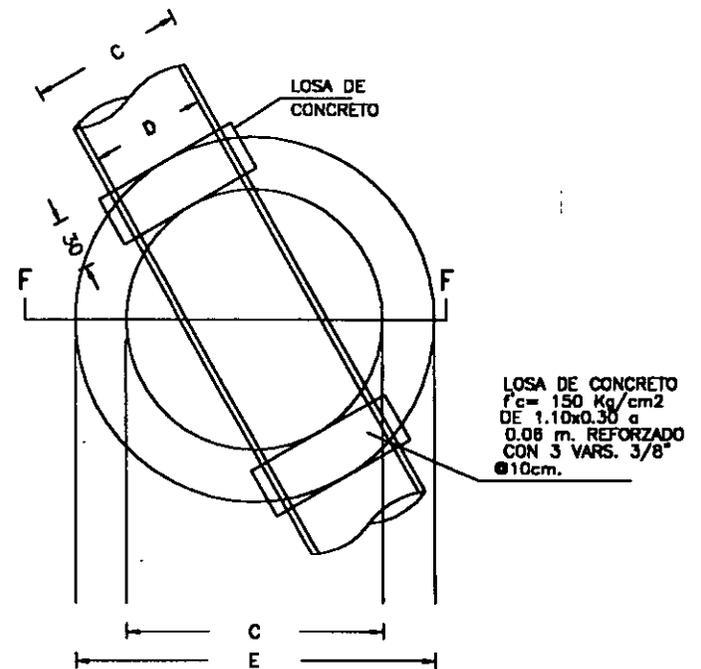
Como apoyo de lo descrito, se hace referencia al "Manual de Normas de proyecto para obras de alcantarillado pluvial en localidades urbanas de la República Mexicana", de la extinta SEDUE, del cual se anexa una copia.



CORTE F-F



PLANTA



PLANTA

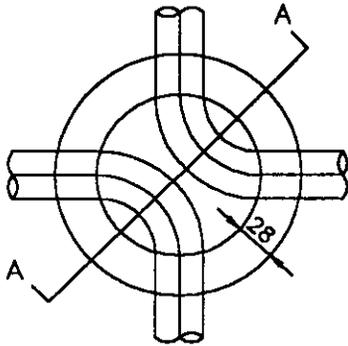
DIAMETRO (m) D	A (m)	PROF. VAR. (m) H	C (m)	E (m)
0.76	0.91	2.25	1.10	1.70
0.91	1.07	2.35	1.30	1.90
1.07	1.24	2.50	1.50	2.10
1.22	1.52	2.70	2.00	2.60

ACOT. (cm.)

POZO DE VISITA ESPECIAL DEFLEXION HASTA 45°  
DIAMETRO 76 a 122 cm.

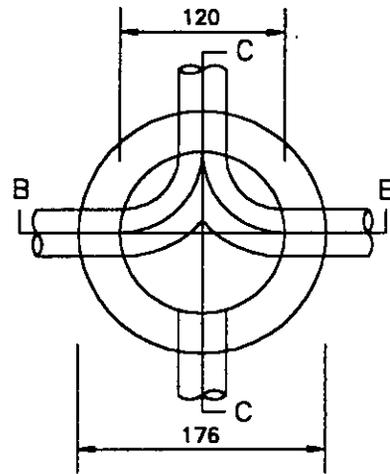
FUENTE PLANO TIPO VC. 1986

POZO TIPO "A"

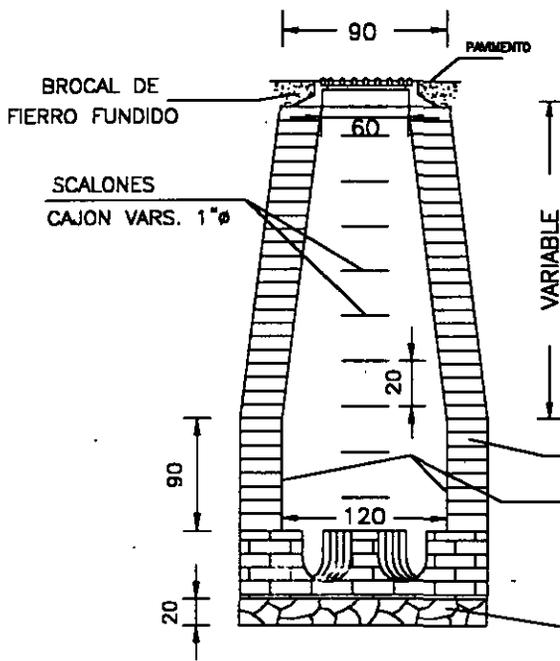


PLANTA

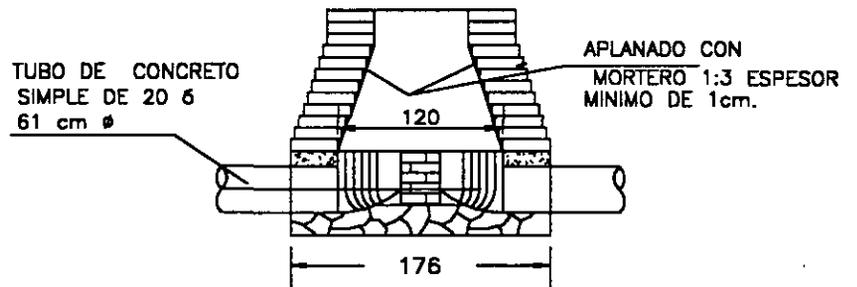
POZO TIPO "B"



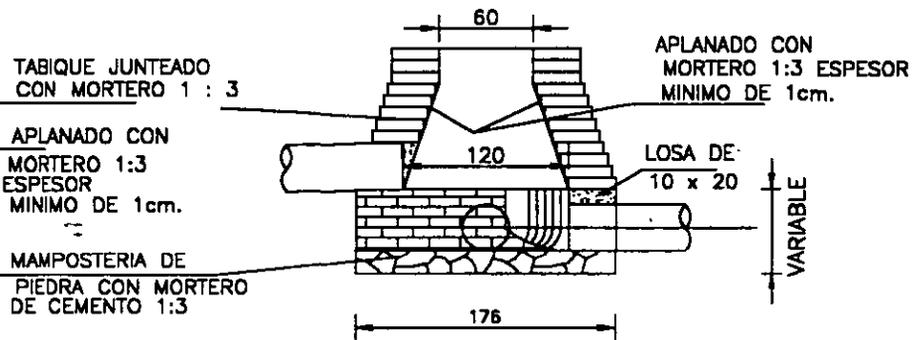
PLANTA



CORTE A-A



CORTE B-B



CORTE C-C

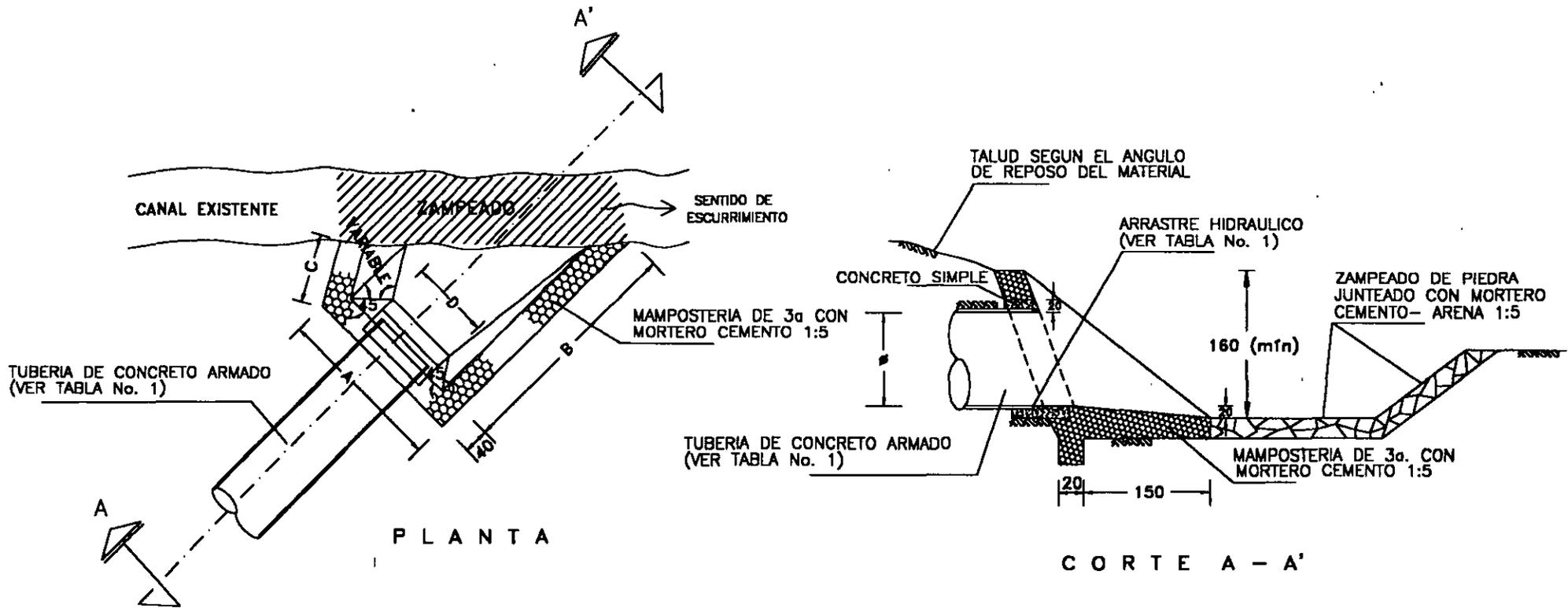
NOTAS:

- ACOTACIONES EN CENTIMETROS
- EL POZO TIPO "A" SE USARA PARA PROFUNDIDADES MAYORES DE 2.50 m.
- EL POZO TIPO "B" SE USARA PARA PROFUNDIDADES MENORES DE 2.50 m.

POZO DE VISITA TIPO COMUN PARA TUBERIA DE 20 a 61 cm ø

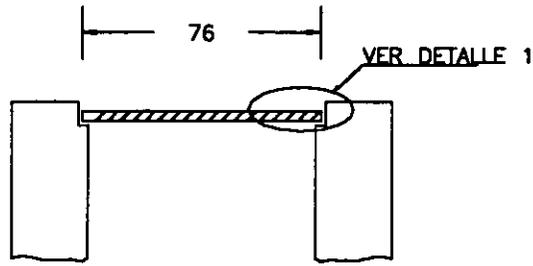
Ø DE LLEGADA AL CANAL (m)	Ø EXTERIOR (m)	A (m)	B (m)	C (m)	D (m)
0.61	0.74	2.04	3.50	1.65	1.04
1.07	1.25	2.55	3.70	1.70	1.55
1.22	1.43	2.73	3.80	1.75	1.73

TABLA No. 1



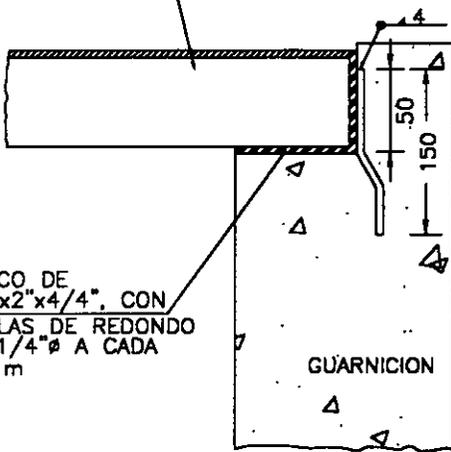
## ESTRUCTURA DE DESCARGA A CANAL

SIN ESCALA, ACOT: cm.



COORTE E-E'

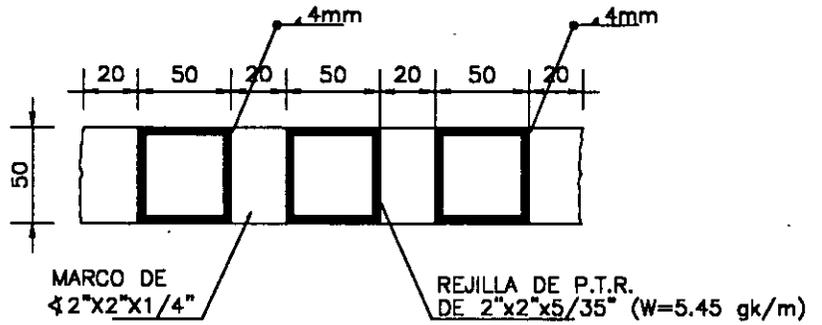
REJILLA DE P.T.R.  
DE 2" x 2" x 5/32" A 60°  
CON SEPARACION  
DE 20 mm.



MARCO DE  
4 2" x 2" x 4/4", CON  
ANCLAS DE REDONDO  
DE 1/4" Ø A CADA  
2.0 m

DETALLE 1

Acot. mm

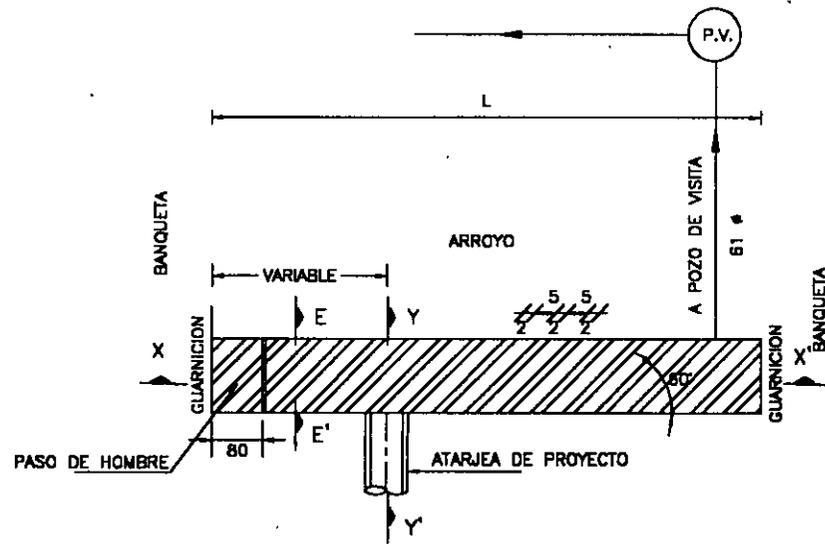


DETALLE DE UNION DE  
REJILLA (P.T.R) Y MARCO

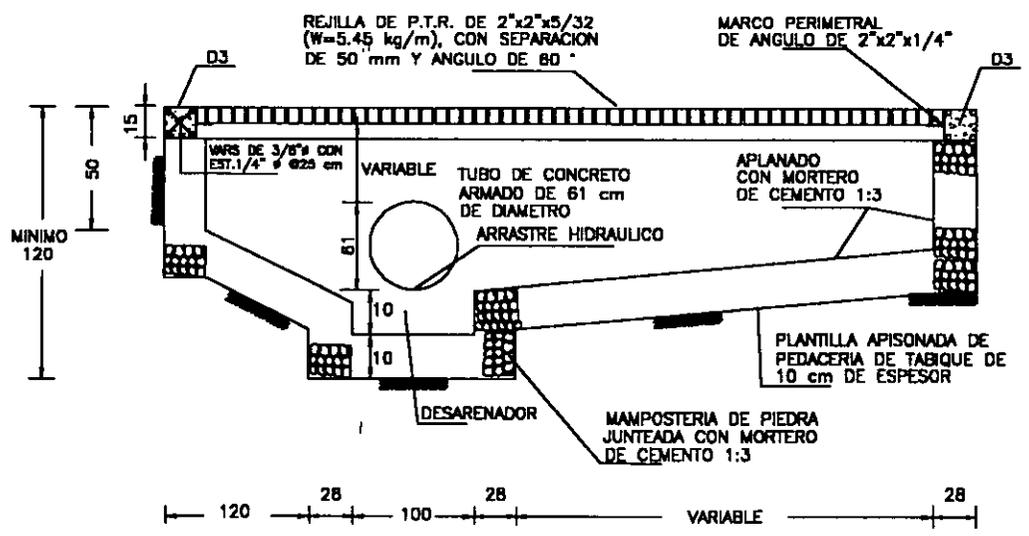
Acot. mm

## COLADERA PLUVIAL TRANSVERSAL

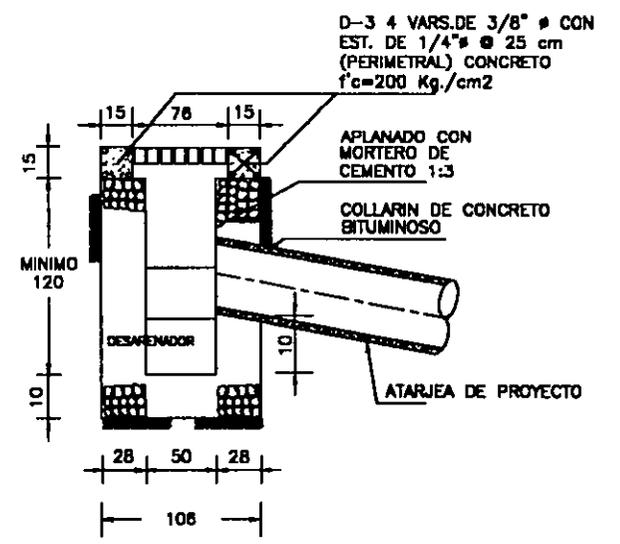
Esc: Sin, Acot. cm.



PLANTA  
Acot. cm



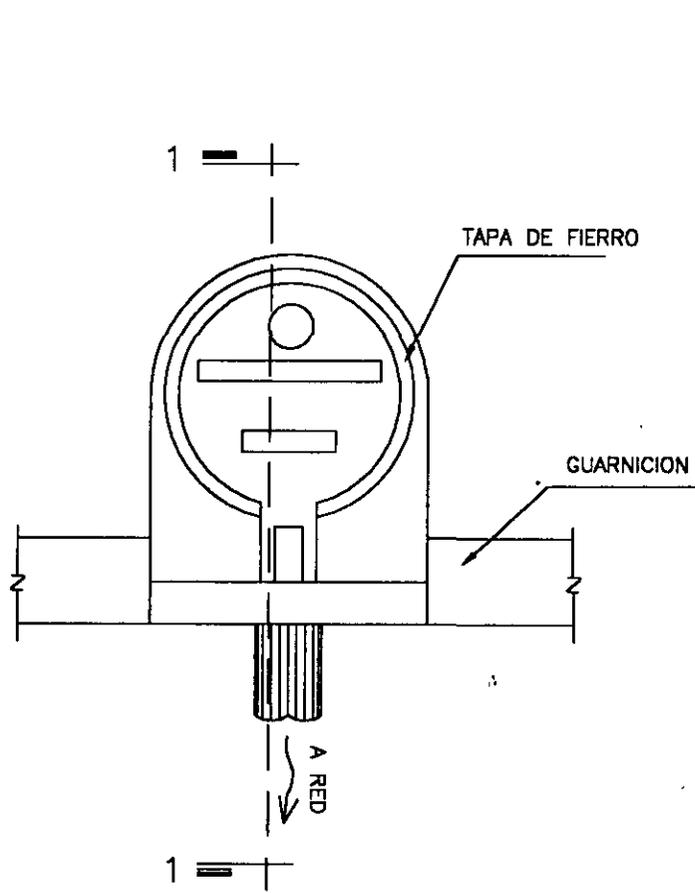
CORTE X-X



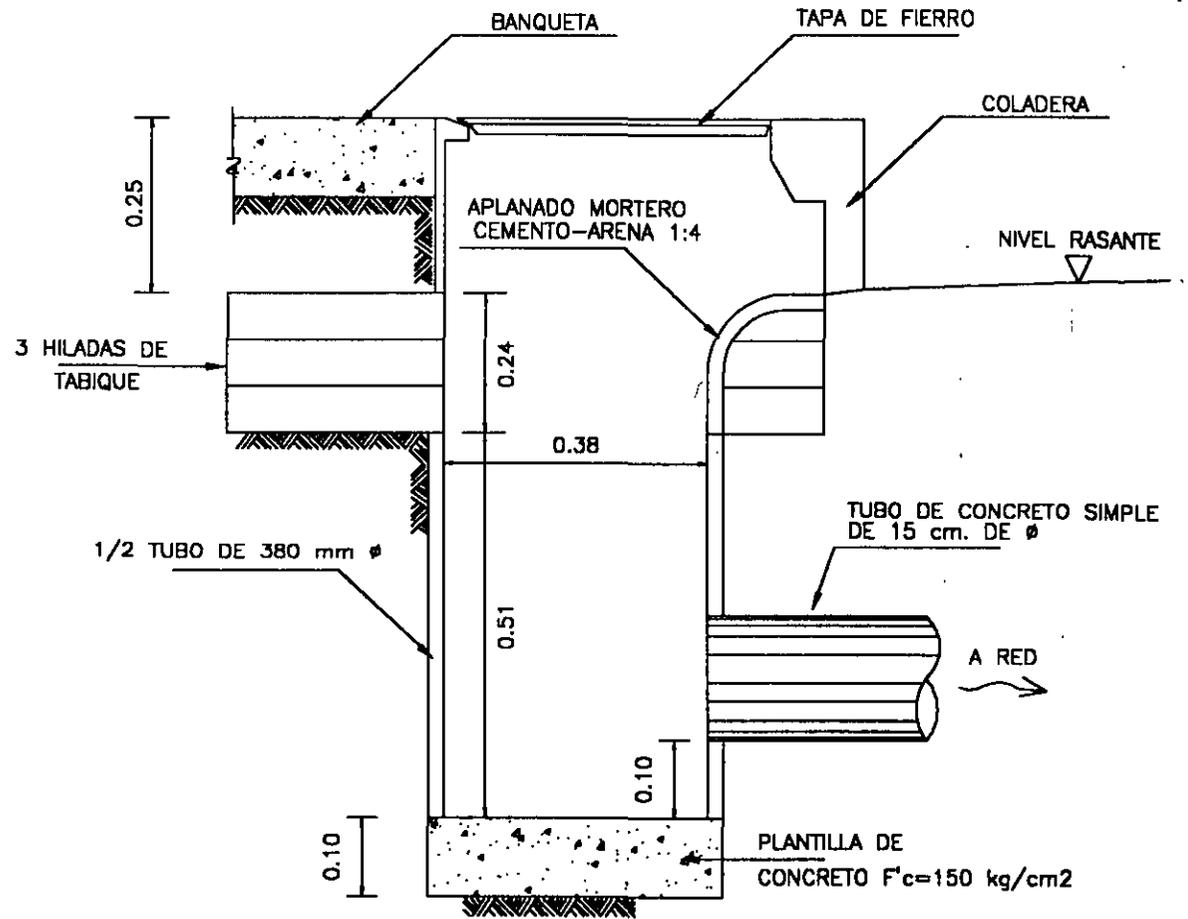
CORTE Y-Y

COLADERA PLUVIAL TRANSVERSAL

Esc: Sin, Acot. cm.



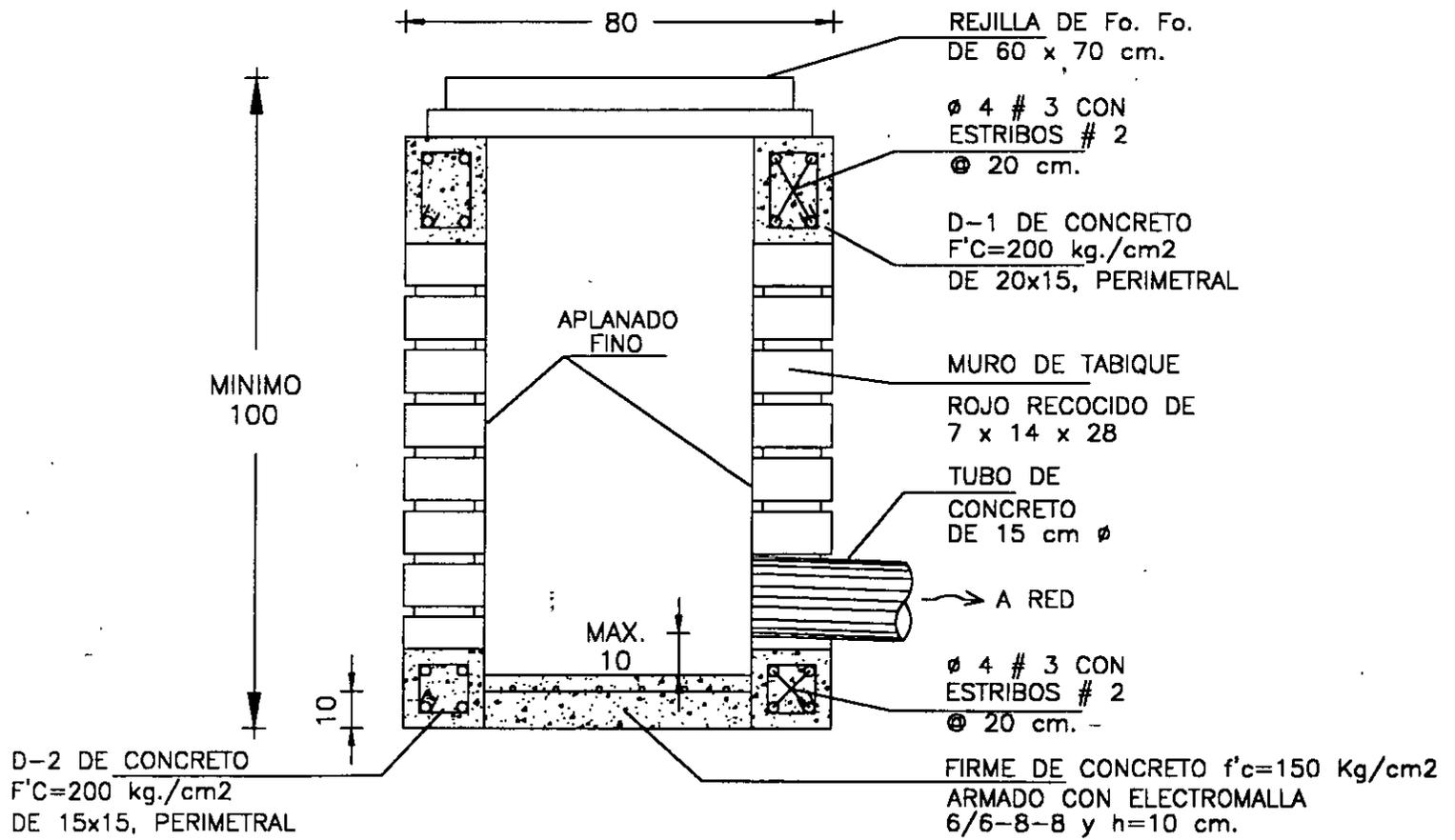
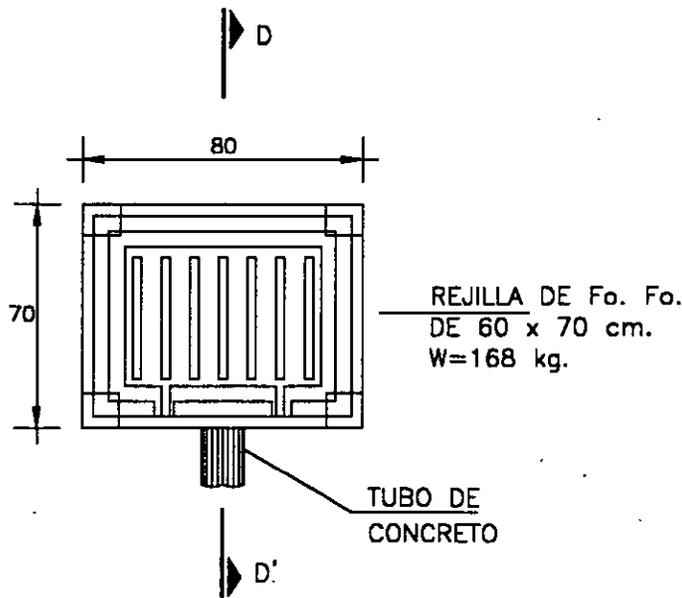
PLANTA



CORTE 1 - 1

## COLADERA PLUVIAL DE BANQUETA

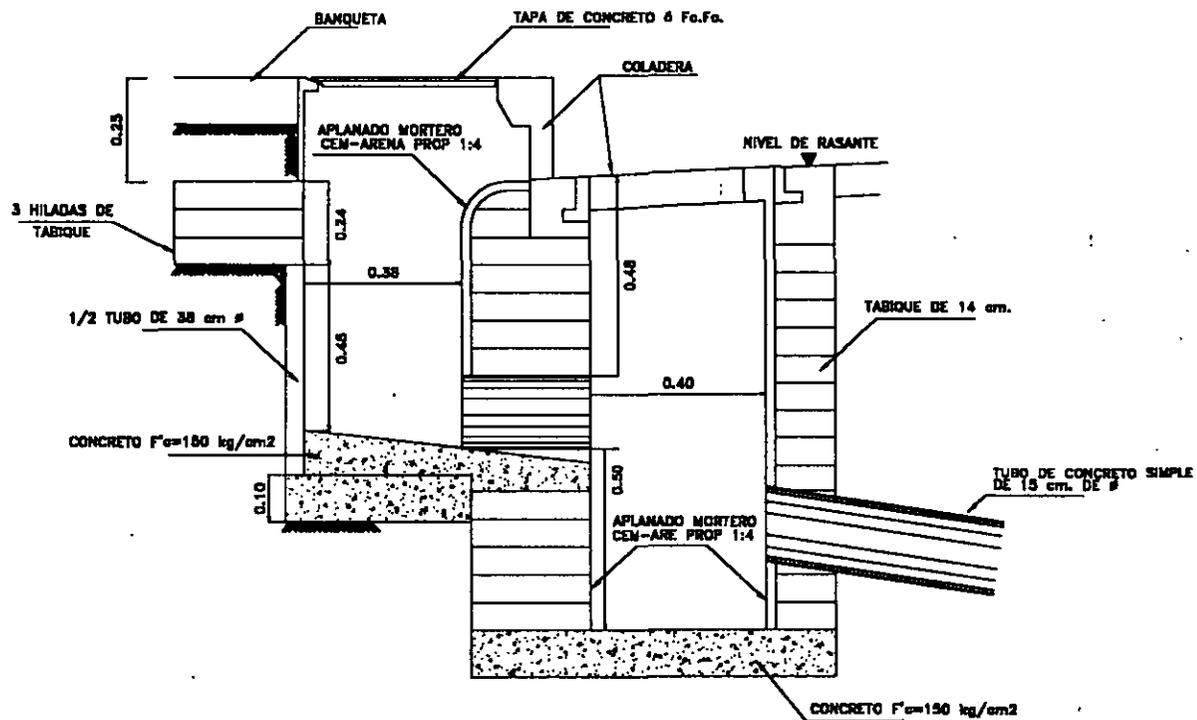
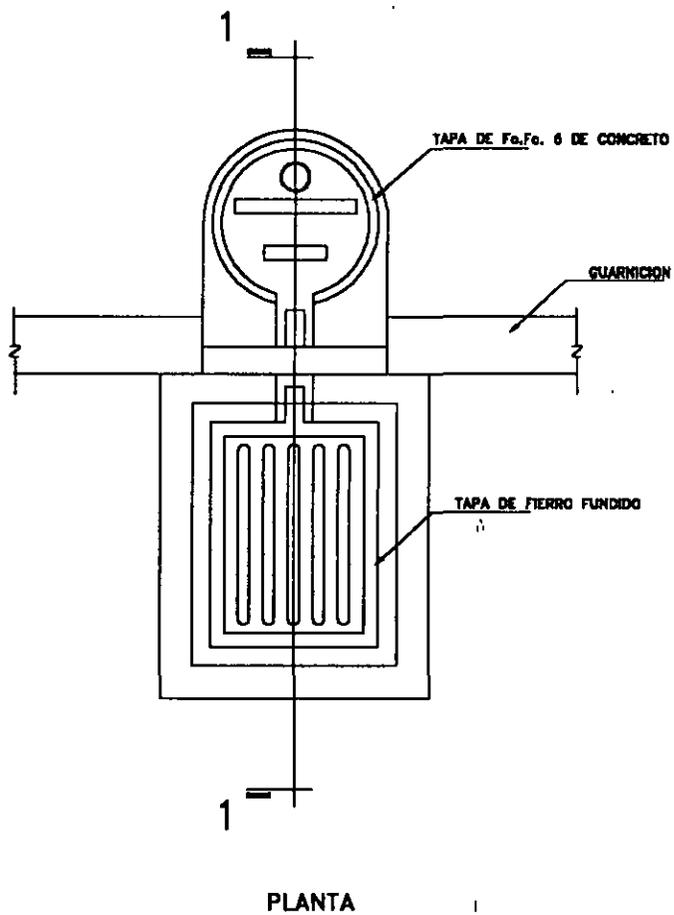
Esc: Sin, Acot: m.



CORTE D-D'

## COLADERA PLUVIAL DE PISO

Esc: Sin, Acot. cm.



CORTE 1 - 1

## COLADERA PLUVIAL DE PISO Y BANQUETA

Esc: Sin, Acot: m.

Precipitación

darse del registro del pluviómetro. En las figuras 6.18a-6.18e se muestran algunas de las fallas más comunes.

Cuando no hubo lluvia en un día dado, se acostumbra poner el mismo papel al día siguiente y así sucesivamente hasta que se registre alguna precipitación (véase figura 6.18f); la precipitación registrada corresponde, obviamente, al último día.

Si a un registro como el de la figura 6.17 se le quitan los descensos, se obtiene una gráfica de precipitación acumulada contra el tiempo llamada *curva masa de precipitación* (véase figura 6.19).

Nótese que esta curva es no decreciente, y que su pendiente, en cualquier tiempo, es igual a la intensidad de la lluvia (altura de precipitación por unidad de tiempo) en ese instante.

A partir de una curva masa de precipitación es posible dibujar diagramas de barras que representen las variaciones de la altura de precipitación o de

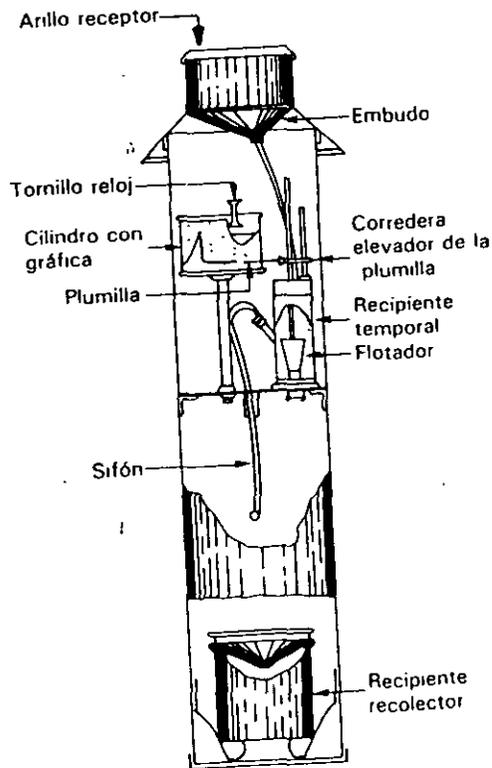


Figura 6.16

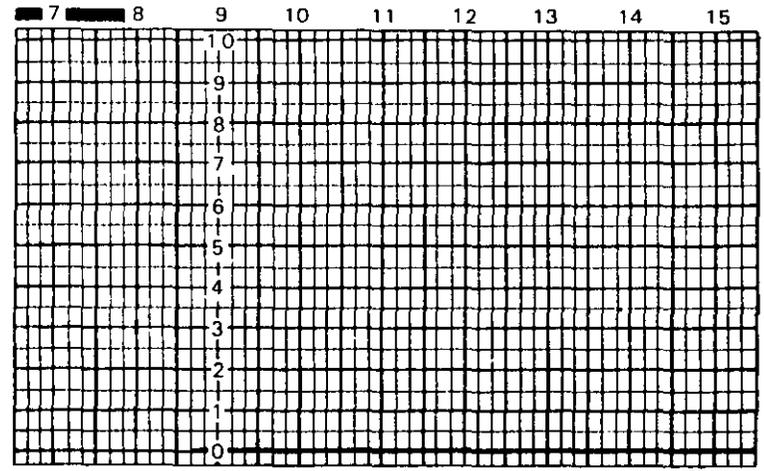
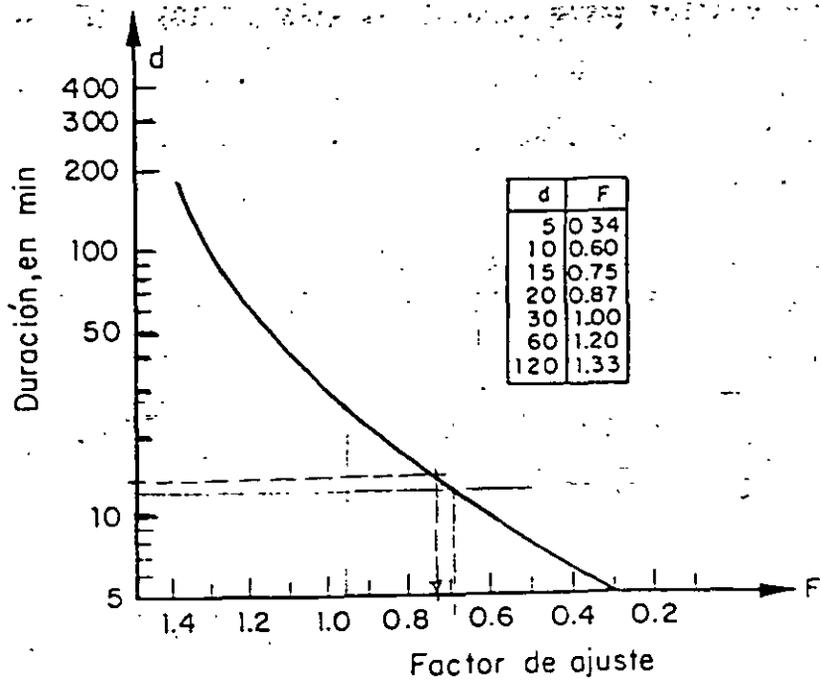
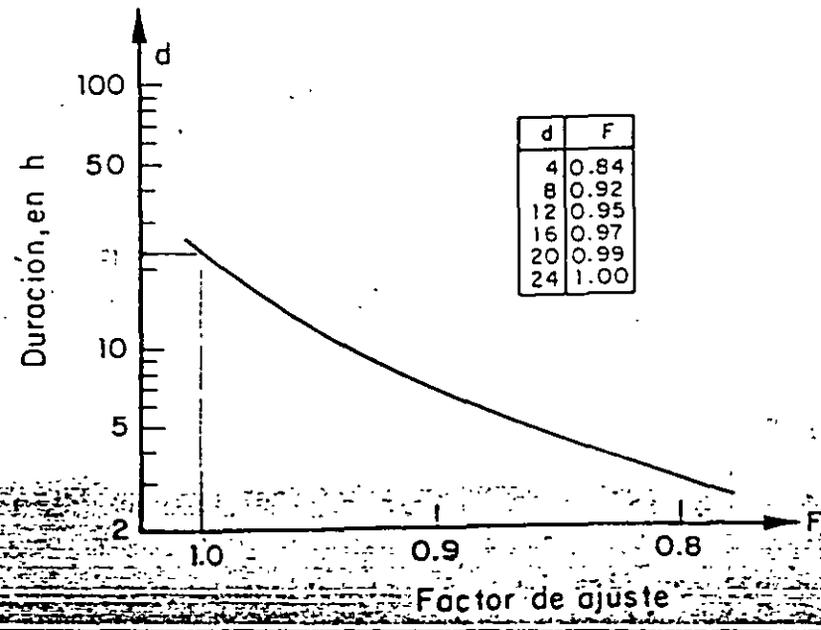


Figura 6.17

Diagrama para pluviómetro diario de 0 a 10 mm

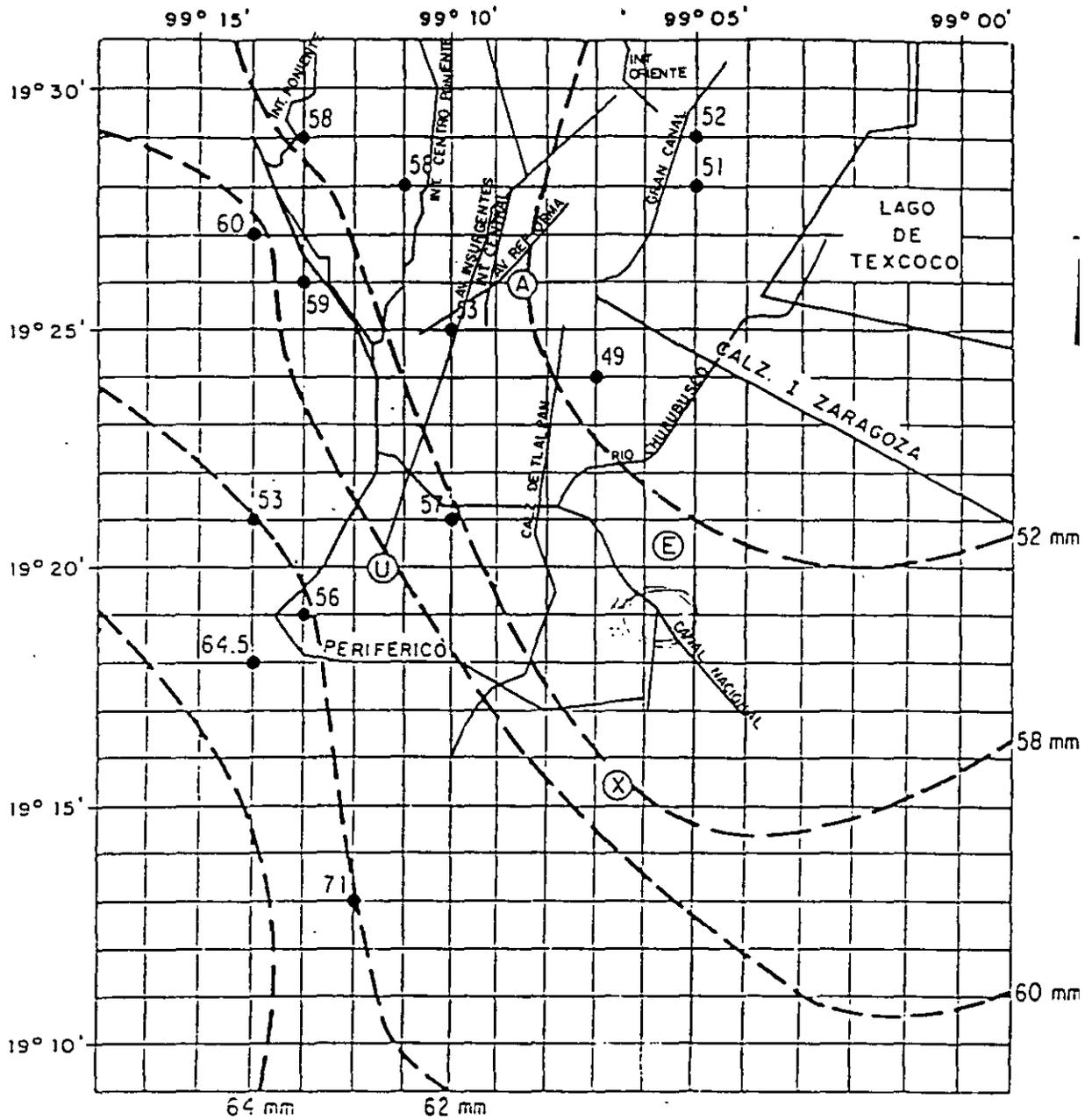


a)



b)

Fig 3.8 Factor de ajuste por duración



- A Alameda Central
- E Cerro de la Estrella
- U Ciudad Universitaria
- X Xochimilco

FIG 3.7 Isoyetas para  $d = 24$  hrs y  $T_T = 5$  años

Nota:

La gráfica representa acturancas de precipitación (hp en mm)

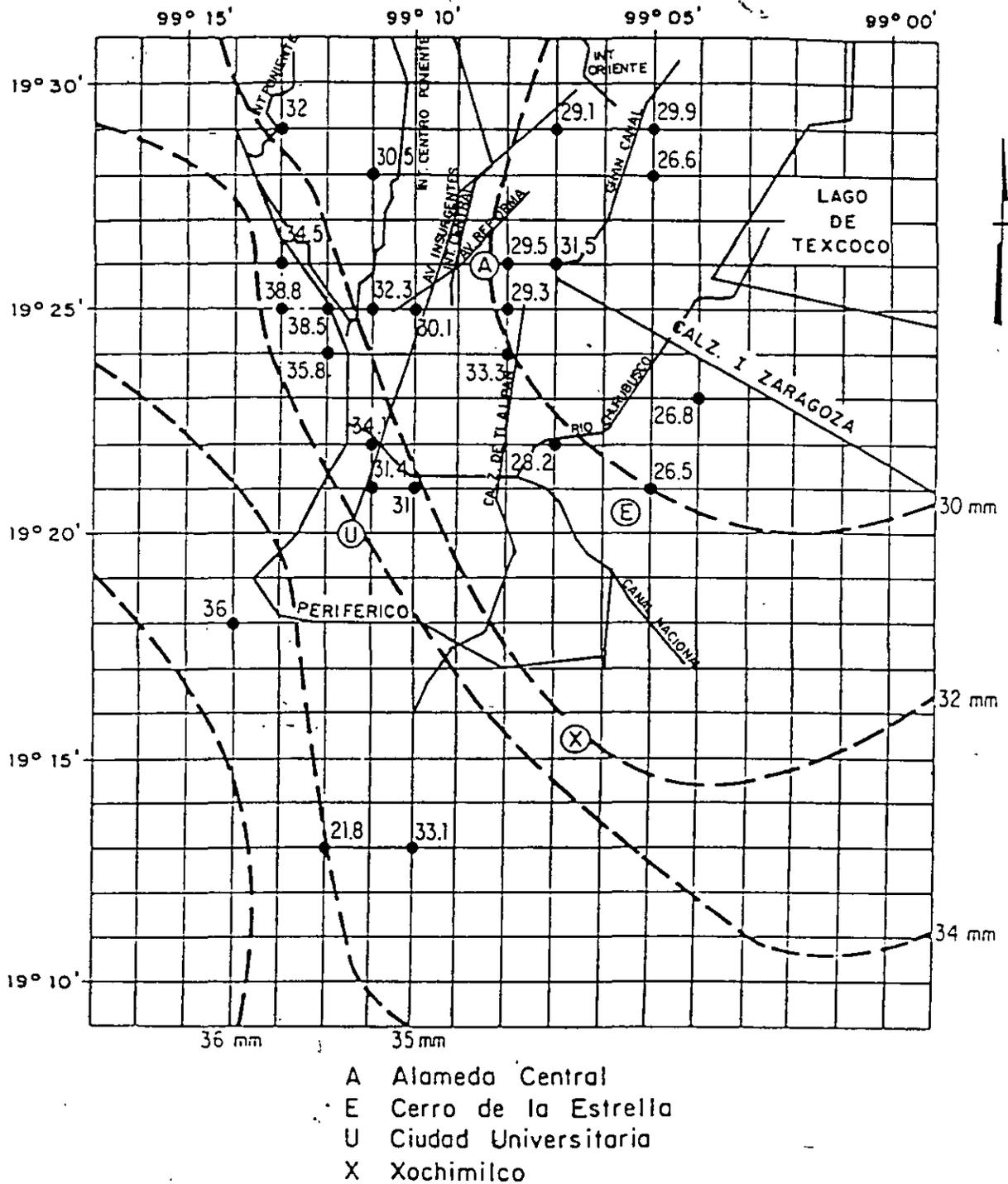


FIG 3.6 Isoyetas para  $d = 30 \text{ mm}$  y  $T_r = 5 \text{ años}$

Nota:

La gráfica representa acturas de precipitación (Ap en mm)

TABLA 3.1 USO DEL SUELO Y PERIODOS DE RETORNO

TIPO DE USO	$T_r$ , en años
a) Zonas de actividad comercial	5
b) Zonas de actividad industrial	5
c) Zonas de edificios públicos	5
d) Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad*	3
e) Zonas residenciales unifamiliares y multifamiliares de baja densidad*	1.5
f) Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público	1.5
g) Otras áreas recreativas	1

\* Para baja densidad se consideran valores menores de 100 hab/Ha

TABLA 3.2 TIPO DE VIA Y PERIODO DE RETORNO MINIMO\*

TIPO DE VIA	$T_r$ , en años
<b>VIALIDAD ARTERIAL</b> Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad	5
<b>VIALIDAD DISTRIBUIDORA</b> Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan	3
<b>VIALIDAD LOCAL</b> Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
<b>VIALIDAD ESPECIAL</b> Acceso a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales	10

\* Esta tabla debe usarse como complemento y conjuntamente con la tabla 3.1

## **5. - FUNDAMENTOS DE HIDROLOGIA.**

Como referencia para este tema, se propone el libro:

Fundamentos de hidrología de superficie. Escrito por el Dr. Francisco Javier Aparicio Mijares, editado por LIMUSA, 1992, del cual se anexan copia de algunas de sus páginas.

# 1 Introducción

## 1.1 DEFINICIÓN Y OBJETIVO DE LA HIDROLOGÍA

Existen varias definiciones de hidrología, pero la más completa es quizás la siguiente:

“Hidrología es la ciencia natural que estudia al agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos.” (Referencia 1.1)

Aceptando esta definición, es necesario limitar la parte de la hidrología que se estudia en la ingeniería a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica o hidrología aplicada, que incluye aquellas partes del campo de la hidrología que atañen al diseño y operación de proyectos de ingeniería para el control y aprovechamiento del agua.

El ingeniero que se ocupa de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas debe resolver numerosos problemas prácticos de muy variado carácter. Por ejemplo, se encuentra con la necesidad de diseñar puentes, estructuras para el control de avenidas, presas, vertedores, sistemas de drenaje para poblaciones, carreteras y aeropistas y sistemas de abastecimiento de agua. Sin excepción, estos diseños requieren de análisis hidrológicos cuantitativos para la selección del evento de diseño necesario.

El objetivo de la hidrología aplicada es la determinación de esos eventos, que son análogos a las cargas de diseño en el análisis estructural, por poner un ejemplo de la ingeniería civil. Los resultados son normalmente sólo estimaciones, con aproximación limitada en muchos casos y burda en algunos otros. Sin embargo, estas estimaciones rara vez son menos aproximadas que las cargas usadas en el análisis estructural o el volumen de tráfico en carreteras, por ejemplo. El análisis hidrológico exhaustivo es, pues, el primer paso fundamental

en la planeación, diseño y operación de proyectos hidráulicos. En la fase de planeación y diseño, el análisis se dirige básicamente a fijar la capacidad y seguridad de estructuras hidráulicas. Las dimensiones físicas o la capacidad de conducción de una estructura hidráulica se determinan, desde luego, de acuerdo con los volúmenes y gastos que se deseen almacenar, controlar o transmitir. En este sentido, se requieren estudios hidrológicos para determinar la disponibilidad de fuentes naturales y para saber si el abastecimiento de la fuente es adecuado en todo tiempo, o si se requerirá de otras estructuras para corregir las deficiencias o para disponer de los volúmenes excedentes de agua. La seguridad de las presas en lo que concierne a la capacidad del vertedor y a la elevación máxima del embalse, depende, en gran medida, de la determinación de una tormenta de diseño y de su conversión a una avenida generada en la cuenca, o bien directamente de la última, y en menor grado de las olas y la marea generadas por el viento. Asimismo, la estabilidad de muros y terraplenes depende de los estudios hidrológicos e hidráulicos que definen los niveles probables del agua, así como la duración y cambios en el tiempo de dichos niveles. La hidrología juega también un papel importante en la operación efectiva de estructuras hidráulicas, especialmente aquellas que se destinan a la generación de energía y control de avenidas, donde se requiere con frecuencia de pronóstico de avenidas y sequías.

Es así que la hidrología, en cuanto trata con un aspecto importante y vital del medio ambiente, que es el agua, es una ciencia esencial para el aprovechamiento de los recursos hidráulicos y el diseño de obras de defensa. Aunque esta ciencia está lejos de tener un desarrollo completo, existen varios métodos analíticos y estadísticos que son en mayor o menor grado aceptados en la profesión ingenieril.

Los procesos que estudia la hidrología involucran tantas variables que es difícil, si no imposible, prever si alguna vez se aproximará al *status* de ciencia exacta o, incluso, si alguna vez podrá llegar a ser completamente considerada como una ciencia independiente. Las ciencias en que se apoya la investigación hidrológica son básicamente la geografía física, la meteorología, la geología, la hidráulica, las matemáticas y la estadística, aunque también es fácil encontrar relaciones de la hidrología con disciplinas como la física, química, biología, investigación de operaciones y otras. Los límites que separan a la hidrología de estas ciencias no están determinados y no tiene objeto tratar de definirlos rigurosamente. Así como la hidrología es una ciencia muy amplia, interdisciplinaria porque requiere material de otras ciencias para su propia interpretación y uso, el ingeniero especializado en hidrología trabaja integrado a equipos en los que colaboran especialistas en la mayor parte de las disciplinas mencionadas, aunque con frecuencia representa el papel principal y ejerce la función de coordinador del proyecto en algunas de sus etapas.

La hidrología es una parte interesante de la ingeniería, pero en algunos aspectos resulta notablemente diferente de la mayoría de las disciplinas integrantes de ésta. Los fenómenos naturales con los cuales se relaciona no se prestan, al menos hasta ahora, a los análisis rigurosos de la mecánica; por esta razón existe una mayor variedad de métodos, mayor latitud para el criterio y una aparente falta de precisión en la solución de los problemas. A pesar de esto último, la precisión de las soluciones hidrológicas se compara favorablemente con otros tipos de cálculo en ingeniería, donde las incertidumbres se ocultan a menudo con el uso de factores de seguridad, o bien con los procedimientos referentes a la determinación de las propiedades de los materiales.

No obstante la importante función que tiene el hidrólogo en todas las fases del desarrollo de proyectos hidráulicos, es poco común que los estudiantes elijan la hidrología como profesión, ya sea porque esta rama no ha adquirido aún una clara fisonomía como tal, ya sea porque en muchos organismos las posibilidades de progreso profesional del hidrólogo parecen inciertas. Sin embargo, estos factores son cada vez menos un obstáculo para que los estudiantes se orienten hacia la especialización en hidrología.

Una parte importante del trabajo del hidrólogo es la recolección y análisis de datos. La disposición de datos básicos adecuados es esencial en todas las ciencias, y la hidrología no es una excepción. De hecho, las características de los fenómenos naturales con que tiene que ver la hidrología hacen que este punto pueda ser especialmente delicado. Como ya se mencionó, es difícil tratar muchos de los problemas hidrológicos mediante un razonamiento deductivo riguroso, y no siempre es posible comenzar por una ley básica y determinar a partir de ésta el resultado hidrológico deseado. Con frecuencia es necesario partir de un conjunto de hechos observados y, mediante un análisis empírico, establecer las normas sistemáticas que gobiernan tales hechos. Así, el hidrólogo se encuentra en una difícil situación cuando no cuenta con los datos históricos adecuados para la zona particular del problema. Por ello, la mayoría de los países del mundo disponen de una o más agencias gubernamentales que tienen la responsabilidad de recolectar y difundir datos hidrológicos. En México, los organismos encargados de esta recolección y de su publicación en forma de boletines hidrométricos y climatológicos son la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos (SARH), la Comisión Federal de Electricidad (CFE) y la Comisión Internacional de Límites y Aguas México-Estados Unidos de América, además de algunos otros organismos de carácter local, como el Departamento del Distrito Federal. Es importante que el estudiante conozca la forma en que estos datos son recopilados y publicados, las limitaciones de precisión que tienen y los métodos propios para su interpretación y ajuste.

Las herramientas con que hoy cuenta el hidrólogo son múltiples y muy variadas, pero con frecuencia le son útiles sólo para situarse dentro del orden de magnitud de los parámetros que maneja. Generalmente, cada problema hidrológico es único en cuanto trata con un conjunto diferente de condiciones físicas dentro de una cuenca hidrológica específica, lo que implica que el que trabaja con este tipo de problemas no puede tener una filosofía conformista. Cada nuevo caso es un problema de investigación: éste es uno de los grandes encantos de la hidrología. No es un campo dogmático de la profesión de la ingeniería, sino un reto intelectual sistemático, es un ejercicio de la imaginación y de la inteligencia, de la prudencia y el sentido de la observación.

## 1.2 BREVE RESEÑA HISTÓRICA

Fijar la fecha exacta del nacimiento de una ciencia es siempre difícil. Esto se aplica particularmente a la hidrología, cuyo origen puede encontrarse en varias esferas conexas: la geografía física, la meteorología, la geología, la hidráulica, etc.

Los inicios de la hidrología se vinculan, por una parte, a las primeras obras de ingeniería de la antigüedad que servían para abastecer de agua a las ciudades o para regar campos de cultivo y, por otra, a los intentos de eminentes eruditos por comprender el medio físico que rodea al hombre.

Entre los conceptos básicos de la hidrología, el de ciclo hidrológico puede considerarse fundamental. Por evidente que este ciclo pueda parecer hoy, hubo de transcurrir mucho tiempo para que se lograra comprender su mecanismo, y ni siquiera los intelectos más brillantes del Renacimiento pudieron evitar algunas hipótesis falsas.

Aunque existen algunas referencias en la literatura más antigua, aparentemente le correspondió a Pierre Perrault el gran mérito de demostrar con evaluaciones cuantitativas en su libro *De l'origine des fontaines*, publicado en 1674, que las precipitaciones y las nevadas son la causa del flujo en los ríos, con lo cual marcó la pauta para el reconocimiento universal del ciclo hidrológico en su interpretación moderna. Lo anterior justificó la decisión de aceptar la obra de Pierre Perrault como principio de la hidrología científica y de celebrar su tricentenario en 1974.

Se acepta que hacia fines del siglo XVII ya existían casi todos los elementos necesarios para fundar la hidrología, pero no se reconocía a ésta como ciencia específica, y sólo se llegó a ese reconocimiento a medida que fue evolucionando en el transcurso de los tres siglos siguientes.

No fue sino hasta el siglo pasado en que la hidrología alcanzó un reconocimiento definitivo como disciplina. Su consolidación fue apoyada durante los

El ciclo hidrológico

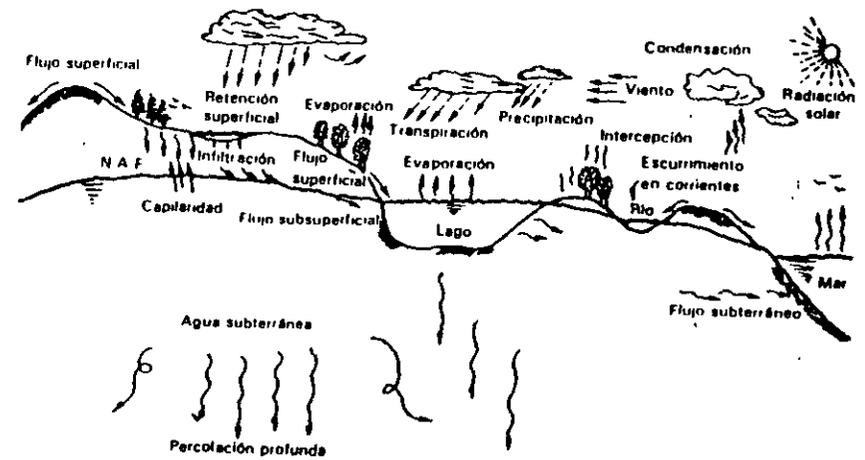


Figura 1.1 Ciclo hidrológico.

últimos sesenta o setenta años por la publicación de una serie de manuales de hidrología, registrándose de esta manera el progreso científico con la aparición de revistas especializadas y con la creación de centros e institutos de investigación hidrológica.

## 1.3 EL CICLO HIDROLÓGICO

El ciclo hidrológico, como ya se mencionó, se considera el concepto fundamental de la hidrología. De las muchas representaciones que se pueden hacer de él, la más ilustrativa es quizás la descriptiva (véase figura 1.1).

Como todo ciclo, el hidrológico no tiene ni principio ni fin, y su descripción puede comenzar en cualquier punto. El agua que se encuentra sobre la superficie terrestre o muy cerca de ella se evapora bajo el efecto de la radiación solar y el viento. El vapor de agua, que así se forma, se eleva y se transporta por la atmósfera en forma de nubes hasta que se condensa y cae hacia la tierra en forma de precipitación. Durante su trayecto hacia la superficie de la tierra, el agua precipitada puede volver a evaporarse o ser interceptada por las plantas o las construcciones, luego fluye por la superficie hasta las corrientes o se infiltra. El agua interceptada y una parte de la infiltrada y de la que corre por la superficie se evapora nuevamente. De la precipitación que llega a las corrientes, una parte se infiltra y otra llega a los océanos y otros grandes

cuerpos de agua, como presas y lagos. Del agua infiltrada, una parte es absorbida por las plantas y posteriormente es transpirada, casi en su totalidad, hacia la atmósfera y otra parte fluye bajo la superficie de la tierra hacia las corrientes, el mar u otros cuerpos de agua, o bien hacia zonas profundas del suelo (percolación) para ser almacenada como agua subterránea y después aflorar en manantiales, ríos o el mar.

## BIBLIOGRAFÍA

- 1.1 Chow, V. T. (ed.) *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw-Hill, 1964.

# 2

## La cuenca hidrológica

Así como el ciclo hidrológico es el concepto fundamental de la hidrología, la cuenca hidrológica es su unidad básica de estudio. En este capítulo se estudiará este concepto y algunas nociones fundamentales de geomorfología útiles en la ingeniería hidrológica.

### 2.1 CONCEPTO DE CUENCA

Una cuenca es una zona de la superficie terrestre en donde (si fuera impermeable) las gotas de lluvia que caen sobre ella tienden a ser drenadas por el sistema de corrientes hacia un mismo punto de salida.

La definición anterior se refiere a una cuenca superficial; asociada a cada una de éstas existe también una cuenca subterránea, cuya forma en planta es semejante a la superficial. De ahí la aclaración de que la definición es válida si la superficie fuera impermeable.

Desde el punto de vista de su salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuencas: endorreicas y exorreicas. En las primeras el punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago; en las segundas, el punto de salida se encuentra en los límites de la cuenca y está en otra corriente o en el mar (véase figura 2.1).

### 2.2 CARACTERÍSTICAS DE LA CUENCA Y LOS CAUCES

El ciclo hidrológico, visto a nivel de una cuenca, se puede esquematizar como un estímulo, constituido por la precipitación, al que la cuenca responde mediante el escurrimiento en su salida. Entre el estímulo y la respuesta ocurre varios fenómenos que condicionan la relación entre uno y otra, y que

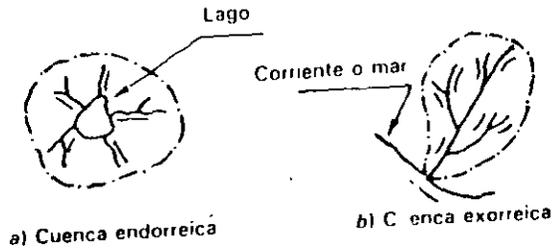


Figura 2.1 Tipos de cuencas

controlados por las características geomorfológicas de la cuenca y su urbanización. Dichas características se clasifican en dos tipos, según la manera que controlan los fenómenos mencionados: las que condicionan el *volumen de escurrimiento*, como el área de la cuenca y el tipo de suelo, y las que *condicionan la velocidad de respuesta*, como son el orden de corrientes, pendiente de la cuenca y los cauces, etc. A continuación se describen las características de la cuenca y los cauces de mayor importancia por sus efectos en la relación precipitación-escurrimiento.

El *parteaguas* es una línea imaginaria formada por los puntos de mayor nivel topográfico y que separa la cuenca de las cuencas vecinas (véase figura 2.2).

El *área de la cuenca* se define como la superficie, en proyección horizontal, delimitada por el parteaguas (véase figura 2.2).

La *corriente principal* de una cuenca es la corriente que pasa por la salida de la misma. Nótese que esta definición se aplica solamente a las cuencas exorreicas. Las demás corrientes de una cuenca de este tipo se denominan corrientes tributarias. Todo punto de cualquier corriente tiene una cuenca de aportación, toda cuenca tiene una y sólo una corriente principal. Las cuencas

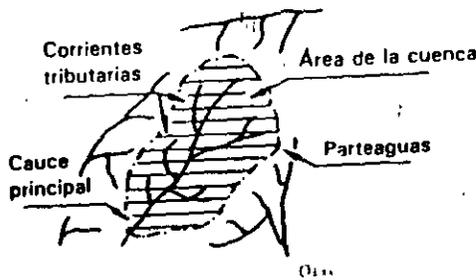


Figura 2.2

Características de la cuenca y los cauces

correspondientes a las corrientes tributarias o a los puntos de salida se llaman cuencas tributarias o subcuencas.

Entre más corrientes tributarias tenga una cuenca, es decir, entre mayor sea el grado de bifurcación de su sistema de drenaje, más rápida será su respuesta a la precipitación. Por ello, se han propuesto un cierto número de indicadores de dicho grado de bifurcación, algunos de los cuales son los siguientes:

El *orden de corrientes* (referencia 2.1) se determina como se muestra en la figura 2.3. Una corriente de orden 1 es un tributario sin ramificaciones, una de orden 2 tiene sólo tributarios de primer orden, etc. Dos corrientes de orden 1 forman una de orden 2, dos corrientes de orden 3 forman una de orden 4, etc., pero, por ejemplo, una corriente de orden 2 y una de orden 3 forman otra de orden 3. El orden de una cuenca es el mismo que el de la corriente principal en su salida; así, por ejemplo, el orden de la cuenca de la figura 2.3 es 4. Nótese que el orden de una cuenca depende en mucho de la escala del plano utilizado para su determinación; en este sentido, las comparaciones entre una cuenca y otra deben hacerse con cuidado, especialmente cuando los planos correspondientes no están a la misma escala o están editados por diferentes organismos.

Otros indicadores del grado de bifurcación o eficiencia de una cuenca son la densidad de corrientes  $D_c$ , definida como el número de corrientes perennes e intermitentes por unidad de área y la densidad de drenaje  $D_d$ , definida como la longitud de corrientes por unidad de área:

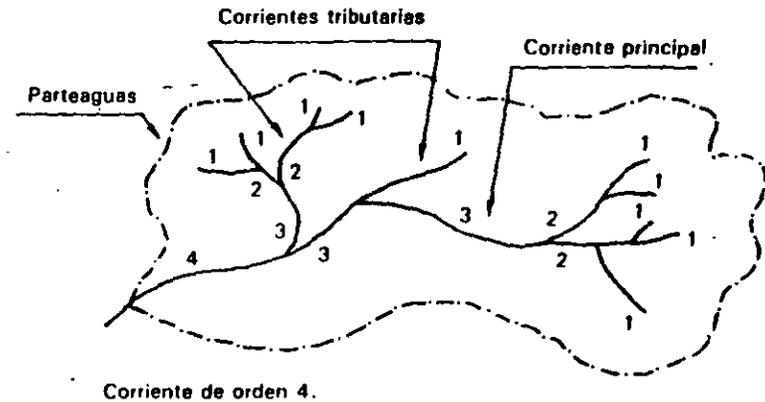


Figura 2.3 Cuenca hidrológica.

$$D_v = \frac{N_s}{A} \quad (2.1)$$

$$D_d = \frac{L_s}{A} \quad (2.2)$$

donde  $N_s$  = número de corrientes perennes e intermitentes  
 $L_s$  = longitud total de las corrientes  
 y  $A$  = área de la cuenca

Un orden de corrientes alto o una densidad elevada refleja una cuenca altamente disectada, que responde rápidamente a una tormenta. Las densidades u órdenes de corrientes pequeñas se observan donde los suelos son muy resistentes a la erosión o muy permeables; donde estos indicadores son elevados, los suelos se erosionan fácilmente o son relativamente impermeables, las pendientes son altas y la cobertura vegetal es escasa.

Uno de los indicadores más importantes del grado de respuesta de una cuenca a una tormenta es la pendiente del cauce principal. Dado que esta pendiente varía a lo largo del cauce, es necesario definir una pendiente media; para ello existen varios métodos, de los cuales se mencionan tres:

a) La pendiente media es igual al desnivel entre los extremos de la corriente dividido entre su longitud medida en planta (véase figura 2.4a).

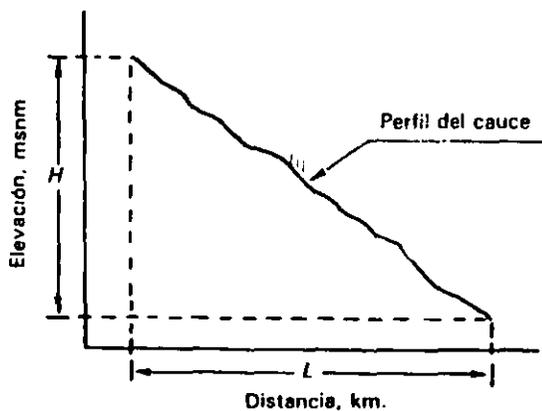


Figura 2.4a Pendiente del cauce principal.

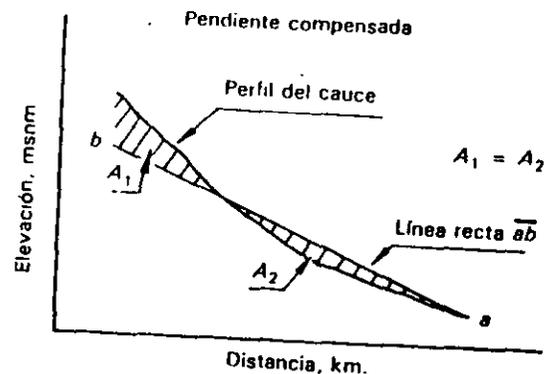


Figura 2.4b Pendiente del cauce principal.

- b) La pendiente media es la de una línea recta que, apoyándose en el extremo de aguas abajo de la corriente, hace que se tengan áreas iguales entre el perfil del cauce y arriba y abajo de dicha línea (véase figura 2.4b).
- c) Taylor y Schwarz (referencia 2.2) proponen calcular la pendiente media como la de un canal de sección transversal uniforme que tenga la misma longitud y tiempo de recorrido que la corriente en cuestión.

La velocidad de recorrido del agua en el tramo  $i$  puede calcularse como (referencia 2.3):

$$V_i = k \sqrt{S_i} \quad (2.3)$$

donde  $k$  es un factor que depende de la rugosidad y la forma de la sección transversal y  $S_i$  es la pendiente del tramo  $i$ . Además, por definición:

$$V_i = \frac{\Delta x}{t_i} \quad (2.4)$$

donde  $\Delta x$  es la longitud del tramo  $i$  (véase figura 2.4 c) y  $t_i$  es el tiempo de recorrido en ese tramo. De 2.3 y 2.4 se obtiene:

$$t_i = \frac{\Delta x}{k \sqrt{S_i}}$$

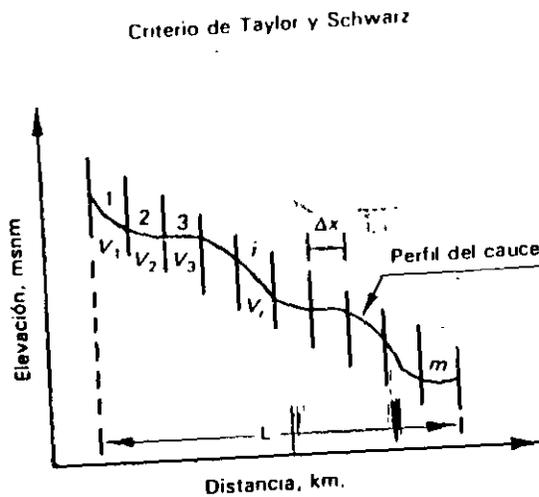


Figura 2.4c Pendiente del cauce principal.

Por otra parte, la velocidad media de recorrido en todo el cauce dividido en  $m$  tramos es:

$$V = \frac{L}{T} = k \sqrt{S} \quad (2.6)$$

donde  $L$  es la longitud total del cauce,  $T$  es el tiempo total de recorrido y  $S$  es la pendiente media buscada. El tiempo  $T$  será naturalmente (ecuación 2.5):

$$T = \sum_{i=1}^m t_i = \sum_{i=1}^m \frac{\Delta x}{k \sqrt{S_i}} \quad (2.7)$$

y la longitud  $L$ :

$$L = \sum_{i=1}^m \Delta x = m \Delta x \quad (2.8)$$

Finalmente, usando las ecuaciones 2.6, 2.7 y 2.8 y despejando  $S$  se obtiene:

$$S = \left[ \frac{m}{\frac{L}{\sqrt{S_1}} + \frac{L}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{L}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (2.9)$$

Mediante un razonamiento semejante se puede obtener la siguiente fórmula para el caso en que las longitudes de los tramos no sean iguales:

$$S = \left[ \frac{L}{\frac{l_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{l_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{l_m}{\sqrt{S_m}}} \right]^2 \quad (2.10)$$

donde  $l_i$  es la longitud del tramo  $i$ .

Las corrientes se clasifican de varias maneras, pero las más interesantes en la ingeniería hidrológica son tal vez las siguientes:

a) *Por el tiempo en que transportan agua.* Según esta clasificación las corrientes pueden ser perennes, intermitentes o efímeras (véase figura 2.5).

En una corriente perenne el punto más bajo del cauce se encuentra siempre abajo del nivel de aguas freáticas. Estas corrientes transportan agua durante todo el año y siempre están alimentadas, totalmente o en parte, por el agua subterránea, es decir, son *efluentes*. Una corriente intermitente transporta agua durante la época de lluvias de cada año, cuando el nivel freático asciende hasta quedar por encima del punto  $A$  (figura 2.5 b). En época de secas el nivel freático queda por abajo de dicho punto y la corriente no transporta agua, salvo cuando se presenta alguna tormenta. En el caso de las corrientes efímeras o *influentes* el nivel freático está siempre abajo del punto  $A$  (figura 2.5c) y transportan agua inmediatamente después de una tormenta, y, en este caso, alimentan a los almacenamientos de agua subterránea.

b) *Por su posición topográfica o edad geológica.* De acuerdo con esta clasificación los ríos pueden ser de montaña o juveniles, de transición o maduros, o bien de planicie o viejos (véase figura 2.6).

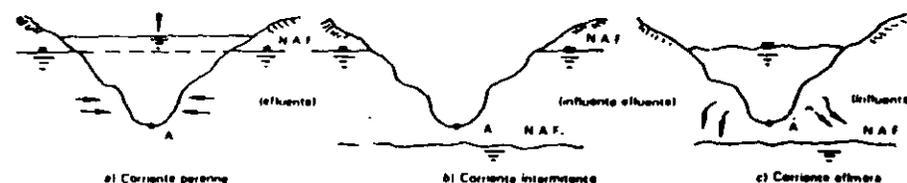


Figura 2.5 Clasificación de corrientes (por el tiempo en que transportan agua).

En un mismo cauce se pueden encontrar los tres tipos de ríos. Los ríos de montaña, característicos de cotas elevadas sobre el nivel del mar, tienen grandes pendientes y pocas curvas y, debido a las altas velocidades que alcanza el agua, sus cauces están generalmente formados por cantos rodados con un poco de grava y casi nada de finos. Los ríos de planicie, por el contrario, presentan numerosos meandros debido a las bajas velocidades del agua y su cauce se forma por arenas y finos. En general, estos ríos se encuentran en cotas cercanas al nivel del mar. Los ríos de transición están en una situación intermedia entre los dos anteriores: presentan algunas curvas, con velocidades de agua moderadas y sus cauces están formados básicamente por grava, con algo de cantos rodados y arena.

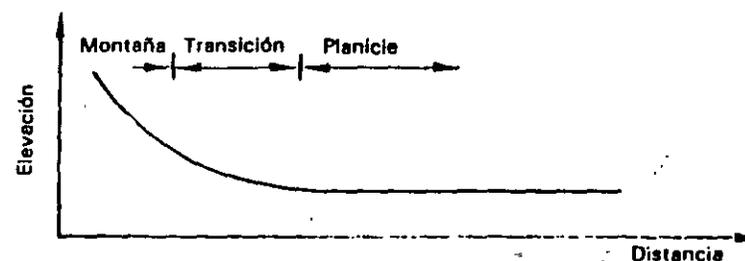


Figura 2.6 Clasificación de corrientes (por su posición topográfica o edad geológica).

### BIBLIOGRAFÍA

- 2.1 Horton, R.E. *Erosional Development of Streams*, Geol. Soc. Am. Bull., vol. 56, pp 281-283, 1945.
- 2.2 Taylor, A.B. y Schwarz, H.E. *Unit-Hydrograph Lag and Peak Flow Related to Drainage Basin Characteristics*, Trans. Am. Geophys. Union, vol. 33, pp. 235-246, abril de 1952.
- 2.3 Chow, V.T. *Open Channel Hydraulics*, McGraw-Hill, 1966

## **6. - HIDROLOGIA URBANA.**

Al igual que para el capítulo anterior, en este caso se propone estudiar el Manual de Hidráulica Urbana, editado por la Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH), del Departamento del Distrito Federal, del cual se anexan copias del capítulo 3 "Hidrología Urbana".

### 3. HIDROLOGIA URBANA

#### 3.1 INTRODUCCION

El crecimiento de las zonas impermeables en las cuencas urbanas modifica la magnitud y velocidad del escurrimiento que provocan las tormentas. Dicho fenómeno obliga a construir obras que permitan proteger personas y sus bienes ante posibles inundaciones.

Las obras de protección, que pueden ser mediante tuberías o canales de drenaje, lagunas de regulación o simplemente muros o diques que impidan la llegada del agua a las áreas en que podría causar daños considerables, modifican también al escurrimiento, de manera que no deben diseñarse utilizando simplemente la historia de los valores registrados en el pasado, sino que es necesario cuantificar explícitamente el efecto causado por las obras mismas.

Por otra parte, la mayoría de las obras que garantizan totalmente que su capacidad no sea rebasada, resultan demasiado costosas, por lo que el diseño tiene que conciliar el grado de protección que se proporcione con el costo de la obra.

De acuerdo con estas ideas, los estudios previos al diseño de las obras de protección contra avenidas deben comprender los siguientes conceptos:

a) Determinación del grado de protección adecuado

Como se comentó, este problema es esencialmente económico; tradicionalmente se ha resuelto a partir de experiencias empíricas utilizando tablas en las que se determina el *periodo de retorno* o la probabilidad de la avenida que debe manejar la obra. Así, por ejemplo, se dice que una red secundaria de drenaje debe manejar avenidas para un periodo de retorno de dos años. Criterios como este son adecuados en el estudio de problemas comunes de los cuales ya se tiene una amplia experiencia, pero resultan insuficientes para otros nuevos que se presentan en ciudades grandes. Los estudios que abordan este problema en sus aspectos más amplios se llaman de *criterios de riesgo* y permiten determinar el periodo de retorno adecuado en cada problema particular.

b) Determinación de la tormenta de diseño

A diferencia de las cuencas naturales para las que en muchas ocasiones el diseño se basa directamente en el análisis estadístico de los escurrimientos, en las cuencas urbanas, por su carácter cambiante, es necesario trabajar primero con las lluvias y determinar una tormenta de diseño, es decir, una tormenta cuyo periodo de retorno corresponda al determinado en el inciso anterior, para después, con las características específicas que tendrá la cuenca ya urbanizada, obtener el hidrograma de diseño.

c) El cálculo de la avenida de diseño concluye con la transformación de la tormenta, definida en el inciso anterior, en un hidrograma. Esta transformación deberá tomar en cuentas las características naturales de la cuenca en estudio (área, pendiente, longitud, etc), por una

parte, y por otra, las derivadas de la urbanización (porcentaje de área impermeable, conexiones con el sistema de drenaje artificial, características de este, etc).

En este capítulo se describen con detalle los conceptos involucrados en el análisis de cada uno de estos temas. Cabe aclarar que no se pretende fijar normas o procedimientos de cálculo que deban seguirse obligatoriamente, los cuales si bien pudieran facilitar la labor de los ingenieros de diseño podrían también dificultar su labor creativa y a la larga conducirían a concepciones rígidas en las que no se contemplen las condiciones específicas que hacen de cada problema uno nuevo.

Por otro lado, existe la tentación de promover el uso de los métodos más recientes, en ocasiones esgrimiendo como única razón su novedad, olvidando que muchas veces los métodos tradicionales han sido asimilados y adaptados para obtener mediante su uso resultados congruentes, apoyados en la experiencia obtenida a lo largo de muchos años. Por tal razón, se ha preferido desarrollar la teoría asociada a los estudios para protección de inundaciones y los métodos de cálculo más representativos, incluyendo los tradicionales y los de reciente desarrollo, dejando para el segundo tomo del trabajo el problema de cuál debe ser la metodología aplicable a casos particulares, de acuerdo con la información disponible y el tipo de obra por analizar.

### 3.2 CRITERIOS DE RIESGO

La finalidad de las obras para controlar inundaciones en zonas urbanas es evitar los daños provocados por las crecientes, ya sea los daños directos a personas y propiedades o efectos indirectos que impiden el desarrollo de las actividades normales en la ciudad (de estos últimos, probablemente los

más dañinos y evidentes son el deterioro que por horas se causa al tráfico de vehículos y los problemas de sanidad derivados del manejo de aguas negras combinadas con las de lluvia).

Para cumplir esa finalidad se diseñan obras de embalse o regulación, de protección o de conducción; sin embargo, por su costo, generalmente no se construyen de una magnitud tan grande como para evitar los daños que puedan causar todas las posibles crecientes. El problema de conocer el grado de protección adecuado, y por tanto, la magnitud de las obras de drenaje es en esencia un problema económico cuya solución consiste en obtener el máximo beneficio posible, esto es, disminuir al mínimo posible los riesgos de inundación provocados por las crecientes al menor costo.

Aunque el planteamiento del problema en términos de relaciones entre costos y beneficios es conceptualmente correcto, la determinación numérica de los valores de los conceptos que intervienen en estas relaciones resulta casi siempre imposible, por lo que ha sido necesario recurrir a otras metodologías para conocer la magnitud adecuada de las obras de drenaje.

La práctica usual consiste en asignar el riesgo aceptable en términos del período de retorno de la avenida máxima que puede manejar la obra sin causar daños, práctica que se ha generalizado debido a su sencillez y a que se han incorporado muchos años de experiencia subjetiva de los diseñadores a través de tablas en las que se relaciona el tipo de obra con el período de retorno de la avenida de diseño. Sin embargo, dicha práctica tiene inconvenientes, entre los que destacan los siguientes:

- a) No se toma en cuenta explícitamente la magnitud de los daños que podrían causar avenidas mayores que la de diseño.

- b) No siempre es correcto extrapolar las experiencias que se tienen como resultado de los diseños en determinado tipo de urbanización a otro diferente (en la Ciudad de México es frecuente que los sistemas de drenaje tengan que trabajar con carga aun con gastos menores que los de diseño, debido a los problemas del hundimiento).
- c) Al diseñar estructuras del sistema principal de drenaje, para las que generalmente se toma un periodo de retorno relativamente grande, no se considera la regulación en las áreas servidas por el drenaje secundario, que se diseña con un periodo de retorno menor.

Para facilitar la exposición, se describirán tres métodos para estimar el riesgo (o el periodo de retorno) que debe aceptarse como adecuado para un sistema de drenaje. El primero pretende relacionar directamente los valores monetarios de los costos y los beneficios (ref 3.1); al describirlo se introducirán aspectos y definiciones útiles para la concepción del problema global, que se utilizan en los otros dos. En segundo lugar se describe la metodología tradicional y sus herramientas necesarias. El tercer método está enfocado principalmente a comparar, mediante la simulación del funcionamiento hidráulico de diversas alternativas de diseño, los costos con los beneficios, pero sin necesidad de expresar estos últimos en términos monetarios.

### 3.2.1 Determinación del criterio de riesgo mediante una relación entre el valor monetario de beneficios y costos

Probablemente el principal problema de los métodos tradicionales es que las decisiones se toman utilizando para el diseño una sola tormenta, sin considerar la probabilidad de ocurrencia de otras (sobre todo mayores) y la magnitud de los daños que podrían causar.

Un estudio *ideal* que permitiera determinar el diseño más adecuado en términos económicos debería tomar en cuenta los siguientes conceptos:

- a) Descripción estadística de la magnitud de las avenidas que puedan ingresar al sistema durante su vida útil.
- b) Cuantificación, en términos monetarios, del monto de los daños asociados a las avenidas identificadas en el inciso a, para diferentes alternativas de diseño.

Si se designa como alternativa  $i$  la que permite controlar una avenida de magnitud  $Q_i$ , el problema se resolvería comparando, en términos monetarios, los costos de construcción  $CC_i$  con la reducción en el valor esperado de los daños por inundación  $CD_i$ . Este último valor es igual a la integral, para todos los valores posibles de  $Q$ , del producto de los daños que causaría una avenida de magnitud  $Q$  por la probabilidad de que dicha avenida se presente durante la vida útil de la estructura. Esto es

$$CD_i = \int_{Q_i}^{\infty} D_i(Q) f(Q, L) dQ \quad (3.1)$$

donde

- $CD_i$  costo esperado de daños si se diseña para un gasto  $Q_i$   
 $D_i(Q)$  daños que causaría una avenida de magnitud  $Q$ , si el diseño se realizó para un gasto  $Q_i$  ;  
 $f(Q,L)$  función de densidad de probabilidad de que se presenten avenidas de magnitud  $Q$  durante los  $L$  años de vida útil

Enseguida se describen con mayor amplitud los conceptos *a* y *b* del estudio ideal.

### Descripción estadística de la magnitud de avenidas

Para describir estadísticamente la magnitud de las avenidas que pueden producirse en una cuenca cualquiera, se emplea el concepto de función de distribución de probabilidad de una variable aleatoria; esta se define como:

$$F_X(x) = \text{probabilidad de que } X \text{ sea menor o igual a } x$$

donde:

*X* variable aleatoria en cuestión

*x* número real cualquiera

De acuerdo con esa definición, la función de distribución es no decreciente y solo puede tomar valores dentro del intervalo de cero a uno, o sea

$$F_X(x + \Delta x) \geq F_X(x), \quad \text{si } \Delta x \geq 0$$

para

$$0 \leq F_X(x) \leq 1$$

Si la variable en cuestión es el valor del gasto máximo anual, su función de distribución definirá la probabilidad de que en un año cualquiera el gasto máximo no supere a un valor fijo dado, *Q*. Esto es

$$F_R(Q) = \text{prob} (R \leq Q) \tag{3.2}$$

o en la forma simplificada

$$F(Q) = \text{prob} (\Omega \leq Q)$$

donde  $\Omega$  es una variable aleatoria que representa la magnitud del gasto máximo en un año cualquiera.

Si se conoce la función de distribución de los gastos máximos anuales (en la ref 3.2 se describe como calcularla), es posible conocer (ec 3.3) la probabilidad de falla de la estructura durante su vida útil (es decir, de que el gasto que se produzca sea mayor que el de diseño):

$$f(Q, L) = \frac{\partial}{\partial Q} (F(Q, L))^L \quad (3.3)$$

donde

$$F(Q, L) = \{F(Q)\}^L$$

### *Cuantificación de los daños en términos monetarios*

La principal limitación de este método radica precisamente en la dificultad de estimar correctamente el valor monetario de los daños asociados a una inundación. En la ref 3.3 se describe la metodología propuesta por Borgman, en la que se simplifica el problema utilizando como base de la cuantificación un valor asociado a una inundación de tamaño medio. La misma referencia contiene una recopilación sobre daños causados por avenidas en zonas urbanas durante 1977.

3.2.2 Determinación del criterio de riesgo mediante una relación directa entre el tipo de obra y el periodo de retorno (metodología tradicional)

Consta básicamente de tres pasos:

- a) Se selecciona un periodo de retorno para la tormenta de diseño, de acuerdo con las características de uso del suelo de la zona que se pretende beneficiar con la obra de drenaje.
- b) Se calcula la tormenta de diseño que corresponde al periodo de retorno seleccionado en el inciso a.
- c) Se diseña la obra de manera que pueda manejar *sin problemas* todas las tormentas de magnitud igual o menor que la calculada en el inciso b.

*Selección del periodo de retorno*

Las tablas 3.1 y 3.2, basadas en la ref 3.4, permiten en la mayoría de los casos seleccionar el periodo de retorno de la tormenta de diseño de acuerdo con el tipo de uso del suelo (es decir, con los daños directos que podría causar una inundación), y con el tipo de vialidad que serán servidos por la obra, o sean los daños indirectos correspondientes.

La magnitud de los daños se relaciona también con el tamaño mismo de la obra, sobre todo si es de gran importancia, por lo que es conveniente añadir que, en el caso de la Ciudad de México, las estructuras de conducción del sistema principal (el sistema de drenaje profundo, el gran canal y el emisor del poniente, por ejemplo), se han diseñado para un periodo de retorno de 50 años, y algunas presas del poniente, cuya descarga por el

TABLA 3.1 USO DEL SUELO Y PERIODOS DE RETORNO

TIPO DE USO	$T_r$ , en años
a) Zonas de actividad comercial	5
b) Zonas de actividad industrial	5
c) Zonas de edificios públicos	5
d) Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad*	3
e) Zonas residenciales unifamiliares y multifamiliares de baja densidad*	1.5
f) Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público	1.5
g) Otras áreas recreativas	1

\* Para baja densidad se consideran valores menores de 100 hab/Ha

TABLA 3.2 TIPO DE VIA Y PERIODO DE RETORNO MINIMO\*

TIPO DE VIA	$T_r$ , en años
VIALIDAD ARTERIAL Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad	5
VIALIDAD DISTRIBUIDORA Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan	3
VIALIDAD LOCAL Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida	1.5
VIALIDAD ESPECIAL Acceso a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales	10

\* Esta tabla debe usarse como complemento y conjuntamente con la tabla 3.1

vertedor caería directamente sobre una zona urbana, deben ser revisadas simulando su funcionamiento para avenidas con periodos de retorno de 100 años e incluso mayores.

#### *Cálculo de la tormenta de diseño para un periodo de retorno dado*

Una vez seleccionado el periodo de retorno, la tormenta con la que se revisa el diseño se obtiene mediante el procedimiento que se describe en el subcap 3.3

#### *Diseño de la obra*

Como se indicó, el diseño de la obra debe ser tal que esta pueda manejar sin problemas todas las tormentas de magnitud igual o menor a la de diseño.

El concepto manejar sin problemas una avenida dada, se interpreta generalmente como que el conducto de drenaje debe trabajar lleno pero sin entrar en carga. En el caso de la Ciudad de México, sin embargo, debido a que en una gran parte de la zona urbana el terreno es plano y está sujeto a hundimientos, es prácticamente imposible lograr diseños con los cuales el drenaje no entre en carga, por lo que se considera preferible que el límite para el funcionamiento sin problemas se establezca como aquel para el que no se producen derrames hacia la superficie del terreno.

Otros requisitos de funcionamiento adecuado son limitar la velocidad máxima y mínima del flujo y, en general, el diseño hidráulico correcto de las estructuras para evitar fenómenos de erosión en las tuberías o depósitos de materiales sólidos en alguna parte del sistema de drenaje.

### 3.2.3 Determinación del criterio de riesgo mediante simulación

La dificultad de calcular en términos monetarios el costo asociado a una inundación de cierta magnitud, ha conducido a criterios que consisten básicamente en simular el funcionamiento hidráulico de las diferentes alternativas de diseño, para tormentas con diversos periodos de retorno, presentando a quien toma las decisiones una descripción organizada de las consecuencias asociadas a cada alternativa, pero sin traducirlas a valores monetarios.

La metodología correspondiente consiste esencialmente en comparar un indicador indirecto de los beneficios que por control de inundaciones se obtienen de alguna alternativa, con el costo de construcción asociado a esa alternativa.

Para aplicar la metodología se pueden seguir los pasos que se describen a continuación:

- A. Determinar la función de distribución de los gastos máximos anuales.
  - A.1 Se determina la función de distribución de las lluvias máximas anuales de acuerdo con los criterios que se discuten más adelante (subcap 3.3)
  - A.2 Se determina la relación entre precipitación y gasto máximo con un método simplificado, como el de la fórmula racional que se describe en el subcap 3.4
  - A.3 Se obtiene la función de densidad de probabilidad de los gastos calculados en A.2 y se le designa con  $f(Q)$ .
- B. Cálculo del indicador indirecto de los beneficios

Para obtener ese indicador se propone calcular el valor esperado de los gastos mayores al que pueda controlar la alternativa considerada. Así, mientras menor sea la esperanza de gastos, mayor será el beneficio correspondiente.

Para dar un valor numérico a los beneficios, se puede establecer una relación con una alternativa de diseño base, que corresponda a un periodo de retorno muy pequeño.

El desarrollo de cálculo es el siguiente:

- B.1 Se selecciona un periodo de retorno chico,  $Tr_0$ , a fin de asegurar que el diseño final corresponderá a un valor mayor (puede utilizarse como ayuda las tablas 3.1 y 3.2). Para ese periodo de retorno se calcula el gasto correspondiente,  $Q_0$ .
- B.2 Para cada alternativa de diseño se calcula el valor esperado de los gastos anuales mayores que el de diseño, esto es

$$ED_i = \int_{Q_i}^{\infty} Q f(Q) dQ \quad (3.4)$$

donde

$ED_i$  valor esperado de los gastos mayores que el diseño, para la alternativa  $i$

$Q_i$  gasto de diseño para la alternativa  $i$  =

- B.3 Para cada alternativa se calcula el estimador numérico de los beneficios como

$$C_i = \frac{ED_0 - ED_i}{ED_0} \quad (3.5)$$

donde  $ED_0$  es el valor esperado de los gastos mayores que  $Q_0$ .

C. Cálculo del indicador de costos :

Debido a que se pretende comparar los beneficios con los costos, sin necesidad de calcular el valor monetario de los primeros, y a que el indicador de beneficios, definido en el paso B.3 está acotado entre 0 y 1, es conveniente expresar los costos en términos de un indicador acotado en el mismo intervalo. Para ello se desarrollan los siguientes cálculos:

C.1 Se determinan los costos  $C_i$  asociados a cada alternativa  $i$ .

Para evitar cálculos demasiado engorrosos se recomienda utilizar diseños *gruesos* e incluir solo los conceptos más importantes (costo de tubería, excavación, etc).

C.2 Se selecciona ahora un periodo de retorno  $Tr_m$  grande, de manera que se esté seguro de que el diseño final corresponderá a un valor menor, y se calculan el gasto  $Q_m$  y el costo  $C_m$  correspondientes.

C.3 Se calcula el indicador de costos  $CR_i$  para cada alternativa  $i$ , con

$$CR_i = \frac{C_i - C_0}{C_m - C_0} \quad (3.6)$$

donde  $C_0$  es el costo correspondiente al diseño para un gasto  $Q_0$ .

3.2.3.1 Presentación de resultados

Para facilitar el análisis que permita seleccionar la alternativa más adecuada, la información puede presentarse como se muestra en la fig 3.1.

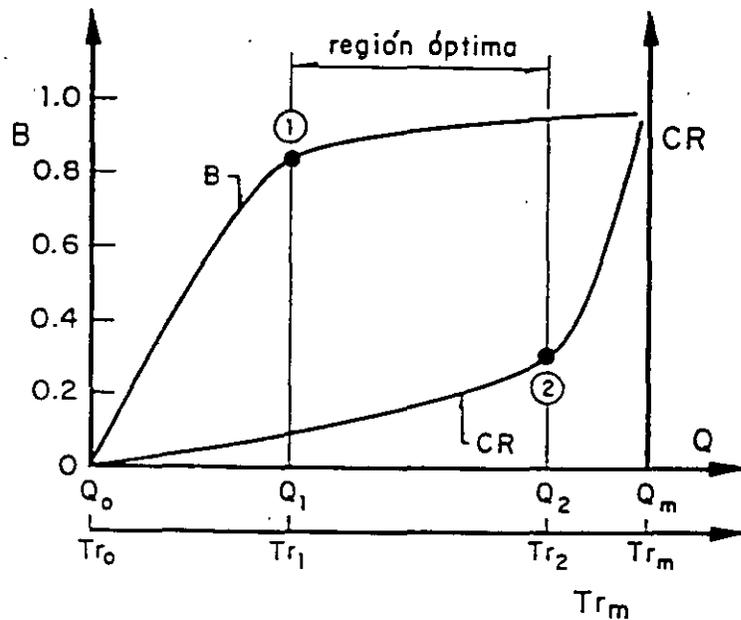


Fig 3.1 Presentación de resultados del análisis para determinar el diseño más adecuado

En dicha figura se muestra la tendencia general que puede esperarse del análisis descrito. Los costos representados por la curva Cr tienden a incrementarse paulatinamente con el valor del gasto de diseño, hasta que, para determinados valores de dicho gasto, el costo tiende a incrementarse súbitamente por razones de carácter constructivo (por ejemplo, debido a que se requieran diámetros mayores que los comerciales o que las tuberías tienen que profundizarse y se requiere para ello de maquinaria más complicada, etc).

Los beneficios, representados por la curva B, tendrán otra tendencia. Al

principio, un incremento en el gasto de diseño representará una disminución importante en las inundaciones, pero después de cierto gasto, debido a la poca probabilidad de que sea excedido, la disminución en las inundaciones tiende a ser muy pequeña.

De acuerdo con esta descripción, es evidente que un diseño para un gasto mayor que  $Q_2$  no sería adecuado debido a que se requeriría incrementar mucho las inversiones con un beneficio adicional muy pequeño. De la misma manera, un diseño para un gasto menor que  $Q_1$  sería también inadecuado, debido a que con una inversión adicional, relativamente chica, los beneficios podrían aumentar sensiblemente.

La selección del diseño más conveniente dentro del intervalo designado como *región óptima* en la figura debe ser motivo de una decisión subjetiva que tome en cuenta otros aspectos más difíciles de cuantificar.

Es conveniente, sin embargo, que en la decisión se consideren las consecuencias que tendría el diseño en una zona sobre la de aguas abajo.

En la ref 3.3 se describe un método semejante pero orientado a determinar en un sistema ya construido el grado de mejoramiento que podría lograrse con una inversión adicional.

### 3.2.3.2 Ejemplo

Enseguida se plantea un ejemplo para precisar los conceptos descritos. Supóngase que se desea calcular el periodo de retorno para el que deben diseñarse los colectores de la red primaria de una zona urbana dada.

- a) Siguiendo el procedimiento descrito en 0.3 se calculó la función de distribución de las lluvias máximas anuales para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca. La función de distribución correspondiente se muestra en la fig 3.2.

b) Se obtiene la relación entre la magnitud de la lluvia y la del gasto máximo con un método simplificado. En el ejemplo se supone

$$Q_{\text{máx}} \text{ (m}^3/\text{s)} = 0.4h \text{ (mm)}$$

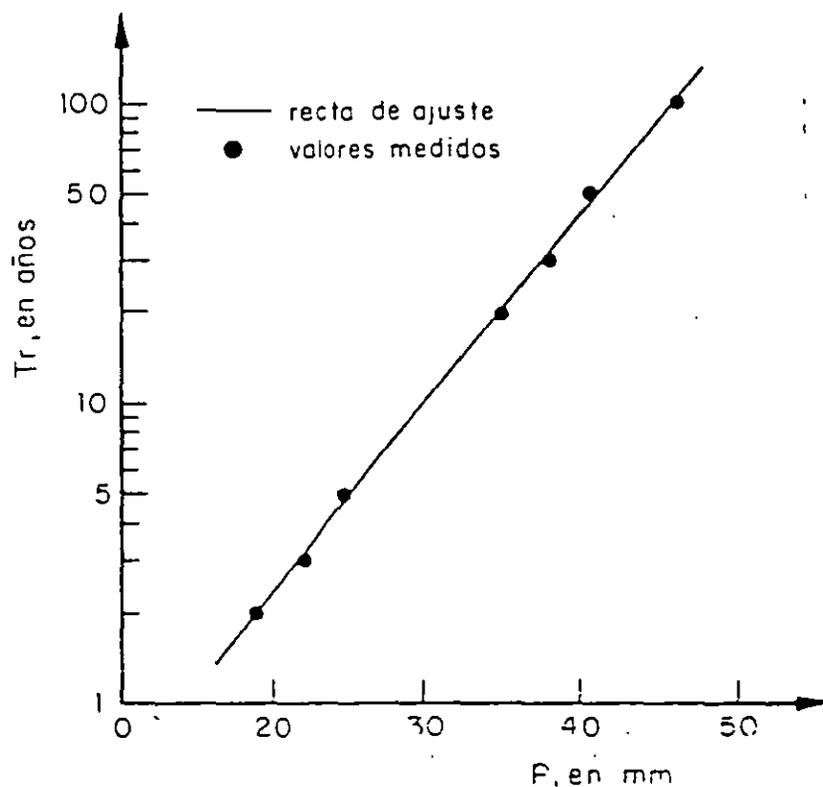


Fig 3.2 Función de distribución de lluvias máximas anuales

c) Con los datos anteriores se integró la tabla 3.3

TABLA 3.3 DESCRIPCION ESTADISTICA DE LOS VALORES DE LLUVIA Y GASTOS MAXIMOS ANUALES

Precipitación, h, en mm	Gasto, Q, en m <sup>3</sup> /s	Función de distribución, F(Q)	Periodo de re- torno, en años
18.75	7.5	0.500	2
21.75	8.7	0.667	3
25.00	10.0	0.800	5
29.75	11.9	0.900	10
34.50	13.8	0.950	20
37.75	15.1	0.967	30
40.75	16.3	0.980	50
45.50	18.2	0.990	100

Ajustando una función de distribución a los gastos máximos anuales, se obtiene:

$$F(Q) = 1 - e^{-(Q - 5.63)/2.74}$$

La función de densidad de probabilidad resulta, por tanto

$$f(Q) = \frac{\partial F(Q)}{\partial Q} = \frac{1}{2.74} e^{-(Q - 5.63)/2.74}$$

d) Como se trata de colectores de la red primaria, se seleccionaron como periodos de retorno: mínimo  $Tr_o = 1.5$  años y máximo  $Tr_m = 150$  años (el valor recomendado de acuerdo con las tablas 3.1 y 3.2 sería del orden de 5 años).

e) Se calcula el valor esperado de los gastos máximos anuales mayores que el de diseño correspondiente a cada alternativa

$$ED_i = \int_{Q_i}^{\infty} Q f(Q) dQ$$

$$ED_i = \frac{1}{2.74} \int_{Q_i}^{\infty} Q e^{-(Q - 5.63)/2.74} dQ$$

$$ED_i = \left[ -e^{-(Q - 5.63)/2.74} (Q + 2.74) \right]_{Q_i}^{\infty}$$

Los valores de  $ED_i$  obtenidos para diferentes valores de  $Q_i$ , son:

$Q_i$	6.7	8.6	10.0	11.2	11.9	13.1	13.8	16.3	18.2	19.4
$ED_i$	6.4	3.8	2.6	1.8	1.5	1.0	0.8	0.4	0.2	0.1

El estimador de beneficios se calcula entonces con la ec 3.5

$$B_i = \frac{ED_o - ED_i}{ED_o} = \frac{6.4 - ED_i}{6.4} \quad (\alpha)$$

f) Cálculo de los costos

En el ejemplo se supusieron dos alternativas para la variación de los costos (curvas 1 y 2, fig 3.3)

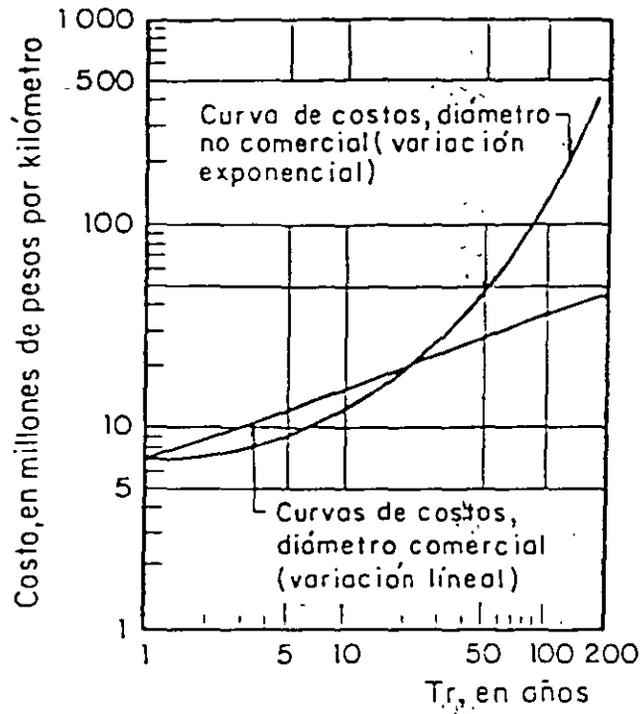


Fig 3.3 Variación del costo de la red según el periodo de retorno para diseñarla

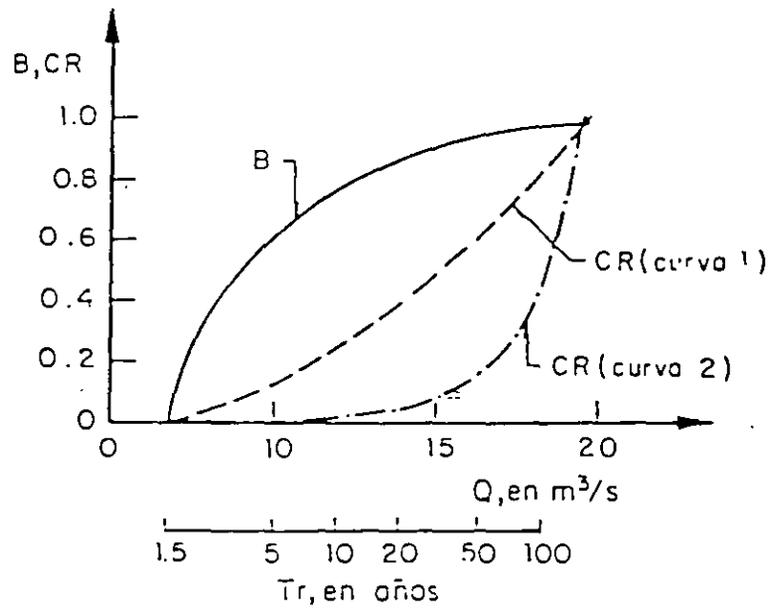


Fig 3.4 Variación de beneficios y costos relativos

El indicador de costos  $CR_i$ , para cada alternativa, se calcula con la ec 3.6

$$CR_i = \frac{C_i - C_o}{C_m - C_o}$$

Para la curva 1: 
$$CR_i = \frac{C_i - 8.0}{39.0 - 8.0} = \frac{C_i - 8.0}{31.0} \quad (B_1)$$

para la curva 2: 
$$CR_i = \frac{C_i - 7.2}{250 - 7.2} = \frac{C_i - 7.2}{242.8} \quad (B_2)$$

Substituyendo los valores correspondientes a cada alternativa  $i$  en las ecuaciones  $A$  y  $B$ , se obtienen los resultados de la tabla 3.4 y fig 3.4.

Se observa que con ayuda de este método es posible tomar una decisión basada en el periodo de retorno adecuado, tomando en cuenta la relación entre los costos y el grado de protección que se desea. En caso de utilizar el método tradicional, la decisión tendría que ser rígida y no consideraría estos factores.

TABLA 3.4 INDICADORES DE BENEFICIO Y COSTO

Gasto, Q, en m <sup>3</sup> /s	Función de distribu- ción, F (Q)	Periodo de retor- no, en años	B i	CR	
				Curva 1	Curva 2
6.7	0.333	1.5	0.00	0.00	0.00
8.7	0.667	3.0	0.41	0.08	0.004
10.0	0.800	5.0	0.59	0.14	0.009
11.9	0.900	10.0	0.77	0.24	0.021
13.8	0.950	20.0	0.88	0.37	0.049
16.3	0.980	50.0	0.94	0.61	0.160
18.2	0.990	100.0	0.97	0.84	0.470
19.4	0.993	150.0	0.98	1.00	1.000

### 3.3 PRECIPITACION

#### 3.3.1 Introducción

Tradicionalmente, el problema del control de avenidas en zonas urbanas se ha enfocado a los problemas de drenaje, y probablemente por tal motivo, el estudio de las precipitaciones con fines de diseño se ha concentrado en la información relativa a áreas y duraciones pequeñas, y se ha analizado poco la influencia que, desde el punto de vista de diseño, tiene el tamaño de la cuenca.

En términos generales, los métodos tradicionales para determinar tormentas de diseño tienen dos desventajas importantes. La primera deriva de que el análisis se basa en la información de una sola estación (generalmente la más cercana al sitio en estudio) y no se aprovecha toda la información recabada en la zona. Este problema conduce con cierta frecuencia a diseños inconsistentes en una misma región. La segunda, se refiere a la falta de criterios de diseño para colectores que drenan cuencas relativamente grandes o estructuras de almacenamiento cuyo diseño depende más del volumen de las avenidas que de su gasto de pico.

Debido a esas limitaciones, recientemente se han desarrollado otros enfoques basados esencialmente en estudios regionales. En particular para el Distrito Federal, se han encontrado resultados con los que se obtienen tormentas de diseño para cualesquier área de la cuenca en estudio, duración y periodo de retorno.

En este capítulo se tratan primero los métodos tradicionales y posteriormente se describe la teoría relacionada con los métodos basados en estudios

regionales y los resultados obtenidos para el Distrito Federal. En relación con los estudios regionales, se abordan los siguientes aspectos:

- La regionalización de las características estadísticas de precipitación en un punto
- Los ajustes necesarios para obtener la precipitación con cualquier duración y periodo de retorno
- Los ajustes requeridos para tomar en cuenta el tamaño de la cuenca en estudio
- La forma de estimar la distribución de la lluvia con respecto al tiempo.

En cada uno de estos aspectos se describen las bases teóricas y se discuten los estudios realizados para el Distrito Federal, a fin de contar con antecedentes que permitan hacer estudios similares en otras regiones. Para aquellos lectores que no deseen profundizar en los aspectos teóricos, al final del capítulo se presenta un resumen de los criterios que se recomiendan para determinar una tormenta de diseño en el Distrito Federal.

### 3.3.2 Métodos tradicionales

Con los métodos tradicionales se analiza la precipitación registrada en una estación y luego se sintetiza estadísticamente mediante las curvas intensidad-duración-periodo de retorno ( $i-d-T_r$ ). Cuando se requiere determinar la precipitación asociada con áreas grandes, se utilizan también las curvas altura de precipitación-área-duración (P-A-D). Enseguida se resume el procedimiento usado para construir ambas curvas (basado en la ref 3.5).

### 3.3.2.1 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno ( $i-d-T_r$ )

Representan la síntesis de las condiciones máximas anuales de precipitación para diferentes duraciones en una estación dada.

El proceso de cálculo de las curvas  $i-d-T_r$  es el siguiente

#### A. Organización de la información

1. Se define una duración de interés
2. De cada tormenta registrada se obtiene la máxima intensidad de la lluvia para la duración definida en el punto 1
3. Se obtiene, para cada año de registro, el máximo de los valores obtenidos en el punto 2
4. Se regresa al primer punto tantas veces como duraciones interesen
5. Con los valores obtenidos en los cuatro primeros pasos se forma una tabla como la 3.5

Es interesante observar que los valores máximos de intensidad para diferentes duraciones, en un año cualquiera, pueden corresponder a diferentes tormentas; por ejemplo (tabla 3.5), en 1947 la intensidad máxima para una duración de 10 min ocurrió el 30 de julio, mientras que para una duración de 80 min la intensidad máxima se presentó el 4 de agosto.

#### B. Análisis estadístico

El análisis estadístico de los datos de intensidad máxima en una estación, se realiza ajustando a los datos de intensidad una función del tipo

$$i = \frac{k T_r^m}{d^n} \quad (3.7)$$

TABLA 3.5 DATOS DE INTENSIDADES MAXIMAS EN LA ESTACION "SANTA CATARINA", en mm/h

FECHAS			M I N U T O S									
			5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
SANTA CATARINA,			NUEVO LEON									
1938	Feb	20	120.0									
	Jul	29	120.0	114.0	97.2	87.2	80.0	63.3	52.5	41.4	33.5	28.0
1939	Abr	12	132.0	109.8	84.0	80.1	58.0	40.5	31.5	24.1	19.3	16.1
1940	Jun	24		64.2	49.2	43.2						
	Ago	9	96.0				40.0	37.6	29.6	21.9	17.5	14.6
1941	May	5	79.2	52.2	39.6	31.5	21.0	14.0	10.5	7.9		
	Jun	9									7.7	6.9
1942	Jul	4		96.0	80.0	77.7	72.0	74.0	66.0	50.1	40.3	33.9
	Jul	5	148.8		80.0							
1943	Sep	6	126.0	76.2	59.2	48.3	34.4	23.1	17.4	14.6	14.4	12.6
1944	Oct	7	92.4	53.6	56.0	48.6	40.0	34.7	30.0	24.2	23.4	23.0
1945	Ago	30	86.4	61.8	51.2	42.6	36.0	26.7	24.7	24.0	23.4	22.3
1946	Ago	30	102.0	58.2	50.4	45.0	31.4	21.1	15.8	11.9	9.5	7.5
1947	Jul	30		60.0	56.0	51.3	42.6	31.3	24.0			
	Ago	4								21.5	20.4	17.9
	Ago	25	120.0	60.0								
1948	Jul	7	76.8	57.6	44.0	35.1	25.0	24.7	20.0			
	Sep	9							20.0	16.7	15.8	13.1
1949	Sep	19	98.4	57.0	46.8	54.0	40.0	30.7	30.0	25.5	22.5	19.3
1950	Mar	3							6.8	6.5	5.6	4.7
	Jul	13			23.0	18.3	12.6	8.4				
	Ago	18	57.6	23.8								
1951	Jun	24	128.4	93.0	80.0	85.0	62.2	47.3	36.4	27.3	21.8	18.2
1952	Abr	23	66.0									
	Jun	7		46.8	34.0	27.0	18.4	12.7	10.0	7.5	6.7	5.9
1953	Jul	14	120.0				40.0	40.0				
	Oct	3	120.0	67.8	56.0	48.6	40.0	40.0	35.0	28.5	22.8	19.0
1954	Oct	5						14.0	12.0	9.6	8.6	7.1
	Oct	8	96.0	54.0	37.2	27.9	18.6					
1955	Jul	8	96.0	48.0								
	Nov	2		48.0	48.0	43.5	37.0	27.3	27.5	25.5	24.0	24.0
1956	May	15	150.0	93.0	76.0	60.0	41.0	33.0	25.5	19.1	15.3	12.8

TABLA 3.5 DATOS DE INTENSIDADES MAXIMAS REGISTRADAS EN LA ESTACION SANTA CATARINA, en mm/h  
(Continuación)

FECHAS			M I N U T O S									
			5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
SANTA CATARINA, NUEVO LEON												
1957	Sep	21	90.0	60.0	48.0	42.9	38.0	25.3	21.6	19.3	16.0	14.5
			SIN DATOS									
1959	Jun	14	68.4		36.0	27.6	18.6	13.3	11.4	11.4	9.1	7.8
	Ago	13		40.8								
1960	Ago	11	117.6	70.2	60.0	54.0	40.0	27.4	20.6	15.8	12.9	11.3
1961	Jul	10	85.2	42.6	28.4	21.3	14.2	9.4	7.1	5.3	4.3	3.6
1962	Sep	10	162.0	111.0	80.0	62.1	60.0	51.3	43.5	45.0	36.0	40.0
1963	May	17	96.0	60.0	40.0	34.5					16.3	15.0
	Jun	16					27.0	27.0	22.3	17.3	16.3	
1964	May	31	120.0	105.0	71.2	53.4	35.6	24.7	17.8	13.4	10.7	8.9

donde :

- i intensidad de precipitación
- $T_r$  periodo de retorno
- d duración
- k, m, n parámetros que se determinan al ajustar la ec 3.7 a los datos registrados

### 3.3.2.2 Curvas altura de precipitación-área-duración (P-A-D)

Se han utilizado tradicionalmente para caracterizar la relación entre la precipitación en el centro de una tormenta y la que corresponde a determinada área. Para fines de diseño, se acostumbra asociar a cada área la precipitación media en la zona limitada por una isoyeta.

El procedimiento de cálculo puede resumirse en los siguientes pasos (en la ref 3.5 aparece una descripción más detallada del procedimiento):

- a) Se recopila la información pluviométrica y pluviográfica correspondiente a las tormentas más importantes registradas en el pasado. (Aun cuando no es regla general, se pueden considerar las diez tormentas más importantes ocurridas en la cuenca.)
- b) Se trazan las isoyetas correspondientes a la duración total de cada tormenta.
- c) Se determina la precipitación media, para cada duración considerada, asociada al área encerrada para cada isoyeta, empezando por la isoyeta de mayor magnitud y continuando en sentido descendente de la precipitación.
- d) Para cada una de las tormentas consideradas se anotan los valores obtenidos en una gráfica en la que los datos de área y

precipitación media se refieren a los ejes coordenados, y los valores correspondientes a cada duración se unen con una curva.

Para utilizar las curvas P-A-D en relación con la intensidad máxima en un punto, se acostumbra expresar para cada duración los valores de precipitación como porcentaje del valor máximo. En estas condiciones, para  $A = 0$ , se obtiene un porcentaje del 100 por ciento, y conforme el área aumenta el porcentaje disminuye.

### 3.3.3 Regionalización de las características estadísticas de la precipitación en un punto

#### 3.3.3.1 Aspectos generales

Particularmente en hidrología urbana es muy frecuente que la información disponible sea sumamente escasa, problema que se acentúa cuando, como se hace con los métodos tradicionales, los parámetros significativos para el diseño se obtienen empleando solo la información de la estación más cercana al sitio en estudio y se desperdicia la información proporcionada por otras estaciones situadas en la misma región.

Un estudio regional, en cambio, aun considerando las diferencias que distinguen un punto de otro en la región, permite aprovechar muchas características que son comunes para todos los puntos de la región. En este sentido, puede decirse que *regionalizar* equivale a obtener fórmulas o procedimientos que pueden aplicarse a toda una región, aprovechando las características comunes a todos los puntos y señalando la forma en la que influyen para el fenómeno en estudio las características no comunes.

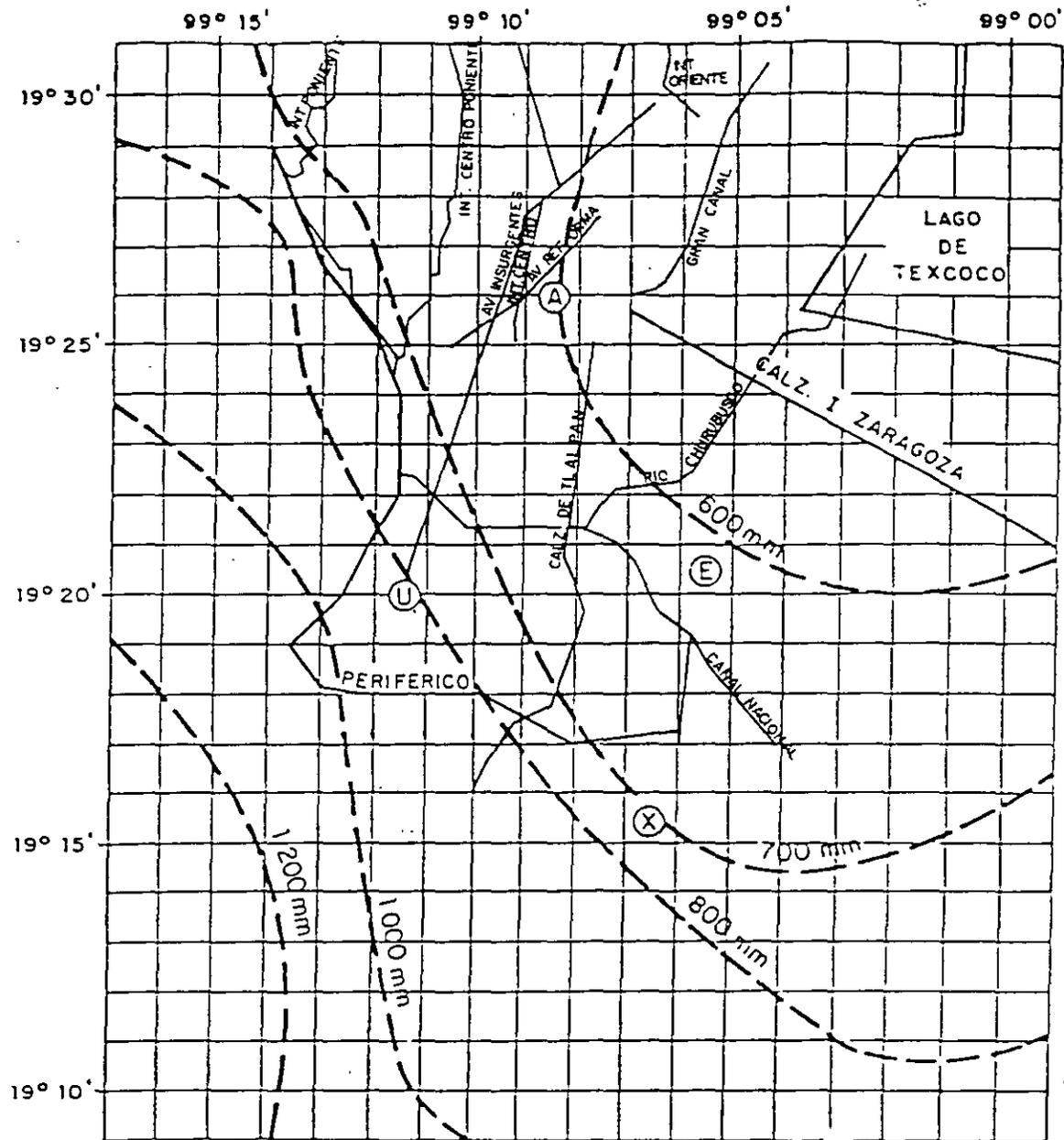
### 3.3.3.2 Regionalización de las lluvias máximas en el Distrito Federal

Para estudiar las precipitaciones máximas en el Distrito Federal, puede considerarse que el Valle de México es una cuenca *meteorológicamente homogénea*, particularmente en relación con las lluvias convectivas que han sido causa de las principales avenidas registradas en esta región. La homogeneidad meteorológica no significa, sin embargo, que las características estadísticas de las lluvias sean idénticas en todos los puntos del Valle. En realidad existen diferencias debido a atributos específicos de cada área, como topografía, orientación respecto a los vientos dominantes, etc.

En este trabajo se partió de la hipótesis de que los atributos que diferencian un área de otra se reflejan indirectamente en un mapa de isoyetas de precipitación media anual. Esta formulación tiene las siguientes ventajas:

- a) Los mapas de precipitación media anual han sido construidos partiendo de información obtenida con pluviómetros en gran número de puntos del Valle y durante gran número de años, lo cual garantiza su confiabilidad
- b) La variancia de la precipitación media anual es menor que la que corresponde a otras variables asociadas con duraciones menores, como se demuestra en la ref 3.6
- c) La hipótesis de partida puede ser confirmada o rechazada de acuerdo con los resultados que se obtengan.

Para el Distrito Federal, la hipótesis de que el plano de isoyetas medias anuales (fig 3.5) caracteriza las diferencias en la región se utilizó para obtener la precipitación asociada a periodos de retorno entre 1 y 100 años



- A Alameda Central
- E Cerro de la Estrella
- U Ciudad Universitaria
- X Xochimilco

FIG 3.5 Isoyetas medias anuales en el Valle de México

y duraciones entre 10 min y 24 h, para cualquier punto de la zona en estudio.

Dado que la información disponible para una duración de 24 h, obtenida de los datos de pluviómetro, es cuantitativa y cualitativamente diferente de la correspondiente a duraciones menores de 2 h, obtenida de pluviógrafos, se determinaron dos planos de apoyo distintos; uno para precipitaciones máximas anuales con 5 años de periodo de retorno y duración de 24 h y otro para el mismo periodo de retorno pero duración de 30 min.

Se eligió tomar como base un periodo de retorno de 5 años, a pesar de que el diseño de las obras de drenaje urbano se basa generalmente en periodos de retorno menores, porque todas las estaciones utilizadas en el estudio tienen un periodo de registro mayor, lo cual hace que los resultados generales sean confiables, y al mismo tiempo se destaca mejor la información aislada incongruente con los resultados generales, como se demuestra más adelante.

*Plano de isoyetas para una duración de 30 min y periodo de retorno de 5 años*

Para la construcción de este plano se utilizó la información que se resume en la tabla 3.6, tomada del estudio de las curvas  $i-d-T_r$  de las estaciones pluviográficas del Valle de México, realizado por la compañía DIRAC en el año 1977. En dicho estudio, la relación entre la intensidad de lluvia y la duración, para un periodo de retorno dado, se obtuvo mediante el ajuste de una función del tipo

$$i = \frac{a}{d + b}$$

donde :

- i intensidad de la precipitación, en mm/h
- d duración, en min

TABLA 3.6 PRECIPITACIONES MAXIMAS P PARA UNA DURACION DE 30 MIN Y PERIODO DE RETORNO DE 5 AÑOS

No.	ESTACION	COORDENADAS		AÑOS DE REGISTRO	α	β	P. en mm (30 min)
		NORTE	OESTE				
1	Col. Agrícola Oriental	19°23'	99°04'	8	2 721	20.7	26.8
2	Ajusco	19°13'	99°12'	13	1 840	12.2	21.8
3	Andalucía	19°24'	99°08'	17	2 500	7.7	33.3
4	Av. del Trabajo	19°26'	99°07'	18	2 552	10.5	31.5
5	Azcapotzalco	19°28'	99°11'	23	2 814	16.1	30.5
6	C F E	19°25'	99°10'	23	2 869	17.7	30.1
7	Delegación Coyoacán	19°21'	99°10'	20	2 560	11.3	31.0
8	Desv. Alta al Pedregal	19°18'	99°14'	9	4 515	32.7	36.0
9	Departamento Central	19°26'	99°08'	25	2 726	16.2	29.5
10	División del Norte	19°23'	99°10'	20	3 117	17.1	33.1
11	Dr. Pascua	19°25'	99°08'	21	2 462	12.0	29.3
12	Iztapalapa	19°21'	99°05'	8	2 260	12.6	26.5
13	Km 6 + 250	19°29'	99°05'	18	2 372	9.7	29.9
14	La Fortuna	19°29'	99°07'	25	2 660	15.7	29.1
15	La Condesa	19°25'	99°11'	30	3 103	18.0	32.3
16	Delegación Mixcoac	19°22'	99°11'	17	2 901	12.5	34.1
17	Molino Blanco	19°29'	99°13'	21	3 191	19.8	32.0
18	Monte Altai y Nevada	19°26'	99°13'	19	2 800	10.6	34.5
19	San Angel	19°21'	99°11'	22	2 559	17.1	31.4
20	San Juan de Aragón	19°28'	99°05'	6	2 235	12.0	26.6
21	Tacubaya	19°24'	99°12'	25	3 283	15.9	35.8
22	Tecamachalco	19°26'	99°13'	12	3 261	12.0	38.8
23	Taller de Dolores	19°25'	99°12'	21	3 462	15.0	38.5
24	Unidad Modelo	19°22'	99°	16	2 331	11.4	28.1

Con los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  obtenidos para cada estación, se calculó la precipitación correspondiente a una duración de 30 min y con estos valores se construyó el plano de isoyetas de la fig 3.6.

*Plano de isoyetas para una duración de 24 h y periodo de retorno de 5 años*

Para construir este plano (fig 3.7) se utilizó la información pluviométrica disponible, ajustando una función de distribución exponencial a los valores de precipitación máxima anual registrados en cada estación. Los resultados se resumen en la tabla 3.7.

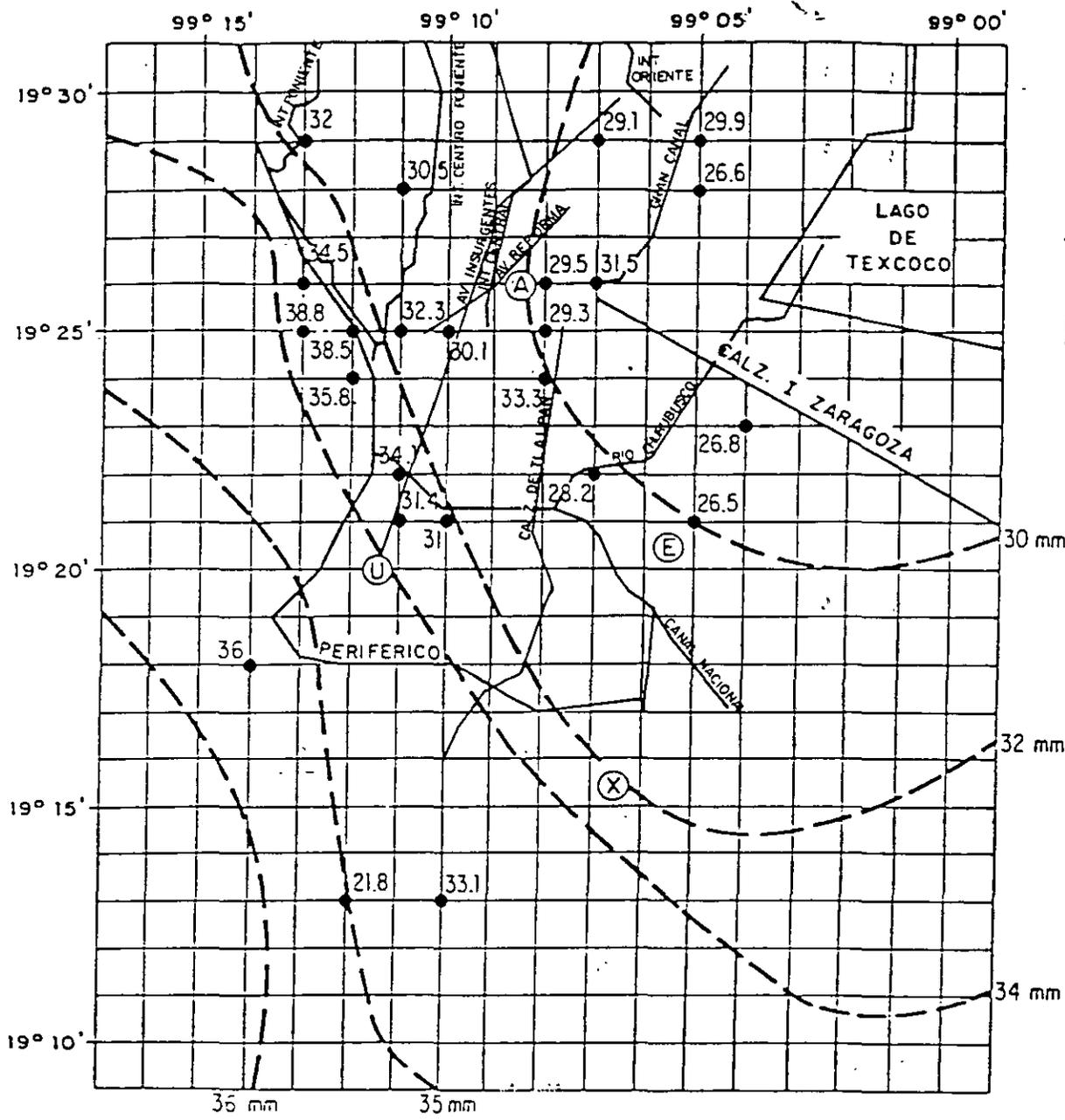
*Análisis de resultados*

En la tabla 3.8 se muestra un resumen comparativo de los resultados que produce un análisis independiente para cada estación, con respecto a los obtenidos del análisis regional. En la primera parte de la tabla aparecen las estaciones comunes a las dos duraciones que se analizan, en la segunda las correspondientes solo a 24 h, y en la tercera las correspondientes solo a 30 min. De 30 estaciones (24 con pluviógrafo y 14 con pluviómetro) se encontraron :

7 valores con diferencias mayores de 10 por ciento

3 valores con diferencias mayores de 15 por ciento

1 valor con diferencia de 61 por ciento



- A Alameda Central
- E Cerro de la Estrella
- U Ciudad Universitaria
- X Xochimilco

FIG 3.6 Isoyetas para  $d = 30 \text{ min}$  y  $T_T = 5 \text{ años}$

Nota:

La gráfica representa acturas de precipitación ( $h_p$  en mm)

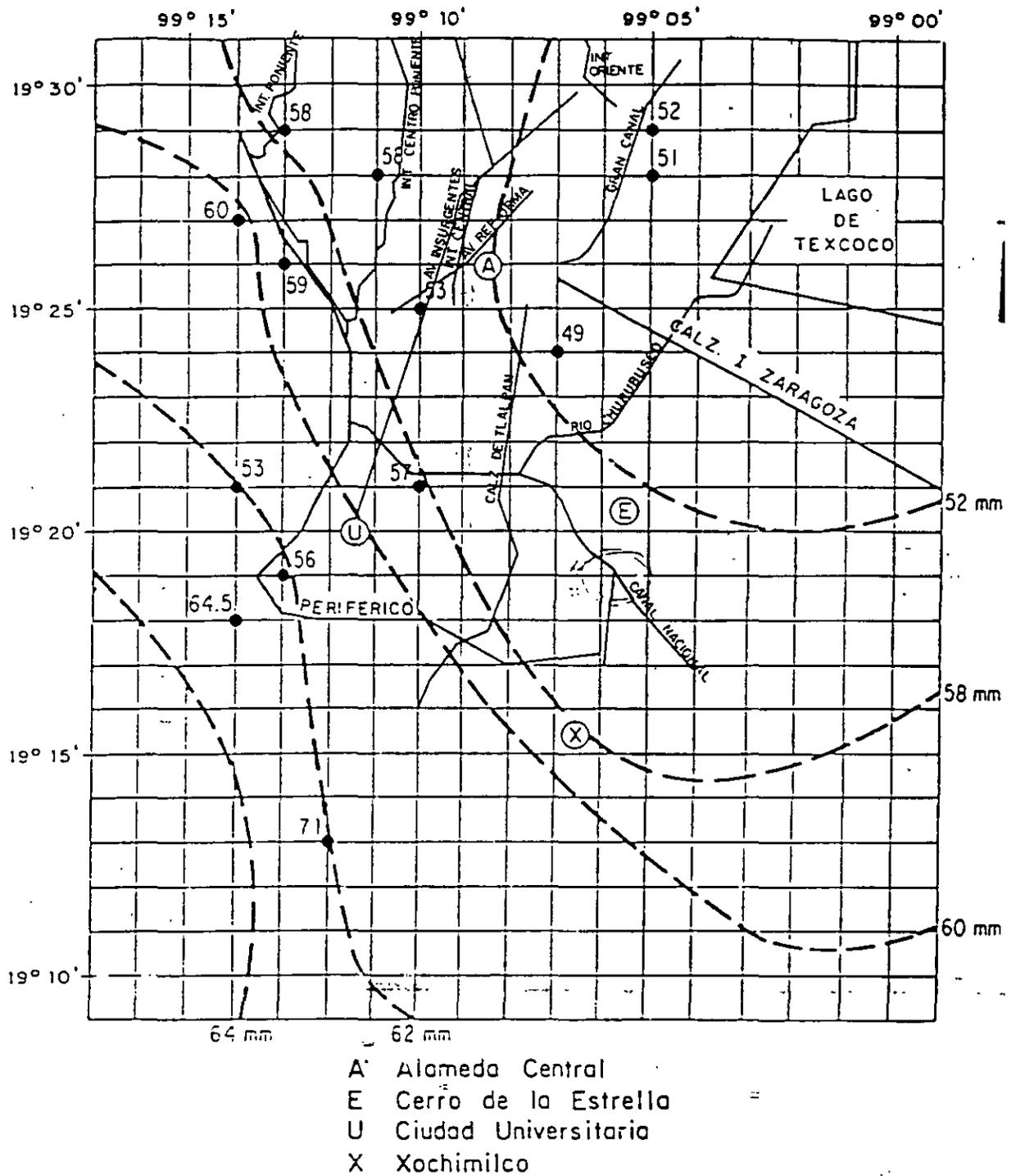


FIG 3.7 Isoyetas para  $d = 24$  hrs y  $T_T = 5$  años

Nota:

La gráfica representa acturación de precipitación (hp en mm)

TABLA 3.7 PRECIPITACIONES MAXIMAS P PARA UNA  
DURACION DE 24 HRS Y UN PERIODO DE RETORNO  
DE 5 AÑOS

No	ESTACION	EDO	DEP	COORDENADAS		AÑO DE REGISTRO	P, en mm
				NORTE	OESTE		
1	Ajusco	DF	SARH	19°13'	99°12'	13	71.0
2	Azcapotzalco	DF	SARH	19°28'	99°11'	25	58.0
3	C F E	DF	C F E	19°25'	99°10'	21	53.0
4	Desv. Alta al Pedregal	DF	SARH	19°18'	99°14'	25	64.5
5	Km 6 + 250	DF	SARH	19°29'	99°05'	27	52.0
6	Molino Blanco	MEX	SARH	19°29'	99°13'	27	58.0
7	San Juan de Aragón	DF	SARH	19°28'	99°05'	30	51.0
8	Tecamachalco	DF	SARH	19°26'	99°13'	19	59.0
9	Cincel	DF	SARH	19°24'	99°07'	21	49.0
10	Desierto de los Leones	DF	SARH	19°18'	99°13'	24	70.0
11	Presa Anzaldo	DF	SARH	19°19'	99°13'	20	56.0
12	Presa Mixcoac	DF	SARH	19°21'	99°14'	21	53.0
13	Xoco	DF	SARH	19°21'	99°10'	22	57.0
14	Molinito	MEX	SARH	19°27'	99°14'	23	60.0

TABLA 3.8 ANALISIS DE RESULTADOS DE LA REGIONALIZACION DE LAS PRECIPITACIONES MAXIMAS PARA 5 AÑOS DE PERIODO DE RETORNO Y DURACIONES DE 30 MIN Y 24 H. (PRECIPITACIONES, EN MM)

Estación (1)	Valores para el análisis independiente					Del análisis regional		Comparaciones		
	No de años de registro (2)	P 30 min (3)	R <sub>1</sub> (4)	P 24 h (5)	R <sub>2</sub> (6)	P 30 min (7)	P 24 h (8)	7/3 (9)	8/5 (10)	10/9 (11)
2	13	21.8	24	71.0*	1	35.0	62.0	1.61	0.87	0.54
5	23	30.5	14	58.0	7	31.0	56.0	1.02	0.97	0.95
6	23	30.1	15	53.0	11	31.0	55.0	1.03	1.04	1.01
8	9	36.0*	3	64.5*	3	35.5	63.0	0.99	0.98	0.99
13	18	29.9	16	52.0	12	29.0	50.0	0.97	0.96	0.99
17	21	32.0	10	58.0	6	32.0	57.5	1.00	0.99	0.99
20	6	26.6	22	51.0*	13	29.0	50.0	1.09	0.98	0.90
22	12	38.8*	1	59.0	5	33.0	59.0-	0.85	1.00	1.18
1	8	26.8*	21			29.0	50.0	1.08		
3	17	33.3	7			30.0	52.0	0.90		
4	18	31.5	11			29.5	51.0	0.94		
7	20	31.0	13	57.0		32.0	58.0	1.03	1.02	
9	25	29.5	17			30.0	51.5	1.02		
10	20	33.1	8			31.5	56.5	0.95		
11	21	29.3	18			30.0	51.5	1.02		
12	8	26.5*	23			30.0	52.0	1.13		
14	25	29.1	19			29.5	51.0	1.01		
15	30	32.3	9			32.0	57.0	0.99		
16	17	34.1	6			33.0	59.0	0.97		
18	19	34.5*	5			33.0	59.0	0.96		
19	22	31.4	12			33.0	59.0	1.05		
21	25	35.8*	4			33.0	59.0	0.92		
23	21	38.5*	2			32.5	58.5	0.84		
24	16	28.2	20			30.5	53.0	1.08		
Línea 1	21			49.0*	14	29.5	51.0		1.04	
D de los Leones	24			70.0*	2	37.0	65.0		0.93	
P Anzaldo	20			56.0	9	35.0	62.0		1.11	

TABLA 3.8 (CONTINUACION)

Estación (1)	Valores para el análisis independiente					Del análisis regional		Comparaciones		
	No. de años de registro (2)	P 30 min. (3)	R <sub>1</sub> (4)	P 24h (5)	R <sub>2</sub> (6)	P 30 min (7)	P 24 h (8)	7/3 (9)	8/5 (10)	10/9 (11)
P. Mixcoac	21			53.0	10	35.0	62.0		1.17	
Xoco	22			57.0	8	32.0	58.0		1.02	
Molinito	23			60.0	4	34.0	60.0		1.00	
$\bar{x}$		31.28		57.9				1.02	1.00	
		3.95		6.6				0.14		0.05

En relación con los valores de la tabla 3.8, se pueden hacer los siguientes comentarios:

- a) La estación que presenta las mayores diferencias (61 por ciento para 30 min y 13 por ciento para 24 h), es la estación 2 (Ajusco) la cual, según las columnas 4 y 6 de la tabla, aparece con precipitación mínima para 30 min, de las 24 con pluviógrafo, y máxima para 24 h, de las 14 con pluviómetro.
- b) Las estaciones 22 y 12 solo tienen 12 y 8 años de registro, respectivamente.
- c) La estación 22 registra, además, el valor máximo de precipitación para 30 min entre las 24 estaciones consideradas, y apenas el quinto valor para la precipitación en 24 h de las 14 incluidas.

Si se descartan esas tres estaciones, quedan 27 (21 con pluviógrafo) y 13 con pluviómetro), y se puede observar lo siguiente:

- 3 valores con diferencias mayores de 10 por ciento
- 2 valores con diferencias mayores de 15 por ciento
- 0 valores con diferencias mayores de 20 por ciento.

Este análisis podría ser insuficiente para demostrar las ventajas de emplear valores regionales en lugar de valores registrados en la estación más cercana, por lo que se refuerza con los siguientes argumentos:

- a) La estación 2 (Ajusco) representa un caso extremo donde la diferencia entre ambos procedimientos es muy notable; por tanto, ilustra muy bien las ventajas de utilizar el método regional, ya que sería muy difícil justificar que la zona en que se encuentra esta estación es, por un lado (si se consideran las precipitaciones de 30 min), la más seca de la región estudiada, y por otro (si se consideran las correspondientes a 24 h), la más lluviosa. Aun si

se supusiera que esto se debe a la existencia de un microclima muy especial alrededor de ese punto, nada justificaría utilizar los valores registrados en él para diseñar alguna obra de drenaje en una zona cercana, ya que no sería válido suponer que el microclima lo alcanzara.

- b) Como se comentó, el método utilizado para la regionalización de las lluvias en el Valle de México se basó en una hipótesis susceptible de ser comprobada (esto es, que las diferencias entre lluvias de cada punto de la región se reflejaba en los planos de isoyetas medias anuales). Los resultados descritos (solo el 14 por ciento de los valores medios difieren en más de 10 por ciento de los calculados) no permiten rechazar tal hipótesis.
- c) Como se ve más adelante al discutir los factores de ajuste por duración y periodo de retorno, la regionalización de algunas características estadísticas de las lluvias, en particular de las convectivas, no solo ha demostrado su validez para una región relativamente pequeña como el Valle de México, sino que, como se muestra en la ref 3.7, algunas de estas características han sido extrapoladas con éxito en varios países.

En resumen, las isoyetas mostradas en las figs 3.6 y 3.7 constituyen una buena base para el cálculo de precipitaciones para diseño. La primera de ellas, que corresponde a una duración de 30 min, se calculó a partir de la información pluviográfica y se utilizará para diseños asociados a tormentas concentradas, aisladas y de corta duración ( $d \leq 2h$ ); la segunda se calculó con la información pluviométrica disponible y se utilizará para diseños asociados a áreas relativamente grandes donde las condiciones de precipitación corresponden a tormentas extensas de larga duración ( $4h \leq d \leq 24h$ )

### 3.4 Ajustes por duración y periodo de retorno

Para utilizar las figs 3.6 y 3.7 en análisis con periodos de retorno y duraciones diferentes a los que se usaron para construirlas, es necesario determinar los factores de ajuste correspondientes. La multiplicación de la altura de precipitación, obtenida de las figs 3.6 y 3.7, por los factores de ajuste, propocionará información equivalente a la de las curvas  $i-d-T_r$ , que podrá ser utilizada en cualquier punto de la zona estudiada.

A continuación se describe el procedimiento utilizado para calcular los factores de ajuste y los resultados a que se llegó.

#### *Factor de ajuste por duración*

Los cálculos se realizaron bajo la hipótesis de que los factores son iguales en todos los puntos de la cuenca, la cual es razonable según los resultados obtenidos de la regionalización.

Utilizando los datos de la tabla 3.6, se consideraron dos estaciones con valores extremos del parámetro  $\alpha$ , definido por la ec 3.8. Las características estadísticas asociadas a dichas estaciones son:

<i>Estación</i>	$\alpha$	$\beta$	
Taller de Dolores	3 462	15.0	
Unidad Modelo	2 331	11.4	

Para ambas, con la ec 3.8 se calculó la precipitación asociada a diferentes duraciones y se dividió entre la asociada a 24 h; así se obtuvo.

Para Taller de Dolores

Duración en min	15	30	60	120	240	480	720	1 440
Precipitación, en mm	28.9	38.5	46.2	51.2	54.4	56.0	56.4	57.1
Factor	0.51	0.67	0.81	0.90	0.95	0.98	0.99	1.00

Para Unidad Modelo

Duración, en min	15	30	60	120	240	480	720	1 440
Precipitación, en mm	22.1	28.2	32.7	35.4	37.2	37.6	38.4	36.6
Factor	0.57	0.73	0.85	0.92	0.96	0.97	0.99	1.00

Estos valores muestran que a pesar de que el valor absoluto de las precipitaciones difiere bastante, los factores que los relacionan con la precipitación en 24 h son muy semejantes, por lo que los valores correspondientes a cualquiera de las dos estaciones (o mejor aún, los valores promedio) pueden utilizarse para la región en estudio.

Dichos resultados, que permiten comprobar la hipótesis de partida, se obtuvieron considerando solo estaciones pluviográficas, con duraciones menores de 2 h, y se extrapolaron hasta 24 h. Para destacar los posibles errores derivados de la extrapolación, se construyó la tabla 3.9 en la que, utilizando las estaciones en las que se disponía de información pluviográfica y pluviométrica, se comparan los resultados que se obtienen con extrapolación y sin ella.

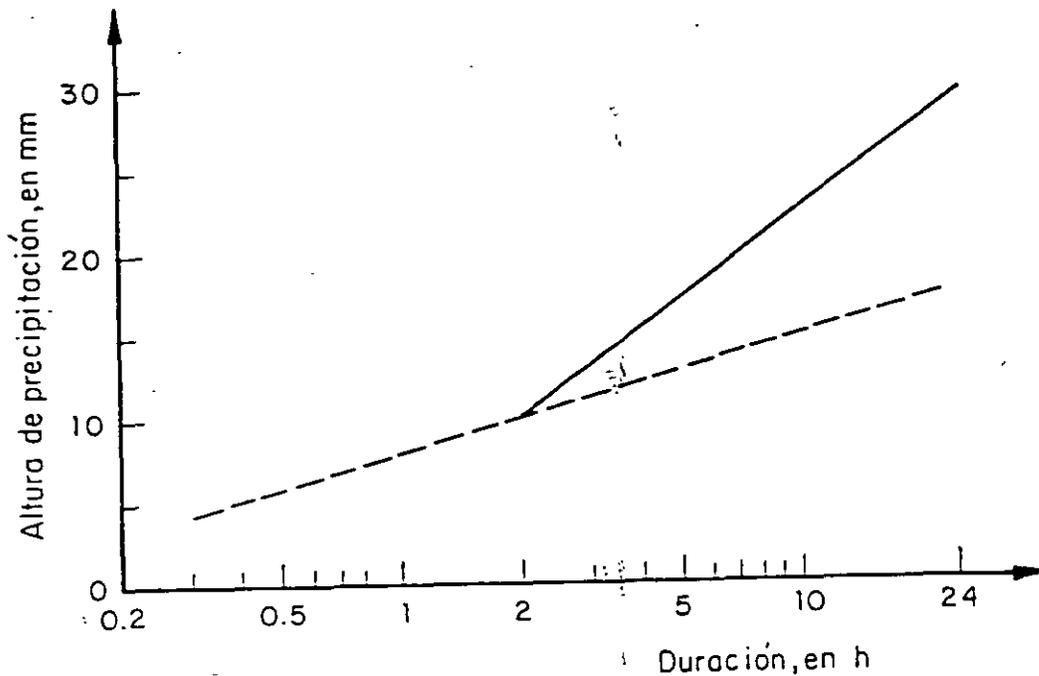
TABLA 3.9 COMPARACION ENTRE LAS PRECIPITACIONES ASOCIADAS A 24 H QUE SE OBTIENE DIRECTAMENTE DE LA INFORMACION PLUVIOMETRICA Y LOS VALORES DE LA EXTRAPOLACION DE LA INFORMACION PLUVIOGRAFICA

Estación	P* 24 h (mm) (1)	$\alpha$ (2)	$\beta$ (3)	P** 24h (mm) (4)	(4)/(5) (5)
Ajusco	71.0	1 840	12.2	30.4	0.43
Azcapotzalco	58.0	28. 14	16.1	46.4	0.80
CFE	53.0	2 896	17.7	47.2	0.89
Desv. alta al pedregal	64.5	4 515	32.7	73.6	1.14
Km 6 + 250	52.0	2 372	9.7	39.3	0.76
Molino Blanco	58.0	3 191	19.8	52.5	0.91
San Juan de Aragón	51.0	2 235	12.0	36.9	0.72
Tecamachalco	59.0	3 261	12.0	53.9	0.91
Promedio					0.88

\* Obtenida directamente

\*\* Obtenida de la extrapolación

Se observa que aun descartando la estación Ajusco, cuyos datos registrados son bastante dudosos, los valores que se obtienen de la extrapolación son generalmente menores que los deducidos directamente de los registros de pluviómetros. Esto equivale a lo que se muestra esquemáticamente en la siguiente figura, en la que la línea punteada corresponde a la extrapolación de los valores obtenidos con pluviógrafo. La diferencia entre el valor de P 24 h, obtenido mediante extrapolación, y el valor P 24 h obtenido directamente de los datos pluviométricos, se debe probablemente a que la función exponencial

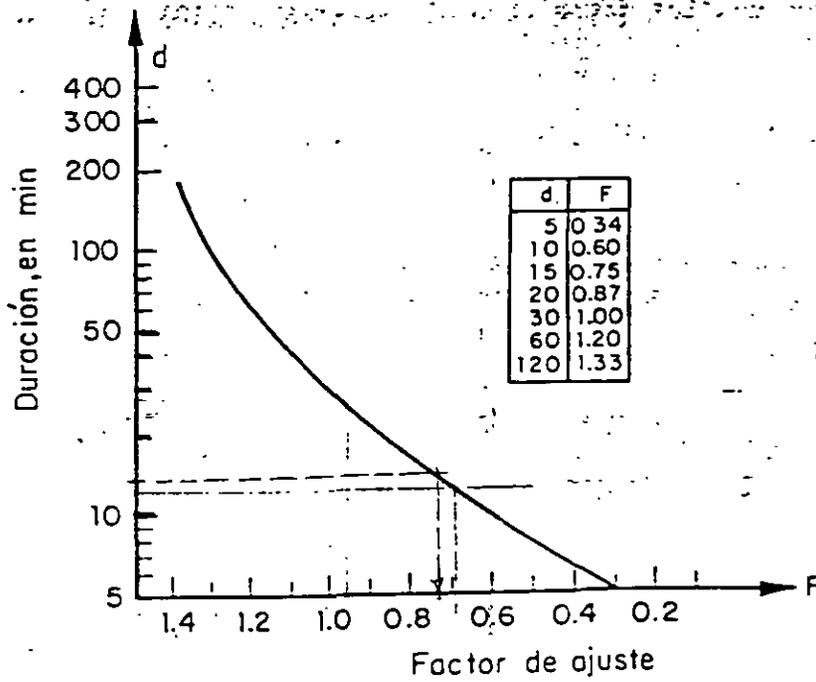


del tipo de la ec 3.8 no es aplicable para duraciones mayores de 2 h.

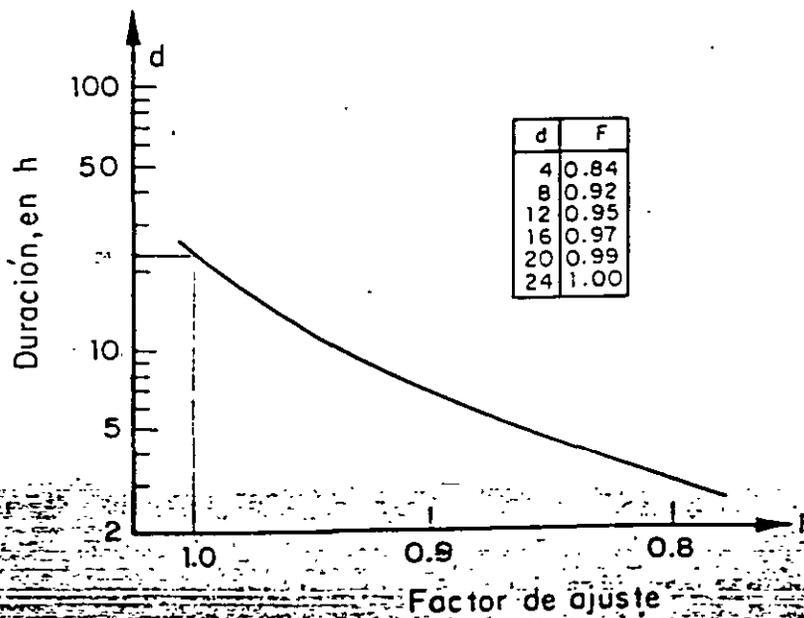
Al considerar la diferencia entre las características de las tormentas asociadas a duraciones mayores, se propone utilizar dos grupos de factores de ajuste; uno apoyado en la fig 3.6, que corresponde a una duración de 30 min y otro apoyado en la fig 3.7, que corresponde a 24 h. Los factores correspondientes se indican en las figs 3.8 a y b, respectivamente.

#### *Factor de ajuste por periodo de retorno*

Se consideró que los factores de ajuste que relacionan un periodo de retorno cualquiera con el de 5 años, no dependen de la ubicación de la estación, de la duración de la tormenta, ni del área considerada; la no dependencia de la ubicación ni de la duración de la tormenta, hipótesis comprobada parcialmente en estudios de otras cuencas (ver, por ejemplo, refs 3.8 y 3.9),



a)



b)

Fig 3.8 Factor de ajuste por duración

pudo verificarse con los datos disponibles (tabla 3.10).; No fue posible, en cambio, verificar la independencia respecto a la magnitud del área que cubre la tormenta, por la escasez de información disponible, pero está respaldada por resultados de otros sitios (refs 3.8 y 3.9).

Los factores de ajuste adoptados para el Valle de México se muestran en la fig 3.9.

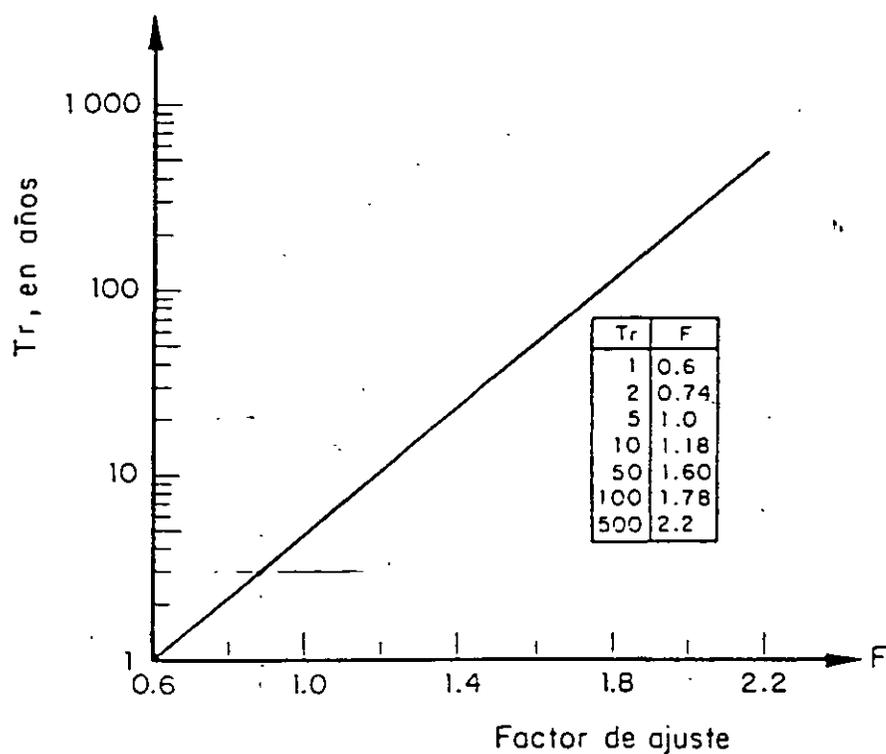


Fig 3.9 Factor de ajuste por periodo de retorno

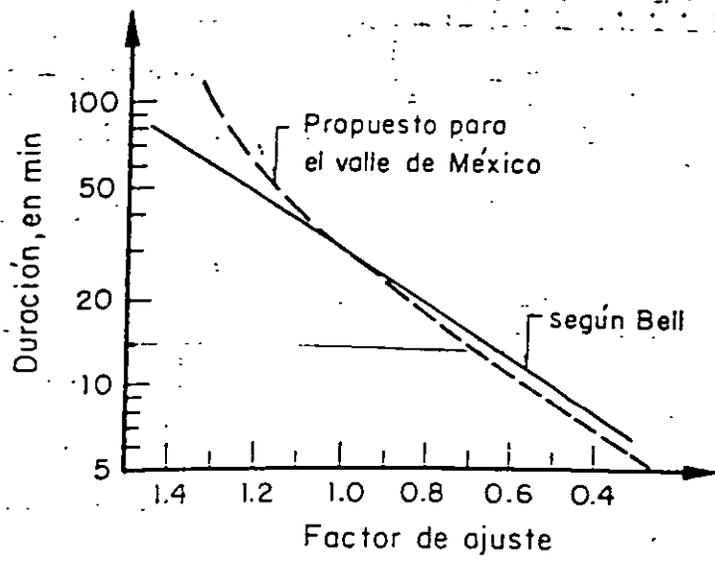
En resumen, mediante las figs 3.6 y 3.7 se obtiene la precipitación para un periodo de retorno de 5 años y duraciones de 30 min y 24 horas,

TABLA 3.10

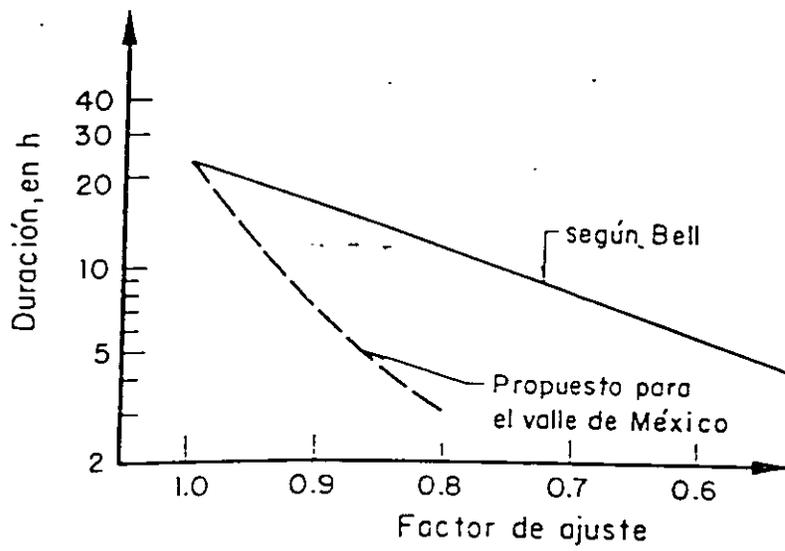
mm

ESTACION	Precipitación, en mm, para diferentes periodos de retorno y duración de 24 h					Precipitación en mm para diferentes periodos de retorno y duración de 30 mm					Factores de ajuste para diferentes periodos de retorno				
	2	5	10	50	100	2	5	10	50	100	2	5	10	50	100
Período de retorno (años)															
Azcapotzalco	43.0	57.7	68.9	94.8	106						0.744	1.0	1.193	1.643	1.836
Cinzel	37.9	48.3	56.2	74.5	82.4						0.784	1.0	1.163	1.542	1.706
C F E	38.4	52.6	63.3	88.2	98.9						0.731	1.0	1.204	1.677	1.881
Desierto de los Leones	53.9	69.9	82.0	110.1	122.2						0.771	1.0	1.173	1.575	1.748
Desv. Alta al P	48.6	64.1	75.8	103.0	114.7						0.758	1.0	1.183	1.607	1.790
Km 6 + 250	38.7	52.0	62.1	85.5	95.6						0.744	1.0	1.194	1.644	1.838
P. Anzaldo	43.8	55.8	64.9	86.0	95.1						0.785	1.0	1.163	1.541	1.704
P. Mixcoac	41.4	53.3	62.4	83.4	92.5						0.775	1.0	1.170	1.564	1.734
Tecamachalco	46.9	59.2	68.5	90.1	99.4						0.792	1.0	1.157	1.522	1.679
Xoco	42.6	57.1	68.1	93.6	104.5						0.746	1.0	1.192	1.639	1.830
Molinito	44.7	57.7	71.0	97.3	108.6						0.749	1.0	1.190	1.630	1.820
Molino Blanco	43.5	57.7	68.5	93.5	104.3						0.753	1.0	1.187	1.620	1.807
$\bar{x}$											0.760	1.0	1.18	1.60	1.78
$\sigma$											0.02	0.0	0.01	0.04	0.06
Agrícola Oriental						19.2	1	26.8	31.8	42.5	0.716	1	1.187	1.586	
Andalucía						23.0	1	33.3	40.1	54.9	0.691	1	1.204	1.649	
Av. del Trabajo						22.6	1	31.5	37.4	50.3	0.717	1	1.187	1.597	
Coyoacan						22.4	1	31.0	36.8	49.3	0.723	1	1.187	1.590	
Depto. Central						19.7	1	29.5	36.1	50.3	0.668	1	1.224	1.705	
División del Norte						21.7	1	33.1	40.6	57.2	0.656	1	1.227	1.728	
Dr. Pascua						22.1	1	29.3	34.1	44.4	7.54	1	1.164	1.515	
La Fortuna						21.8	1	29.1	33.9	44.4	0.749	1	1.165	1.526	
La Condesa						22.5	1	32.3	38.7	53.0	0.697	1	1.198	1.641	
Monte Altai Nevada						25.0	1	34.5	40.7	54.6	0.725	1	1.180	1.583	
San Angel						23.4	1	31.4	36.7	48.3	0.745	1	1.169	1.538	
Tacubaya						26.3	1	35.8	42.1	55.9	0.735	1	1.176	1.561	
Taller de Dolores						26.8	1	38.5	46.1	62.9	0.696	1	1.197	1.634	
Unidad Modelo						20.4	1	28.2	33.1	43.8	0.723	1	1.174	1.553	
$\bar{x}$											0.713	1.0	1.189	1.600	
$\sigma$											0.030	0.0	0.02	0.06	
FINAL											0.74	1.0	1.18	1.60	1.78

154



a)



b)

Fig 3.10 Comparación entre los factores de ajuste encontrados para el Valle de México y los propuestos por Bell

respectivamente, en cualquier punto de la región en estudio; con los factores de ajuste dados por las figs 3.8 y 3.9 se pueden obtener los valores para cualquier otra duración y periodo de retorno.

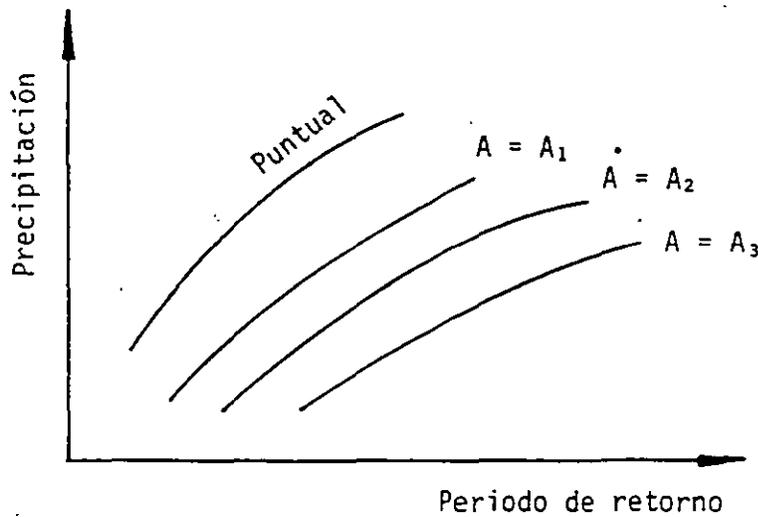
En las figs 3.10 a y b se comparan los factores de ajuste encontrados para el Valle de México y los que propone Bell (ref 3.10) para lluvias convectivas en cualquier región. En relación con los periodos de retorno, se observa que los resultados son bastante similares; en cuanto a los factores por duración, estos son también bastante análogos para duraciones menores de una hora pero difieren para lapsos mayores. Estas diferencias se deben, probablemente, a que conforme la duración aumenta es más difícil que las precipitaciones máximas correspondan a tormentas convectivas aisladas, y más probable que se deban a tormentas convectivas pero sucesivas, o bien a fenómenos de otro tipo.

### 3.3.5 Distribución de la lluvia en el espacio

#### 3.3.5.1 Métodos para calcular los factores de reducción por área (FRA)

Con el análisis descrito se obtienen las características estadísticas de la precipitación en un punto; sin embargo, cuando se estudia una cuenca, la precipitación que interesa es la media en el área bajo estudio.

Si se selecciona una cuenca cualquiera y se compara la precipitación puntual máxima con la precipitación media de la cuenca, la relación entre ambas fluctua de una tormenta a otra, pero en promedio dicha relación tiende a valores fijos que dependen del área de la cuenca y del periodo de retorno de la lluvia, es decir, al menos en teoría se construye una gráfica como la siguiente:



La figura anterior mostrará las posibles variables involucradas; sin embargo (refs 3.9 y 3.10), no se ha encontrado una dependencia entre el periodo de retorno y el valor de la relación entre las precipitaciones medias para diferentes áreas, por lo que las relaciones se han considerado función solamente del área de la cuenca (fig 3.11).

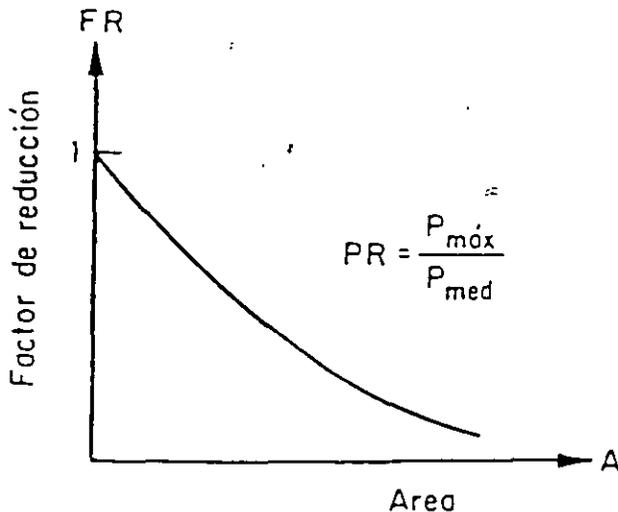


Fig 3.11 Relación entre precipitación media y puntual

En seguida se describen algunos métodos para calcular los factores de reducción por área en una región.

a) *Factores de reducción calculados para áreas centradas en la tormenta*

En este caso se supone que la magnitud del área está determinada por la forma de las isoyetas y por tanto varía para cada tormenta. Este procedimiento representa en realidad una forma de seleccionar el área de la cuenca que hace máximo el valor de la precipitación media y por tanto al factor de reducción por área. Si el procedimiento se repite para varias tormentas, se obtiene una serie de valores del factor de reducción (FRA), con los cuales se forma una gráfica como la de la fig 3.12; la curva adoptada se traza a mano procurando promediar todos los valores.

En el Instituto de Ingeniería (ref 3.11), se aplicó este procedimiento con planos de isoyetas registrados diariamente entre 1967 y 1973; los resultados se muestran en la fig 3.13.

Esa forma de calcular el factor FRA tiene dos problemas básicos: al maximizar el valor del factor se da un grado de seguridad adicional al diseño, y al hacer el análisis por tormenta se supone que los valores de precipitación máxima puntual y precipitación media máxima coincidan en el tiempo.

b) *Factores de reducción calculados para áreas fijas*

Debido a las limitaciones del método anterior, se han intentado otros criterios en los que el área en estudio se mantiene fija y los valores de precipitación máxima anual en un punto y en el área se calculan independientemente, de manera que las fechas de ocurrencia de ambas no necesariamente coincidan. Así, por ejemplo, en la ref 3.9 se describe el

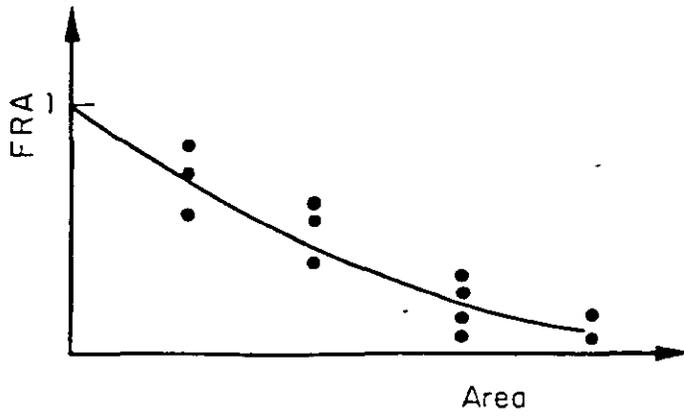


Fig 3.12 Variación del factor de reducción por área

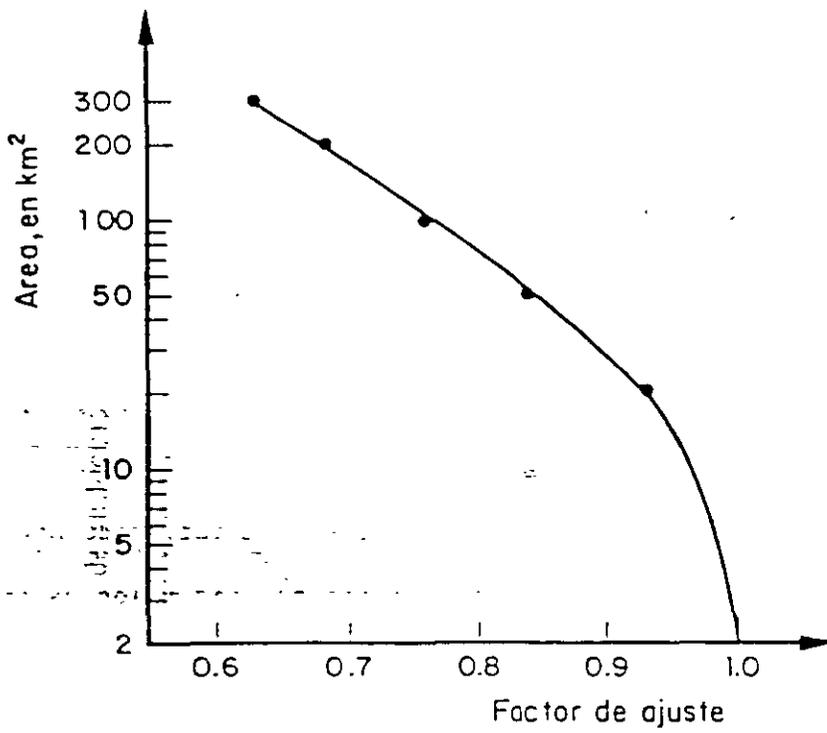


Fig 3.13 Factor de ajuste por área obtenido en 1976

siguiente procedimiento para calcular el factor FRA para un área y duración dados.

Para cada año  $k$ , se determina el día en que ocurre la precipitación media máxima y, para ese día, se determinan los valores  $\bar{P}_1^k, \bar{P}_2^k, \dots, \bar{P}_m^k$  de precipitación en las estaciones 1, 2, 3, ...,  $m$  que se encuentran dentro del área dada. También para cada año  $k$  se obtienen los valores de precipitación máxima para cada estación,  $(P_{\text{máx}})_i^k$ ; (nótese que la precipitación máxima en una estación no necesariamente se presenta en la misma fecha que la máxima sobre el área).

El factor de reducción para cada estación  $i$  y cada año  $k$  se calcula con

$$(FRA)_i^k = \frac{\bar{P}_i^k}{(P_{\text{máx}})_i^k} \quad (3.10)$$

Finalmente, el factor de reducción asociado al área y la duración dadas, se obtiene promediando todos los valores individuales, o sea

$$FRA = \frac{\sum_{i=1}^M \sum_{k=1}^N \{(FRA)_i^k / NM\}}{\sum_{i=1}^M \sum_{k=1}^N 1} \quad (3.11)$$

donde  $N$  es el número de años considerado.

c) *Factores de reducción calculados por el Instituto de Ingeniería para el Valle de México*

Además de los excesivos requerimientos de información, el procedimiento descrito en b tiene la desventaja de que con él se obtienen factores de reducción mayores que los reales, ya que cada vez que la precipitación máxima en cada estación coincide en fecha con la máxima en el área, la relación FRA tomará un valor unitario, a pesar de que en ese día en particular la precipitación media en el área sea menor que la máxima puntual.

Por tal razón, aunada a la escasa información disponible, el Instituto de Ingeniería utilizó un procedimiento diferente, basado también en áreas fijas, que se describe a continuación.

De la información sobre setenta y ocho tormentas registradas en el Valle de México, de 1968 a 1973, se seleccionaron las tormentas que de acuerdo con una primera inspección fueron las más importantes. Tomando como centro al primer cuadro de la ciudad, se trazaron círculos con áreas de 80, 220, 400, 600 y 820 km<sup>2</sup>, respectivamente. Para cada una de las tormentas se calcularon las precipitaciones media y máxima puntual en cada una de las áreas consideradas y se obtuvo el cociente entre ellas, con lo que se llegó a los resultados de la fig 3.14.

### 3.3.5.2 Valores recomendados para el factor de reducción por área (FRA) en el Distrito Federal.

De los métodos aplicados al Distrito Federal (figs 3.13 y 3.14), el primero da resultados poco confiables para áreas grandes, debido principalmente a que asimila la forma de la cuenca a la de las isoyetas, y el segundo para áreas chicas, debido a que las 18 tormentas utilizadas fueron seleccionadas por su importancia en el área total y solo cinco centradas en el área menor. Se decidió proponer para el Distrito Federal los siguientes valores del factor FRA, mediante la combinación de ambos métodos:

Area, en km <sup>2</sup>	10	20	50	100	200	500	1000
FRA	0.96	0.87	0.77	0.70	0.60	0.47	0.30

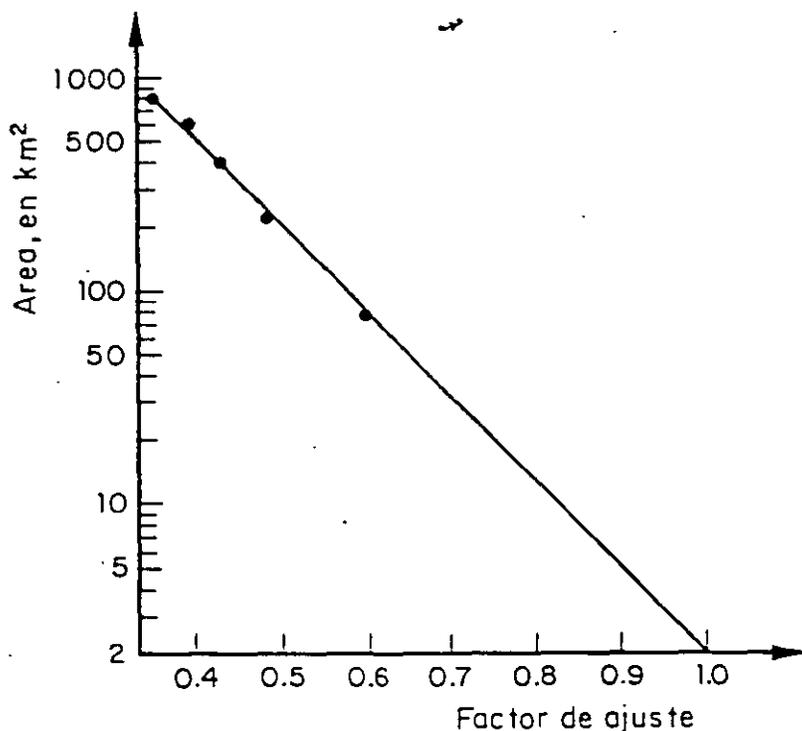


Fig 3.14 Factor de ajuste obtenido para áreas fijas

### 3.3.5.3 Efecto de la forma de la cuenca

Los resultados anteriores permiten calcular la precipitación media en un área dada. Sin embargo, en algunos casos, para poder aplicar un modelo lluvia-escorrentamiento adecuado, se requiere distribuir esta precipitación dentro de la cuenca. Para ello, algunos autores han propuesto utilizar isoyetas con formas típicas, circulares o elípticas (refs 3.12 y 3.13). En el Valle de México, se propone utilizar isoyetas elípticas con una

relación de 1.5 (eje mayor a menor). Para efectos de diseño, estas isoyetas pueden colocarse haciendo coincidir el centro de la tormenta con el centro de gravedad de la cuenca (determinado aproximadamente).

### 3.3.6 Distribución de la lluvia en el tiempo

Los resultados señalados en los incisos anteriores permiten calcular la precipitación correspondiente a la duración total de la tormenta para cualquier periodo de retorno y cualquier área de la cuenca. Sin embargo, en ocasiones es necesario determinar un hietograma, para que, con ayuda de un modelo lluvia-escorrimento, se pueda estimar la forma del hidrograma de diseño.

Enseguida se describen tres métodos, representativos de concepciones teóricas diferentes, para calcular la forma del hietograma.

#### 3.3.6.1 Método basado en una curva de altura de precipitación-duración

El empleo de las curvas  $i-d-T_r$  se ha extrpolado utilizándolas como si la curva de precipitación-duración que resulta para un periodo de retorno dado representará una sola tormenta.

Para ejemplificar la forma como se aplica este concepto considérese que se pretende calcular el hietograma de una tormenta con periodo de retorno de 5 años y duración de 2 h, para un punto situado en el Valle de México con coordenadas  $19^{\circ}25' N$  y  $99^{\circ}08' W$ . Para este sitio, la precipitación con duración de 30 min y periodo de retorno de 5 años, resulta 30 mm (fig 3.6). Utilizando los factores de ajuste por duración de la fig 3.8 se obtienen los siguientes valores de precipitación para diferentes duraciones.

Duración (min)	15	30	45	60	75	90	105	120
Factor ajuste	0.75	1.0	1.14	1.20	1.25	1.28	1.31	1.33
Precipitación total, en mm	22.5	30.0	34.2	36.0	37.5	38.5	39.3	39.9
Incrementos (mm)	22.5	7.5	4.2	1.8	1.5	1.0	0.8	0.6
Incrementos (%)	56.4	18.8	10.5	4.5	3.8	2.5	2.0	1.5

Si los incrementos en precipitación se ordenan buscando que la precipitación máxima coincida con el centro de la tormenta, se obtiene un hietograma como el de la fig 3.15.

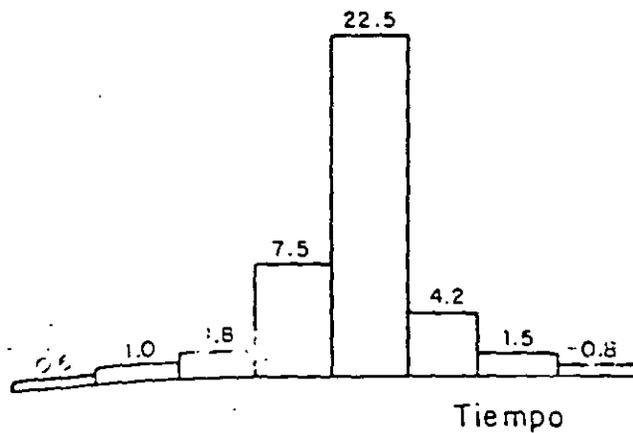


Fig 3.15 Hietograma obtenido a partir de una curva altura de precipitación-duración

### 3.3.6.2 Método utilizado para la Ciudad de Chicago.

Este método (ref 3.14) utiliza para el diseño hietogramas que, siendo consistentes con la curva  $i-d-T_r$  correspondiente, consideren la forma típica de los hietogramas registrados en el pasado. Los resultados que se obtienen con este procedimiento se muestran en la fig 3.16.

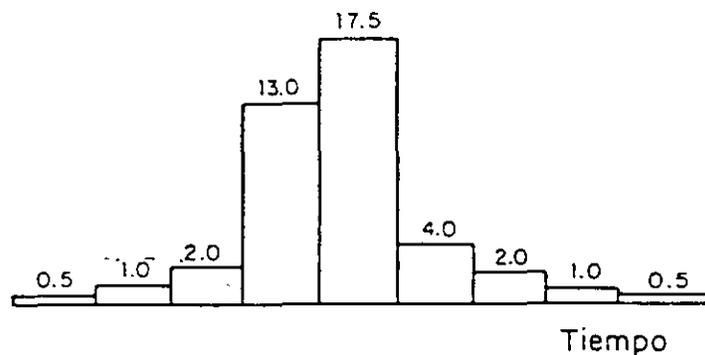


Fig 3.16 Hietograma obtenido con el método de Chicago

### 3.3.6.3 Método utilizado en Gran Bretaña

Es un método puramente estadístico (ref 3.15). Para desarrollar curvas de diseño se analizó gran cantidad de tormentas clasificándolas de acuerdo con la relación entre la lluvia que ocurre en las horas de mayor intensidad y la lluvia total (picudez). Los resultados mostraron que las curvas de porcentaje de precipitación máxima acumulada contra porcentaje de la duración correspondiente no dependen ni de la duración de la tormenta ni de su periodo de retorno.

En la fig 3.17 se muestran los resultados obtenidos para Gran Bretaña. En ella, los puntos A, B y C indican respectivamente que para un tiempo de 4 por ciento de la duración total, la precipitación tiene 90 por ciento de probabilidad de alcanzar al menos el 6 por ciento de la precipitación total, 50 por ciento de probabilidad de alcanzar el 15 por ciento de la precipitación y 10 por ciento de probabilidad de alcanzar el 36 por ciento de la precipitación.

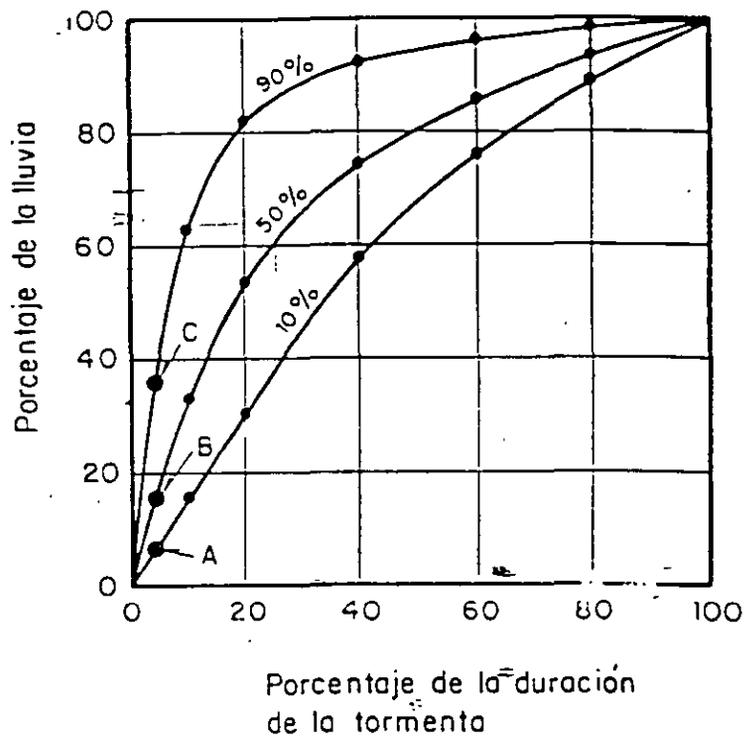


Fig. 3.17 Curva precipitación acumulada-duración acumulada

Para efectos de comparación, en la siguiente tabla se consignan los porcentajes de incremento en la precipitación para una picudez del 50 por ciento:

Duración	12.5	25	37.5	50	62.5	75	87.5	100
Incremento	37.8	22.2	12.2	8.8	5.7	4.8	4.5	4.0

60.00 72.20 81.00 86.70 91.50 96.00 100.00

### 3.3.6.4 Valores recomendados para la construcción del hietograma

Debido a las limitaciones de información disponible en el Valle de México, se ha preferido recomendar el uso de los valores consignados en la tabla anterior, acomodando las barras del hietograma como se sugiere en 3.3.6.1. Cuando se disponga de mayor y mejor información (como la que proporcionarán los pluviógrafos de balancín que instala actualmente la DGCCH) será posible realizar un estudio estadístico que permita afinar estos valores.

### 3.3.7 Resumen del procedimiento recomendado para determinar una tormenta de diseño para el Distrito Federal

A continuación se resume el procedimiento recomendado para determinar tormentas de diseño, que conjuntamente con un modelo lluvia-escorrentamiento servirán de base al cálculo de hietogramas de diseño para las estructuras de control de avenidas en el Distrito Federal:

1. Con las figs 3.6 ó 3.7, según que la duración requerida esté entre 0 y 2 h o entre 4 y 24 h (para duraciones entre 2 h y 3 h es indiferente utilizar cualquiera de las dos figuras), se determina la precipitación base que corresponde a un periodo de retorno de 5 años.

2. Con ayuda de la fig 3.6 se calcula un factor  $F_1$  para el ajuste por duración.
3. Con la fig 3.9 se obtiene el factor  $F_2$  para pasar del periodo de retorno de 5 años al periodo de retorno deseado.
4. Se obtiene el factor de reducción por área (FRA) utilizando los valores recomendados en 3.3.5.2.
5. Se calcula la precipitación asociada al área de la cuenca en estudio, para la duración y el periodo de retorno deseados, multiplicando la precipitación base obtenida en el paso 1 por los factores  $F_1$ ,  $F_2$  y FRA obtenidos en los pasos 2 a 4.
6. Si se requiere estimar la distribución espacial de la precipitación, se construyen isoyetas elípticas con una relación de eje mayor a eje menor igual a 1.5. El procedimiento detallado para la construcción de las isoyetas se describe en la ref 3.12 y se aplica en uno de los ejemplos del segundo tomo de este trabajo.
7. Si se requiere conocer la distribución de la lluvia en el tiempo, se utilizan los valores recomendados en 3.3.6.4.

#### 3.4 RELACIONES LLUVIA-ESCURRIMIENTO EN ZONAS URBANAS

En este subcapítulo se describe primero el proceso que sigue la lluvia cuando se precipita en una zona urbana y se establecen las ecuaciones que lo gobiernan. Una vez descritos los aspectos teóricos que gobiernan el proceso, se exponen varios métodos que permiten modelar sus aspectos más significativos mediante diversas hipótesis simplificadoras; dichos métodos fueron seleccionados tratando de incluir los más representativos de cada una de las principales corrientes.

### 3.4.1 Descripción General del proceso .

Para entender mejor el proceso lluvia-escorrimento en zonas urbanas, conviene dividirlo en las siguientes fases sucesivas (fig 3.18).

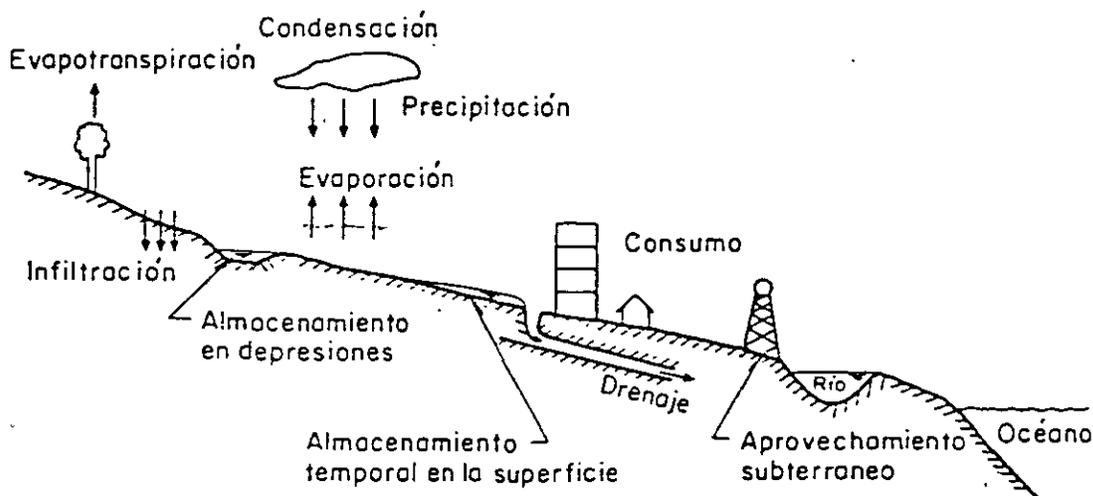


Fig 3.18 Fases del proceso lluvia-escorrimento

1. La lluvia es interceptada parcialmente por la vegetación (principalmente ramas de árboles) antes de llegar al suelo.
2. Al llegar la lluvia al suelo se presentan dos fenómenos simultáneos: se infiltra en el terreno y empieza a mojar la superficie, llenando las depresiones; estos procesos continúan hasta que se forma un tirante suficiente para romper la tensión superficial y la intensidad de la

lluvia es mayor que la capacidad de infiltración del terreno; entonces se inicia el escurrimiento por la superficie.

3. Al desarrollarse el escurrimiento ocurren varios procesos simultáneos:

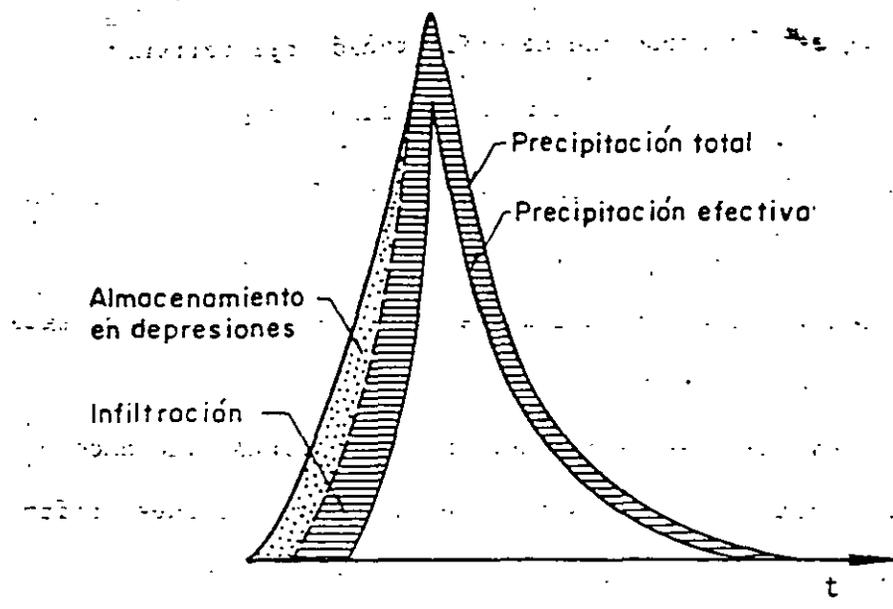
- El agua se infiltra con una velocidad que depende del grado de saturación del terreno, intensidad de la lluvia y volumen de agua almacenado sobre la superficie.
- Las depresiones más grandes del terreno se continúan llenando
- Se produce un flujo en que los tirantes y las velocidades varían continuamente, gobernado por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento alimentado con la lluvia efectiva.

4. El agua que llega de las cunetas se acumula en ellas, hasta que forma un tirante suficiente y escurre hacia las coladeras.

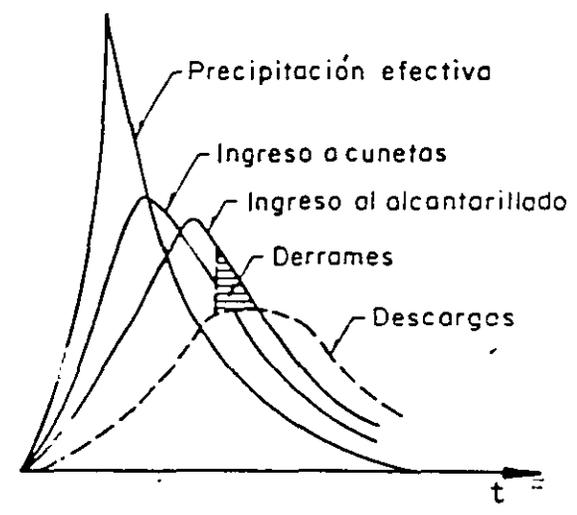
5. El agua que llega de las coladeras ingresa al sistema de drenaje, y si su capacidad no es suficiente, continúa escurriendo por la cuneta.

6. En los colectores de drenaje el escurrimiento está gobernado también por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento. El flujo inicialmente es a superficie libre; después, cuando la capacidad de los conductos no es suficiente, escurre a presión llegando en ocasiones a derramarse.

Si la intensidad de lluvia se multiplica por el área de la cuenca en estudio, el fenómeno puede concebirse como un hidrograma de ingreso, del cual se pierde una parte constituida por lo que se almacena en las depresiones y lo que se infiltra en el subsuelo, y otra parte se regula para formar almacenamientos temporales en las superficies, cunetas y alcantarillado. En la fig 3.19 se muestra en forma cualitativa la importancia relativa de cada uno de estos componentes.



a)



b)

Fig 3.19 Esquema de la evolución del proceso lluvia-escurrimiento

En una tormenta específica el comportamiento de los ingresos, y por tanto de los demás componentes, es menos regular que lo que muestra la figura; en seguida se describen con mayor detalle las leyes que gobiernan su comportamiento.

#### 3.4.1.1 Pérdidas

En relación con el proceso de transformación de la lluvia en escurrimiento, se acostumbra denominar *pérdida* a la parte del volumen precipitado que no escurre por la superficie de la cuenca. Los componentes de las pérdidas son, por tanto, la intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración.

La intercepción ocurre solamente en los primeros momentos del proceso y dado que en cuencas urbanas solo se da en un porcentaje mínimo de su área total, se puede despreciar. Los otros dos componentes se manifiestan prácticamente a todo lo largo del proceso de acuerdo con los fenómenos que se describen a continuación.

##### *Almacenamiento en depresiones*

Con objeto de facilitar la comprensión del proceso, en la fig 3.20 se representa el perfil de una superficie de escurrimiento y dos depresiones; una menor en el primer tramo y una mayor en el segundo. Si se presenta una lluvia con intensidad mayor que la capacidad de infiltración del terreno, comienza una descarga ( $q$ ) alimentada primero únicamente por el tercer tramo, mientras que las depresiones se empiezan a alimentar por sus tramos respectivos. A partir del momento en que se llena la depresión menor, la otra comienza a recibir la aportación de los tramos 1 y 2, pero la descarga sigue siendo alimentada únicamente por el tramo 3. Finalmente, se llena también la depresión mayor y los tres tramos empiezan a aportar hacia la descarga.

La complejidad de un proceso como el planteado (en la realidad es aún más complejo), ha conducido a tratar de abstraerlo mediante formulaciones simplificadoras que pueden resumirse como sigue:

- Algunos autores (ref 3.16, por ejemplo) sugieren considerar depresiones concentradas en la parte baja de la superficie, de manera que la descarga es nula mientras no se llenen todas las depresiones y, una vez llenas, se alimenta por toda la superficie.

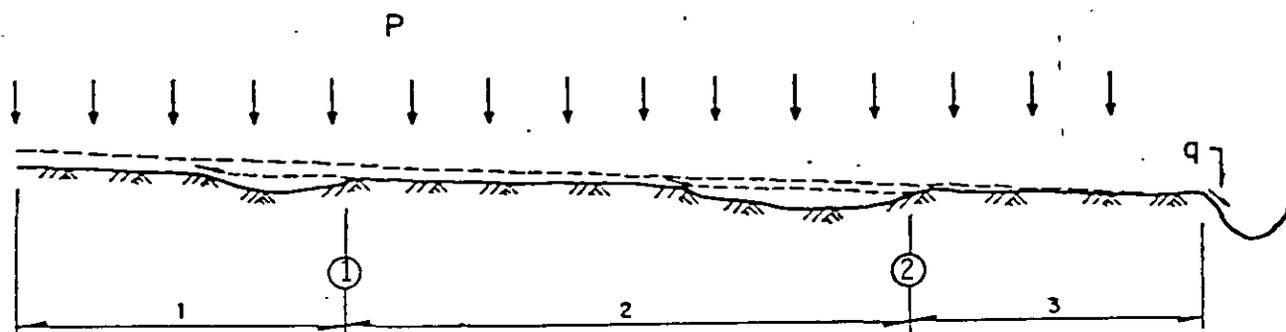


Fig 3.20 Esquema para mostrar el efecto de las depresiones

- Otros autores suponen que la distribución de las depresiones en el sentido del escurrimiento es aleatoria. Tholin y Keifer (ref 3.14), por ejemplo, plantean la posibilidad de calcular el volumen almacenado en las depresiones en cualquier instante con una función del tipo

$$VD = VD_{\text{máx}} \left[ 1 - e^{-kd(P - F)} \right] \quad (3.12)$$

donde:

- VD volumen almacenado en las depresiones hasta el instante considerado
- $VD_{m\acute{a}x}$  volumen máximo que puede almacenarse en las depresiones
- P - F volumen acumulado sobre la superficie hasta el instante considerado igual a la precipitación acumulada menos el volumen infiltrado
- kd parámetro, constante para una superficie dada

La ec 3.12 se comporta de manera que al principio la mayor parte de la precipitación neta (P-F) se ocupa en llenar las depresiones para después, gradualmente, disminuir la proporción que se destina a llenar las depresiones e incrementar la que se destina a alimentar la descarga.

El Instituto de Ingeniería (ref 3.17) propuso una formulación semejante, pero considera que para calcular el volumen acumulado en la superficie, además de la infiltración, debe descontarse el volumen descargado.

### *Infiltración*

La pérdida por infiltración depende de las características del suelo, condiciones de su superficie (cubierta y pendiente, fundamentalmente) y distribución de la lluvia en el tiempo. Tradicionalmente se ha estudiado con la fórmula de Horton (ref 3.18)

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-kt} \quad (3.13)$$

donde:

- f capacidad de infiltración, en mm/h
- $f_c$  capacidad de infiltración mínima, correspondiente al momento en que el suelo est completamente saturado

$f_0$  capacidad de infiltración inicial (para  $t = 0$ )

$t$  tiempo medido desde que se inicia la lluvia

De acuerdo con esa fórmula, la infiltración acumulada hasta un instante  $t$  cualquiera sería

$$F = \int_0^{t_f} f \cdot d(t_f) = f_c \cdot t_f + \frac{f_0 - f_c}{K} (1 - e^{-kt_f})$$

Las principales desventajas de la fórmula son la dificultad de evaluar  $f_0$ , que depende del grado de saturación del suelo al inicio de la tormenta en estudio, y el hecho de que considera que el suelo se va saturando regularmente sin tomar en cuenta las variaciones de la precipitación con el tiempo.

En algunos modelos, como el de Chu (ref 3.16) se intenta modelar el proceso de la infiltración de manera más detallada, mediante la contabilidad de almacenamiento de agua en el subsuelo (ecuación de continuidad) y una ecuación energética derivada de la ley de Darcy. La heterogeneidad de las características del suelo, aun en áreas relativamente pequeñas, dificulta considerablemente la calibración de modelos de este tipo.

Ante las limitaciones de modelos como el de Horton y las dificultades de calibración inherentes a modelos de simulación continua como el de Chu, el Instituto de Ingeniería (ref 3.17) propuso una formulación estadística; según esta, las pérdidas en cualquier instante se calcularían como una función directa del volumen almacenado sobre la superficie y la intensidad de la lluvia e inversa de la infiltración acumulada hasta el instante anterior.

Aun cuando la comprensión cabal del fenómeno de las pérdidas, y por tanto el desarrollo de modelos para su simulación, son todavía precarias, ya que se cometen errores considerables al predecir la magnitud de la infiltración durante una tormenta particular, los problemas relativos al diseño de obras de protección son bastante más sencillos y para resolverlos se dispone de herramientas razonablemente precisas, como las descritas en el siguiente inciso:

#### 3.4.1.2 Tránsito de avenidas en la superficie

Antes de ingresar al sistema de drenaje, el agua escurre por la superficie de los techos, banquetas y calles hasta llegar a las cunetas por donde escurre hasta las coladeras. La lluvia efectiva, obtenida después de restar las pérdidas a la lluvia total, constituye los ingresos netos al sistema de escurrimiento superficial (que se esquematiza en la fig 3.21). Estos ingresos se van acumulando con el tiempo haciendo crecer la lámina de agua sobre la superficie, de manera que, debido a la fuerza de la gravedad, el agua comienza a fluir hacia las cunetas y de ahí a las coladeras. A este movimiento del agua se le denomina escurrimiento superficial y al volumen que se va acumulando transitoriamente en la superficie se le denomina almacenamiento temporal.

La evolución relativa de estas dos variables está gobernada por las ecuaciones de flujo gradualmente variado a superficie libre, las cuales para el caso unidimensional pueden expresarse en forma simplificada, para un volumen de control como el mostrado en la fig 3.22, como:

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g (S_o - S_f) - \frac{\tau_o}{\rho R} \quad (3.14)$$

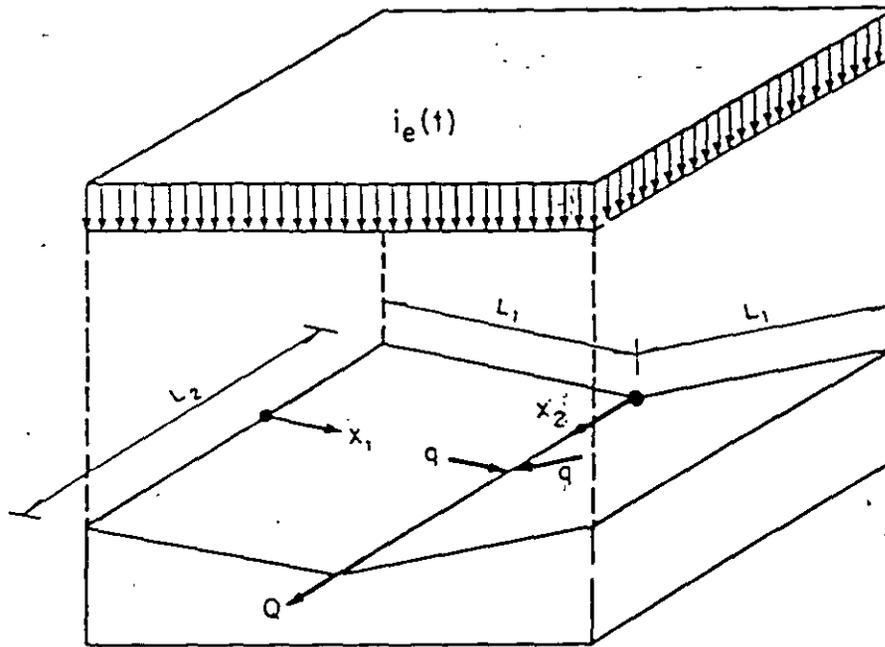


Fig 3.21 Sistema de escurrimiento superficial

$$\frac{\partial(Av)}{\partial x} + \frac{\partial A}{\partial t} = q_L + B i_e \quad (3.15)$$

En esta ecuación y en la 3.14, se tiene:

v velocidad media en el sentido del flujo

t tiempo transcurrido en el proceso

- x distancia medida a partir del punto más alto de la superficie o de la cuneta, según el caso
- $S_0$  pendiente del fondo de la superficie
- A área de una sección transversal al escurrimiento
- $q_L$  escurrimiento que ingresa lateralmente al volumen de control
- $i_e$  lluvia efectiva

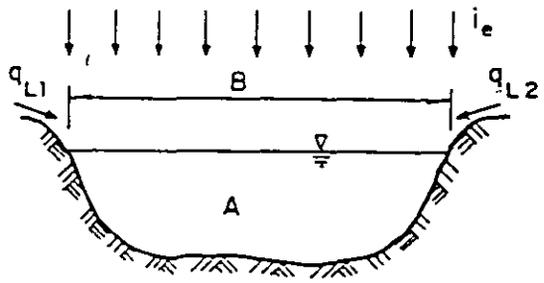
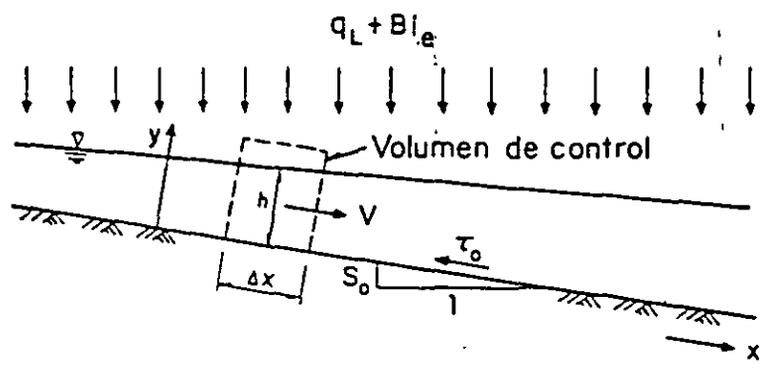


Fig 3.22 Esquema para definir ecuaciones de flujo

Cuando los tirantes son muy pequeños en comparación con el ancho de la sección del escurrimiento, lo cual ocurre en el escurrimiento hacia las cunetas, las ecs 3.14 y 3.15 se transforman en

$$\frac{\partial v}{\partial t} + v \frac{\partial v}{\partial x} = g (S_o - S_f) - \frac{\tau_o}{\rho h} \quad (3.16)$$

$$\frac{\partial(vh)}{\partial x} + \frac{\partial h}{\partial t} = i_e \quad (3.17)$$

donde h es el tirante medio del volumen de control.

Las ecs 3.14 y 3.15 o 3.16 y 3.17 no tienen solución analítica exacta, por lo que se recurre a resolverlas por incrementos finitos. En problemas de drenaje particularmente, la dificultad de conocer con precisión las características geométricas de la cuenca de drenaje superficial obliga a recurrir a simplificaciones que dan lugar a diferentes métodos; dos de ellos se describen a continuación.

#### *Método de la onda cinemática*

Respecto a las ecs 3.16 y 3.17, la primera representa la propagación de las fuerzas dinámicas en el sentido del escurrimiento, debida al desbalance local de las fuerzas que actúan sobre él, y la segunda al desbalance entre el flujo que atraviesa secciones transversales contiguas, por la entrada del flujo adicional entre ellas.

Si se desprecia el componente dinámico, la ec 3.16 se simplifica a una de flujo uniforme del tipo

$$g S_o = \frac{\tau_o}{\rho h} = \frac{C_f v^2}{2h}$$

o bien

$$q = v h + \left( \frac{2g S_0}{C_f} \right)^{1/2} h^{3/2} = C_1 h^{C_2} \quad (3.18)$$

El conjunto de ecs 3.18 y 3.17 se llama de la onda cinemática y, una vez conocidos  $C_1$  y  $C_2$ , pueden resolverse con relativa facilidad con un método explícito (ver, por ejemplo, el método que se emplea en la ref 3.14).

#### Método de Izzard

Mediante el desarrollo de las ecuaciones de flujo variado para el escurrimiento en una superficie de ancho infinito y el desarrollo de algunos experimentos de laboratorio, Izzard encontró que una vez establecido el flujo, el almacenamiento temporal (DE) es proporcional a la raíz cúbica de la descarga ( $q_e$ ) al final de la superficie, e inversamente proporcional a la raíz cúbica de la pendiente ( $S_0$ ); esto es

$$\frac{D_e}{\ell} \propto \frac{q_e^{1/3}}{S_0^{1/3}} \quad (3.19)$$

donde  $\ell$  es la longitud del tramo en que efectúa el escurrimiento.

Para una superficie dada, se tiene

$$D_e = K \ell q_e^{1/3} \quad (3.20)$$

donde, de acuerdo con los experimentos de Izzard, el coeficiente  $K$  depende, por una parte, de la pendiente y tipo de superficie del terreno y, por otra, de la intensidad de la lluvia.

Si se considera que la ec 3.20 es válida no solo en la condición de equilibrio sino a lo largo del proceso, se puede calcular la evolución del proceso de la siguiente forma: Si se aplica la ecuación de continuidad para toda la longitud del escurrimiento, considerando un ancho unitario, resulta

$$i_e \ell - q = \frac{dD}{dt}$$

o bien, en incrementos finitos

$$\frac{\ell}{2} (i_1 + i_2) - \frac{1}{2} (q_1 + q_2) = \frac{D_2 - D_1}{t}$$

$$\frac{\ell}{2} (i_1 + i_2) - \frac{q_1}{2} + \frac{D_1}{2} = \frac{D_2}{2} + \frac{q_2}{2} \quad (3.21)$$

donde los subíndices 1 y 2 corresponden al inicio y final del intervalo de tiempo t, respectivamente.

La ec 3.20 es válida para cualquier instante del proceso, por lo que al aplicarla al instante final del intervalo, se obtiene

$$D_2 = K_2 q_2^{1/3} \quad (3.22)$$

Las ecs 3.21 y 3.22, que se plantean para cada intervalo de tiempo, se resuelven por tanteos, hasta encontrar una pareja de valores,  $D_2$ ,  $q_2$ , que las satisfaga simultáneamente.

#### 3.4.1.3 Tránsito de avenidas en el sistema de alcantarillado

El flujo en las alcantarillas es unidimensional y gradualmente variado, por lo que las ecuaciones que lo gobiernan son también del tipo 3.14 y 3.15. Sin embargo, tiene particularidades que en ocasiones justifican un tratamiento

más preciso que el descrito para escurrimiento superficial.

Algunas de ellas son:

- Es relativamente sencillo conocer la geometría del sistema de escurrimiento, ya que esta debió seleccionarse ex profeso y estar consignada en los planos correspondientes.
- El escurrimiento es generalmente a superficie libre, pero cuando la capacidad del conducto no es suficiente, se efectúa a presión.
- La agregación de los flujos se efectúa por un sistema bien definido constituido por la red de drenaje.

El tratamiento de las ecuaciones de continuidad que se describe a continuación está enfocado a resolver estas particularidades; en el tercer tomo de este trabajo se presenta un programa de computadora para su cálculo numérico.

Sea un volumen de control como el de la fig 3.23; las ecuaciones de conservación de masa y cantidad de movimiento se expresan como

$$\int_A \rho v dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_V \rho' dV + \Sigma q_m = 0 \quad (3.23)$$

y

$$F = \int_A \rho v^2 dA + \frac{\partial}{\partial t} \int_A \rho v dV \quad (3.24)$$

donde:

- A    área de la superficie que limita el volumen de control =
- V    volumen de control
- $q_m$     suma de los gastos que ingresan lateralmente al volumen de control
- F    fuerzas de presión,  $f_p$ , de fricción,  $f_f$  y de peso,  $f_w$ , que actúan sobre el flujo.

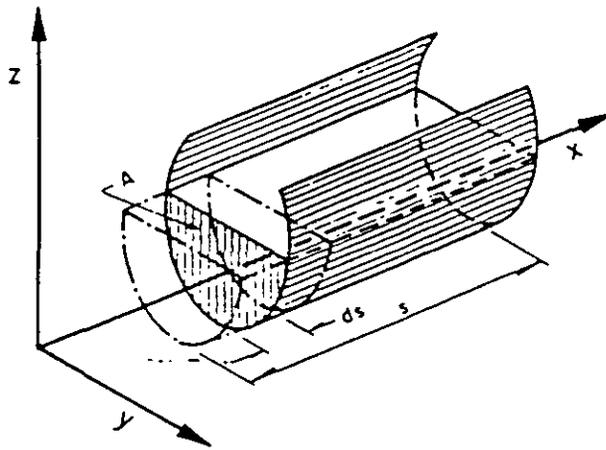
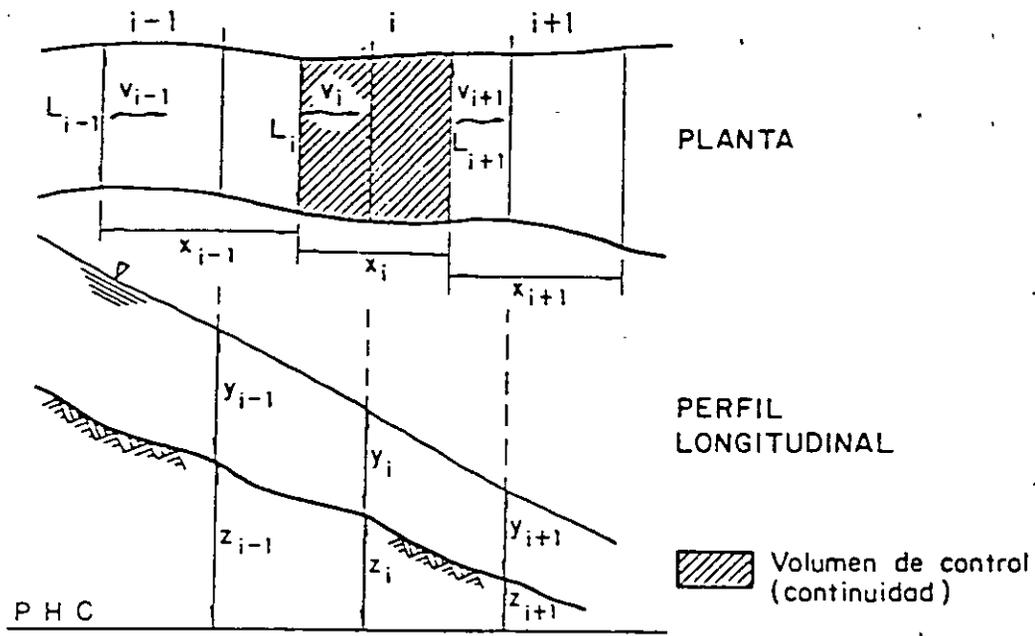
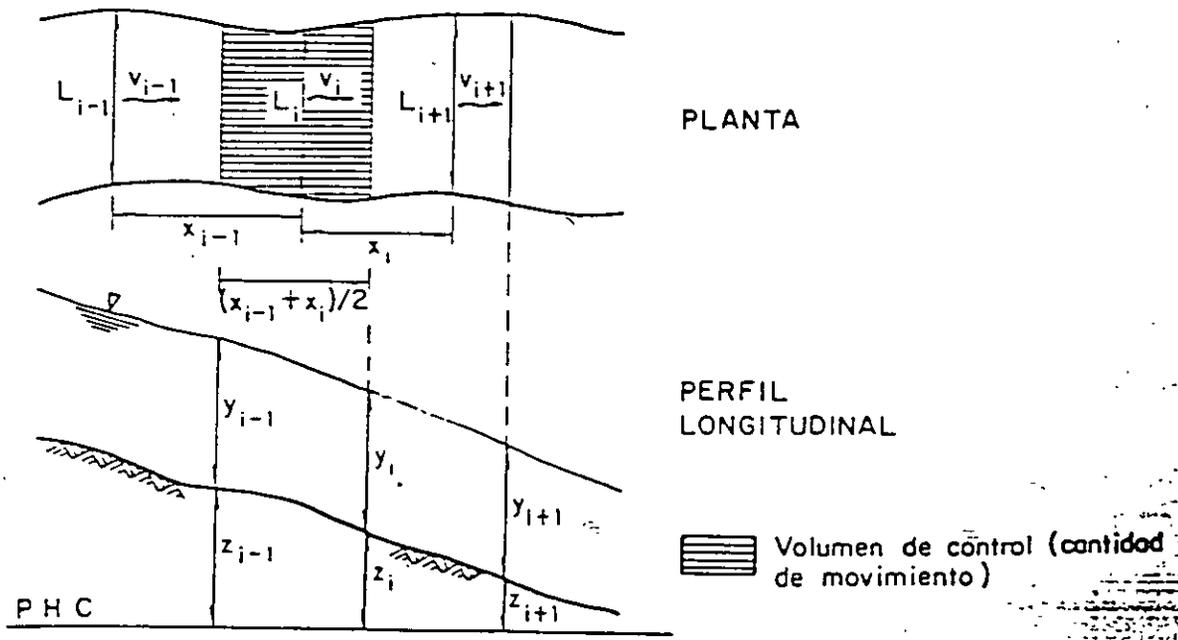


Fig 3.23 Volumen de control

Las ecs 3.23 y 3.24 pueden expresarse con incrementos finitos en la forma como se ilustra en la fig 3.24.



a)



b)

Fig 3.24 Volúmenes de control usados para desarrollar el esquema de solución de las ecuaciones integrales

### Ecuación de continuidad

El primer término de la ec 3.23 se expresa

$$\int_A \rho v dA = \rho (v_{i+1} A_{i+1} - v_i A_i)$$

el segundo término como

$$\frac{\partial}{\partial t} \int \rho dV = \rho x_i \frac{L_i + L_{i+1}}{2} \frac{\partial y_i}{\partial t}$$

las que al sustituirse en la ec 3.23 dan como resultado

$$v_{i+1} A_{i+1} - v_i A_i - \Sigma q_m + x_i \frac{L_i + L_{i+1}}{2} \frac{\partial y_i}{\partial t} = 0$$

Si se utilizan los superíndices  $k$  y  $k+1$  para el instante inicial y final, respectivamente, del intervalo de tiempo, la derivada parcial del tirante con respecto al tiempo se puede expresar

$$\frac{\partial y_i}{\partial t} = \frac{y_i^{k+1} - y_i^k}{\Delta t}$$

despejando las ecuaciones anteriores la diferencia  $y_i^{k+1} - y_i^k$ , se obtiene

$$y_i^{k+1} - y_i^k = \frac{-2\Delta t}{x_i} \frac{\bar{v}_{i+1} \bar{A}_{i+1} - \bar{v}_i \bar{A}_i - \Sigma \bar{q}_{mi}}{\bar{L}_i + \bar{L}_{i+1}} = \quad (3.25)$$

en esta ecuación, la resta indica que la variable correspondiente debe estar promediada en el tiempo. Si los promedios se efectúan aproximadamente, buscando que las variables con superíndices  $k+1$  (es decir las incógnitas) formen un sistema lineal, se obtiene

$$y_i^{k+1} - y_i^k = \frac{-2\Delta t}{x_i} \frac{v_{i+1}^{k+1} A_{i+1}^k - v_i^{k+1} A_i^k - \Sigma q_{mi}}{L_{i+1}^k + L_i^k}$$

en forma sintética

$$v_i^{k+1} + A^k y_i^{k+1} + B^k v_{i+1}^{k+1} = C^k \quad (3.26)$$

donde:

$A^k, B^k$  y  $C^k$  valores conocidos asociados a las condiciones de flujo en el instante inicial  $k$

$v_i^{k+1}, y_i^{k+1}, v_{i+1}^{k+1}$  valores desconocidos que determinan las condiciones de flujo en el instante final  $k+1$

*Ecuación de cantidad de movimiento*

La ec 3.24 se puede expresar como

$$\frac{f_T + f_O + f_w}{2 \rho} = \int_A v^2 dA + \int_V v dV$$

La fuerza tangencial,  $f_T$ , es el producto del esfuerzo cortante por el área mojada del volumen de control y actúa en sentido contrario a la dirección del flujo, esto es

$$f_T = -\tau_0 A_m = \gamma R S_f A_m$$

donde:

$$S_f = \frac{v^2}{C^2 R}$$

C            coeficiente de Chezy

R            radio hidráulico

Así, se tiene

$$f_T = -\gamma \frac{v^2}{C^2} \frac{A_i}{R_i} \frac{x_i + x_{i+1}}{2} \quad (3.27)$$

Las fuerzas de presión,  $f_p$ , y de peso,  $f_w$ , pueden calcularse análogamente en forma conjunta con la ecuación aproximada (veáse fig 3.25 para nomenclatura)

$$f_p + f_w = \gamma \frac{(y_{i-1} + z_{i-1} - y_i - z_i)(y_{i-1} + z_{i-1} - y_i - z_i) L_i}{2} +$$

$$+ (y_{i-1} + z_{i-1} - y_i - z_i) A_{\text{elev mín}}$$

donde  $A_{\text{elev mín}}$  es el área de la sección transversal de menor elevación.

El primer término del lado derecho de la ec 3.24 puede expresarse en incrementos finitos como

$$\int_A \rho v^2 dA = \rho \frac{(v_{i-1} A_{i-1} + v_{i+1} A_{i+1}) v_i}{2} \quad (3.29)$$

Análogamente, el segundo término se expresa como

$$\frac{\partial}{\partial t} \int_{\Psi} \rho v \, d\Psi = \frac{x_{i-1} + x_i}{2} \bar{A}_i \frac{v_i^{k+1} - v_i^k}{\Delta t} \quad (3.30)$$

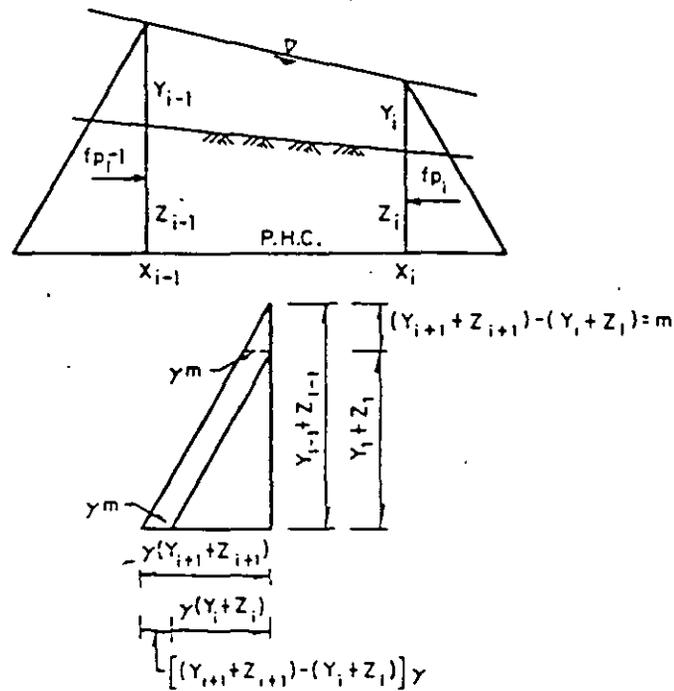


Fig 3.25 Fuerzas de presión y de peso que actúan sobre el volumen de control

Sustituyendo las ecs 3.27 a 3.30 en la ec 3.24 y efectuando convenientemente los promedios en el tiempo, se obtiene una ecuación de la forma

$$y_{i-1}^{k+1} + D^k v_i^{k+1} + E^k y_i^{k+1} = F^k \quad (3.31)$$

donde:

$D^k, E^k$  y  $F^k$  coeficientes conocidos

$y_{i-2}^{k+1}, v_i^{k+1}$  y  $y_i^{k+1}$  valores desconocidos

Las ecs 3.26 y 3.31 forman un sistema que junto con las ecuaciones de frontera debe resolverse para cada intervalo de tiempo. Para el instante  $k = 0$  las velocidades y tirantes deben ser las de flujo establecido.

En el tomo III de este trabajo se describe un método numérico para resolver el tránsito de avenidas en una red de colectores considerando la posibilidad de que entren en carga.

### 3.4.2 Métodos para estimar relaciones lluvia-escorrentamiento en cuencas urbanas

#### 3.4.2.1 Aspectos generales

La simulación completa del fenómeno de transformación de la lluvia en escorrentamiento, tal como se describe en 3.4.1, es casi siempre difícil de realizar en la práctica, ya sea por falta de información, porque no se requiere gran precisión, por limitaciones de tiempo, etc. Es por esto que se han desarrollado métodos simplificados que permiten estimar aproximadamente las características más importantes del hidrograma

provocado por una tormenta (generalmente, para efectos de diseño, una tormenta ideal obtenida estadísticamente), que van desde los derivados de la fórmula racional, que solamente permiten estimar el valor del gasto máximo o de pico, hasta los del tipo de Chicago con los que se estiman las transformaciones del hidrograma a través de las diferentes fases del fenómeno.

Esos métodos constituyen una herramienta muy importante (probablemente la más útil) para diseñar redes de drenaje, por lo que en la literatura especializada frecuentemente se les clasifica como métodos de diseño. Su uso, sin embargo, puede extenderse a problemas de operación o al diseño de estructuras de regulación o protección. Por otra parte, el diseño de redes de drenaje implica también calcular el funcionamiento hidráulico de los colectores y estructuras especiales, tomando en cuenta restricciones para minimizar los costos de construcción y las posibilidades de fallas estructurales de las tuberías. Por tales razones, aquí se describe la forma en que los diversos métodos estiman el escurrimiento en una cuenca cuyo sistema de drenaje ya está construido, o al menos diseñado, y solamente en ocasiones se hacen comentarios marginales sobre su aplicabilidad a problemas específicos de operación o diseño.

#### *Descripción de los métodos*

Los métodos para estimar el gasto producido por una tormenta dada en una cuenca urbana, pueden clasificarse en los siguientes grupos:

- a) Métodos directos o empíricos. Consideran que las características principales del hidrograma producido por una tormenta dada pueden calcularse a partir de las características físicas promedio de la cuenca.

Dichos métodos, generalmente, se han calibrado utilizando mediciones

efectuadas en cuencas muy diversas. A este grupo pertenecen el método racional, el de Burky-Ziegler y el gráfico alemán.

b) Métodos hidrológicos. Consideran que existe una relación funcional única (generalmente lineal) entre la distribución de las lluvias en el tiempo y el hidrograma a la salida de la cuenca. Dicha relación funcional se basa en principios hidrológicos y puede calibrarse con registros simultáneos de lluvias y escurrimientos en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplos de este tipo de métodos son el del *hidrograma unitario* y el del *Road Research Laboratory*.

c) Métodos hidráulicos o semi-hidráulicos. Estiman el hidrograma en las diferentes partes de la cuenca en estudio mediante las ecuaciones de conservación de la masa y la cantidad de movimiento con diversos grados de simplificación, considerando explícitamente las características físicas de la cuenca. El método de Chicago corresponde a este grupo.

Muchos de los métodos empíricos, y prácticamente todos los hidrológicos, relacionan la lluvia efectiva con el escurrimiento directo, por lo que su aplicación requiere primero de la estimación de las pérdidas. Por esta razón, antes de describir los métodos para estimar la relación entre lluvia y escurrimientos, se describirán algunas formas de estimar las pérdidas.

#### 3.4.2.2 Determinación de las pérdidas

Si durante una tormenta se miden simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, las pérdidas se definen como la diferencia del volumen que llovió en la cuenca menos el que se convirtió en escurrimiento directo; para estimar la forma en que se distribuyen las pérdidas en el tiempo

existen básicamente dos criterios:

- a) Criterio del coeficiente de escurrimiento. Con este criterio se supone que las pérdidas en cada momento son proporcionales a la intensidad de la lluvia. La constante de proporcionalidad se considera característica de cada cuenca y se denomina coeficiente de escurrimiento. Se calcula con la expresión

$$C_e = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (3.32)$$

donde:

$C_e$	coeficiente de escurrimiento
$V_{ED}$	volumen de escurrimiento directo
$V_{LL}$	volumen llovido

El coeficiente de escurrimiento se estima también relacionando los valores de la tabla 3.11 (obtenidos para tormentas con 5 a 10 años de retorno) con las características de la cuenca en estudio.

- b) Criterio de la capacidad de infiltración media. En este caso se supone que la cuenca tiene una capacidad de infiltración promedio, constante durante toda la tormenta, de manera que cuando llueve con intensidad menor que dicha capacidad, se infiltrará todo lo que llueve, y cuando llueve con intensidad mayor, la diferencia escurre.

Según este criterio, la capacidad de infiltración media o índice de filtración es característica de cada cuenca e independiente de la intensidad de lluvia; se mide generalmente en mm/h.

Aun cuando el criterio adolece de los mismos inconvenientes que el anterior, se han desarrollado metodologías más elaboradas para estimar mejor el índice de infiltración (refs 3.19 y 3.20).

El Instituto de Ingeniería ha realizado mediciones en cinco cuencas experimentales con diferentes grados de urbanización, ubicadas en el Valle de México, cuyas características se describen en la ref 3.17. Los resultados obtenidos a partir de mediciones realizadas en 1976 a 1978 se sintetizan en la tabla 3.12. Como se disponía de mediciones simultáneas de lluvias y escurrimientos, los coeficientes de escurrimientos que aparecen en dicha tabla se calcularon con la ec 3.32.

La tabla 3.12 muestra que de una tormenta a otra el coeficiente de escurrimiento puede tener variaciones muy importantes (véase por ejemplo, los valores máximos y mínimos del coeficiente), pero si se considera el promedio de cuando menos cuatro o cinco tormentas anuales, este promedio tiene variaciones pequeñas de un año a otro, por lo que puede ser utilizado para diseño.

Para utilizar los resultados de la tabla citada en una cuenca bajo estudio, es necesario tener idea, aunque sea cualitativa, de sus características morfológicas y compararlas con las de las cuencas utilizadas para elaborar la tabla 3.12, cuyas características morfológicas se describen en la ref 3.17.

Un problema poco estudiado es el de cómo se modifica el valor del coeficiente de escurrimiento conforme aumenta la magnitud de la lluvia. En la fig 3.26 se resumen algunos resultados obtenidos por el Instituto de Ingeniería. Para elaborar dicha figura, en la que se supone que la relación entre la magnitud de la lluvia y el coeficiente de escurrimiento no depende de las

características de la cuenca, el análisis se hizo primero con datos de la cuenca de Ciudad Universitaria registrados en 1977, y posteriormente los de las demás cuencas para comprobar y/o complementar el resultado obtenido. Se seleccionó Ciudad Universitaria debido a que la cuenca es pequeña y la confiabilidad de las mediciones realizadas en ella es aceptable.

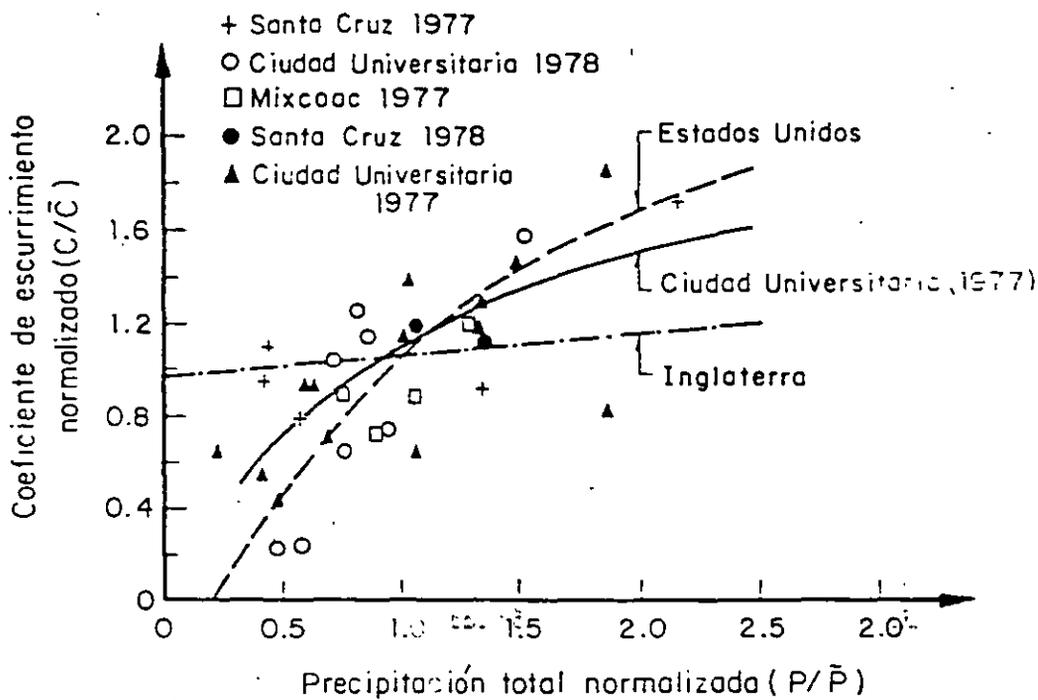


Fig 3.26 Relación entre magnitud de lluvia y coeficiente de escurrimiento

TABLA 3.11 VALORES TÍPICOS DEL COEFICIENTE DE ESCURRIMIENTO, C

Tipo del área drenada	Coeficiente de escurrimiento	
	Mínimo	Máximo
<b>Zonas Comerciales:</b>		
Zona Comercial	0.75	0.95
Vecindarios	0.50	0.70
<b>Zonas Residenciales:</b>		
Unifamiliares	0.30	0.50
Multifamiliares Espaciados	0.40	0.60
Multifamiliares Compactos	0.60	0.75
Semiurbanas	0.25	0.40
Casas Habitación	0.50	0.70
<b>Zonas Industriales</b>		
Espaciado	0.50	0.80
Compacto	0.60	0.90
Cementerios y Parques	0.10	0.25
Campos de juego	0.20	0.35
Patios de ferrocarril	0.20	0.40
<b>Zonas Suburbanas</b>		
<b>Calles:</b>		
Asfaltadas	0.70	0.95
de Concreto hidráulico	0.80	0.95
Adoquinadas	0.70	0.85
Estacionamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
<b>Praderas</b>		
Suelos arenosos planos (pendientes < 0.02)	0.05	0.10
Suelos arenosos con pendientes medias (0.02 - 0.07)	0.10	0.15
Suelos arenosos escarpados (0.07 o más)	0.15	0.20
Suelos arcillosos planos (0.02 o menos)	0.13	0.17
Suelos arcillosos con pendientes medias (0.02-0,07)	0.18	0.22
Suelos arcillosos escarpados (0.07 o más)	0.25	0.35

TABLA 3.12 RESUMEN ESTADISTICO DE LOS COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO OBTENIDOS

Cuenca	No de tormentas	C máx	C mín	C media	C** v
Río Magdalena (1976-1977)	4	0.026	0.010	0.016	0.447
Río Magdalena (1978)	3	0.022	0.013	0.017	0.234
Río Becerra (1977)	4	0.080	0.052	0.069	0.170
Río Becerra (1978)	4	0.104	0.084	0.095	0.093
Río Mixcoac (1976-1977)	7	0.110	0.041	0.057	0.420
Río Mixcoac (1978)	5	0.130	0.056	0.076	0.397
Ciudad Universitaria (1977)	24	1.000	0.080	0.495	0.510
Ciudad Universitaria (1978)*	21	0.876	0.076	0.355	0.641
Arroyo Santa Cruz (1976-1977)	11	0.760	0.243	0.453	0.390
Arroyo Santa Cruz (1978)	7	0.658	0.358	0.358	0.188

\* La disminución del coeficiente de escurrimiento en 1978 se debe probablemente a pequeñas obras con las que se favorece la infiltración.

\*\* Coeficiente de variación de los valores del coeficiente de escurrimiento.

De las tormentas registradas en Ciudad Universitaria durante 1977, se seleccionaron las de gran intensidad y poca duración, que no tuvieron precipitación en las horas anteriores a la tormenta; los valores de precipitación, duración e intensidad de las tormentas, así como los coeficientes de escurrimiento estimados, aparecen en la tabla 3.13.

TABLA 3.13 CARACTERISTICAS MEDIAS DE LAS TORMENTAS  
 CONCENTRADAS, SIN PRECIPITACION INMEDIATA ANTERIOR  
 APRECIABLE, REGISTRADAS EN CIUDAD UNIVERSITARIA  
 DURANTE 1977

Fecha	P (mm)	d (mín)	$\bar{i}$ (mm/5 min)	c
1-8-77	9.3	35	1.33	0.62
18-9-77	9.3	40	1.16	0.67
9-9-77	4.1	15	1.43	0.49
6-8-77	7.1	25	1.42	0.73
30-8-77	10.3	45	1.14	0.77
22-9-77	7.1	45	0.79	0.59
8-9-77	12.9	85	0.76	0.97
30-9-77	12.9	85	0.76	0.97
24-8-77	4.6	25	0.92	0.37
29-8-77	4.3	35	0.61	0.49
5-10-77	1.6	15	0.53	0.34
19-9-77	7.4	65	0.57	0.34
27-8-77	2.8	50	0.28	0.29
26-10-77	3.3	20	0.83	0.24

El análisis de la tabla muestra una tendencia del coeficiente C a aumentar con la precipitación total P. Para definir mejor esta tendencia se ordenaron los datos de manera que la precipitación total apareciera en forma decreciente (tabla 3.14).

A pesar de que la información contenida en la tabla 3.14 puede ser utilizada para obtener directamente fórmulas estadísticas de regresión, se

prefirió filtrar los datos con la técnica de promedios móviles. De esta manera se pierde parte de la información (la correspondiente a 14 tormentas se transforma en el equivalente a 12) pero se destacan las relaciones esenciales.

Los resultados del filtrado con promedios móviles aparecen en la tabla 3.14 y se muestran en la fig 3.27; en esta es evidente la relación entre coeficiente de escurrimiento y precipitación, y puede representarse con una curva ajustada "a ojo".

TABLA 3.14 ORGANIZACION DE LA INFORMACION DE CIUDAD UNIVERSITARIA

Valores ordenados			Promedios móviles	
P	C	i	P	C
12.9	0.97	0.76	12.0	0.73
12.9	0.44	0.76	10.8	0.63
10.3	0.77	1.14	9.6	0.69
9.3	0.67	1.16	8.7	0.54
9.3	0.62	1.33	7.9	0.56
7.4	0.34	0.57	7.2	0.55
7.1	0.73	1.42	6.2	0.56
7.1	0.59	0.79	5.3	0.48
4.6	0.37	0.92	4.3	0.45
4.3	0.49	0.61	3.9	0.41
4.1	0.49	1.43	3.4	0.34
3.3	0.24	0.83	2.6	0.29
2.8	0.29	0.28		
1.6	0.34	0.53		

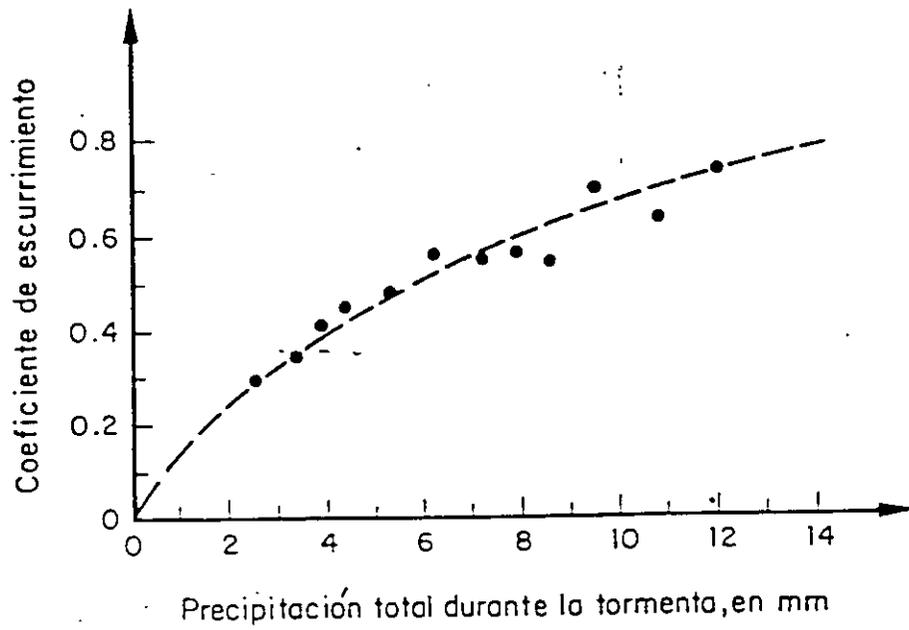


Fig. 3.27 Relación entre precipitación total  $h_{P_T}$  y coeficiente de escurrimiento

### *Normalización de los registros*

En la fig 3.27 solo se consideran los resultados de Ciudad Universitaria que es la cuenca con más datos confiables. Con objeto de incorporar información adicional para generalizar los resultados, se normalizaron los datos de las cuencas con más registros.

El proceso consistió en seleccionar primero las cuencas y los años en los que el número de tormentas registradas con información confiables sea mayor de 6. Las cuencas y años seleccionados fueron CU en 1977 y 1978; Santa Cruz en 1977 y 1978, y Mixcoac en 1977. Para cada caso se seleccionaron las tormentas concentradas, se calcularon las medias de la precipitación total  $\bar{p}$  y del coeficiente de escurrimiento  $\bar{C}$ . Los valores medios se utilizaron como norma para hacer homogéneos los datos, dividiendo, para cada tormenta seleccionada, su precipitación entre la media correspondiente y su coeficiente de escurrimiento entre la media correspondiente. Los resultados se muestran en la fig 3.26 en la que además se dibujaron curvas de uso generalizado en Estados Unidos e Inglaterra. Asimismo, muestra la magnitud del error que puede cometerse cuando se aplican relaciones de tipo estadístico, como la obtenida con los datos de CU en 1977 o los que se utilizan en Estados Unidos o Inglaterra. Como se mencionó, estos errores no causan mayores problemas en un estudio de diseño, pero sí son importantes en problemas de predicción u operación.

#### 3.4.2.3 Métodos para calcular relaciones lluvia-escurrimiento

##### *1) Fórmula racional*

Es uno de los métodos más antiguos (1889) pero, debido sobre todo a su sencillez, es todavía uno de los más utilizados. Considera que si sobre el

área estudiada se presenta una lluvia uniforme durante un tiempo suficiente para que el escurrimiento en la cuenca se establezca, el gasto de descarga se calcula con la ecuación

$$Q_p = 0.278 C i A \quad (3.33)$$

donde:

- $Q_p$       gasto de pico, en  $m^3/s$
- $C$         coeficiente de escurrimiento (tablas 3.11 o 3.12)
- $i$         intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/h
- $A$         área de la cuenca, en  $km^2$

El tiempo de concentración para un punto dado, se define como el tiempo que tardaría una partícula de agua en viajar desde ese punto hasta la salida de la cuenca. Se calcula mediante

$$t_c = t_{cs} + t_t \quad (3.34)$$

donde:

- $t_c$         tiempo de concentración
- $t_{cs}$       tiempo de concentración sobre las superficies
- $t_t$         tiempo de traslado a través de los colectores

Para conocer  $t_{cs}$ , en horas, se puede utilizar la fórmula propuesta por Kirpich

$$t_{cs} = 0.0003245 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.77} \quad (3.35)$$

donde L es la longitud del cauce principal, en m, y S la pendiente media del cauce principal.

Algunos autores proponen otras fórmulas para calcular el tiempo de concentración a través de la superficie; sin embargo, la ec 3.35 ha sido utilizada más frecuentemente en México y por ello se recomienda, a menos que existan razones especiales para utilizar otras. Para calcular la pendiente media del cauce principal existen también varios criterios (ref 3.13); la selección del más adecuado depende de la precisión de los datos sobre el perfil del cauce principal.

Para determinar el tiempo de traslado en los colectores se utiliza la fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad (3.36)$$

donde:

- V velocidad media de traslado, en m/s
- n coeficiente de rugosidad de Manning
- R radio hidráulico, en m
- S pendiente del tramo

El tiempo de traslado resulta entonces

$$t_t = \frac{l}{V} \quad (3.37)$$

donde  $l$  es la longitud del tramo considerado.

ii) Método del Road Research Laboratory (RRL)

Este método considera que, en una zona urbanizada, el gasto de diseño depende solamente de las superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje, y no toma en cuenta las superficies permeables ni las impermeables no conectadas con dicho sistema. El método consta de los siguientes pasos:

- I. Se obtienen los datos fisiográficos de la cuenca y se elabora un plano que muestre las características del sistema de alcantarillado y de las superficies conectadas con él.
- II. Se calculan los tiempos de traslado desde diversos puntos de la cuenca hasta el punto de interés, y se construye un plano de isócronas (líneas de igual tiempo de traslado).
- III Se calcula el hidrograma virtual de entradas al sistema de alcantarillado.
- IV. Se calcula la regulación del hidrograma virtual de entrada, debida al almacenamiento en los conductos.

A continuación se explican con mayor detalle estos pasos.

I. Plano de la cuenca

Es un plano base, se delimita la cuenca de aportación de superficies impermeables, anotando longitud, pendiente y rugosidad estimada para cada subcuenca conectada a un punto de ingreso al sistema de alcantarillado.

En cuanto al sistema de alcantarillado, se anota la longitud, diámetro, pendiente y coeficiente de rugosidad de cada tramo.

## II. Tiempo de traslado

El tiempo de traslado se calcula con la ec 3.34, en la forma

$$t_t = t_{tS} + t_{tC}$$

donde:

- $t_t$  tiempo de traslado
- $t_{tS}$  tiempo de traslado sobre la superficie
- $t_{tC}$  tiempo de traslado a través de las alcantarillas

Para superficies conectadas con el alcantarillado,  $t_{tS}$ , en min, puede calcularse con la fórmula empírica propuesta por Ficks

$$t_{tS} = \frac{k l^a}{i^b S^c} \quad (3.38)$$

donde:

- $l$  longitud de la superficie, en m
- $S$  pendiente media de la superficie, en porcentaje
- $i$  intensidad de la lluvia, en mm/h
- $k, a, b, c$  coeficiente que se obtiene de la tabla 3.15 en función del tipo de superficie.

TABLA 3.15 VALOR DE LOS COEFICIENTES  $k$ ,  $a$ ,  $b$  y  $c$  UTILIZADOS EN LA EC 3.38

TIPO DE SUPERFICIE	$k$	$a$	$b$	$c$
Pavimento asfáltico liso	15.13	0.323	0.640	0.448
Pavimento asfáltico rugoso	31.74	0.373	0.684	0.366
Pastos recortados	168.60	0.293	0.753	0.307

La ec 3.38 se calibró en elementos cuyas longitudes varían entre 3 y 31 m, con pendiente de 0 a 7 por ciento e intensidad de la lluvia entre 12.7 y 177 mm/h. Para aplicaciones fuera de estos intervalos se recomienda realizar mediciones de campo

Para el tiempo de traslado en el alcantarillado se utilizan las ecs 3.36 y 3.37.

Una vez calculados los tiempos de traslado correspondientes a cada elemento se anotan en el plano y se dibujan las curvas isócronas (fig 3.28). Se recomienda definir de 3 a 6 isócronas, para incrementos de tiempo  $\Delta t$  constantes.

### III. Hidrograma virtual de entrada

Se obtiene como sigue

1. Se calculan las áreas entre isócronas y se designan como  $A_1, A_2, \dots, A_n$ , de manera que  $A_1$  es el área comprendida entre el punto de interés y la isócrona más cercana;  $A_2$  el área comprendida entre la isócrona anterior y la que le sigue, etc.
2. Se construye un hidrograma de precipitación para un intervalo de tiempo  $\Delta t$  igual al de la separación entre isócronas.

Los valores de precipitación en cada intervalo de tiempo se designan como  $P_1, P_2, \dots, P_n$ .

3. Se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con las siguientes ecuaciones:

$$Q_1 = 0$$

$$Q_2 = (A_1 P_1) (1/\Delta t)$$

$$Q_3 = (A_1 P_2 + A_2 P_1) (1/\Delta t)$$

$$Q_4 = (A_1 P_3 + A_2 P_2 + A_3 P_1) (1/\Delta t)$$

$$Q_j = (A_1 P_{j-1} + A_2 P_{j-2} + \dots + A_{j-1} P_1) (1/\Delta t)$$

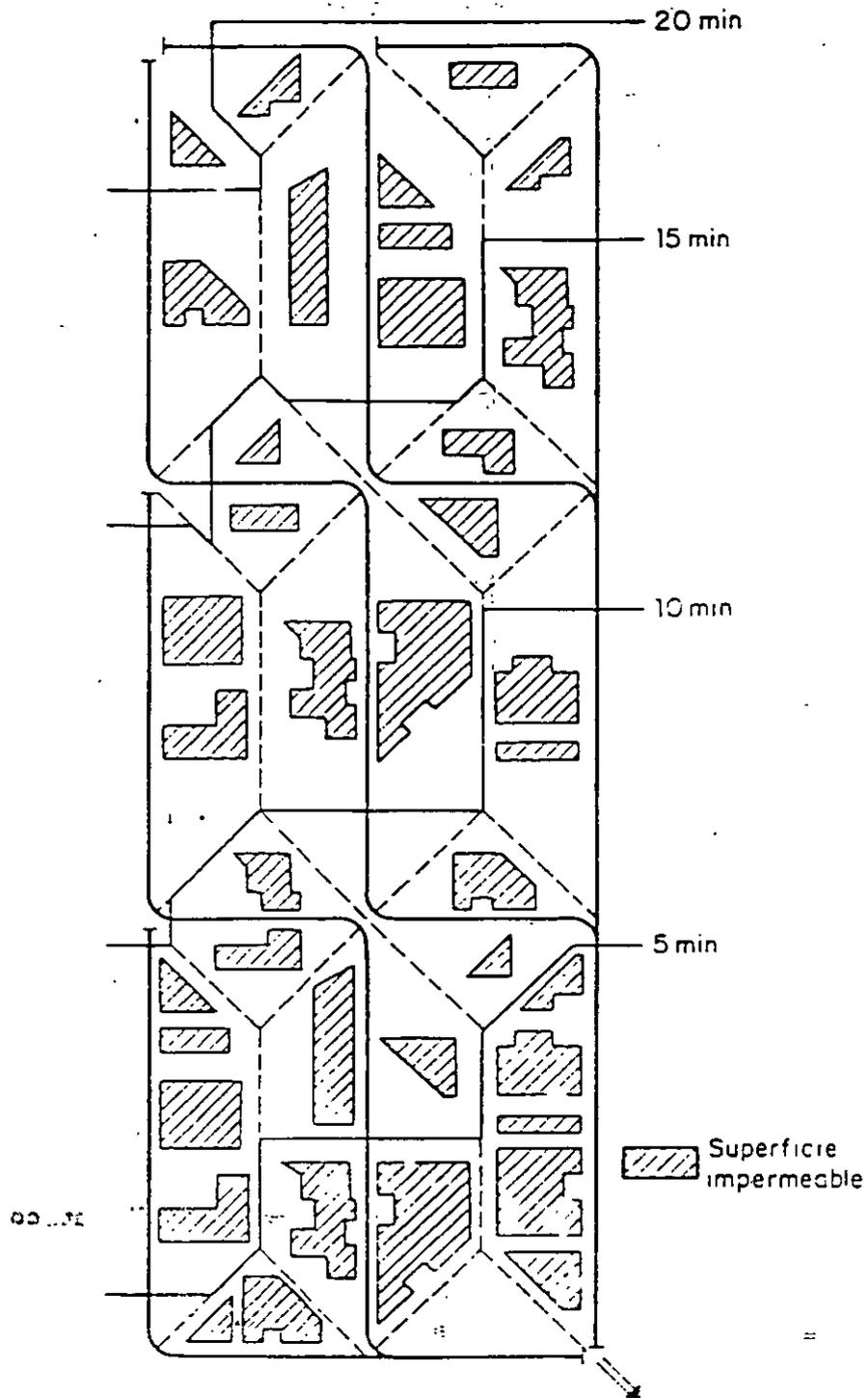


Fig 3.28 Curvas de isócronas o de igual tiempo de traslado en una cuenca urbanizada

Las ordenadas del hidrograma virtual de entrada, dado por esas ecuaciones, están separadas entre sí un intervalo  $\Delta t$ .

#### IV. Regulación en el alcantarillado

La regulación en el alcantarillado del hidrograma virtual de entrada se calcula de la siguiente forma:

1. Se efectúan cálculos previos para definir la relación almacenamiento-descarga que, junto con la ecuación de continuidad, permitirá calcular el tránsito de cualquier hidrograma virtual de entrada por el alcantarillado secundario.

Se ha encontrado que puede obtenerse una relación satisfactoria entre almacenamiento  $V$  y descarga  $Q_D$ , suponiendo que la relación entre un tirante cualquiera y el tirante máximo posible (el diámetro en conductos circulares), es la misma para todos los tubos del sistema.

Si se cuenta con mediciones, es preferible obtener la curva  $V - Q_D$  a partir de las curvas de recesión de los hidrogramas; para ello se procede así:

- a) En cada hidrograma se ubica el gasto para el cual se inicia la curva de recesión; este punto indica que la lluvia ha cesado.
- b) El área bajo la curva de recesión es igual al volumen almacenado en la cuenca en ese momento, y por tanto corresponde al gasto definido en a.
- c) A partir del punto donde se inicia la recesión se toma otro punto, diferente del indicado en a, y se vuelve a calcular el área bajo la curva para obtener otro volumen de almacenamiento y el gasto correspondiente.
- d) Se repite el paso c tantas veces como sea necesario.
- e) Se localizan las parejas de valores obtenidos y se unen formando la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento.

2. Tránsito del hidrograma virtual de entrada

La fig 3.29 muestra las curvas  $Q_1$   $Q_2$ , que representa un tramo del hidrograma virtual de entradas, y  $S_1$   $S_2$  que corresponde a un tramo del hidrograma de salidas por el punto de interés. Expresando la ecuación de continuidad mediante incrementos finitos, se tiene

$$\Delta t/2 (Q_1 + Q_2) = \Delta t/2 (S_1 + S_2) + \Psi_2 - \Psi_1$$

donde  $\Psi_2$  y  $\Psi_1$  son volúmenes almacenados en los tiempos 2 y 1, respectivamente. Agrupando convenientemente los términos

$$\Delta t/2 (Q_1 + Q_2 - S_1) + \Psi_1 = \Delta t/2 S_2 + \Psi_2 \quad (3.39)$$

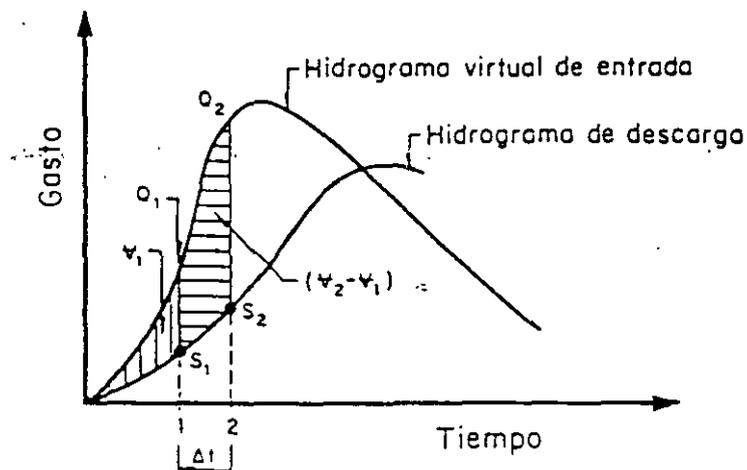


Fig. 3.29 Regulación del hidrograma virtual de entrada

Conocido el valor del lado izquierdo de la ec 3.39 y designándolo como K, la ecuación puede resolverse por tanteos encontrando una pareja de valores  $S_2$  y  $V_2$  en la curva de gastos de descarga contra volúmenes almacenados, definida en el paso 1, que cumplan con la igualdad:

$$K = \frac{\Delta t}{2} S_2 + V_2$$

Para que el miembro izquierdo de la ec 3.39 sea siempre conocido, el problema se resuelve por pasos; en el primer paso  $S_0$  vale cero, y por tanto  $S_1$  y  $V_1$  pueden calcularse. Para el segundo paso se utilizan los valores calculados en el primero, y así sucesivamente.

### iii) Método del hidrograma unitario

El hidrograma unitario que caracteriza una cuenca dada, se define como el hidrograma de escurrimiento directo que resulta de una lluvia de 1 mm que cae uniformemente en la cuenca durante un intervalo de tiempo llamado duración en exceso (ref 3.21). Como se verá, el hidrograma unitario representa una función de transformación de las lluvias efectivas en escurrimiento directo.

El hidrograma unitario obtenido con el método tradicional (según la ref 3.22), tiene limitaciones importantes, entre las que destacan las siguientes:

- a) Sólo se conoce el hidrograma unitario y por tanto la función de transformación, para lluvias que tengan la misma duración que se empleó en la calibración.
- b) No se toma en cuenta la variación de la intensidad de la lluvia con el tiempo.

Para superar estas limitaciones se han desarrollado métodos que, apoyados en los principios del hidrograma unitario, permiten que la variación de la intensidad de lluvia sea tomada en cuenta para cualquier intervalo de tiempo. Debido a que pueden utilizarse para intervalos de tiempo tan pequeños como se quiera, se acostumbra denominarlos métodos del hidrograma unitario instantáneo.

Suponiendo que en una cuenca dada se conoce el hidrograma asociado a una duración muy pequeña,  $\Delta t$ , de acuerdo con los principios del hidrograma unitario, se podrían calcular las ordenadas del hidrograma producido por una tormenta cuyo hietograma estuviera formado por  $n$  barras de altura  $P_1, P_2, \dots, P_n$ , con la siguiente expresión.

$$Q_i = \sum_{\tau=1}^i U_{\tau} P_{i-\tau+1} \quad (3.40)$$

donde:

- $Q_i$  ordenanda del hidrograma de escurrimiento directo para un tiempo  $t = i \times \Delta t$
- $U_{\tau}$  ordenada del hidrograma unitario para un tiempo  $t = \tau \times \Delta t$

El conjunto de ecs 3.40 permite calcular las ordenadas del hidrograma de escurrimiento directo cuando se conocen las del hidrograma unitario, o bien, en la etapa de calibración, determinar las ordenadas de este último a partir de mediciones del escurrimiento directo a la salida de la cuenca en estudio. Tiene, sin embargo, la desventaja de ser muy sensible a pequeños errores en los datos de partida. Para superar esta desventaja, Eagleson (ref 3.23) propone sustituirlo por el siguiente sistema de ecuaciones simultáneas.

$$\phi_{PQ}(J-1) = \sum_{k=1}^J \{U_k \phi_{pp}(J-K)\}; J = 1, 2, \dots, n+1$$

donde

$$\phi_{pp}(J) = \sum_{y=1}^J \{P_y P_{y+J}\}; J \text{ entero} \quad (3.41)$$

$$\phi_{pQ}(\tau) = \sum_{k=1}^{\tau} \{P_k Q_{k+\tau}\}; \tau \text{ entero}$$

Para aclarar la nomenclatura del sistema de ecs 3.41, considérese, por ejemplo, plantear dicho sistema de ecuaciones para los siguientes datos:

HIETOGRAMA		HIDROGRAMA	
Tiempo, en horas	Altura de precipitación efectiva, P, en mm	Tiempo, en horas	Hidrograma de escurrimiento directo, Q, m <sup>3</sup> /s
0 - 2	1	0	0
2 - 4	3	2	3
4 - 6	2	4	12
		6	25
		8	20
		10	10
		12	2
		14	0

Desarrollando las ecs 3.41, se obtiene

$$U_1 \phi_{pp}(0) + U_2 \phi_{pp}(1) + U_3 \phi_{pp}(2) + U_4 \phi_{pp}(3) = \phi_{pQ}(0)$$

$$U_1 \phi_{pp}(-1) + U_2 \phi_{pp}(0) + U_3 \phi_{pp}(1) + U_4 \phi_{pp}(2) = \phi_{pQ}(1)$$

$$U_1 \phi_{pp}(-2) + U_2 \phi_{pp}(-1) + U_3 \phi_{pp}(0) + U_4 \phi_{pp}(1) = \phi_{pQ}(2)$$

$$U_1 \phi_{pp}(-3) + U_2 \phi_{pp}(-2) + U_3 \phi_{pp}(-1) + U_4 \phi_{pp}(0) = \phi_{pQ}(3)$$

siendo

$$\phi_{pp}(0) = P_1 P_1 + P_2 P_2 + P_3 P_3 = 1(1) + 3(3) + 2(2) = 14$$

$$\phi_{pp}(1) = \phi_{pp}(-1) = P_1 P_2 + P_2 P_3 = 1(3) + 3(2) = 9$$

$$\phi_{pp}(2) = \phi_{pp}(-2) = P_1 P_3 = 1(2) = 2$$

$$\phi_{pp}(3) = \phi_{pp}(-3) = 0$$

$$\phi_{pQ}(0) = P_1 Q_1 + P_2 Q_2 + P_3 Q_3 = 1(3) + 3(12) + 2(25) = 89$$

$$\phi_{pQ}(1) = P_1 Q_2 + P_2 Q_3 + P_3 Q_4 = 1(12) + 3(25) + 2(20) = 127$$

$$\phi_{pQ}(2) = P_1 Q_3 + P_2 Q_4 + P_3 Q_5 = 1(25) + 3(20) + 2(10) = 105$$

$$\phi_{pQ}(3) = P_1 Q_4 + P_2 Q_5 + P_3 Q_6 = 1(20) + 3(10) + 2(2) = 54$$

Por lo que el sistema de ecuaciones lineales queda expresado como

$$14 U_1 + 9 U_2 + 2 U_3 = 89$$

$$9 U_1 + 14 U_2 + 9 U_3 + 2 U_4 = 127$$

$$2 U_1 + 9 U_2 + 14 U_3 + 9 U_4 = 105$$

$$2 U_2 + 9 U_3 + 14 U_4 = 54$$

Resolviendo el sistema se encuentra

$$U_1 = 2.33$$

$$U_2 = 5.67$$

$$U_3 = 2.67$$

$$U_4 = 1.33$$

Que son las ordenadas del hidrograma unitario.

#### *iv) Hidrogramas unitarios sintéticos*

El cálculo de un hidrograma con el procedimiento que se mencionó en el inciso anterior requiere de datos precisos, que son difíciles de obtener en la práctica; por ello, algunos autores proponen hidrogramas unitarios sintéticos obtenidos mediante relaciones entre las características físicas de la cuenca, como longitud, área y pendiente y la forma de los hidrogramas. Generalmente los estudios realizados se enfocan a conocer el gasto y los tiempos pico y base del hidrograma unitario. La mayoría de los métodos que se presentan en la literatura se han obtenido para cuencas naturales; aquí solo se mencionan dos de ellos.

#### *Hidrogramas unitarios sintéticos en una cuenca natural*

Aun en cuencas urbanas hay zonas que no tienen ningún grado de urbanización, por lo que se debe conocer el gasto que escurre por ellas. La estimación del gasto máximo y forma aproximada de los hidrogramas puede realizarse mediante hidrogramas unitarios sintéticos, como se describe a continuación.

#### *Hidrograma unitario triangular*

Si es poca la información disponible y no se requiere precisar la forma del hidrograma de escurrimiento, se puede utilizar el hidrograma unitario triangular (HUT). Para definirlo solo se requiere conocer las principales características físicas de la cuenca.

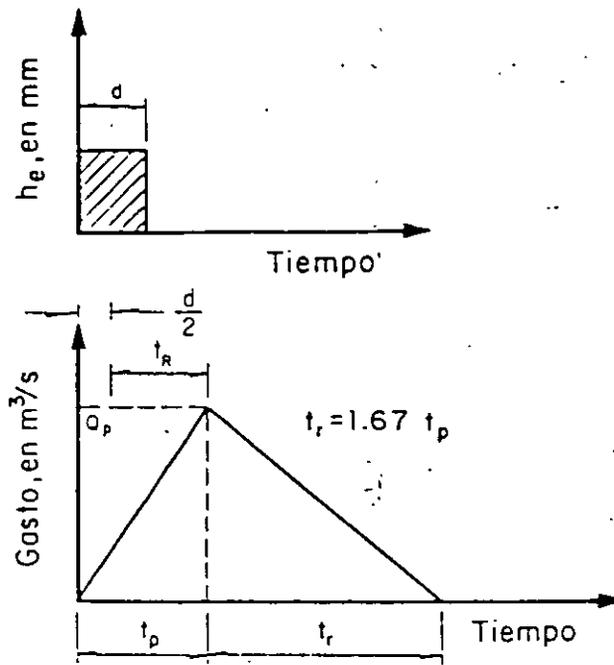


Fig. 3.30 Hidrograma unitario triangular

De la geometría de la fig 3.30, se obtiene el gasto pico,  $q_p$ , del HCT como

$$q_p = 0.208 \frac{A}{T_p} \quad (3.42)$$

donde:

$q_p$  gasto pico, en  $m^3/seg/mm$

$A$  área de la cuenca, en  $km^2$

$T_p$  tiempo pico, en h

El tiempo pico se obtiene con

$$T_p = 0.5 D + T_R \quad (3.43)$$

donde:

$D$  duración efectiva de la tormenta, en h

$T_R$  tiempo de retraso, en h

El tiempo de retraso  $T_R$  se estima con

$$T_R = 0.6 T_c \quad (3.44)$$

donde  $T_c$  es el tiempo de concentración, en h.

Para definir  $T_c$  se pueden utilizar los criterios vistos en el inciso 3.4.2.3.

Sustituyendo la ec 3.44 en la ec 3.43 queda:

$$T_p = 0.5 D + 0.6 T_c \quad (3.45)$$

Para fines de diseño, si no se conoce la duración efectiva,  $D$ , puede estimarse con la siguiente expresión:

$$D = 2\sqrt{T_c} \quad (3.46)$$

donde  $D$  y  $T_c$  se miden en horas.

#### *Hidrograma unitario adimensional*

Este modelo puede mejorar la definición de la forma del hidrograma utilizando los resultados obtenidos por el *Soil Conservation Service* de los EUA, sintetizados en la fig 3.31. Para aplicar el método solo se necesita calcular gasto y tiempo pico. El gasto pico se obtiene con la expresión:

$$q_u = \frac{A}{4.78 T_p} \quad (3.47)$$

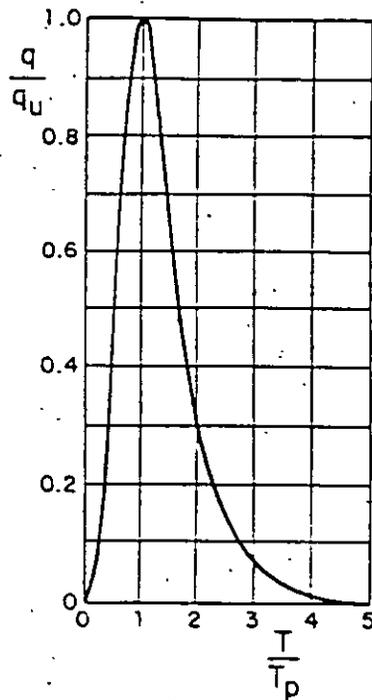


Fig 3.31 Hidrograma unitario adimensional

El tiempo pico se calcula utilizando la ec 3.45 y, si se desconoce el valor de la duración efectiva, la ec 3.46.

Conocidos  $q_u$  y  $T_p$ , el hidrograma se obtiene de la siguiente manera:

1. Se escoge un valor de  $T/T_p$  y con la fig 3.31 se obtiene  $q/q_u$
2. De  $q/q_u$  se despeja  $q$ , ya que se conoce  $q_u$
3. Del valor de  $T/T_p$  seleccionado se despeja  $T$ , ya que se conoce  $T_p$ .
4. Se construye una gráfica con los valores de  $q$  y  $T$  obtenidos en los pasos 2 y 3, respectivamente,
5. Se repiten los pasos 1 a 4 tantas veces como sea necesario para definir la forma del hidrograma.

v) *Método de Chicago*

Después de la segunda guerra mundial, la ciudad de Chicago desarrolló un programa de construcción de obras de alcantarillado para el que se requerían inversiones de muchos millones de dólares, por lo que se consideró apropiado desarrollar estudios detallados en los que se examinara la validez del método racional (utilizado hasta entonces como herramienta básica de diseño) y se viera la posibilidad de desarrollar nuevos métodos.

El resultado de estos estudios fue el llamado Método de Chicago, mediante el cual se reproducen cada uno de los componentes del proceso de transformación de lluvia en escurrimiento, calibrado para condiciones específicas de la ciudad mencionada.

Debido a que siendo un método muy detallado su uso está condicionado a la disponibilidad de mucha información sobre las cuencas y como fue calibrado para una zona muy diferente a nuestro medio, se le considera inadecuado para aplicarlo a nuestro país. A continuación se describen *grosso modo* las principales etapas del método.

- a) Se determina una tormenta de diseño, definiendo primero el periodo de retorno de la misma para el cual se calibra una curva intensidad-duración del tipo

$$i = \frac{a}{b+d} \quad (3.48)$$

donde:

- i      intensidad de la lluvia para una duración d  
a,b    constante que se calibra con la estación pluviográfica más cercana

- b) La distribución temporal de la lluvia para la tormenta de diseño se obtiene según el método descrito en 3.3.5.2

- c) La infiltración se determina con el criterio de Horton, dado por la ec 3.13; las constantes que intervienen en la ecuación se calibran para las diferentes zonas de Chicago.
  - d) Las pérdidas por almacenamiento en depresiones se obtienen con la ec 3.12, calibrada también para las zonas de Chicago.
  - e) Una vez deducidas las pérdidas, el hidrograma de lluvia efectiva se transita por las superficies utilizando un método por pasos, basado en los resultados de Izzard que se describen en 3.4.1.2; para el tránsito por las cunetas se utiliza la ecuación de continuidad combinada con una ecuación almacenamiento-descarga basada en la fórmula de Manning.
  - f) Para el tránsito de las avenidas dentro de los colectores se utiliza un método simplificado en el que cada gasto de ingreso sufre un efecto de regulación y desfaseamiento en el tiempo.
  - g) Los hidrogramas de salida de cada subcolector se suman para ser transitados por los colectores principales con el mismo procedimiento descrito en el punto f.
- vi) *Hidrogramas sintéticos a la salida de un sistema de colectores secundarios*

Para analizar el funcionamiento de la red primaria de drenaje, es necesario determinar primero los hidrogramas que ingresan a los diferentes puntos de la red. Estos hidrogramas en realidad son las descargas de la red secundaria, y se determinan en la práctica mediante métodos simplificados. Para entender mejor las bases del método que se propone considérese el siguiente problema:

Sobre una superficie impermeable inclinada (fig 3.32) se presenta una lluvia uniforme (fig 3.32 b).

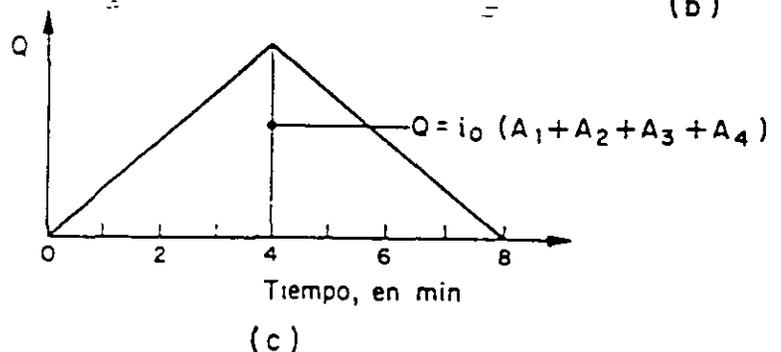
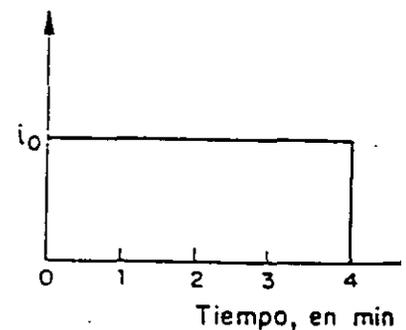
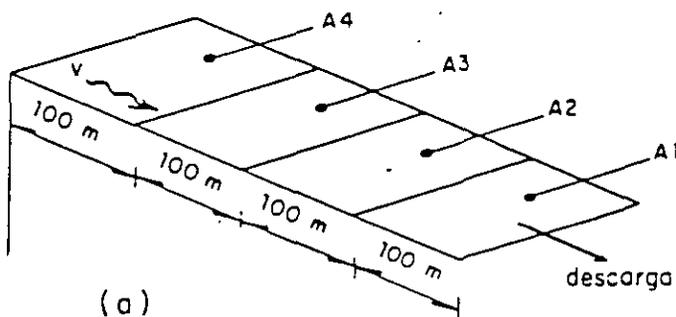
Si la velocidad del escurrimiento sobre la superficie fuera  $V = 100 \text{ m/min}$ , resultaría que al cabo del primer minuto toda el área 1 estaría contribuyendo a la descarga, por lo que el gasto en ese instante sería  $Q_1 = i_0 A_1$ . Si la lluvia continúa durante 4 min, los gastos sucesivos en los minutos 2, 3 y 4 serían

$$Q_2 = i_0 (A_1 + A_2), \quad Q_3 = i_0 (A_1 + A_2 + A_3) \quad \text{y} \quad Q_4 = i_0 (A_1 + A_2 + A_3 + A_4)$$

Al cesar la lluvia, la parte más baja de la superficie deja de contribuir a la descarga y poco a poco lo van haciendo también las partes más altas, de manera que los gastos sucesivos en los minutos 5, 6, 7 y 8 serían

$$Q_5 = i_0 (A_3 + A_4 + A_5) \quad Q_6 = i_0 (A_3 + A_4), \quad Q_7 = i_0 A_4 \quad \text{y} \quad Q_8 = 0, \quad \text{respectivamente.}$$

El hidrograma que resulta es la fig 3.32 c.



El ejemplo anterior sería una aproximación de lo que sucede en una red secundaria. Mediciones realizadas en sistemas reales muestran, sin embargo, que tal aproximación es bastante útil si se hacen pequeñas modificaciones relacionados con dos hechos importantes.

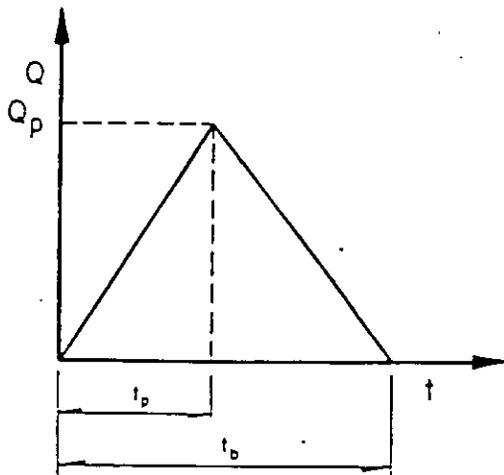
- La terminación de la lluvia es, en general, menos brusca de lo que se consideró en el ejemplo, por lo que la rama de descenso del hidrograma es un poco más larga que la del ascenso.
- Debido a que la red primaria se diseña generalmente para un periodo de retorno mayor que el considerado para la secundaria, es probable que esta última llegue a trabajar llena, en cuyo caso la capacidad de descarga se limita, lo que da origen a hidrogramas cuya forma se asemeja más a un trapecio que a un triángulo (ref 3.26).

Por lo anterior, se recomienda calcular el hidrograma de descarga a la salida de una red secundaria mediante el siguiente procedimiento.

1. Se calcula primero el volumen de la avenida como el producto de la precipitación seleccionada por el coeficiente de escurrimiento y por el área de la cuenca.
2. Se estima el tiempo de concentración  $t_c$  de la cuenca, utilizando la fórmula de Manning para calcular el tiempo de traslado dentro de los colectores.
3. Se supone un hidrograma triangular con un tiempo pico igual al calculado en 2 y un tiempo base igual a 2.4 veces dicho tiempo (fig 3.33).
4. Se calcula el gasto máximo  $Q_p$  dividiendo el volumen calculado en 1 entre 1.2 veces el tiempo de concentración calculado en 3.

5. Se compara el gasto máximo con la capacidad de conducción del sistema secundario\*; del resultado se derivan dos opciones:

- a) Si el gasto máximo es menor o igual que la capacidad del sistema secundario,  $Q'_s$ , dicho gasto máximo es el correcto y el hidrograma es triangular como el de la fig 3.33



$Q_p$  gasto máximo del hidrograma

$t_p$  tiempo de concentración

$t_b$   $2.4 \times$  tiempo de concentración

$$V = (2.4 t_p Q_p) / 2$$

$$\therefore Q_p = \frac{V}{1.2 t_p}$$

Fig 3.33

- b) Si la capacidad del sistema es menor que el gasto máximo  $Q_p$ , calculado inicialmente, se utiliza el siguiente criterio:

- Se obtiene el cociente  $K_1 = Q_p / Q_s$
- Con ayuda de la fig-3.34, se obtiene el factor  $F_1$
- Se obtiene una capacidad teórica  $Q'_p$ , a partir de la cual se determina la forma del hidrograma (fig 3.34b).

\* La capacidad de conducción puede calcularse aproximadamente con la fórmula de Manning, suponiendo que la pendiente hidráulica es tal que no se provocan derrames aguas arriba. Si no se conoce el perfil del terreno a lo largo del cauce principal, puede suponerse que la capacidad del sistema corresponde a un gasto con periodo de retorno de 3 años.

## **7. - PRECIPITACION PLUVIAL Y ESCURRIMIENTO**

Este tema está totalmente basado en el libro: Fundamentos de hidrología de superficie. Escrito por el Dr. Francisco Javier Aparicio Mijares, editado por LIMUSA, 1992, del cual se anexan copia de los capítulos 3 y 6 "Esgurrimiento y Precipitación".

En este capítulo se le prestará especial atención a:

**Medición de la precipitación.**

**Registros de precipitación**

**Intensidad de Lluvia**

**Análisis de frecuencias de tormentas**

**Fomulación del modelo de tormenta, o curva i-d-T.**

**Medición del escurrimiento**

**Hidrograma**

**Métodos de aforo de corrientes.**

# 3

## Escurrimiento

El escurrimiento se define como el agua proveniente de la precipitación que circula sobre o bajo la superficie terrestre y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca.

El agua proveniente de la precipitación que llega hasta la superficie terrestre —una vez que una parte ha sido interceptada y evaporada— sigue diversos caminos hasta llegar a la salida de la cuenca. Conviene dividir estos caminos en tres clases: escurrimiento superficial, escurrimiento subsuperficial y escurrimiento subterráneo.

### 3.1 FUENTES DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ESCURRIMIENTO

Una vez que la precipitación alcanza la superficie del suelo, se infiltra hasta que las capas superiores del mismo se saturan. Posteriormente, se comienzan a llenar las depresiones del terreno y, al mismo tiempo, el agua comienza a escurrir sobre su superficie. Este escurrimiento, llamado *flujo en la superficie del terreno*,\* se produce mientras el agua no llegue a cauces bien definidos (es decir, que no desaparecen entre dos tormentas sucesivas). En su trayectoria hacia la corriente más próxima, el agua que fluye sobre el terreno se sigue infiltrando, e incluso se evapora en pequeñas cantidades. Una vez que llega a un cauce bien definido se convierte en *escurrimiento en corrientes*.

El flujo sobre el terreno, junto con el escurrimiento en corrientes, forma el *escurrimiento superficial*. Una parte del agua de precipitación que se infiltra escurre cerca de la superficie del suelo y más o menos paralelamente a él. A esta parte del escurrimiento se le llama *escurrimiento subsuperficial*;

\* En lengua inglesa se denomina *overland flow*.

la otra parte, que se infiltra hasta niveles inferiores al freático, se denomina *escorrimento subterráneo*.

De los tres tipos de escurrimiento, el superficial es el que llega más rápido hasta la salida de la cuenca. Por ello está relacionado directamente con una tormenta particular y entonces se dice que proviene de la *precipitación en exceso o efectiva* y que constituye el *escorrimento directo*. El escurrimiento subterráneo es el que de manera más lenta llega hasta la salida de la cuenca (puede tardar años en llegar), y, en general, difícilmente se le puede relacionar con una tormenta particular, a menos que la cuenca sea demasiado pequeña y su suelo muy permeable. Debido a que se produce bajo el nivel freático, es el único que alimenta a las corrientes cuando no hay lluvias y por eso se dice que forma el *escorrimento base*.

El escurrimiento subsuperficial puede ser casi tan rápido como el superficial o casi tan lento como el subterráneo, dependiendo de la permeabilidad de los estratos superiores del suelo; por ello es difícil distinguirlo de los otros dos. Cuando es relativamente rápido se le trata junto con el escurrimiento superficial, y cuando es relativamente lento se le considera parte del subterráneo.

La clasificación anterior, aunque ilustrativa, no deja de ser arbitraria. El agua puede comenzar su viaje hacia la corriente como flujo superficial e infiltrarse en el camino, terminando como escurrimiento subsuperficial o subterráneo. A la inversa, el escurrimiento subsuperficial puede emerger a la superficie si en su camino se encuentra con un estrato muy permeable que aflora en una ladera. Lo importante en realidad es la rapidez con que una cuenca responde a una tormenta, pues esto es lo que determina la magnitud de las correspondientes avenidas.

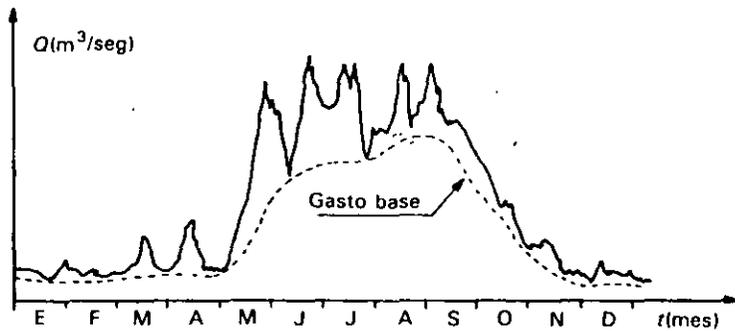


Figura 3.1 Hidrograma.

Hidrogramas y su análisis

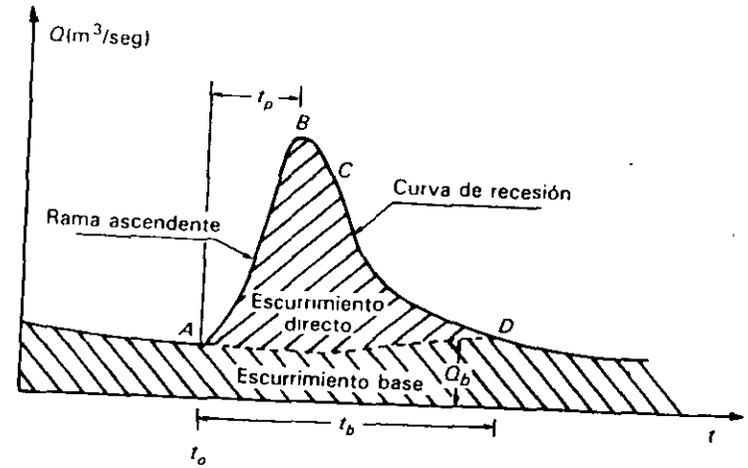


Figura 3.2 Hidrograma aislado.

3.2 HIDROGRAMAS Y SU ANÁLISIS

Si se mide el gasto ( que se define como el volumen de escurrimiento por unidad de tiempo) que pasa de manera continua durante todo un año por una determinada sección transversal de un río y se grafican los valores obtenidos contra el tiempo, se obtendría una gráfica como la de la figura 3.1.

Una gráfica como la anterior se denomina *hidrograma*, como cualquiera que relacione el gasto contra el tiempo. La figura 3.1 representa un *hidrograma anual*; si la escala del tiempo se amplía de tal manera que se pueda observar el escurrimiento producido por una sola tormenta, se tendría una gráfica como la que se muestra en la figura 3.2. Aunque la forma de los hidrogramas producidos por tormentas particulares varía no sólo de una cuenca a otra sino también de tormenta a tormenta, es posible, en general, distinguir las siguientes partes en cada hidrograma (véase figura 3.2):

A: *punto de levantamiento*. En este punto, el agua proveniente de la tormenta bajo análisis comienza a llegar a la salida de la cuenca y se produce inmediatamente después de iniciada la tormenta, durante la misma o incluso cuando ha transcurrido ya algún tiempo después de que cesó de llover, dependiendo de varios factores, entre los que se pueden mencionar el tamaño de la cuenca, su sistema de drenaje y suelo, la intensidad y duración de la lluvia, etc.

*B: pico.* Es el gasto máximo que se produce por la tormenta. Con frecuencia es el punto más importante de un hidrograma para fines de diseño.

*C: punto de inflexión.* En este punto es aproximadamente cuando termina el flujo sobre el terreno,\* y, de aquí en adelante, lo que queda de agua en la cuenca escurre por los canales y como escurrimiento subterráneo.

*D: final del escurrimiento directo.* De este punto en adelante el escurrimiento es sólo de origen subterráneo. Normalmente se acepta como el punto de mayor curvatura de la curva de recesión, aunque pocas veces se distingue de fácil manera.

*T<sub>p</sub>: tiempo de pico.* Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el pico del hidrograma.

*T<sub>b</sub>: tiempo base.* Es el tiempo que transcurre desde el punto de levantamiento hasta el punto final del escurrimiento directo. Es, entonces, el tiempo que dura el escurrimiento directo.

*Rama ascendente.* Es la parte del hidrograma que va desde el punto de levantamiento hasta el pico.

*Rama descendente o curva de recesión.* Es la parte del hidrograma que va desde el pico hasta el final del escurrimiento directo. Tomada a partir del punto de inflexión, es una curva de vaciado de la cuenca.

El tiempo base de un hidrograma aislado puede ser desde algunos minutos hasta varios días, y el pico puede tener valores del orden de unos cuantos litros por segundo hasta miles de metros cúbicos por segundo.

El área bajo el hidrograma,  $\int_{t_0}^t Q dt$ , es el volumen total escurrido; el área bajo el hidrograma y arriba de la línea de separación entre gasto base y directo,  $\int_{t_0}^t (Q - Q_b) dt$ , es el volumen de escurrimiento directo.

Debido a que el escurrimiento directo proviene de la precipitación, casi siempre aporta un componente del gasto total en un hidrograma mucho mayor que el que genera el escurrimiento base. Por otra parte, el escurrimiento base está

formado normalmente por agua proveniente de varias tormentas que ocurrieron antes de la considerada y es muy difícil determinar a cuáles pertenece. Para poder correlacionar la precipitación con los hidrogramas que genera es necesario antes separar el gasto base del directo. En vista de que rara vez es posible conocer con precisión la evolución de los niveles freáticos durante una tormenta y que el punto *D* de un hidrograma (véase figura 3.2) es generalmente difícil de distinguir, la tarea de separar el gasto base del directo no es sencilla en la mayoría de los casos. Existen varios métodos, algunos de los cuales se describen a continuación, para separar el gasto base del directo, pero la palabra final la tiene el criterio y buen juicio del ingeniero.

- El método más simple consiste en trazar una línea recta horizontal a partir del punto *A* del hidrograma. Aunque este método puede dar resultados con buena aproximación, de manera especial en tormentas pequeñas donde los niveles freáticos no se alteran mayormente, en general sobrestima el tiempo base y el volumen de escurrimiento directo.
- Otro método es el de determinar una curva tipo vaciado del escurrimiento base, analizando varios hidrogramas y seleccionando aquellos tramos en que sólo exista escurrimiento base. En el ejemplo de la figura 3.3 estos tramos podrían ser los *a - b*, *c - d*, *e - f*, *g - h*, etc. Los tramos seleccionados se dibujan posteriormente en papel semilogarítmico de manera que sus extremos inferiores sean tangentes a una línea (véase figura 3.4).

Si uno de los tramos seleccionados está formado por escurrimiento directo, se nota de inmediato que no es tangente a dicha línea; por ello estos tramos se eliminan del análisis. La línea resultante se llama *curva de vaciado* del gasto base. El punto *D* del hidrograma (véase figura 3.2) se localiza superponiendo la curva de vaciado —dibujada en papel aritmético y a la misma escala que el hidrograma— a la curva de recesión

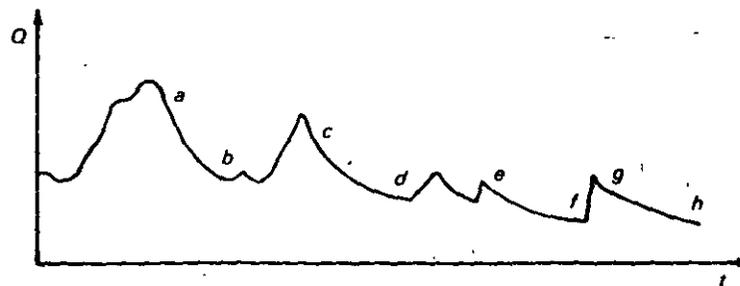


Figura 3.3

\* Ver apartado 3.1 para la definición de este término.

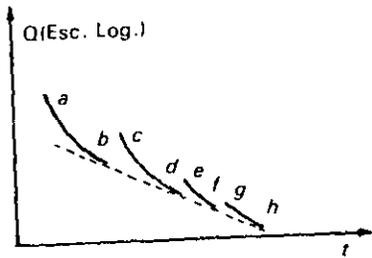


Figura 3.4

del hidrograma (véase figura 3.5). El punto *D* se encuentra entonces donde ambas líneas se separan. Este método es más preciso que el anterior, pero tiene la desventaja de que se requiere contar con varios hidrogramas registrados anteriormente, lo que no siempre es posible.

- c) Se han realizado numerosos intentos de correlacionar el tiempo de vaciado del escurrimento directo con algunas características de las cuencas. El método que mejores resultados ha tenido es el que relaciona dicho tiempo con el área de la cuenca. Una relación muy utilizada es la siguiente (referencia 3.1):

$$N = 0.827 A^{0.2} \tag{3.1}$$

donde *N* = tiempo de vaciado del escurrimento directo en días y *A* = área de la cuenca en km<sup>2</sup>. El punto *D* del hidrograma estará un tiempo de *N* días después del pico (véase figura 3.6).

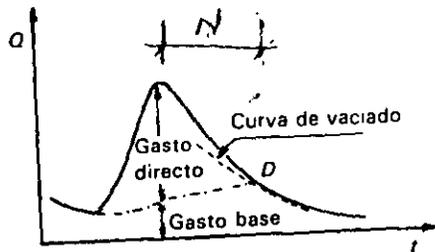


Figura 3.5

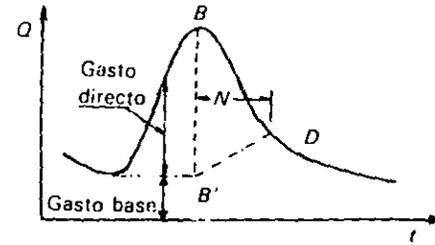


Figura 3.6

Este método es útil en cuencas con un área no menor de unos 3 km<sup>2</sup>. Sus resultados son en general aceptables, aunque, como en todos los demás, deben tomarse con precaución.

- d) Otro método más consiste en buscar el punto de mayor curvatura de la curva de recesión del hidrograma. Esto se puede hacer de la siguiente manera: sea un hidrograma en el que se tienen los gastos señalados en la columna 3 de la tabla 3.1. Una vez ordenados los gastos en la tabla, se dividen entre los ocurridos un  $\Delta t$  fijo después  $Q/Q_{+\Delta t}$  (6 h en el ejemplo). Posteriormente se dibujan los cocientes  $Q/Q_{+\Delta t}$  contra el tiempo; en el punto donde ocurra un cambio de pendiente se tiene la mayor curvatura de la rama descendente y por tanto el punto *D* (véase figura 3.7).

Tabla 3.1

1	2	3	4	5
día	hora	<i>Q</i> m <sup>3</sup> /s	<i>Q</i> <sub>+6</sub> m <sup>3</sup> /s	<i>Q</i> / <i>Q</i> <sub>+6</sub> m <sup>3</sup> /s
5	12	60.1	47.5	1.27
	18	47.5	39.0	1.22
	24	39.0	33.2	1.18
6	6	33.2	28.6	1.16
	12	28.6	25.2	1.13
	18	25.2	22.7	1.11
	24	22.7	20.9	1.09
7	6	20.9	19.7	1.06
	12	19.7	18.9	1.04
	18	18.9	18.2	1.04
	24	18.2		

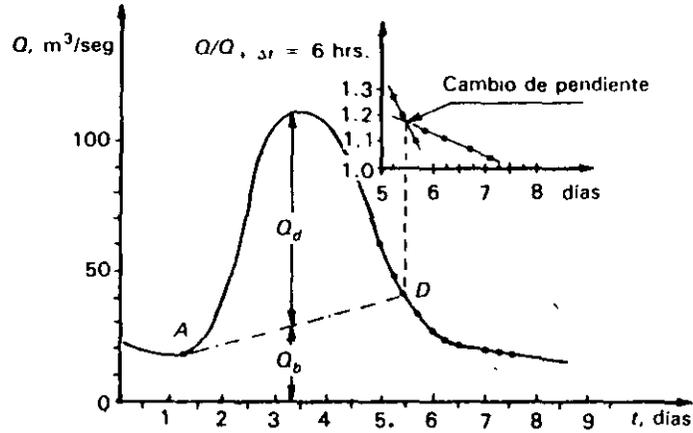


Figura 3.7

Una vez localizado el punto  $D$  por medio de cualquiera de los métodos anteriores o de algún otro, resta trazar la línea de separación entre el gasto base y el directo.

Para hacer lo anterior también existen varios criterios. El más simple es trazar una línea recta desde el punto  $A$  hasta el  $D$  como en la figura 3.7. Otro método es el de continuar hacia atrás la curva de vaciado del gasto base hasta el tiempo en que ocurre el pico y de ahí unir la prolongación con el punto  $A$  del hidrograma. Otro posible procedimiento es trazar dos líneas rectas, una horizontal a partir del punto  $A$  hasta el tiempo en que ocurre el pico y otra desde este punto hasta el  $D$  como se muestra en la figura 3.6.

Ninguno de estos procedimientos de separación es completamente preciso; sin embargo, se puede aceptar un error en la posición del punto  $D$  de una o dos veces la duración de la tormenta, pues el área bajo esta parte del hidrograma es, en general, sólo un pequeño porcentaje del volumen total escurrido (referencia 3.2).

### 3.3 AFORO

Aforar una corriente significa determinar a través de mediciones el gasto que pasa por una sección dada.

En México se usan básicamente tres tipos de métodos para aforar corrientes, a saber:

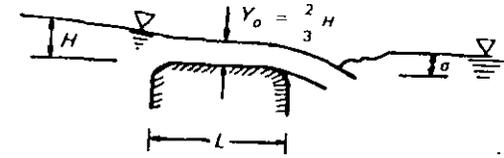


Figura 3.8

- Secciones de control.
- Relación sección-pendiente.
- Relación sección-velocidad.

#### 3.3.1 Sección de control

Una *sección de control* de una corriente se define como aquella en la que existe una relación única entre el tirante y el gasto. De los muchos tipos de secciones de control que se pueden usar para aforar una corriente, los más comunes son los que producen un tirante crítico y los vertedores.

Se forma un tirante crítico elevando el fondo del cauce, estrechándolo o con una combinación de las dos técnicas. Cuando se utiliza la primera (véase figura 3.8), el gasto se calcula usando la fórmula de vertedores de pared gruesa:

$$Q = \frac{2}{3} B H \sqrt{\frac{2}{3} gH} = 1.7 BH^{3/2} \quad (3.2)$$

donde  $B$  es el ancho del cauce en m,  $g$  es la aceleración de la gravedad en  $m/s^2$ ,  $H$  es la carga sobre el vertedor (véase figura 3.8) en m y  $Q$  es el gasto

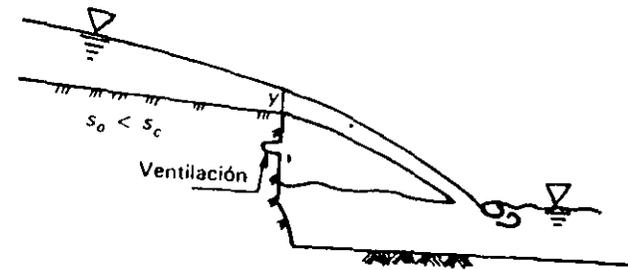


Figura 3.9

en m<sup>3</sup>/s. Para que el dispositivo de la figura 3.8 tenga un buen funcionamiento, se recomienda que:

$$3 < \frac{L}{H} < 4 \quad (3.3)$$

$$\sigma < 0.8 H \quad (3.4)$$

Otra manera de provocar la formación de un tirante crítico es cuando la topografía permite disponer de una caída libre (véase figura 3.9); en este caso el gasto se calcula con el tirante medido justo en la caída y:

$$Q = 1.65By \sqrt{gy} \quad (3.5)$$

donde  $y$  está en m,  $g$  en m/s<sup>2</sup>,  $B$  en m y  $Q$  en m<sup>3</sup>/s.

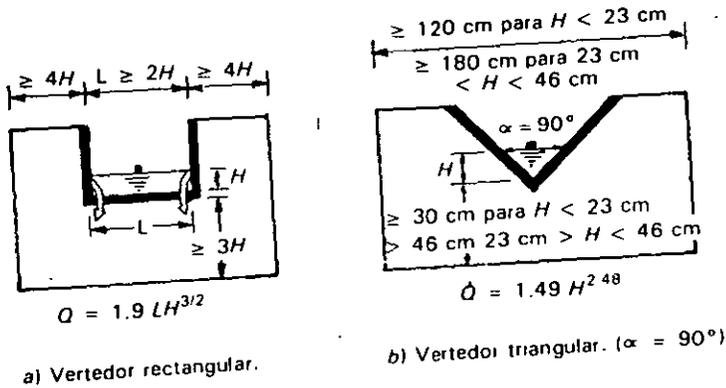
Los vertedores de pared delgada recomendables para realizar aforos son el triangular con ángulo de 90° para gastos pequeños (de 0 a 100 l/s) y el rectangular para gastos mayores (de 100 a 1 000 l/s) (véase figura 3.10).

Si se usa un vertedor rectangular con las dimensiones especificadas en la figura 3.10a, el gasto se calcula como:

$$Q = 1.9L H^{3/2} \quad (3.6)$$

y con un vertedor triangular como el de la figura 3.10b, el gasto es:

$$Q = 1.49 H^{2.48} \quad (3.7)$$



a) Vertedor rectangular.

b) Vertedor triangular. ( $\alpha = 90^\circ$ )

Figura 3.10 Vertedores de pared delgada.

Aforo

En las ecuaciones 3.6 y 3.7  $H$  es la carga sobre la cresta del vertedor en m, medida a una distancia de cuando menos  $4H$  aguas arriba de la cresta;  $L$  es la longitud de la cresta en m (ecuación 3.6) y  $Q$  es el gasto en m<sup>3</sup>/s.

El método de las secciones de control es el más preciso de todos para el aforo, pero presenta algunos inconvenientes. En primer lugar, es relativamente costoso y, en general, sólo se puede usar cuando los gastos no son muy altos. En el caso de los estrechamientos se restringe el transporte de objetos arrastrados por la corriente y la sección puede obstruirse. Un inconveniente de los vertedores es que generan un remanso aguas arriba de la sección. Por ello, este método es adecuado en ríos pequeños, cauces artificiales (como por ejemplo canales de riego) o cuencas experimentales.

3.3.2 Relación sección-pendiente

Este método se utiliza para estimar el gasto máximo que se presentó durante una avenida reciente en un río donde no se cuenta con ningún otro tipo de aforos. Para su aplicación se requiere solamente contar con topografía de un tramo del cauce y las marcas del nivel máximo del agua durante el paso de la avenida. Según la fórmula de Manning, la velocidad es:

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} \quad (3.8)$$

donde  $R$  = radio hidráulico,  $S_f$  = pendiente de la línea de energía específica y  $n$  = coeficiente de rugosidad. Además, de la ecuación de continuidad se tiene que:

$$Q = v A \quad (3.9)$$

donde  $A$  es el área hidráulica.

Aplicando la ecuación de Bernoulli (referencia 3.4) entre los extremos inicial y final del tramo (véase figura 3.11) resulta:

$$z_1 + y_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f \quad (3.10)$$

De las ecuaciones 3.9 y 3.10 se obtiene:

$$h_f = \Delta y + \frac{Q^2}{2g} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (3.11)$$

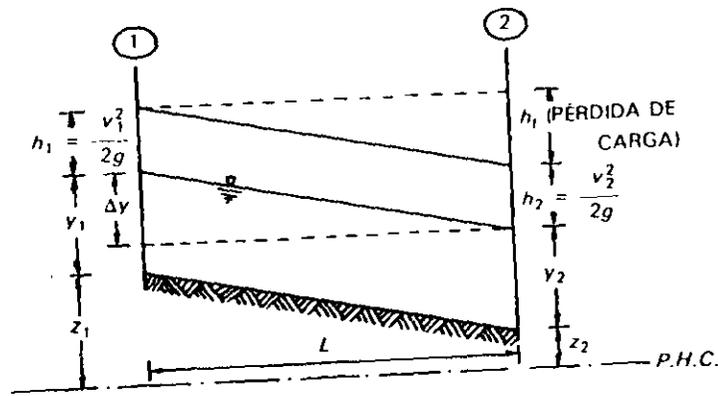


Figura 3.11

donde  $\Delta y = (z_1 + y_1) - (z_2 + y_2) =$  diferencia en elevación de las marcas del nivel máximo del agua en los extremos del tramo. Para tomar en cuenta las pérdidas locales conviene escribir la ecuación 3.11 en la forma:

$$h_f = \Delta y + \frac{Q^2}{bgL} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (3.12)$$

donde  $b = 2$  si  $A_1 > A_2$  y  $b = 4$  si  $A_2 > A_1$   
 Utilizando las ecuaciones 3.8 y 3.9 se puede escribir:

$$Q = \frac{A}{n} R^{2/3} S_f^{1/2} = \bar{K}_d S_f^{1/2} \quad (3.13)$$

donde  $\bar{K}_d = \frac{AR^{2/3}}{n}$  es el coeficiente de conducción medio en el tramo que puede calcularse como el promedio geométrico de los coeficientes de conducción en los extremos del mismo:

$$\bar{K}_d = \sqrt{K_{d1} K_{d2}}; K_{di} = \frac{A_i R_i^{2/3}}{n_i} \quad (3.14)$$

Utilizando las ecuaciones 3.12 y 3.13 y tomando en cuenta que  $h_f = S_f L$ , se obtiene:

$$\frac{Q^2}{\bar{K}_d^2} = \frac{\Delta y}{L} + \frac{Q^2}{bgL} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right) \quad (3.15)$$

despejando Q:

$$Q = \frac{\sqrt{\Delta y/L}}{\sqrt{\frac{1}{\bar{K}_d^2} - \frac{1}{bgL} \left( \frac{1}{A_1^2} - \frac{1}{A_2^2} \right)}} \quad (3.16)$$

Con la ecuación 3.16 es posible estimar el gasto de pico de una avenida si se conocen las marcas del nivel máximo del agua en las márgenes, la rugosidad del tramo y la topografía del mismo.

### 3.3.3 Relación sección-velocidad

Este es el método más usado en México para aforar corrientes. Consiste básicamente en medir la velocidad en varios puntos de la sección transversal y después calcular el gasto por medio de la ecuación de continuidad 3.9.

La velocidad del flujo en una sección transversal de una corriente tiene una distribución como la que se muestra en la figura 3.12.

Para determinar el gasto no es suficiente entonces medir la velocidad en un solo punto, sino que es necesario dividir la sección transversal del cauce en varias subsecciones llamadas *dovelas*. El gasto que pasa por cada dovela es:

$$q_i = a_i v_{mi} \quad (3.17)$$

donde  $a_i$  es el área de la dovela  $i$  y  $v_{mi}$  es la velocidad media en la misma dovela.

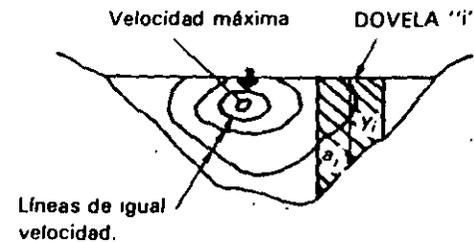


Figura 3.12

La velocidad media  $v_m$  se puede tomar como la medida a una profundidad de  $0.6 y_i$  aproximadamente, donde  $y_i$  es el tirante medido al centro de la dovela (véase figura 3.12) cuando  $y_i$  no es muy grande; en caso contrario, conviene tomar al menos dos medidas a profundidades de  $0.2 y_i$  y  $0.8 y_i$ ; así la velocidad media es:

$$v_m = \frac{v_{20} + v_{80}}{2} \quad (3.18)$$

donde  $v_{20}$  y  $v_{80}$  son las velocidades medidas a  $0.2 y_i$  y  $0.8 y_i$  respectivamente. Cuando  $y_i$  es muy grande, puede ser necesario tomar tres o más lecturas de velocidad en la dovela. Es recomendable, además, medir la profundidad de cada dovela cada vez que se haga un aforo. Entonces, el gasto total será:

$$Q = \sum_{i=1}^n q_i \quad (3.19)$$

donde  $n$  es el número de dovelas.

La velocidad se mide con unos aparatos llamados molinetes (véase figura 3.13) que tienen una hélice o rueda de aspas o copas que gira impulsada por la corriente y, mediante un mecanismo eléctrico, transmiten por un cable el número de revoluciones por minuto o por segundo con que gira la hélice. Esta velocidad angular se traduce después a velocidad del agua usando una fórmula de calibración que previamente se determina para cada aparato en particular.

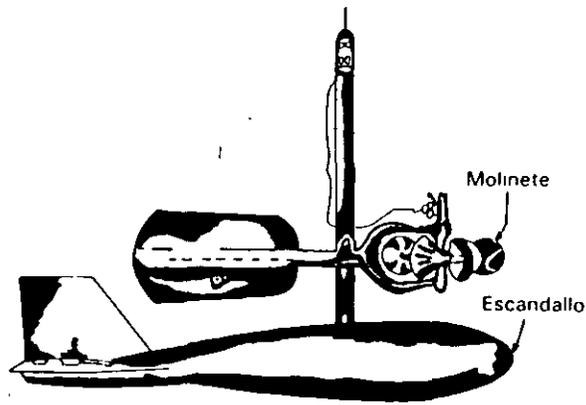


Figura 3.13

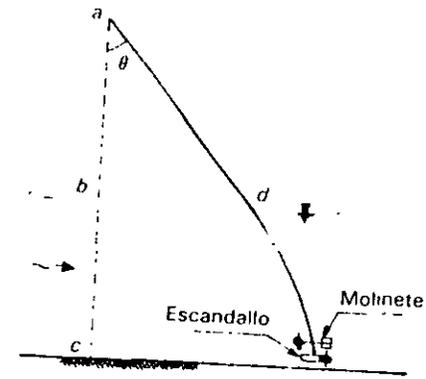


Figura 3.14

Para que el molinete pueda colocarse a la profundidad deseada se fija a un peso hecho de plomo y con forma hidrodinámica, llamado escandallo (véase figura 3.13). La posición que adopta el molinete con el escandallo se muestra en la figura 3.14. La profundidad a la que se hace la medición se calcula usando la fórmula (véase figura 3.14):

$$\overline{bc} = (1 - K) \overline{de} \quad (3.20)$$

donde  $K$  es un coeficiente de corrección que se calcula en función del ángulo  $\theta$  (véase figura 3.14) mediante la tabla 3.2.

Al hacer mediciones con este método conviene seguir los siguientes pasos (referencia 3.5):

- Medir la distancia  $\overline{ab}$ .
- Sumergir el escandallo hasta que toque el fondo del río y medir  $\overline{ae}$ .
- Calcular  $\overline{ad}$  como  $\overline{ab} \sec \theta$ .
- Restar  $\overline{ad}$  de  $\overline{ae}$  para obtener  $\overline{de}$ .
- Multiplicar  $\overline{de}$  por  $(1 - K)$  (ecuación 3.20) para obtener  $\overline{bc}$ .

El punto  $a$  donde se coloca el operador para hacer el aforo puede estar situado en un puente o en una canastilla suspendida de un cable.

En algunos casos se aceptan aforos hechos desde un bote, aunque este método no es muy recomendable debido a que se perturba el flujo y el bote es arrastrado por la corriente, impidiendo que el aforo se haga en una sección transversal a la dirección del flujo. Por otra parte, las mediciones desde puen-

Tabla 3.2

$\theta^\circ$	$K$
4	0.0006
6	0.0016
8	0.0032
10	0.0050
12	0.0072
14	0.0098
16	0.0128
18	0.0164
20	0.0204
22	0.0248
24	0.0296
26	0.0350
28	0.0408
30	0.0472
32	0.0544
34	0.0620
36	0.0698

tes son más recomendables cuando éstos son de un solo claro, pues las pilas o pilotes dentro del cauce producen distorsiones en las líneas de corriente, lo que puede introducir errores de consideración en los aforos.

El principal inconveniente de este método es que cada aforo toma un tiempo relativamente largo (del orden de una hora o más en algunos casos), por lo que durante una avenida se pueden hacer sólo unas cuantas mediciones, lo que podría no ser suficiente para conformar todo el hidrograma y menos aún determinar el pico. Este problema se puede disminuir si se dibujan curvas de elevación del nivel del agua contra el gasto, permitiendo, con ayuda de un registro continuo de niveles en la sección, determinar el gasto en cualquier instante.

### 3.3.4 Otros métodos

Existen otros métodos con los que es posible realizar aforos. Uno de ellos es el de trazadores, que consiste en soltar una cantidad conocida de partículas fluorescentes, radiactivas, etc., en una sección situada a una cierta distancia aguas arriba de la sección de aforos para medir el tiempo que tardan en llegar a la última. Esto se puede hacer visualmente, con contadores de radiactividad o con algún otro procedimiento, dependiendo del tipo de partículas usadas. Este y otros métodos aún se encuentran en la etapa de experimentación y su uso todavía está limitado en la práctica.

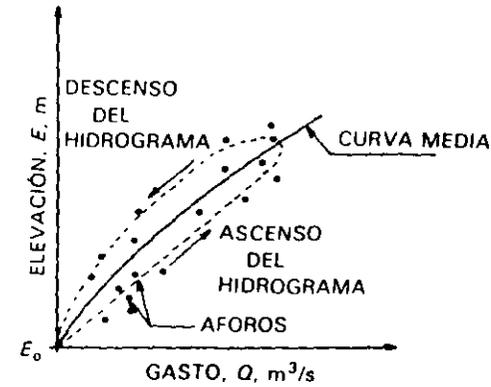


Figura 3.15 Curva elevaciones-gastos

### 3.3.5 Curvas elevaciones-gastos

Una curva elevaciones-gastos relaciona la elevación de la superficie libre del agua con el gasto que pasa por la sección, y se construye con datos obtenidos de varios aforos. En general, la sección de aforos del río no es una sección de control, por lo que la relación tirantes-gastos no es única. En la figura 3.15 se muestra una curva elevaciones-gastos típica. La histéresis —es decir, el diferente comportamiento que observa la elevación de la superficie libre del agua cuando el gasto aumenta y cuando disminuye— que se muestra en la curva de la figura 3.15 se debe a que la pendiente hidráulica del flujo es mayor durante el ascenso de los hidrogramas que durante el descenso. Se acostumbra ajustar los puntos medidos a una curva media que tiene una ecuación del tipo:

$$Q = C(E - E_0)^n \quad (3.21)$$

donde  $E_0$  es la elevación para la que el gasto es nulo y  $C$  y  $n$  son dos constantes que se determinan, por ejemplo, obteniendo logaritmos de la ecuación 3.21 y luego aplicando el método de mínimos cuadrados (véase apéndice B).

En la mayoría de los ríos, la forma de las secciones transversales cambia continuamente debido a los procesos de erosión y sedimentación, por lo que es conveniente realizar aforos con la frecuencia suficiente para contar en cualquier momento con una curva elevaciones-gastos actualizada. La variabilidad en el tiempo de la sección de aforos depende de varios factores: su forma, su situación con respecto a curvas y otras características del río y el material que forma el cauce, entre otras. Por ello, es difícil generalizar en cua

la frecuencia con que se deben hacer los aforos. En general, puede decirse que es necesario realizarlos por lo menos 5 ó 6 veces al mes, aunque algunas dependencias como la Comisión Federal de Electricidad y la Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos especifican un aforo diario.

Una vez conocida la curva elevaciones-gastos de la sección de aforos, es suficiente con determinar la elevación de la superficie libre del agua para conocer el gasto en cualquier momento. Dicha elevación se determina con alguno de los siguientes métodos:

- Limnómetro.** Es una regla graduada que se coloca en una de las márgenes del cauce, en la que normalmente se lee la elevación de la superficie cada dos horas en época de avenidas y cada 24 horas en época de estiaje. Dado que la hora en que ocurre el gasto máximo de una avenida puede no coincidir con alguna de las lecturas, conviene marcar el limnómetro con pintura soluble al agua, de manera que se pueda conocer el nivel máximo alcanzado por el río y, por lo tanto, el pico de la avenida.
- Peso suspendido de un cable.** Su uso es similar al del limnómetro (véase figura 3.16). La elevación del nivel del agua será, en este caso, igual a la elevación del punto desde donde se suspende el peso menos la longitud del cable.
- Limnógrafo.** Es un aparato automático con el que se obtiene un registro continuo de niveles (véase figura 3.17). Se coloca junto a la corriente, conectado mediante un tubo o zanja, o bien dentro de ella, por ejemplo, fijado a la pila de un puente cuando se estima que no hay peligro de que lo destruya la corriente durante una avenida o por los objetos arrastrados por el río. El aparato consta básicamente de un flotador unido a una plumilla que marca los niveles del agua en un papel fijado a un tambor que gira mediante un mecanismo de relojería (véase figura 3.17). El papel se cambia normalmente una vez al día, aunque esto se fija de acuerdo con la variabilidad del gasto con el tiempo. El registro de niveles contra el tiempo que se obtiene de un limnógrafo se llama *limnograma*.

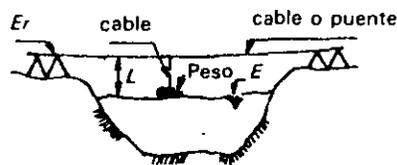


Figura 3.16

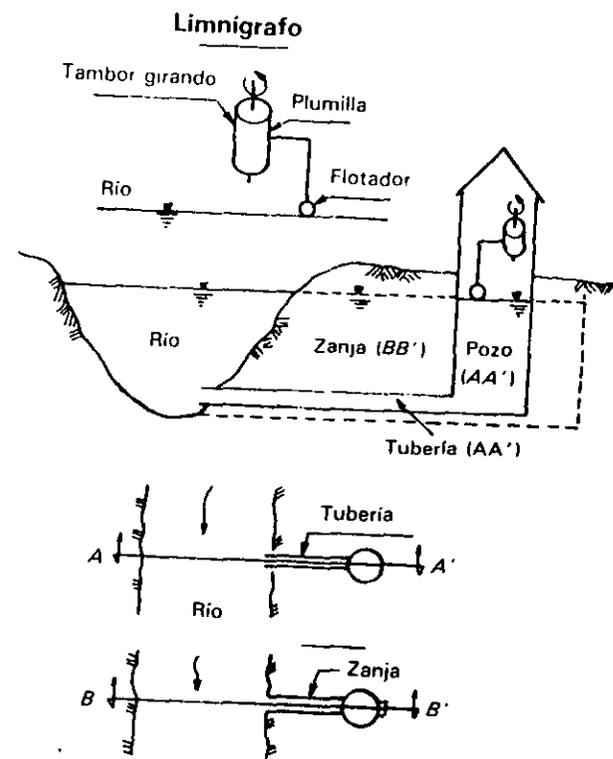


Figura 3.17 Colocación del limnógrafo

tro de niveles contra el tiempo que se obtiene de un limnógrafo se llama *limnograma*.

### 3.3.6 Condiciones que debe reunir una estación hidrométrica

La selección del sitio adecuado para instalar una estación hidrométrica (donde se miden gastos) debe tomar en cuenta las siguientes condiciones (referencia 3.3):

- Accesibilidad.** La estación debe ser accesible en cualquier tiempo y bajo cualquier condición, especialmente durante avenidas.
- Suficiencia.** La estación debe ser capaz de cubrir todo el rango de gastos que pueda ocurrir. El nivel mínimo de la zanja o tubería en el caso de los

limnógrafos y de la regla en el de los limnómetros, debe estar por debajo de la elevación correspondiente al gasto mínimo posible y la posición máxima del flotador o de la regla debe quedar arriba de la elevación correspondiente al gasto máximo posible.

- c) *Estabilidad.* La sección transversal del río donde se instale la estación debe estar en un tramo recto, lo más estable posible, de manera que las variaciones que tenga la curva elevaciones-gastos sean razonablemente pequeñas.
- d) *Permanencia.* La estación debe estar situada de tal manera que nunca sea destruida por una avenida. Una de las características más deseables de un registro es que sea continuo y que esté formado en un mismo sitio. Además, no debe estar afectado por tomas o desvíos, por lo que la estación debe situarse, en lo posible, aguas arriba de ellos.

## BIBLIOGRAFÍA

- 3.1 Domínguez, M.R. "Esgurrimento", Cap. A. 1.3. del *Manual de Diseño de Obras Civiles*. Comisión Federal de Electricidad, México, 1981.
- 3.2 Raudkivi, A.J. *Hydrology*. Pergamon Press, 1979.
- 3.3 Chow, V.T. (ed). *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw-Hill, 1964.
- 3.4 Chow, V.T. *Open Channel Hydraulics*. McGraw-Hill, 1966.
- 3.5 Wisler, C.O., Brater, E.F. *Hydrology*, 2nd. Ed., John Wiley & Sons, 1959.

# 4

## Evaporación y transpiración

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica es importante conocer, por un lado, la cantidad de agua que se pierde por evaporación en grandes depósitos, como presas, lagos o en sistemas de conducción, y, por otro, la cantidad de agua con que es necesario dotar a los distritos de riego, para determinar las fuentes y dimensiones de los sistemas de abastecimiento.

*Evaporación* es el proceso por el cual el agua pasa del estado líquido en que se encuentra en los almacenamientos, conducciones y en el suelo, en las capas cercanas a su superficie, a estado gaseoso y se transfiere a la atmósfera.

*Transpiración* es el agua que se despiden en forma de vapor de las hojas de las plantas. Esta agua es tomada por las plantas, naturalmente, del suelo.

*Evapotranspiración* es la combinación de evaporación y transpiración.

*Uso consuntivo* es la combinación de evapotranspiración y el agua que las plantas retienen para su nutrición. Esta última cantidad es pequeña en comparación con la evapotranspiración (aproximadamente representa sólo el 1%), por lo que los términos evapotranspiración y uso consuntivo se usan como sinónimos.

### 4.1 EVAPORACIÓN

La evaporación se produce básicamente por el aumento de energía cinética que experimentan las moléculas de agua cercanas a la superficie de un suelo húmedo o una masa de agua, producido por la radiación solar, el viento y las diferencias en presión de vapor.

# 6

## Precipitación

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones forman el punto de partida de la mayor parte de los estudios concernientes al uso y control del agua. En este capítulo se estudiarán dos aspectos fundamentales de la precipitación: por un lado, la manera en que se produce y algunos métodos con que se puede predecir dadas ciertas condiciones atmosféricas, para lo cual será necesario revisar algunos aspectos básicos de meteorología y, por otro, la manera en que se mide la precipitación y diversos criterios para el análisis, síntesis, corrección y tratamiento de los datos.

### 6.1 NOCIONES DE HIDROMETEOROLOGÍA

La *meteorología* es el estudio de todos los fenómenos atmosféricos. El estudio de los fenómenos relacionados con el agua atmosférica, que son los que interesan en la ingeniería hidrológica, se denomina *hidrometeorología*. Aun cuando está dentro de la meteorología, la hidrometeorología constituye por sí misma toda una ciencia, cuyo tratamiento ocuparía un volumen mayor que el presente, de manera que en este texto solamente es posible revisar unos cuantos conceptos básicos. A continuación se verán las definiciones y conceptos necesarios para el planteamiento de algunos modelos simples de lluvia.

#### 6.1.1 Definiciones

a) *Presión atmosférica*. Es el peso de la columna de aire que gravita sobre una unidad de área, dividido entre dicha unidad de área.

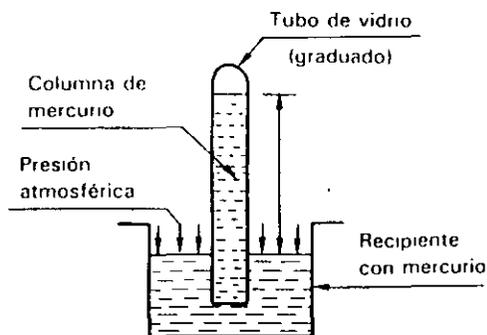


Figura 6.1 Experimento de Torricelli.

La presión atmosférica se mide normalmente con aparatos que usan el mismo principio que el de Torricelli (véase figura 6.1); entre mayor sea la presión atmosférica, mayor será la altura  $h$  de la columna que se alcance en el tubo. Al nivel del mar, esta columna alcanza una altura de aproximadamente  $h = 760$  mm de Hg. La altura  $h$  se usa como unidad de presión. Otras unidades de presión atmosférica muy usadas son el bar ( $1 \text{ bar} = 760 \text{ mm Hg}$ ), la atmósfera ( $1 \text{ atm} = 1.033 \text{ kg/cm}^2$ ) y el  $\text{kg/cm}^2$ . Un bar se define como la presión que existe en promedio al nivel del mar, con una temperatura de  $0^\circ\text{C}$ . Existe una convención internacional que estipula que la presión estándar o de referencia sea la que se tiene al nivel del mar y con una temperatura de  $15^\circ\text{C}$  (referencia 6.1), que es de  $1013.2 \text{ mb}$  ( $1 \text{ bar} = 1000 \text{ mb}$ ,  $\text{mb} = \text{milibares}$ .)

La presión varía con la altitud a razón de aproximadamente  $1 \text{ mb}$  por cada  $10 \text{ m}$ , o más exactamente en la forma:

$$p = 1013.2 \left[ \frac{288 - 0.0065z}{288} \right]^{5.256} \quad (6.1)$$

donde  $z =$  altitud sobre el nivel del mar en  $\text{m}$  y  $p =$  presión en  $\text{mb}$ .

b) *Presión de vapor.* La atmósfera está formada por una gran cantidad de elementos, como son hidrógeno, oxígeno, dióxido de carbono, etc. Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, el componente más importante es, desde luego, el agua, en forma sólida, líquida y, especialmente, gaseosa, a pesar de que el agua líquida y el hielo juntos no pasan, en promedio, del 1% del volumen de la atmósfera y el vapor de agua no representa más del 4%.

La cantidad de vapor de agua contenida en el aire se expresa como la presión que ejercería si todos los otros gases estuvieran ausentes, esto es, como

el peso de una columna de vapor por unidad de área, al cual se conoce como *presión de vapor*. Para una temperatura y presión dadas, siempre hay una cantidad máxima de vapor por unidad de volumen que puede existir sin condensarse, es decir, sin pasar al estado líquido. Cuando una masa de aire contiene esta cantidad máxima de vapor, se dice que está *saturada* y la temperatura existente en ese momento se denomina *punto de rocío*.

La *presión de vapor de saturación* es la presión de vapor que existe en una masa de aire cuando está saturada. Se puede relacionar con la presión de vapor que se tiene en un momento dado mediante la ecuación (referencia 6.1):

$$e_d = e_w - 0.00066 p (T_a - T_w) (1 + 0.00115 T_w) \quad (6.2)$$

donde  $e_d$  es la presión de saturación correspondiente a un punto de rocío  $T_d$ ;  $T_a$  es la temperatura real del aire, medida con un termómetro común (también llamado de *bulbo seco*);  $T_w$  es la temperatura medida con un termómetro que tiene el depósito de mercurio cubierto con una franela húmeda (o termómetro de *bulbo húmedo*), y  $e_w$  es la presión de vapor correspondiente.  $T_a$  se conoce normalmente como *temperatura de bulbo seco* y  $T_w$  como *temperatura de bulbo húmedo*. Las temperaturas se miden en  $^\circ\text{C}$  y las presiones en cualquier unidad.

c) *Humedad relativa.* Es la relación entre la presión de vapor real y la de saturación, expresada en porcentaje:

$$H_r = 100 \frac{e_a}{e_d} \quad (6.3)$$

donde  $e_a$  es la presión de vapor real,  $e_d$  es la presión de vapor de saturación y  $H_r$  es la humedad relativa en %.

La humedad relativa se mide por medio del higrógrafo, cuyo órgano sensible está constituido por un haz de cabellos de mujer joven y rubia, la longitud de los cuales varía sensiblemente con el grado de humedad (referencia 6.2). La humedad relativa se relaciona con la presión de vapor y la temperatura con la gráfica mostrada en la figura 6.2.

d) *Humedad absoluta.* Es la *masa* de vapor de agua contenida en una unidad de volumen de aire:

$$\rho_v = \frac{\text{masa de vapor}}{\text{volumen de aire}} = \frac{M_v}{V} \quad (6.4)$$

donde  $\rho_v$  es la humedad absoluta, también llamada *densidad de vapor* o *concentración de vapor*.

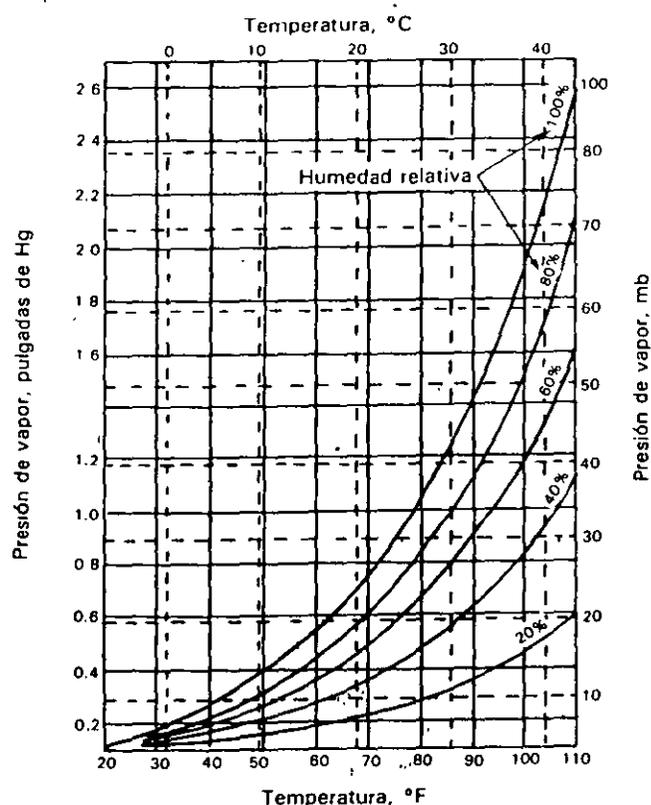


Figura 6.2

e) *Humedad específica*. Se define como la relación entre la masa de vapor y la de aire húmedo (aire + vapor):

$$H_s = q = \frac{M_v}{M_a + M_v} = \frac{\rho_v}{\rho_a + \rho_v} = \frac{\rho_v}{\rho} \quad (6.5)$$

donde  $H_s$  o  $q$  es la humedad específica,  $M_a$  es la masa del aire seco,  $\rho_a$  es la densidad del aire seco y  $\rho$  es la densidad del aire húmedo.

### 6.1.2 Contenido de vapor de la atmósfera. Agua precipitable

Para que se formen las nubes, el agua que se evapora de la superficie terrestre debe elevarse hasta que la presión y la temperatura sean las necesarias para

que exista condensación (véase figura 6.2), es decir, hasta que se pueda alcanzar el punto de rocío. Cuando una masa de aire asciende, se ve sujeta a una presión gradualmente decreciente; entonces se expande y, al expandirse, en virtud de las leyes de los gases, disminuye su temperatura (ver, por ejemplo, referencia 6.3). Si la temperatura disminuye lo suficiente como para quedar por abajo del punto de rocío, puede comenzar la condensación. Esta tiene lugar al unirse varias de las pequeñas gotas que forman las nubes (cuyo diámetro está entre 5 y 100  $\mu$ ) para formar gotas más grandes; sin embargo, para que esta unión se verifique en cantidades significativas sin la intervención de otros elementos, es necesario que la supersaturación (temperaturas más bajas del punto de rocío) sea mayor de la que normalmente se produce en la atmósfera; en esas condiciones se tendrán núcleos de condensación (unión de varias gotitas) uniformes. En realidad, estos núcleos se forman, con las condiciones de supersaturación comunes, alrededor de corpúsculos de naturaleza mineral u orgánica presentes en la atmósfera y provenientes de erosión orográfica, humos de combustiones naturales o artificiales, polen y, en lugar destacado, cristales de sal marina, que se encuentran incluso en sitios ubicados a gran distancia del mar. De esta manera se forman gotas más grandes (con diámetros de 100 a 500  $\mu$ ) que tienen ya suficiente peso para caer bajo la acción de la fuerza de gravedad. Durante su caída las gotas crecen aún más en virtud de su coalescencia, con lo que pueden alcanzar diámetros de 5 a 7 mm o mayores.

En la ingeniería hidrológica interesa la cantidad de vapor de agua contenida en la atmósfera sobre un lugar determinado y, en especial, la cantidad de lluvia que puede generarse de ese vapor. La masa total de vapor de agua existente en una columna de aire de área unitaria y altura  $z$  se llama agua precipitable y se calcula, de acuerdo con la ecuación 6.4, como:

$$W = \int_0^z \rho_v dz \quad (6.6)$$

Si se acepta que la presión varía hidrostáticamente, esto es,  $dp = -\rho g dz$ ,

$$W = - \int_{p_0}^p \frac{\rho_v}{\rho g} dp \quad (6.7)$$

De la definición de humedad específica (ecuación 6.5):

$$W = \frac{1}{g} \int_p^{p_0} q dp \quad (6.8)$$

En la ecuación 6.8,  $p$  está en unidades de  $[FL^{-2}]$  y  $W$  resulta en unidades de  $[ML^{-2}]$ ; si, como es común,  $p$  está en mb y se desea que  $W$  esté en unidades de volumen/área, es decir, de longitud o lámina, la ecuación 6.8 es

$$W = 10 \int_p^{p_0} q \, dp \quad (6.9)$$

donde  $p$  está en mb,  $q$  en kg/kg y  $W$  en mm.

Con la ecuación 6.9 es posible calcular el agua precipitable si se dispone de datos de humedad específica a diferentes altitudes o niveles de presión, como se muestra en el siguiente ejemplo.

**Ejemplo 6.1.** Un globo de sondeos meteorológicos registró las humedades específicas mostradas en la columna 3 de la tabla 6.1 a las altitudes señaladas en la columna 2. Obtener la lámina de agua precipitable que existe: a) entre 0 y 1 000 m, b) entre 0 y 10 000 m y c) entre 2 500 y 7 500 m.

**Solución:**

La presión (columna 4) se calcula en función de la altitud  $z$  usando la ecuación 6.1. El agua precipitable entre dos altitudes  $z_{n0}$  y  $z_{n1}$  se determina mediante la siguiente aproximación a la ecuación 6.9 (véase figura 6.3):

$$W = 10 \sum_{n=n_0}^{n_1} \frac{q_n + q_{n+1}}{2} (p_n - p_{n+1}) \quad (6.10)$$

Tabla 6.1

(1) $n$	(2) $z_n, m$	(3) $q_n, kg/kg$	(4) $p_n, mb$	(5) $p_n - p_{n+1}$	(6) $\frac{q_n + q_{n+1}}{2}$	(7) $10 (5 \times 6)$
1	0	0.0142	1 013.2	114.2	0.0133	15.19
2	1 000	0.0124	899.0	152.0	0.0110	16.64
3	2 500	0.0095	747.0	81.0	0.0083	6.72
4	3 400	0.0070	666.0	201.0	0.0067	13.46
5	6 100	0.0063	465.0	33.0	0.0060	4.98
6	7 500	0.0056	382.0	41.0	0.0047	1.93
7	8 300	0.0038	341.0	43.0	0.0028	1.23
8	9 200	0.0017	298.0	34.0	0.0010	0.34
9	10 000	0.0002	264.0			

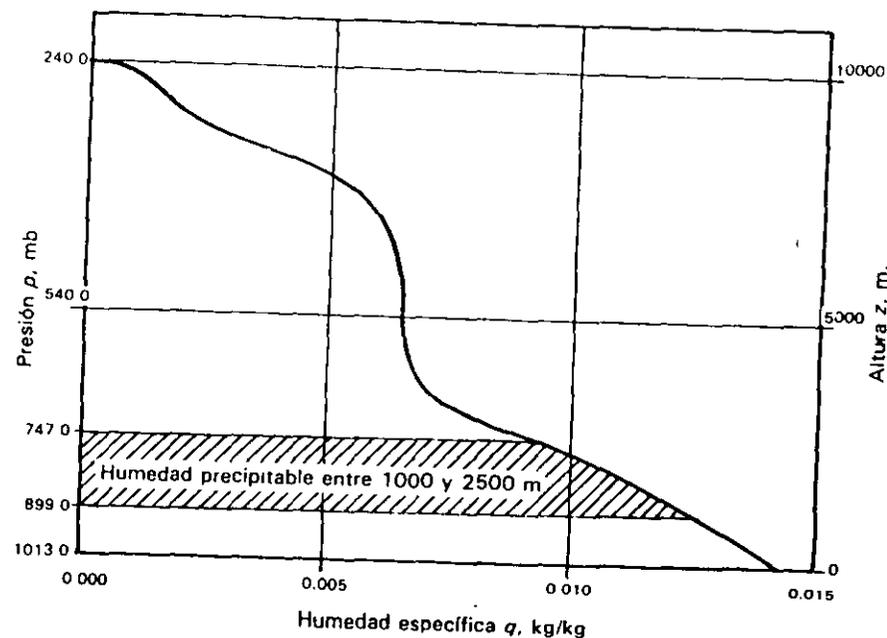


Figura 6.3

En la columna 7 de la tabla 6.1 se han calculado las láminas de agua precipitable entre cada dos altitudes sucesivas. De los valores de esta columna y la ecuación 6.10 se obtiene:

- a)  $W(0, 1000) = 15.19$  mm
- b)  $W(0, 10000) = 60.49$  mm
- c)  $W(2500, 7500) = 41.88$  mm

Desafortunadamente, es difícil que se tengan a la mano datos de sondeos meteorológicos, por lo que la lámina precipitable  $W$  debe estimarse usando mediciones en la superficie terrestre, que son más fáciles de obtener. Los datos que se usan en este caso son los de punto de rocío en la superficie  $T_d$ . Si se cuenta con este dato, la lámina precipitable se estima suponiendo un estado de saturación, con lo que es posible usar datos estandarizados como los de la gráfica de la figura 6.4. Para usar esta gráfica se deben seguir los contornos de las líneas de  $T_d$ ; lo mismo sucede si se usa con la altitud, pero si se usan presiones, se debe referir horizontalmente.

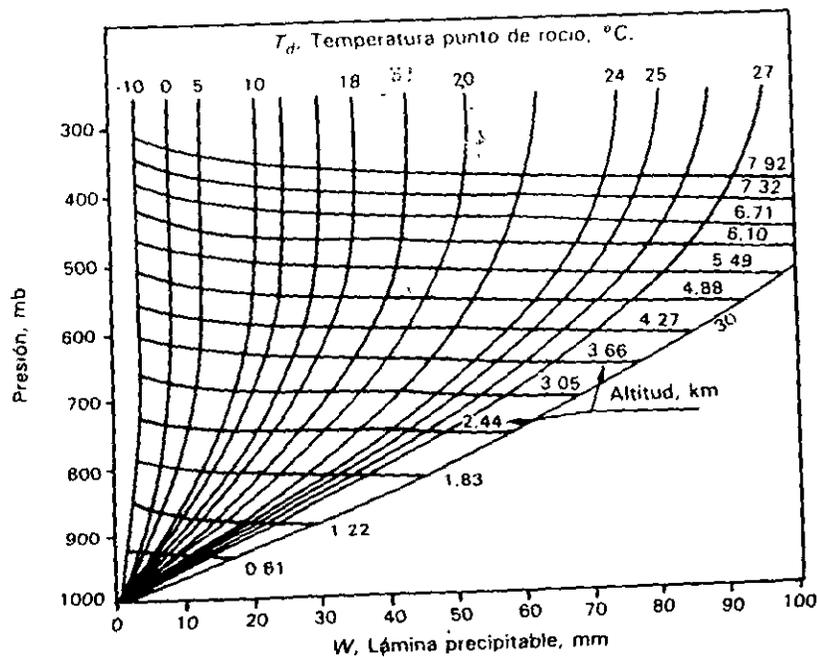


Figura 6.4

Así, por ejemplo, si se tiene  $T_d = 20^\circ\text{C}$  y  $p = 700$  mb,  $W$  resulta ser de 35 mm; para un punto de rocío de  $5^\circ\text{C}$  y  $z = 3.66$  km,  $W$  es de 12.5 mm. Con la tabla 6.2 también es posible calcular  $W$  en función de la altitud.

El punto de rocío con el que se usan la figura 6.4 y la tabla 6.2 está referido al nivel del mar (1 000 mb). Cuando el dato de punto de rocío está tomado a una altitud diferente, es necesario corregirlo usando la figura 6.4a.

### 6.1.3 Vientos

El viento es aire en movimiento. Su velocidad se mide mediante *anemómetros* o *anemógrafos* y su dirección por medio de *veletas*.

Las unidades en que se expresa la velocidad del viento más comunes son km/h, m/s o nudos (1 nudo = 0.526 m/s). Generalmente, se le llama "viento" sólo al componente horizontal del movimiento del aire, pues el vertical casi siempre es muy pequeño.

Tabla 6.2 Agua precipitable (mm) entre la superficie (1 000 mb) y la altitud indicada, como función del punto de rocío ( $^\circ\text{C}$ ) a 1 000 mb

Altitud (m)	Punto de rocío a los 1 000 mb, en $^\circ\text{C}$						
	0	5	10	15	20	25	30
200	1	1	2	2	3	4	6
400	2	3	4	5	6	9	12
600	3	4	5	7	10	13	17
800	3	5	7	9	13	17	22
1 000	4	6	8	11	15	21	23
1 400	5	7	10	15	20	28	37
1 800	6	9	12	18	25	34	46
2 000	6	10	13	19	27	37	50
2 400	7	10	15	22	31	43	57
2 800	7	11	16	24	34	48	65
3 000	8	11	17	25	35	50	68
3 400	8	12	18	26	38	54	74
3 800	8	12	19	28	41	58	80
4 000	8	12	19	28	42	60	83
5 000	8	13	20	31	46	67	94
6 000	8	13	21	32	49	72	103
7 000	8	14	21	33	51	76	110
8 000	8	14	21	33	52	78	115
9 000	8	14	21	33	52	80	118
10 000		14	21	33	52	80	121
11 000			21	33	52	81	122
12 000				33	52	81	123
13 000					52	81	124
14 000					52	81	124
15 000						81	124

#### 6.1.3.1 Fuerzas que producen los vientos

Las fuerzas que producen los vientos son fundamentalmente: la de presión, debida a la rotación de la Tierra (Coriolis), la centrípeta o ciclostrofica y la de fricción. A continuación se describe brevemente cada una de estas fuerzas y las relaciones entre ellas.

##### a) Fuerzas de presión.

Las diferencias de presión entre dos puntos cualesquiera de la atmósfera producen vientos, del mismo modo que la diferencia de presión en dos puntos de seno de un líquido produce una corriente (véase figura 6.5).

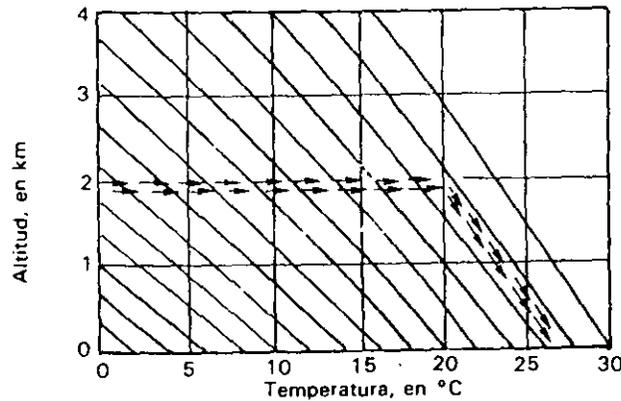


Figura 6.4a Diagrama para ajustar los valores de punto de rocío, refiriéndolos al nivel del mar (1 000 mb).

La presión se mide, como todas las demás variables atmosféricas, cada tres horas en todos los observatorios del mundo. Con estas mediciones se dibujan mapas de isobaras o líneas que unen puntos de igual presión. Es común dibujar las isobaras a cada cuatro mb (véase figura 6.6).

Si se toma el elemento sombreado de la figura 6.6 (véase figura 6.7), de la segunda ley de Newton se tiene:

$$F = ma = m \frac{dv}{dt} \tag{6.11}$$

pero la fuerza actuando sobre el elemento es:

$$F = (p_2 - p_1) \Delta z \Delta y \tag{6.12}$$

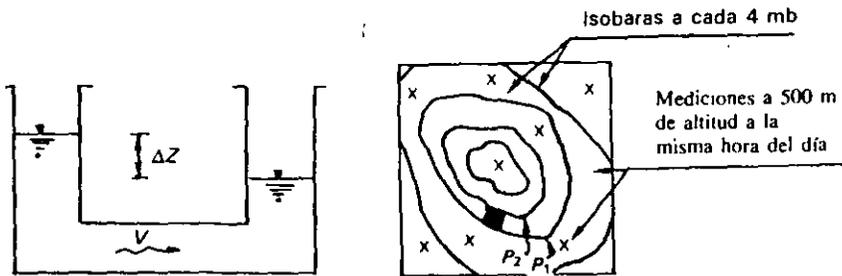


Figura 6.5

Figura 6.6

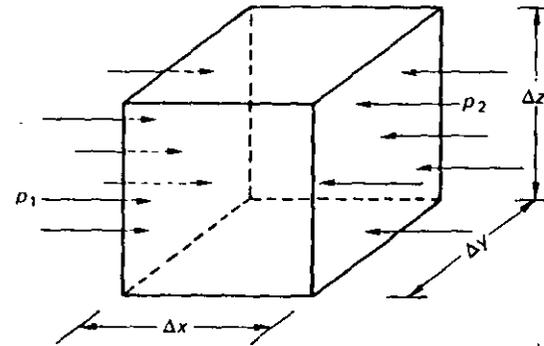


Figura 6.7

y la masa del mismo es:

$$m = \rho \Delta x \Delta y \Delta z \tag{6.13}$$

donde  $\rho$  es la densidad.

Sustituyendo (6.12) y (6.13) en (6.11) y simplificando, se obtiene:

$$\frac{dv}{dt} = \frac{1}{\rho} \frac{p_2 - p_1}{\Delta x} = \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx}$$

La aceleración del viento debida al gradiente de presiones es entonces:

$$B = \frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} \tag{6.14}$$

b) Fuerza debida a la rotación de la Tierra (Coriolis).

Si se traza una línea a velocidad constante de arriba hacia abajo en un trozo de madera que se mueve de izquierda a derecha con una velocidad también constante, la línea trazada será una línea recta (véase figura 6.8 a). En

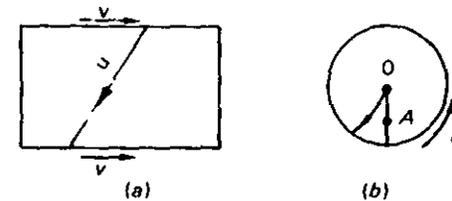


Figura 6.8

cambio, si se intenta hacer lo mismo del centro al borde de un disco que gira con una velocidad angular constante, la línea trazada será siempre curva (véase figura 6.8b).

Esto se debe a que la velocidad lineal varía a lo largo del radio del disco, al contrario de lo que sucede en el caso del trozo de madera. Si un observador está situado en un punto como el A, girando con el disco, pensaría que existe alguna fuerza desviadora que produce que la trayectoria se desvíe de una línea recta. Lo mismo sucede con la Tierra; si un proyectil se lanza hacia el ecuador, siempre se desvía hacia la derecha en el hemisferio norte y hacia la izquierda en el hemisferio sur. A la fuerza imaginaria que produce esta desviación se le llama *de Coriolis*. La aceleración asociada a dicha fuerza es (referencia 6.1):

$$G = 2 v \omega \sin \phi \quad (6.15)$$

donde

$v$  = velocidad del viento, m/s.

$\omega$  = velocidad angular de rotación de la Tierra, rad/s;  $\omega = 7.272 \times 10^{-5}$  rad/s.

$\phi$  = latitud.

c) Fuerza centrípeta.

Esta fuerza se desarrolla cuando el viento tiene una trayectoria curva, como en el caso de los ciclones. Su aceleración es:

$$C = \frac{v^2}{r} \quad (6.16)$$

donde  $r$  es el radio de curvatura de la trayectoria. Para fines prácticos,  $r$  se puede tomar como el radio de curvatura de las isobaras.

d) Fuerza debida a la fricción.

La fuerza producida por la fricción actúa en sentido contrario a la dirección del viento y su magnitud depende de la naturaleza de la superficie de la Tierra. En general, esta fuerza es muy pequeña en comparación con las demás, y puede despreciarse, especialmente, en altitudes mayores de unos 600 m.

### 6.1.3.2 Relaciones entre las fuerzas

Si el flujo del aire es tal que se puede despreciar la fricción, y las isobaras son aproximadamente rectas, de tal modo que el radio de curvatura de la trayectoria del viento es infinito, en estado de equilibrio se tiene que:

$$\left. \begin{aligned} F &= C = 0 \\ B &= G \end{aligned} \right\} \quad (6.17)$$

Un viento generado en estas condiciones se llama *viento geostrófico*. De las ecuaciones 6.14, 6.15 y 6.17 se puede escribir:

$$\frac{1}{\rho} \frac{dp}{dx} = 2 v \omega \sin \phi$$

es decir:

$$v = \frac{1}{2\rho\omega \sin \phi} \frac{\Delta p}{\Delta x} \quad (6.18)$$

que es la velocidad del viento geostrófico.

Cuando la fricción es despreciable, pero las isobaras son curvas, el componente ciclostrofico del viento es diferente de cero y entonces se tiene el llamado *viento gradiente*:

$$B = G + C \quad (6.19)$$

De la ecuación 6.15 se observa que las fuerzas de Coriolis son pequeñas en latitudes cercanas al ecuador. En estas latitudes es donde se producen las corrientes de aire de alta velocidad típicas de los ciclones tropicales, en las que sólo intervienen las fuerzas de presión y ciclostroficas. Al viento así generado se le llama *viento ciclostrofico*:

$$B = C \quad (6.20)$$

El *viento inercial* se produce cuando, además de la fricción, se puede despreciar la fuerza debida al gradiente de presiones y entonces:

$$G = C \quad (6.21)$$

En general, las cuatro fuerzas actúan combinadas en mayor o menor medida. Esto constituye el denominado *viento real*:

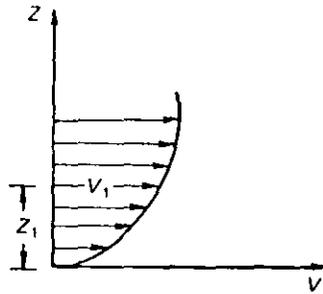


Figura 6.9 Velocidad del viento.

$$B = G + C + F \quad (6.22)$$

### 6.1.3.3 Variación de la velocidad del viento con la altura

En general, la velocidad del viento varía con la altura de manera exponencial (véase figura 6.9).

Esta variación se expresa de varias formas, entre las cuales la más utilizada es la siguiente:

$$\frac{v}{v_1} = \left( \frac{z}{z_1} \right)^k \quad (6.23)$$

donde  $v_1$  y  $z_1$  son una velocidad y una altitud de referencia, respectivamente. Con la ecuación 6.23 es posible estimar la velocidad del viento a cualquier altitud si se tienen mediciones de la misma en un punto cercano, por ejemplo, a la superficie terrestre. De observaciones experimentales, se ha encontrado que el valor de  $k$  varía entre  $1/7$  y  $1/5$  para un amplio rango de condiciones y que el valor más frecuente es  $k = 1/7$ , principalmente en alturas  $z_1$  de hasta unos 10 m.

### 6.1.4 Modelos de lluvia

Los modelos de lluvia son métodos con los cuales se aíslan los factores significativos en el proceso de precipitación y se extrapolan hasta sus extremos probables, de tal manera que se tenga una idea razonable de la máxima precipitación que puede caer en una zona dadas ciertas condiciones atmosféricas. Estos modelos son más aplicables a gran escala que a tormentas pequeñas, pues en las últimas los errores que inevitablemente se cometen en la estimación del flujo de humedad pueden llegar a ser considerables.

Los modelos de lluvia más simples son el de plano inclinado y el convergente. El primero describe, de modo simplificado, el proceso que se da en la producción de precipitación en tormentas orográficas o frontales, mientras que el segundo describe el que se verifica en el caso de tormentas convectivas o en el de las ciclónicas.

#### 6.1.4.1 Modelo de plano inclinado

El modelo de plano inclinado (véase figura 6.10) considera una masa de aire que tiene una lámina precipitable  $W_{12}$ , que entra a una cuenca rectangular de ancho  $X$  y largo  $Y$  con velocidad  $v_{12}$ . La masa de aire, después de elevarse uniformemente a lo largo de la cuenca hasta una altura  $\Delta h$ , sale de la misma con una velocidad  $v_{34}$  y una lámina precipitable  $W_{34}$ .

La masa ( $m$ ) que pasa por cualquier sección de altura  $\Delta z$  en un intervalo de tiempo  $\Delta t$  es:

$$\frac{m}{\Delta t} = \rho \Delta z X v = \frac{\gamma}{g} \Delta z X v \quad (6.24)$$

donde  $\rho$  = densidad del aire,  $\gamma$  = peso específico del mismo y  $g$  = aceleración de la gravedad. Si se acepta que la distribución de presiones es aproximadamente hidrostática, entonces:

$$\gamma \Delta z = \Delta p \quad (6.25)$$

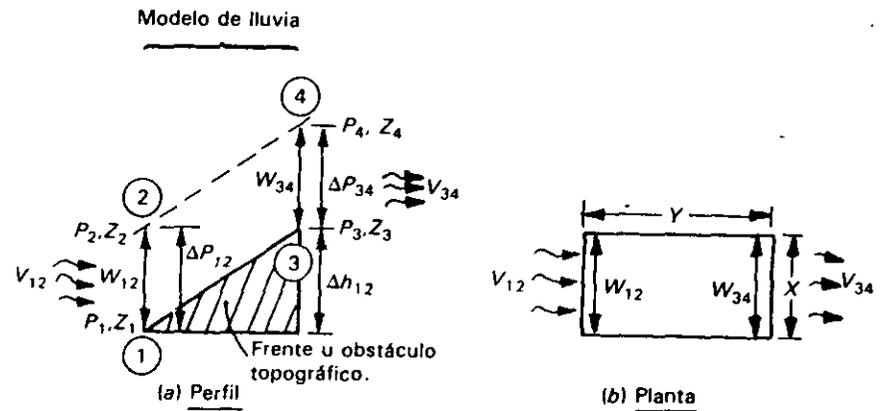


Figura 6.10

y de la ecuación 6.24 se tiene:

$$\frac{m}{\Delta t} = \frac{\Delta p}{g} X v \quad (6.26)$$

Por otra parte, del principio de conservación de masa se tiene que:

$$\frac{\text{masa que entra}}{\Delta t} - \frac{\text{masa que sale}}{\Delta t} = \frac{\text{masa almacenada}}{\Delta t} \quad (6.27)$$

La masa almacenada, es decir, la masa de la precipitación que se produce dentro del modelo, es muy pequeña en comparación con las de entrada y salida, por lo que se puede despreciar. La ecuación de continuidad de masa es, según las ecuaciones 6.26 y 6.27,...

$$\frac{\Delta p_{12}}{g} X v_{12} = \frac{\Delta p_{34}}{g} X v_{34}$$

Simplificando:

$$v_{34} = \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} v_{12} \quad (6.28)$$

Del mismo modo es posible establecer una ecuación de continuidad de humedad:

$$\frac{\text{humedad precipitable que entra}}{\Delta t} - \frac{\text{humedad precipitable que sale}}{\Delta t} = \frac{\text{humedad precipitada}}{\Delta t} \quad (6.29)$$

aunque, en este caso, la cantidad almacenada, que es la humedad que se precipita dentro del modelo, ya no es despreciable, por lo que debe conservarse en el análisis.

De la ecuación 6.29, se tiene:

$$W_{12} X v_{12} - W_{34} X v_{34} = \frac{W_p X Y}{\Delta t} = \frac{W_p A}{\Delta t} \quad (6.30)$$

donde  $W_{ij} X v_{ij}$  es la humedad precipitable que pasa por la sección  $ij$ ,  $W_p$  es la humedad precipitada en la cuenca y  $A$  es el área de la cuenca.

Sustituyendo la ecuación 6.28 en la 6.30 y reacomodando, se tiene:

$$\frac{W_p}{\Delta t} = \frac{X}{A} v_{12} \left[ W_{12} - W_{34} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} \right] \quad (6.31)$$

Con la ecuación 6.31 es posible calcular la precipitación total  $W_p$  que se tiene en una cuenca si las condiciones dadas en la figura 6.10 prevalecen du-

rante un tiempo  $\Delta t$ . Al cociente  $K = X/A$  se le llama *factor geométrico* o *constante de la cuenca* y es el que toma en cuenta la influencia de la geometría de la cuenca en la precipitación. La ecuación 6.31 también se puede escribir como:

$$\frac{W_p}{\Delta t} = K v_{12} W_{12} \left[ 1 - \frac{W_{34}}{W_{12}} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} \right] \quad (6.32)$$

El término entre paréntesis de la ecuación 6.32 se interpreta como la fracción del agua precipitable de entrada  $W_{12}$  que "se suelta" en la cuenca y se llama *factor de convergencia* o *de eficiencia*. Al factor:

$$W_e = W_{12} \left[ 1 - \frac{W_{34}}{W_{12}} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} \right]$$

se le llama *agua precipitable efectiva*. El término del lado izquierdo de las ecuaciones 6.31 y 6.32 es una lámina de lluvia por unidad de tiempo, que de aquí en adelante se llamará *intensidad de la lluvia*.

En este caso,  $i = W_p/\Delta t$  es una intensidad media que prevalece durante el tiempo en que se tienen las condiciones meteorológicas dadas en la figura 6.10. La ecuación 6.32 se puede escribir como:

$$i = K v_{12} W_e \quad (6.33)$$

En una cuenca real el factor geométrico  $K$  se calcula haciendo que  $X$  sea un lado de un rectángulo que circunscribe a la cuenca, perpendicular a la dirección del viento (véase figura 6.11).

Cabe aclarar que en este tipo de modelos se supone que la masa de aire es estable y que, por lo tanto, el ascenso de la misma es producido únicamente

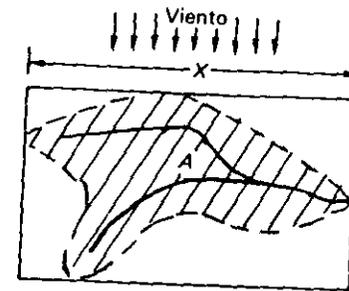


Figura 6.11

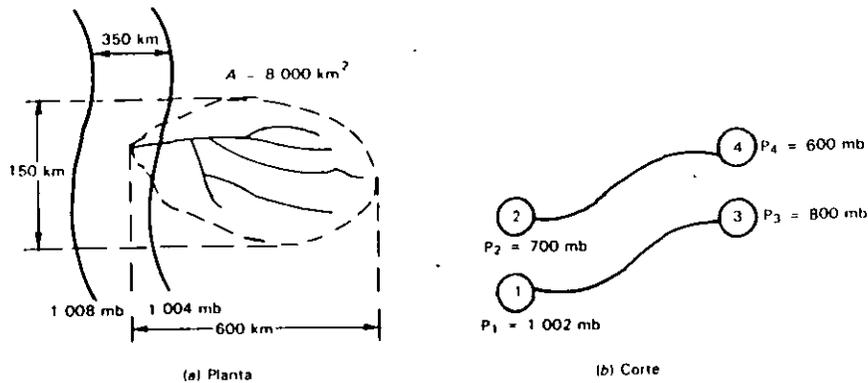


Figura 6.12

por la barrera frontal o topográfica. Este proceso es poco común en la naturaleza y produce lluvias leves. En general, las masas de aire se hacen inestables al elevarse y la precipitación se produce por una combinación de efectos convectivos y orográficos.

**Ejemplo 6.2.** Calcular la intensidad de precipitación y la altura total de precipitación en la cuenca de la figura 6.12, si se sabe que el viento de entrada es geostrofico. En el punto 1, el aire tiene una temperatura de bulbo seco de 25 °C y una humedad relativa del 40%. Estas condiciones meteorológicas prevalecen durante 4 h. La latitud aproximada es 20° N (λN = latitud norte).

**Solución**

De la ecuación 6.33 se tiene:

$$i = K v_{12} W_e$$

El factor geométrico es (véase figura 6.12):

$$K = \frac{X}{A} = \frac{150}{8000} = 0.019 / \text{km} = 19 \times 10^{-6} / \text{m}$$

Como el viento de entrada es geostrofico, su velocidad se calcula con la ecuación 6.18:

$$v_{12} = \frac{1}{\rho} \frac{1}{2 \omega \sin \phi} \frac{\Delta p}{\Delta x}$$

La densidad de la atmósfera internacional estándar al nivel del mar es.

$$\rho = 0.125 \frac{\text{kg s}^{-2}}{\text{m}^3}$$

la diferencia de presiones y la distancia entre isobaras son:

$$\Delta p = 4 \text{ mb} = 4 \times 10.19 \frac{\text{kg/m}^2}{\text{mb}} = 40.8 \text{ kg/m}^2$$

$$\Delta x = 350000 \text{ m}$$

y la velocidad es entonces:

$$v_{12} = \frac{1}{0.125} \frac{1}{2 \times 7.3 \times 10^{-5} \text{ sen}(20^\circ)} \frac{40.8}{350000} = 18.68 \text{ m/s}$$

El agua precipitable efectiva es:

$$W_e = W_{12} - W_{34} \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}}$$

De la figura 6.2, para  $T_a = 25^\circ\text{C}$  y  $H_r = 40\%$  el punto de rocío es  $T_d = 12^\circ\text{C}$ . Con este valor de  $T_d$  y los niveles de presión dados en la figura 6.12, es posible determinar las láminas de agua precipitable  $W_{12}$  y  $W_{34}$ , con ayuda de la figura 6.4. Estas láminas son:

$p_1 = 1002 \text{ mb}$	$W_1 = 0$
$p_2 = 700 \text{ mb}$	$W_2 = 19 \text{ mm}$
$p_3 = 800 \text{ mb}$	$W_3 = 14 \text{ mm}$
$p_4 = 600 \text{ mb}$	$W_4 = 23 \text{ mm}$

Por lo tanto:

$$W_{12} = W_2 - W_1 = 19 \text{ mm} = 0.019 \text{ m}$$

$$W_{34} = W_4 - W_3 = 9 \text{ mm} = 0.009 \text{ m}$$

$$W_e = 0.019 - 0.009 \frac{1002 - 700}{800 - 600} = 0.0054 \text{ m}$$

La intensidad de la lluvia  $i$  es entonces:

$$i = 19 \times 10^{-6} \times 18.68 \times 0.0054 = 1.92 \times 10^{-6} \text{ m/s}$$

o bien:

$$i = 6.9 \text{ mm/h}$$

y la altura total de precipitación es:

$$hp = i \Delta t = 6.9 \times 4 = 27.6 \text{ mm}$$

El volumen de lluvia que cae sobre la cuenca es:

$$V_{11} = hp A = 27.6 \times 10^{-3} \times 8\,000 \times 10^6$$

$$V_{11} = 220.8 \times 10^6 \text{ m}^3$$

#### 6.1.4.2 Modelo convergente con flujo radial de entrada

Cuando el aire es forzado a converger en una cierta zona, se produce un movimiento vertical del mismo por la elevación de la presión en la parte inferior de la zona (véase figura 6.13).

Si el aire con agua precipitable  $W_{12}$  converge radialmente a una columna circular de radio  $r$  y toda esa agua precipitable se deposita en la base del cilindro, la intensidad de la lluvia sería:

$$i = \frac{2 \pi r v_{12} W_{12}}{\pi r^2} = \frac{2}{r} v_{12} W_{12} \quad (6.34)$$

En este caso, el factor geométrico sería  $K = \frac{2}{r}$  y el factor de eficiencia tomaría el valor de 1. Este valor es prácticamente imposible, aunque en ciclones intensos la situación se aproxima a ésta bajo ciertas condiciones; en realidad, si sólo hay entrada de aire, la presión dentro de la columna de la figura 6.13 aumenta de manera continua hasta que el gradiente de presión se invierte y, entonces, el aire se ve obligado a salir por alguna parte. De aquí que la situación arriba descrita no pueda mantenerse por mucho tiempo. Un modelo

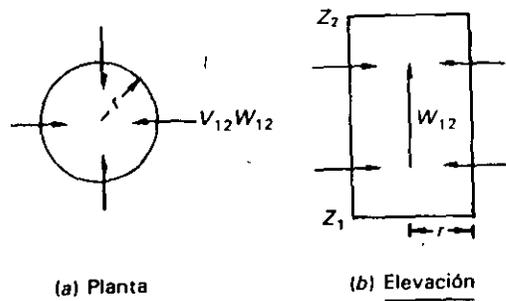


Figura 6.13

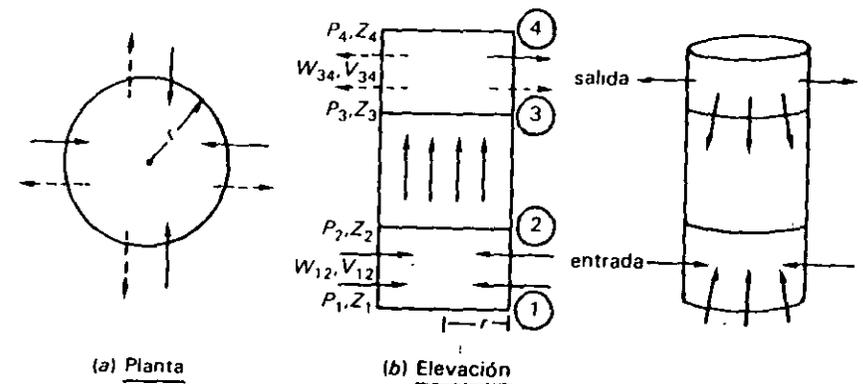


Figura 6.14

más realista, que representa un caso que sí puede mantenerse por periodos razonables de tiempo, es el que se muestra en la figura 6.14.

Se puede demostrar (referencia 6.1) que, en este caso, el agua precipitable efectiva resulta igual que en el modelo de plano inclinado:

$$W_e = W_{12} - \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} W_{34}$$

y, entonces, la intensidad es:

$$i = \frac{2}{r} v_{12} \left[ W_{12} - \frac{\Delta p_{12}}{\Delta p_{34}} W_{34} \right] \quad (6.35)$$

#### 6.1.4.3 Límites de los modelos

Tanto en el caso del modelo de plano inclinado como en el del convergente, es necesario fijar las altitudes o niveles de presión que limitan al modelo. Para ello, se pueden tomar en cuenta los siguientes comentarios:

a) Límite superior del modelo  $p_4$ . El punto 4 en ambos modelos (véanse figuras 6.10 y 6.14) es el límite hasta el cual se produce precipitación. Para fines prácticos, este punto se puede tomar como la altura media de la parte superior de las nubes cumulonimbus en las diferentes latitudes y estaciones del año. Las observaciones hechas en este sentido indican que dicha altura varía entre los 8 y los 16 km, que corresponden aproximadamente a niveles de presión de

Tabla 6.3

Punto de rocío, °C	10	15	20	25
$p_4$ , mb	300	240	150	100

300 y 100 mb, respectivamente. En el caso del modelo convergente, y en especial cuando se trata de tormentas convectivas, es recomendable usar los valores de  $p_4$  dados en la tabla 6.3, en función del punto de rocío en la superficie (referencia 6.1)

b) *Ancho de la capa de entrada*  $\Delta p_{12}$ . El ancho de la capa de entrada se puede tomar como la zona de la atmósfera en donde hay mayor cantidad de humedad. Normalmente esto sucede entre la superficie de la Tierra y un nivel de presión de 800 a 700 mb, dependiendo también del punto de rocío en la superficie.

c) *Ancho de la capa de salida*  $\Delta p_{34}$ . El límite inferior de la capa de salida  $p_3$  depende, naturalmente, del tipo de modelo; en el de plano inclinado este límite estará dado por la topografía del terreno o la forma del frente y en el caso del modelo convergente, el ancho de la capa de salida puede tomarse igual al ancho de la de entrada, esto es,  $\Delta p_{34}$  estaría entre 200 y 300 mb.

## 6.2 MEDICIÓN DE LA PRECIPITACIÓN

Los aparatos más usuales en México para medir la precipitación son los pluviómetros y los pluviógrafos.

Los pluviómetros están formados por un recipiente cilíndrico graduado de área transversal  $a$  al que descarga un embudo que capta el agua de lluvia, y cuya área de captación es  $A$  (véase figura 6.15). Se acostumbra colocar en el embudo un par de mallas para evitar la entrada de basura u otros objetos. El área de captación  $A$  es normalmente diez veces mayor que el área del recipiente  $a$ , con el objeto de que, por cada milímetro de lluvia, se deposite un centímetro en el recipiente. De este modo, es posible hacer lecturas a simple vista hasta de una décima de milímetro de lluvia, que corresponde a un milímetro depositado en el recipiente. En México se acostumbra tomar lecturas de los pluviómetros diariamente a las 8 de la mañana.

Los pluviógrafos son semejantes a los pluviómetros, con la diferencia de que tienen un mecanismo para producir un registro continuo de precipitación. Este mecanismo está formado por un tambor que gira a velocidad constante sobre el que se coloca un papel graduado especialmente. En el recipiente se coloca un flotador que se une mediante un juego de varillas a una plumilla

## Medición de la precipitación

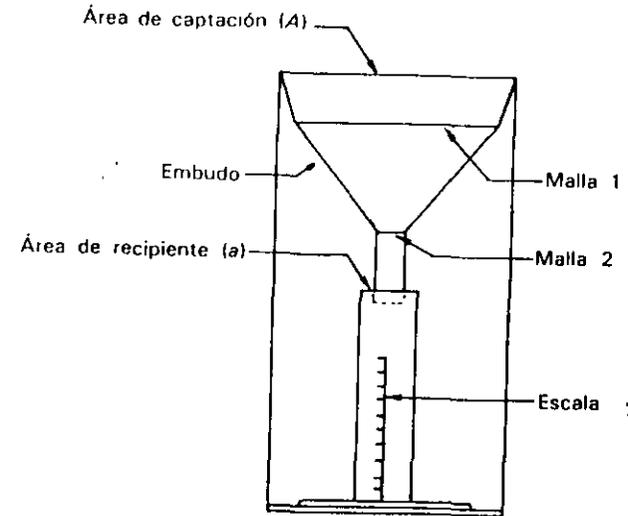


Figura 6.15

que marca las alturas de precipitación en el papel (véase figura 6.16). El recipiente normalmente tiene una capacidad de 10 mm de lluvia y, al alcanzarse esta capacidad, se vacía automáticamente mediante un sifón (véase figura 6.16). El pluviógrafo antes descrito es el de uso más común en México, aunque existen otros tipos en el mundo. Algunos ejemplos son el de resorte, que en lugar de flotador usa un resorte que se deforma con el peso del agua y que es más preferible cuando se miden alturas de nieve, y el de balancín, que tiene dos recipientes colocados en un balancín, de modo que cuando uno de ellos se llena desequilibra la balanza, que gira dejando el otro recipiente en posición de ser llenado. En algunos aparatos (referencia 6.4) el volumen de agua necesaria para hacer girar el balancín es el correspondiente a 0.25 mm de lluvia. En este tipo de pluviógrafos, al girar el balancín se acciona un interruptor que produce un impulso eléctrico que a su vez mueve la plumilla para registrar la altura de precipitación correspondiente.

El registro que se obtiene de un pluviógrafo se llama *pluviograma*. Normalmente, este registro es similar al mostrado en la figura 6.17.

En el registro de la figura 6.17, obtenido directamente de un pluviógrafo de flotador y sifón, los descensos ocurren cuando se ha llenado el recipiente, esto es, cuando se han alcanzado 10 mm de precipitación y se desaloja el agua contenida en él por medio del sifón. Es frecuente que el pluviógrafo tenga alguna falla y por ello los registros resultan defectuosos. En ocasiones es posible recuperar los datos de un registro defectuoso y a veces no, dependiendo del tipo de falla. Tanto para comprobar que el pluviógrafo funciona correctamente como para recuperar los datos de un registro defectuoso, conviene

Precipitación

darse del registro del pluviómetro. En las figuras 6.18a-6.18e se muestran algunas de las fallas más comunes.

Cuando no hubo lluvia en un día dado, se acostumbra poner el mismo papel al día siguiente y así sucesivamente hasta que se registre alguna precipitación (véase figura 6.18f); la precipitación registrada corresponde, obviamente, al último día

Si a un registro como el de la figura 6.17 se le quitan los descensos, se obtiene una gráfica de precipitación acumulada contra el tiempo llamada *curva masa de precipitación* (véase figura 6.19).

Nótese que esta curva es no decreciente, y que su pendiente, en cualquier tiempo, es igual a la intensidad de la lluvia (altura de precipitación por unidad de tiempo) en ese instante.

A partir de una curva masa de precipitación es posible dibujar diagramas de barras que representen las variaciones de la altura de precipitación o de

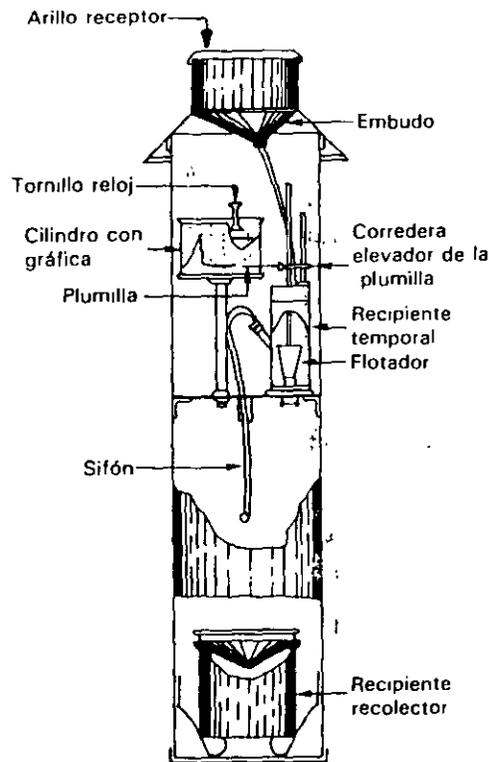


Figura 6.16

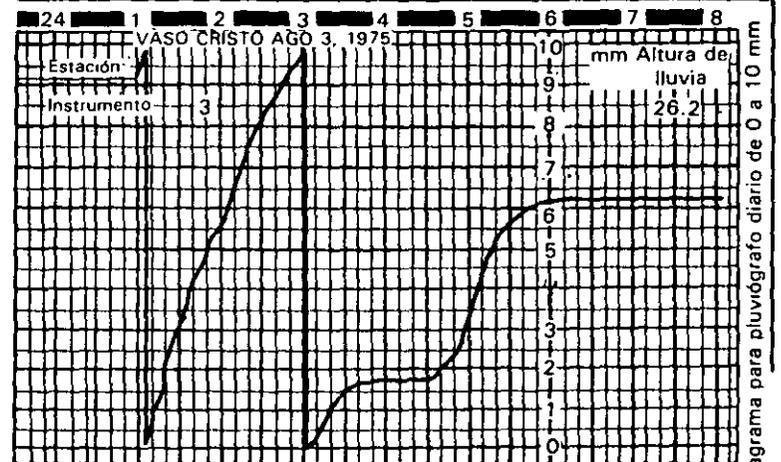
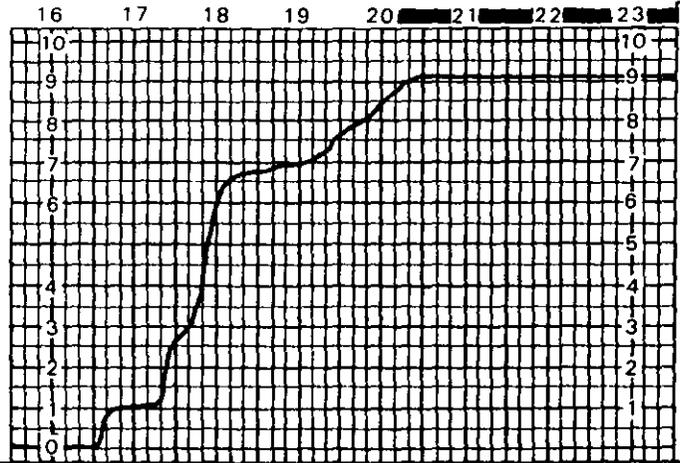
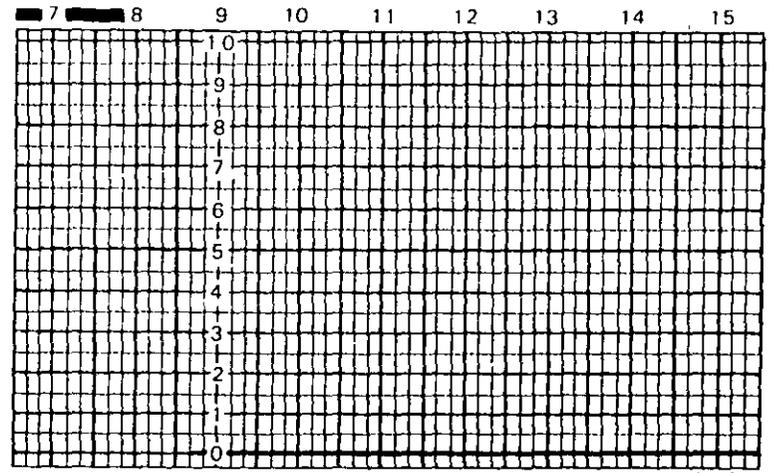


Figura 6.17

Diagrama para pluviógrafo diario de 0 a 10 mm

Precipitación

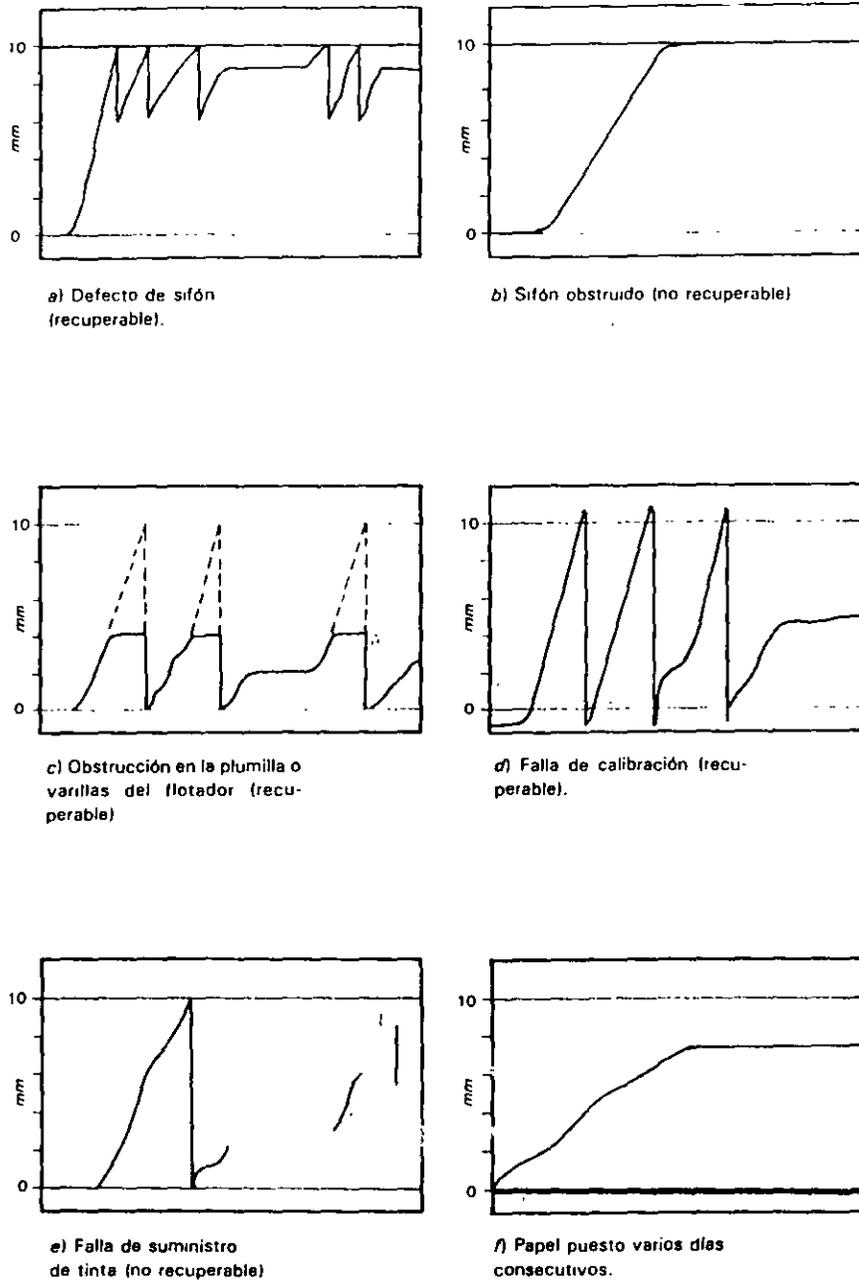


Figura 6.18

Medición de la precipitación

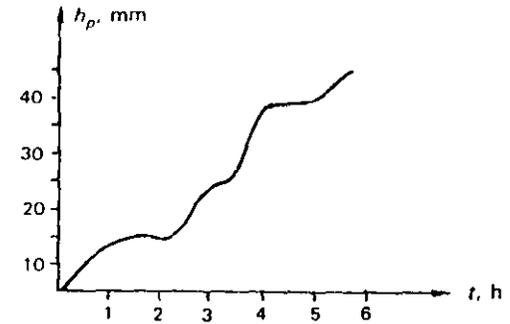


Figura 6.19 Curva masa de precipitación.

su intensidad en intervalos de tiempo previamente seleccionados (véase figura 6.20). Estos diagramas de barras se llaman *hietogramas*.

El hietograma de la figura 6.20a se construye dividiendo el tiempo que duró la tormenta en  $n$  intervalos (que pueden ser iguales o no) y midiendo la altura de precipitación que se tuvo en cada uno de ellos. El hietograma de la figura 6.20b puede obtenerse a partir del de la figura 6.20a, dividiendo la altura de precipitación de cada barra entre el tiempo  $\Delta t$  que dura la misma. Ambos tipos de hietogramas son equivalentes, pero uno puede ser más útil que el otro dependiendo del tipo de análisis, como se verá más adelante.

El intervalo  $\Delta t$  seleccionado es importante en cuanto a la información que proporciona el hietograma; un valor de  $\Delta t$  demasiado grande arrojaría muy poca información y uno muy pequeño la daría excesiva y difícil de manejar.

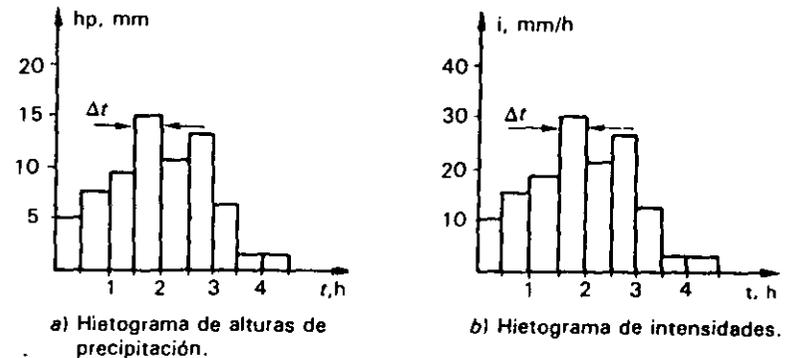


Figura 6.20 Hietogramas.

### 6.3 ANÁLISIS DE LOS DATOS DE PRECIPITACIÓN

#### 6.3.1 Lluvia media

En general, la altura de lluvia que cae en un sitio dado difiere de la que cae en los alrededores aunque sea en sitios cercanos. Los aparatos descritos en el subcapítulo 6.2 registran la *lluvia puntual*, es decir, la que se produce en el punto en que está instalado el aparato y, para los cálculos ingenieriles, es necesario conocer la *lluvia media* en una zona dada, como puede ser una cuenca.

Para calcular la lluvia media de una tormenta dada, existen tres métodos de uso generalizado:

##### a) Método aritmético

Consiste simplemente en obtener el promedio aritmético de las alturas de precipitación registradas en cada estación usada en el análisis:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n h_{pi} \quad (6.36)$$

donde  $h_p$  es la altura de precipitación media,  $h_{pi}$  es la altura de precipitación registrada en la estación  $i$  y  $n$  es el número de estaciones bajo análisis.

##### b) Polígonos de Thiessen

Este método consiste en lo siguiente:

1. Unir, mediante líneas rectas dibujadas en un plano de la cuenca, las estaciones más próximas entre sí (líneas discontinuas en la figura 6.21). Con ello se forman triángulos en cuyos vértices están las estaciones pluviométricas.
2. Trazar líneas rectas que bisectan los lados de los triángulos (líneas rectas continuas en la figura 6.21). Por geometría elemental, las líneas correspondientes a cada triángulo convergerán en un solo punto.
3. Cada estación pluviométrica quedará rodeada por las líneas rectas del paso 2, que forman los llamados polígonos de Thiessen (referencia 6.5) y, en algunos casos, en parte por el parteaguas de la cuenca (ver figura 6.21). El área encerrada por los polígonos de Thiessen y el parteaguas será el *área de influencia* de la estación correspondiente.

#### Análisis de los datos de precipitación

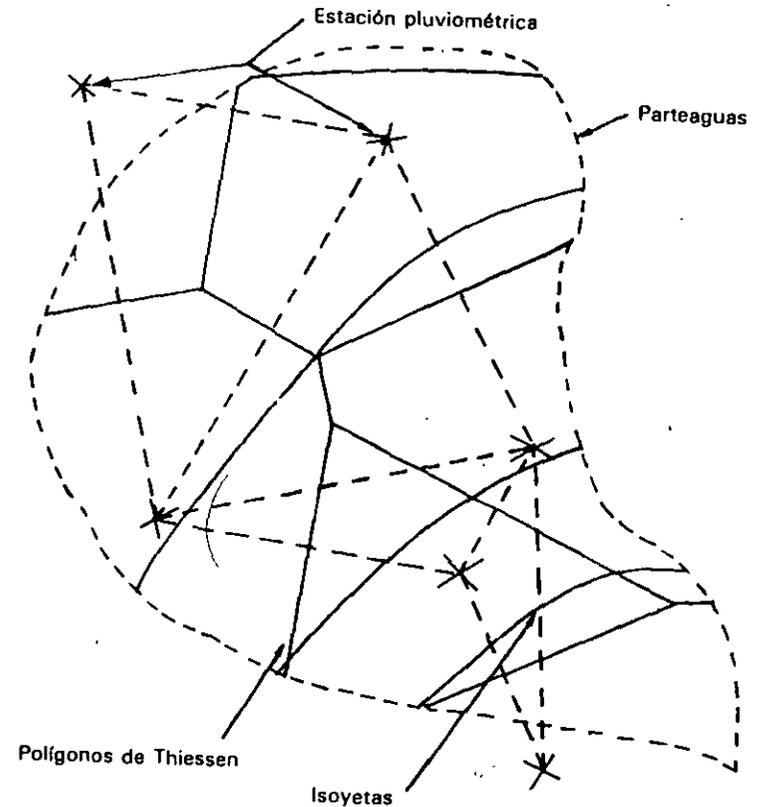


Figura 6.21

4. La lluvia media se calcula entonces como un promedio pesado de las precipitaciones registradas en cada estación, usando como peso el área de influencia correspondiente:

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^n A_i h_{pi} \quad (6.37)$$

donde  $A_i$  es el área de influencia de la estación  $i$  y  $A_T$  es el área total de la cuenca.

Precipitación

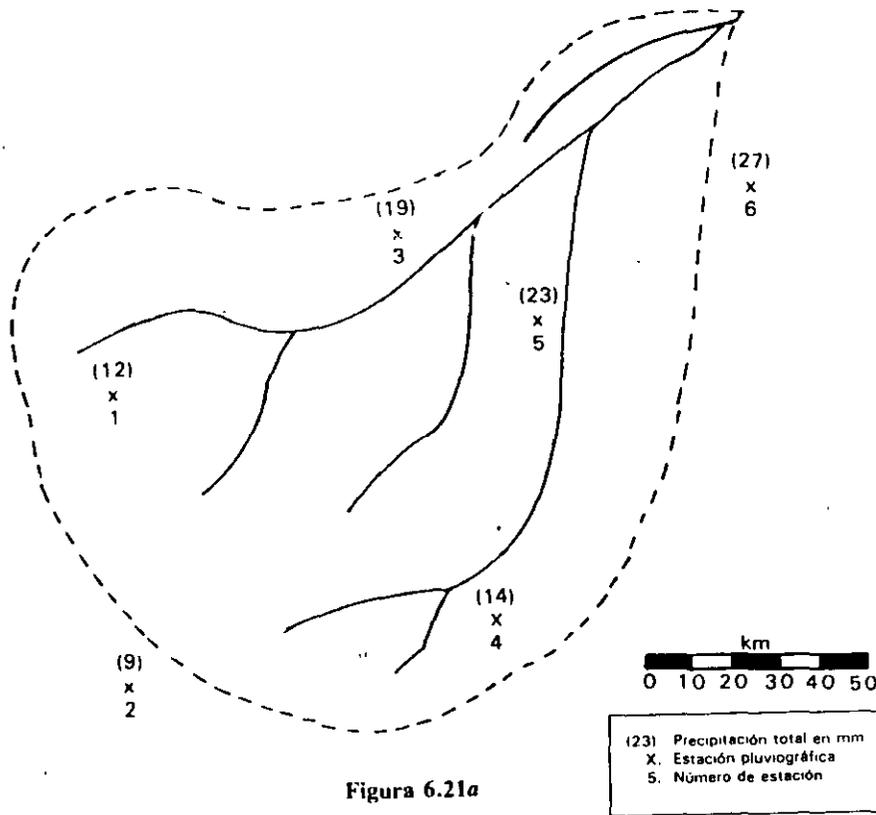


Figura 6.21a

c) Método de las isoyetas

Este método consiste en trazar, con la información registrada en las estaciones, líneas que unen puntos de igual altura de precipitación llamadas *isoyetas*, de modo semejante a como se trazan las curvas de nivel en topografía.

La precipitación media se calcula en forma similar a la ecuación 6.37, pero ahora el peso es el área  $A'$ , entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca y la cantidad que se pesa es la altura de precipitación promedio entre las dos isoyetas,  $\bar{h}_p$ :

$$\bar{h}_p = \frac{1}{A_T} \sum_{i=1}^{n'} (\bar{h}_p A'_i) \quad (6.38)$$

donde  $n'$  es el número de áreas  $A'$ , consideradas.

Análisis de los datos de precipitación

**Ejemplo 6.3.** En la cuenca mostrada en la figura 6.21a se han registrado las alturas de precipitación señaladas en la misma. Calcular las alturas medias de precipitación en la cuenca usando los tres métodos vistos anteriormente.

Solución

a) Método aritmético. La precipitación media es (ecuación 6.36):

$$\bar{h}_p = \frac{1}{6} (12 + 9 + 19 + 14 + 23 + 27) = 17.33 \text{ mm}$$

b) Polígonos de Thiessen. En la figura 6.22 se muestra la división en áreas de influencia de la cuenca.

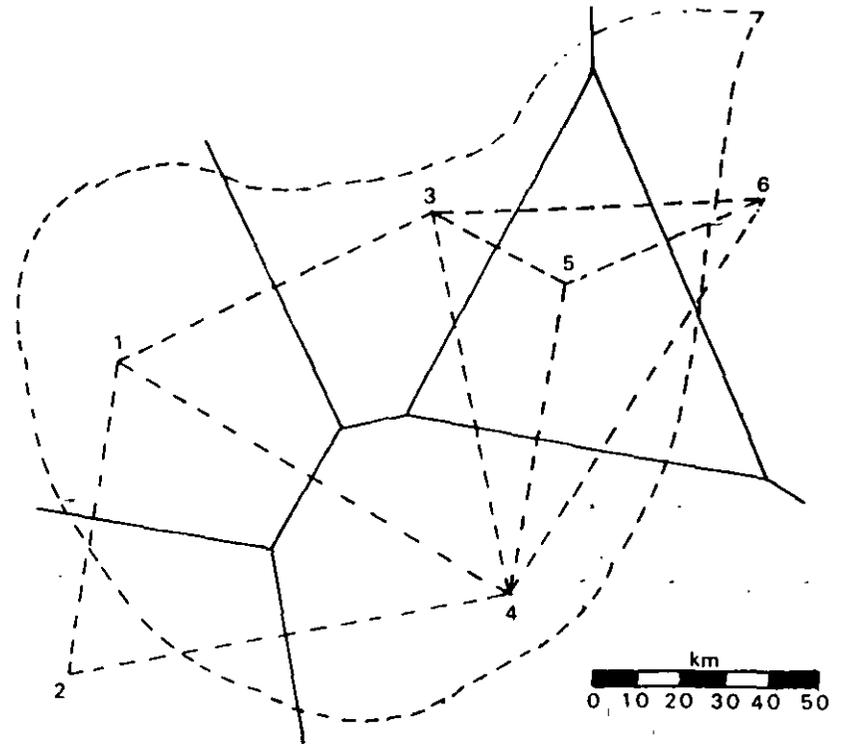


Figura 6.22

Las áreas de influencia de cada estación son:  
 $A_1 = 4\ 613\ \text{km}^2$ ,  $A_2 = 1\ 170\ \text{km}^2$ ,  $A_3 = 2\ 802\ \text{km}^2$ ,  $A_4 = 4\ 061\ \text{km}^2$ ,  $A_5 = 3\ 314\ \text{km}^2$ ,  $A_6 = 1\ 390\ \text{km}^2$ . La precipitación media resulta ser (ecuación 6.37):

$$\bar{h}_p = \frac{1}{17\ 350} (12 \times 4\ 613 + 9 \times 1\ 170 + 19 \times 2\ 802 + 14 \times 4\ 061 + 23 \times 3\ 314 + 27 \times 1\ 390)$$

$$\bar{h}_p = 16.7\ \text{mm}$$

c) Isoyetas. En la figura 6.23 se ilustra el trazo de las isoyetas para este caso. A un lado de cada estación está anotada la precipitación registrada.

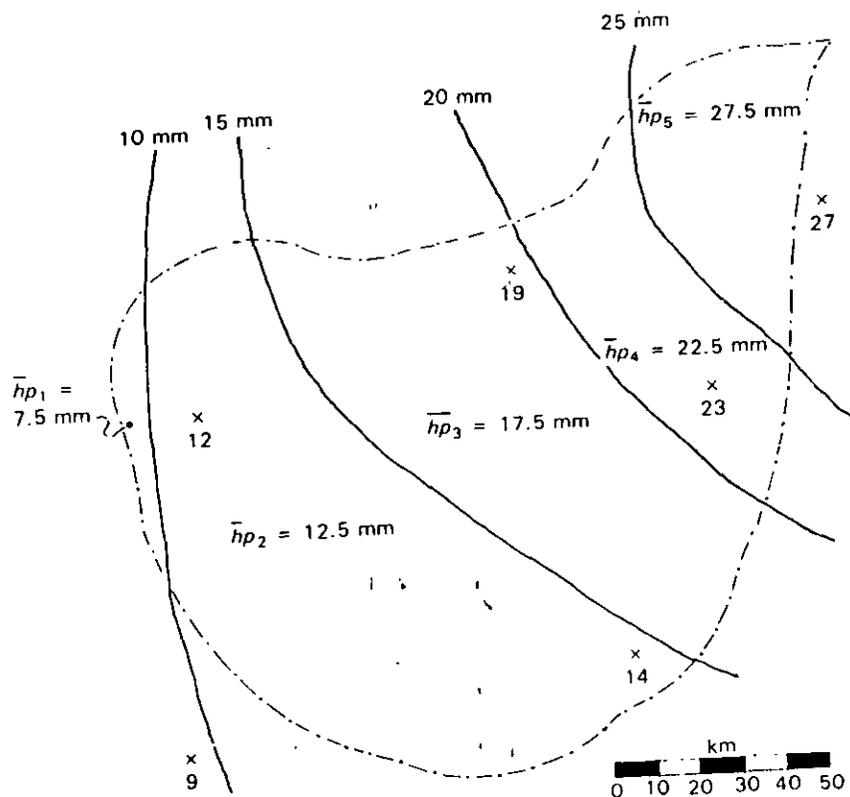


Figura 6.23

Análisis de los datos de precipitación

Como se observa en la figura 6.23, si se trazan isoyetas a cada 5 mm, la cuenca queda dividida en cinco partes. Las áreas y alturas de precipitación media en cada parte son las siguientes:

$$A_1 = 368\ \text{km}^2 ; \bar{h}_{p1} = 7.5\ \text{mm}$$

$$A_2 = 7\ 295\ \text{km}^2 ; \bar{h}_{p2} = 12.5\ \text{mm}$$

$$A_3 = 5\ 452\ \text{km}^2 ; \bar{h}_{p3} = 17.5\ \text{mm}$$

$$A_4 = 2\ 237\ \text{km}^2 ; \bar{h}_{p4} = 22.5\ \text{mm}$$

$$A_5 = 1\ 998\ \text{km}^2 ; \bar{h}_{p5} = 27.5\ \text{mm}$$

y la altura de precipitación media resulta:

$$h_p = \frac{1}{17\ 350} (7.5 \times 368 + 12.5 \times 7\ 295 + 17.5 \times 5\ 452 + 22.5 \times 2\ 237 + 27.5 \times 1\ 998)$$

$$h_p = 17.0\ \text{mm}$$

El método aritmético es el más simple de todos, pero no toma en cuenta la distribución de las estaciones en la cuenca ni la manera en que se distribuye la lluvia en el espacio, pues le asigna el mismo peso a todas las alturas de precipitación registradas; por ello, es útil únicamente en zonas con topografía muy suave y condiciones atmosféricas muy uniformes, o bien para tener sólo una idea aproximada de la altura de precipitación media.

Por el contrario el método de los polígonos de Thiessen sí toma en cuenta la distribución de las estaciones en el área de la cuenca, pero no los factores topográficos y de otro tipo que afectan a la distribución de la lluvia; este método es, sin embargo, más conveniente que el de las isoyetas desde el punto de vista práctico, particularmente para cálculos repetitivos, como cuando se analiza una gran cantidad de tormentas, pues los polígonos no cambian a menos que se agreguen o se eliminen estaciones.

El más preciso de todos es el método de las isoyetas si éstas se dibujan de manera que tomen en cuenta los efectos topográficos en la distribución de la lluvia, para lo que es necesario tener cierta experiencia. Por otra parte, es el método más laborioso de los tres, pues cada tormenta tiene un plano de isoyetas diferente. Si las isoyetas se trazan indiscriminadamente, por ejemplo, suponiendo una variación lineal de la altura de precipitación entre las estaciones, su precisión no es mayor que la de los polígonos de Thiessen.

La altura de precipitación media calculada depende, en general, del número de estaciones pluviométricas o pluviográficas que se usan en el análisis, entre menor sea el número de estaciones, mayor será el error cometido.

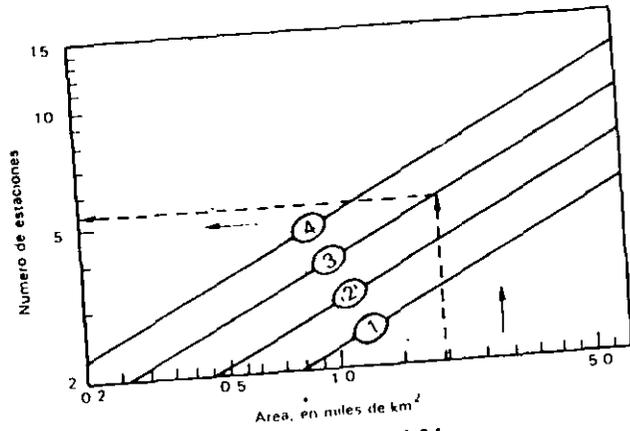


Figura 6.24

en la estimación de la precipitación media. De acuerdo con la referencia 6.10 el error estándar en el cálculo de la lluvia media en porcentaje,  $E$ , depende del área de la cuenca  $A$  y del número de pluviógrafos  $N$  en la forma:

$$E = a A^b N^c$$

donde  $a$ ,  $b$  y  $c$  son constantes;  $b$  y  $c$  pueden tomarse de manera aproximada como 0.2 y -0.5, respectivamente, y  $a$  depende de las características de la cuenca y las tormentas. En la figura 6.24 se muestra la cantidad mínima de pluviógrafos necesaria para calcular la precipitación media según las recomendaciones de la Organización Meteorológica Mundial.

La curva que debe utilizarse depende de los días de tormenta por año y el escurrimiento medio anual, como se muestra en la tabla 6.4.

En todos los casos es recomendable tener datos de al menos dos estaciones en una cuenca.

Tabla 6.4

Esc. medio anual, cm/año	Días de tormenta por año		
	< 30	30-45	> 45
> 15	curva 1	curva 2	curva 3
≤ 15	curva 2	curva 3	curva 4

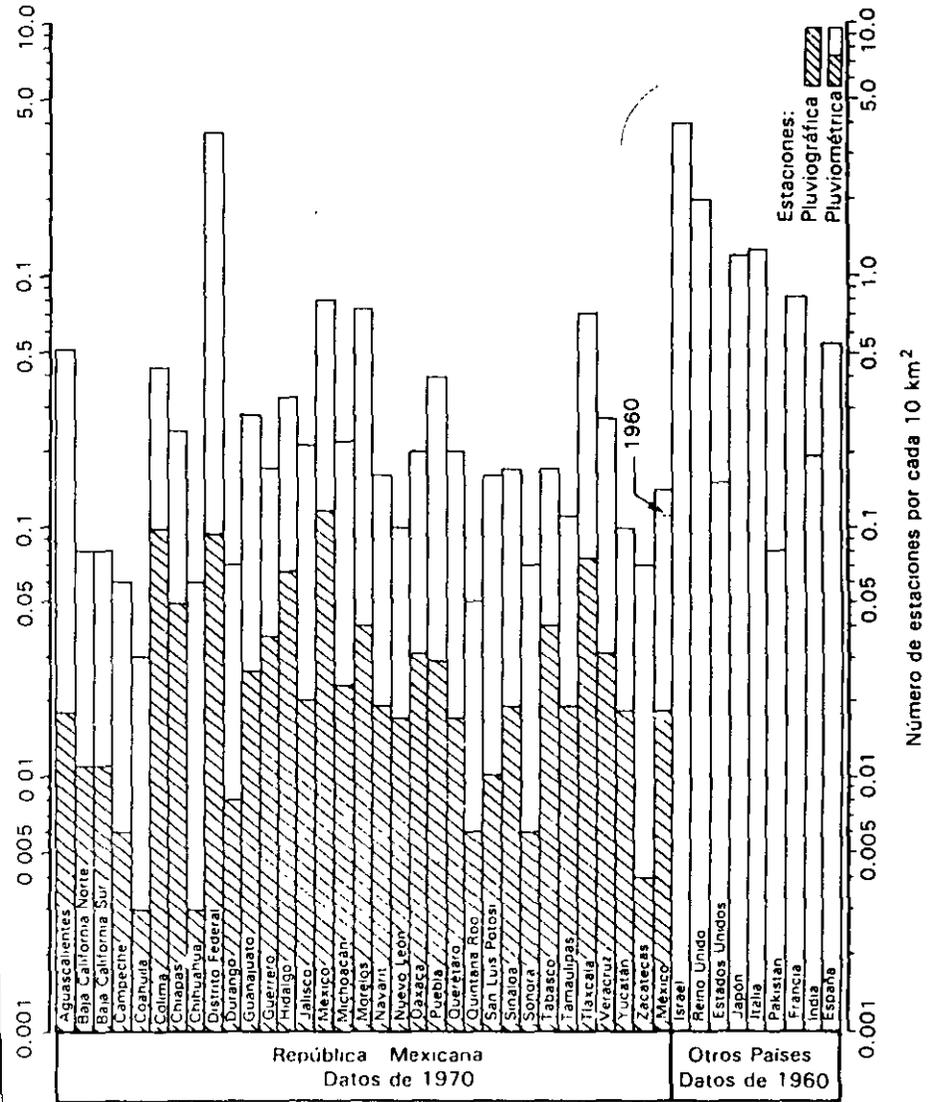


Figura 6.25

En la figura 6.25 se muestra la densidad de estaciones pluviométricas y pluviográficas en la República Mexicana y otros lugares del mundo (referencias 6.6 y 6.4, respectivamente).

### 6.3.2 Curva masa media

Los métodos descritos anteriormente se han planteado cuando se requiere conocer la altura total de precipitación que, en promedio, se produce en la cuenca durante una tormenta. Cuando se desea conocer la variación en el tiempo de la precipitación media en la cuenca, es necesario determinar una curva masa media de precipitación. Esta curva se construye aplicando el método aritmético o el de polígonos de Thiessen a las alturas de precipitación acumuladas en cada estación para diferentes tiempos. El resultado será una curva masa media y se puede refinar calculando la precipitación media de toda la tormenta con el método de las isoyetas y multiplicando cada ordenada de la curva masa media por el factor de ajuste:

$$Fa = \frac{\bar{h}_{pis}}{\bar{h}_{p0}} \quad (6.39)$$

donde  $\bar{h}_{pis}$  es la altura de precipitación media de toda la tormenta calculada con el método de las isoyetas y  $\bar{h}_{p0}$  es la misma altura, pero calculada con el método aritmético o el de polígonos de Thiessen. Con esto se obtiene una curva llamada *curva masa media ajustada*.

**Ejemplo 6.4.** Construir una curva masa media ajustada para la cuenca y la tormenta de la figura 6.21 si las curvas masa de cada estación son las mostradas en la figura 6.26.

#### Solución

Se usará el método de los polígonos de Thiessen. En la tabla 6.5 se muestra el cálculo.

En las columnas 2 a 7 de la tabla se han anotado los valores de la altura de precipitación acumulada para cada estación. En las columnas 8 a 13 se encuentran los productos del área de influencia  $A_i$  por las alturas de precipitación y en la columna 14, formada por la suma de los valores de las columnas 8 a 13 dividida entre el área total de la cuenca, está la curva masa media. Nótese que, como es de esperarse, el último valor de la columna 14 coincide con el resultado del ejemplo anterior para el método de los polígonos de Thiessen.

Análisis de los datos de precipitación

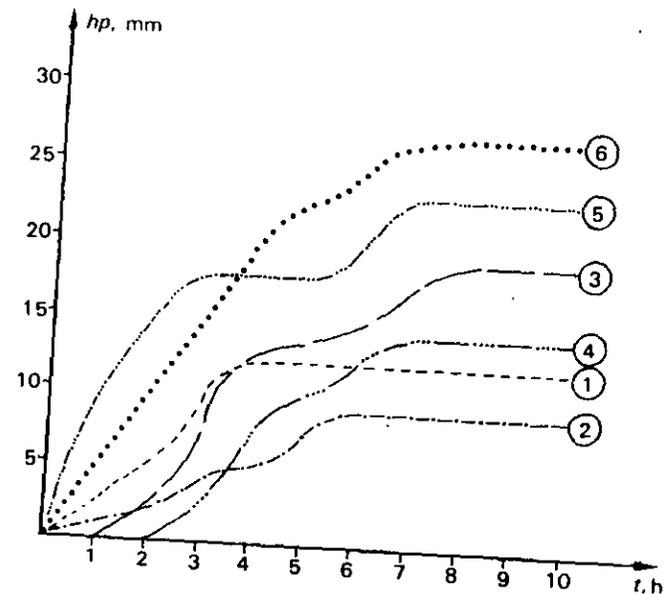


Figura 6.26

Para construir la curva masa media ajustada, todos los valores de la columna 14 se multiplican por el factor de ajuste dado por la ecuación 6.39 (véase ejemplo 6.3).

Tabla 6.5

hora	hp <sub>1</sub>	hp <sub>2</sub>	hp <sub>3</sub>	hp <sub>4</sub>	hp <sub>5</sub>	hp <sub>6</sub>	A <sub>1</sub> hp <sub>1</sub>	A <sub>2</sub> hp <sub>2</sub>	A <sub>3</sub> hp <sub>3</sub>	A <sub>4</sub> hp <sub>4</sub>	A <sub>5</sub> hp <sub>5</sub>	A <sub>6</sub> hp <sub>6</sub>	$\bar{h}_p$
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm·km <sup>2</sup>	mm					
1	2.5	1.0	0.0	0.0	10.0	5.0	11 533	1 170	0	0	33 140	6 950	3.04
2	5.0	2.0	2.5	0.0	15.0	10.0	23 065	2 340	7 005	0	49 710	13 900	5.53
3	10.0	4.0	7.5	2.5	17.5	15.0	46 130	4 680	21 015	10 152	57 995	20 850	9.27
4	12.0	5.0	12.5	7.5	17.5	20.0	55 356	5 850	35 025	30 458	57 995	27 800	12.25
5	12.0	7.5	13.75	10.0	17.5	22.5	55 356	8 775	38 528	40 610	57 995	31 275	13.40
6	12.0	9.0	15.0	12.5	20.0	25.0	55 356	10 530	42 030	50 763	66 280	34 750	14.97
7	12.0	9.0	17.5	14.0	23.0	26.5	55 356	10 530	49 035	56 854	76 222	36 835	16.42
8	12.0	9.0	19.0	14.0	23.0	27.0	55 356	10 530	53 238	56 854	76 222	37 530	16.70
9	12.0	9.0	19.0	14.0	23.0	27.0	55 356	10 530	53 238	56 854	76 222	37 530	16.70
10	12.0	9.0	19.0	14.0	23.0	27.0	55 356	10 530	53 238	56 854	76 222	37 530	16.70

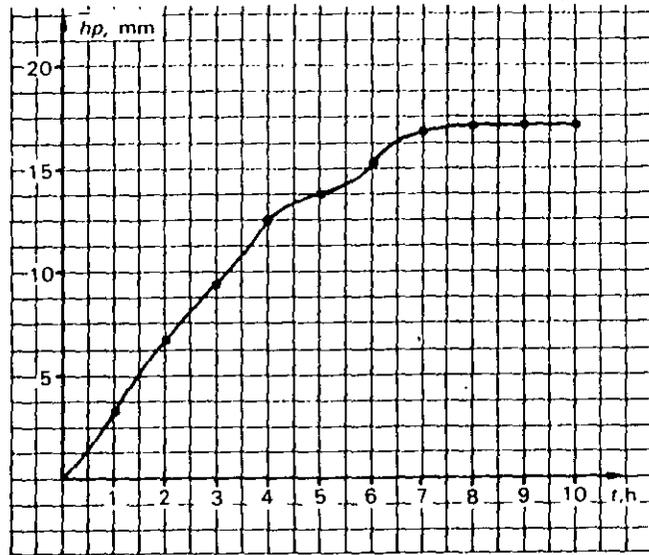


Figura 6.27

$$F_a = \frac{17.00}{16.70} = 1.02$$

Tabla 6.6

hora	$\bar{h}_p$ mm
1	3.10
2	5.63
3	9.44
4	12.47
5	13.64
6	15.24
7	16.72
8	17.00
9	17.00
10	17.00

y la curva masa media ajustada resulta ser la mostrada en la tabla 6.6 y en la figura 6.27.

### 6.3.3 Deducción de datos faltantes

Es frecuente que en un registro de precipitación falten los datos de un cierto periodo, debido a la ausencia del operador o a fallas del aparato registrador. En estos casos se pueden estimar los datos faltantes si se tienen registros simultáneos de algunas estaciones situadas cerca de la estación en cuestión y uniformemente repartidas. Una manera de hacerlo es mediante una gráfica como las de las figuras 6.28 a y 6.28 b, donde se correlacionan las precipitaciones medidas en una estación cercana o el promedio de las medidas en varias estaciones circundantes con la registrada en la estación en estudio (para detalles del procedimiento de correlación, véase apéndice B).

Una vez obtenida esta gráfica, y si la correlación es aceptable, bastaría conocer la precipitación en la estación más cercana (véase figura 6.28a), o bien la precipitación media en las estaciones circundantes consideradas (véase figura 6.28b) en los días en cuestión para deducir los datos faltantes.

Cuando la correlación obtenida del análisis anterior no es aceptable, se puede usar otro método, basado en la precipitación media anual, que sigue dos tipos de criterios (referencia 6.4):

a) Si la precipitación media anual en cada una de las estaciones circundantes difiere en menos del 10% de la registrada en la estación en estudio, los datos faltantes se estiman haciendo un promedio aritmético de los registrados en las estaciones circundantes.

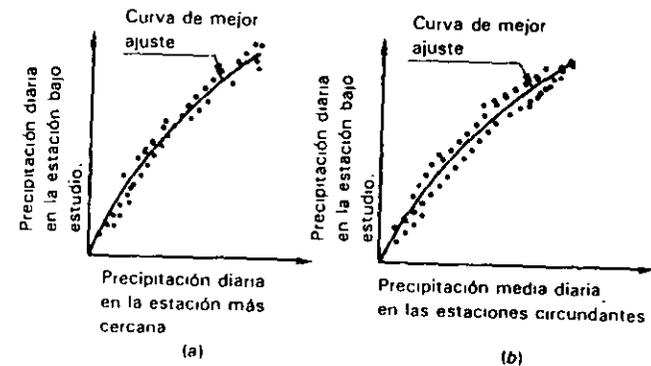


Figura 6.28

b) Si la precipitación media anual de cualquiera de las estaciones circundantes difiere en más de 10%, se usa la fórmula:

$$h_{p_x} = \frac{1}{n} \left[ \frac{p_x}{p_1} h_{p_1} + \frac{p_x}{p_2} h_{p_2} + \dots + \frac{p_x}{p_n} h_{p_n} \right] \quad (6.40)$$

donde  $h_{p_i}$  = altura de precipitación registrada el día en cuestión en la estación auxiliar  $i$ .

$h_{p_x}$  = altura de precipitación faltante en la estación en estudio.

$p_i$  = precipitación media anual en la estación auxiliar  $i$ .

$p_x$  = precipitación media anual en la estación en estudio.

$n$  = número de estaciones auxiliares.

Para obtener resultados confiables, es recomendable que el número de estaciones auxiliares  $n$  sea como mínimo tres.

### 6.3.4 Ajuste de registros de precipitación por cambios en las condiciones de medición

Cuando en una estación pluviométrica tiene lugar algún cambio en las condiciones de medición, como por ejemplo cambio de operador, de localización o de las condiciones adyacentes, las tendencias del registro sufren normalmente alteraciones que pueden llegar a ser importantes en cuanto a su no homogeneidad. Para detectar y corregir estas alteraciones se usa una técnica llamada *curva masa doble*, que se basa en observaciones hechas en el sentido de que la precipitación acumulada media para varias estaciones no es muy sensible a cambios en una de ellas, debido a que muchos de los errores se compensan, mientras que la lluvia acumulada de una estación particular se afecta de inmediato ante la presencia de cambios importantes. Así, si en una gráfica se pone en un eje la precipitación anual acumulada media de varias estaciones circundantes a la estación en estudio, y en el otro eje se pone la lluvia anual acumulada de la estación en cuestión, se obtendrá una línea recta siempre que en ésta no hayan existido cambios o no sean importantes, en caso contrario, la línea cambia de pendiente en el año a partir del cual la estación comenzó a operar en condiciones diferentes. Por ejemplo, en la gráfica de la figura 6.29 se observa que hubo algún cambio a partir de 1976. Entonces, para que los datos registrados en la estación en estudio, en todos los años sean consistentes, los registros anteriores a 1976 se pueden "corregir" multiplicándolos por el factor de ajuste:

$$F_a = \frac{A}{B} = \frac{0.83}{0.63} = 1.32$$

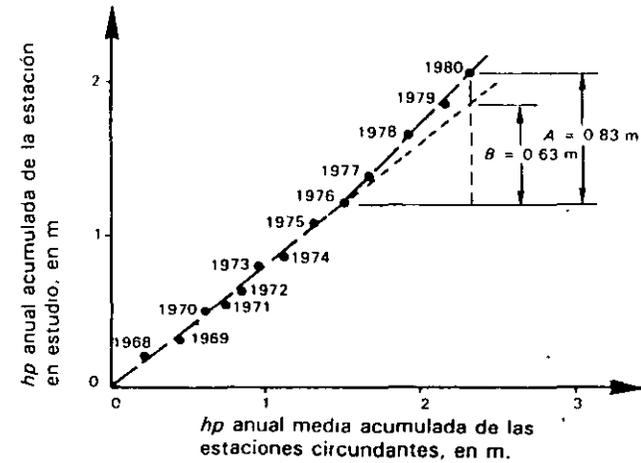


Figura 6.29

Para que el ajuste sea suficientemente confiable, conviene que el número de estaciones circundantes usadas no sea menor de diez. Por otra parte, si en la zona en estudio hay variaciones muy apreciables de la precipitación en cada época del año, es conveniente hacer ajustes por separado para cada época. Así, por ejemplo, se puede hacer un ajuste para la época de lluvias y otro para la sequía.

### 6.3.5 Curvas altura de precipitación-área-duración ( $h_p - A - d$ )

Las curvas altura de precipitación-área-duración sirven para determinar el potencial de precipitación que existe en una zona dada y, además, constituyen uno de los métodos más simples que existen para trasponer tormentas de un sitio a otro. Este análisis trata de establecer las cantidades máximas de precipitación que se producen en diferentes áreas y para diferentes duraciones, con base en una red de estaciones que registran simultáneamente la precipitación durante una tormenta dada. Estas curvas se extrapolan a sus valores máximos probables para ser usadas en estudios de estimación de avenidas.

Cuando se tienen datos de una tormenta, el procedimiento para determinar estas curvas es el siguiente:

- Dibujar las curvas masa de las estaciones que cuentan con pluviógrafo.
- Trazar los polígonos de Thiessen para las estaciones pluviográficas.

- c) Dibujar las isoyetas correspondientes a la altura de precipitación total de la tormenta, medida tanto con estaciones pluviográficas como pluviométricas.
- d) Calcular el área encerrada entre cada dos isoyetas y el parteaguas de la cuenca, así como la precipitación media en esa área, de manera similar al ejemplo 6.3 c. Para las isoyetas próximas al parteaguas, el área será la encerrada entre la isoyeta y el parteaguas.
- e) Superponer el plano de isoyetas al de los polígonos de Thiessen (incisos c y b, respectivamente) y calcular la porción del área de influencia de cada estación pluviográfica que queda entre cada dos isoyetas.
- f) Determinar la curva masa media correspondiente al área encerrada por cada isoyeta y el parteaguas, partiendo de la de mayor precipitación, como si ésta fuera una cuenca. Estas curvas masa medias se pueden ajustar de manera semejante a como se hizo en el ejemplo 6.4.
- g) Seleccionar diferentes duraciones de interés, que en general pueden ser múltiplos de 6h, aunque este intervalo varía en función del área de la cuenca.
- h) Para cada duración, seleccionar los máximos incrementos de precipitación de las curvas masa calculadas en el inciso f, de manera que estén situados en intervalos de tiempo contiguos.
- i) Dibujar los datos de área, altura de precipitación y duración como en la figura 6.31.

**Ejemplo 6.5.** Construir las curvas altura de precipitación-área-duración para la tormenta de la figura 6.26 que se presentó en la cuenca de la figura 6.21.

**Solución**

- a) Las curvas masa se encuentran en la figura 6.26.
- b) En este caso, todas las estaciones son pluviográficas. En la figura 6.22 se muestran los polígonos de Thiessen.
- c) Las isoyetas se han dibujado en la figura 6.23.
- d) Las áreas encerradas entre cada dos isoyetas, así como la precipitación media en esas áreas son (ejemplo 6.3):

<i>i</i>	Área, $A_i$ $km^2$	Precipitación media $h_{pi}$ , mm
1	368	7.5
2	7 295	12.5
3	5 452	17.5
4	2 237	22.5
5	1 998	27.5

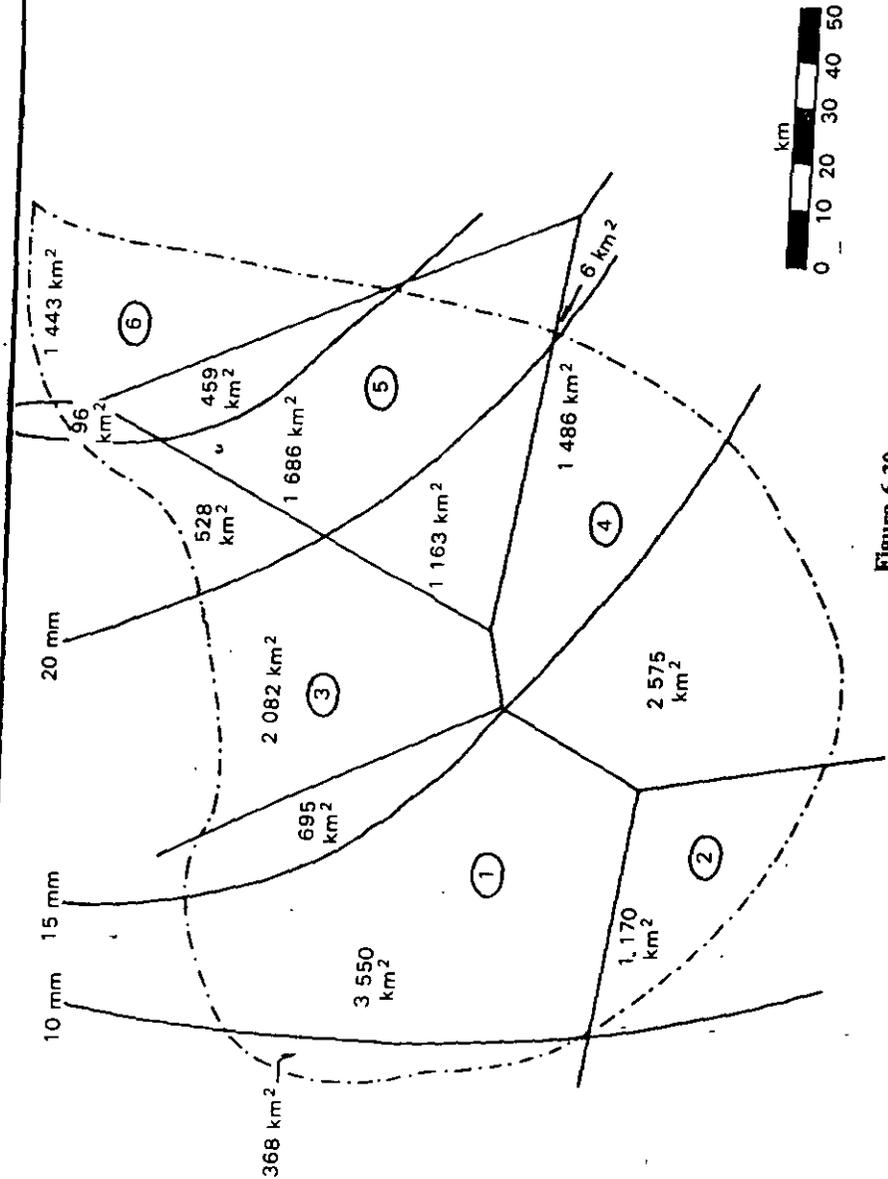
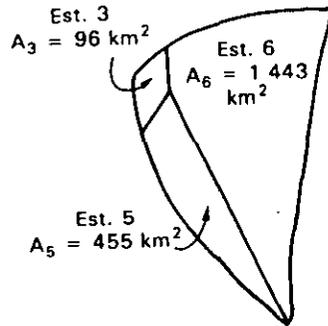


Figura 6.30

Precipitación

- e) En la figura 6.30 se muestra la superposición de los planos de isoyetas y polígonos y las porciones de las áreas de influencia correspondientes.  
 f) Enseguida se calculan las curvas masa medias.

Isoyeta de 25 mm



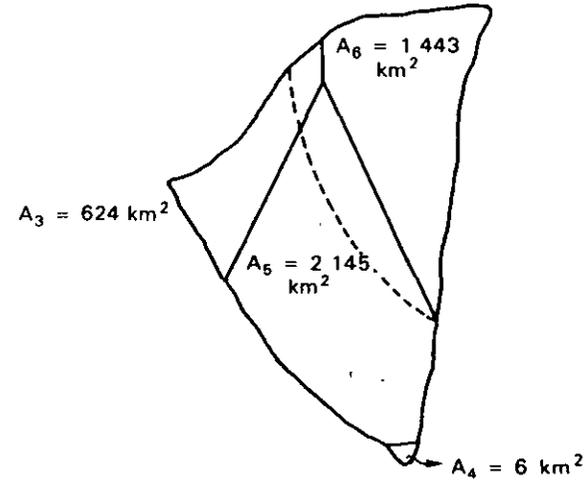
Área total: 1998 km<sup>2</sup>

Factor de ajuste:  $\frac{27.5}{25.70} = 1.07$

hora	$h_p A_3$ mm km <sup>2</sup>	$h_p A_5$ mm km <sup>2</sup>	$h_p A_6$ mm km <sup>2</sup>	$\bar{h}_p$ mm	$\bar{h}_{p,ij}$ mm	Incremento mm
0	0	0	0	0	0	—
1	0	4 590	7 215	5.91	6.33	6.33
2	240	6 885	14 430	10.79	11.55	5.25
3	720	8 033	21 645	15.21	16.28	4.73
4	1 200	8 033	28 860	19.07	20.41	4.13
5	1 320	8 033	32 468	20.93	22.40	1.99
6	1 440	9 180	36 075	23.37	25.01	2.61
7	1 680	10 557	38 240	25.26	27.03	2.02
8	1 824	10 557	38 961	25.70	27.50	0.47
9	1 824	10 557	38 961	25.70	25.70	—

Análisis de los datos de precipitación

Isoyeta de 20 mm



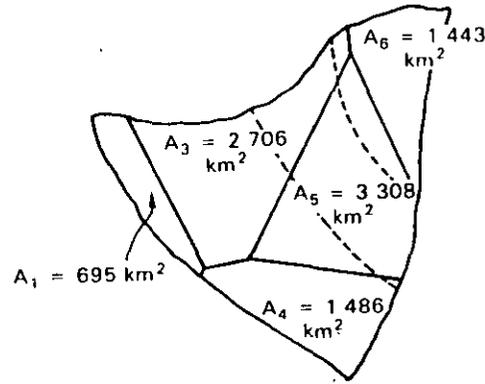
Área total: 4 218 km<sup>2</sup>

Factor de ajuste:  $\frac{24.87}{23.76} = 1.05$

hora	$h_p A_3$ mm km <sup>2</sup>	$h_p A_4$ mm km <sup>2</sup>	$h_p A_6$ mm km <sup>2</sup>	$\bar{h}_p$ mm	$\bar{h}_{p,ij}$ mm	Incremento mm
0	0	0	0	0	0	0
1	0	0	21 450	7.215	6.80	7.12
2	1560	0	32 175	14.430	11.92	4.83
3	4680	15	37 538	21.645	15.14	3.90
4	7800	45	37 538	28.865	17.60	2.57
5	8580	60	37 538	32.468	18.65	1.10
6	9360	75	42 960	36.075	20.96	2.42
7	10920	84	49 335	38.240	23.37	2.52
8	11856	84	49 335	38.961	23.76	6.11
9	11856	84	49 335	38.961	23.76	—

Precipitación

Isoyeta de 15 mm



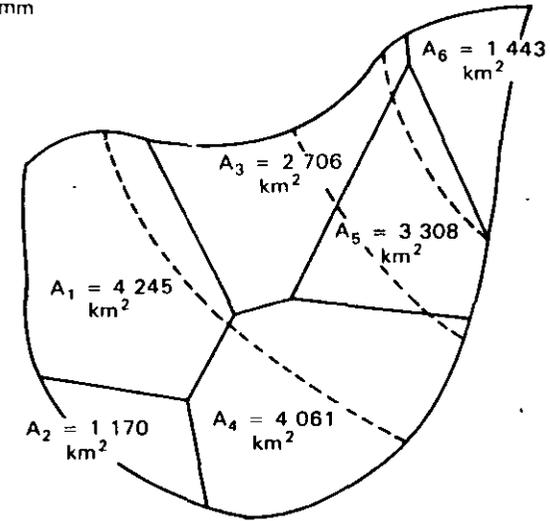
Área total: 9638 km<sup>2</sup>

Factor de ajuste:  $\frac{20.91}{20.30} = 1.03$

hora	$h_{p1} A_1$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p2} A_2$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p3} A_3$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p4} A_4$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p5} A_5$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p6} A_6$ mm km <sup>2</sup>	$\bar{h}_p$ mm	$\bar{h}_{paj}$ mm	Incremento mm
0	0	0	0	0	0	0	0	0	—
1	1 738	0	0	33 080	7215	4 36	4.49	4.4	—
2	3 475	6 765	0	49 620	14 430	7 71	7.94	3.9	—
3	6 950	20 295	3 715	57 890	21 645	11 47	11.82	3.8	—
4	8 340	33 825	11 145	57 890	28 860	14 53	14.97	3.1	—
5	8 340	37 208	14 860	57 890	32 468	15 64	16.11	1.1	—
6	8 340	40 590	18 575	66 160	36 075	17 61	18.14	2.0	—
7	8 340	47 355	20 804	76 084	38 240	19 80	20.40	2.2	—
8	8 340	51 414	20 804	76 084	38 961	20 30	20.91	0.5	—
9	8 340	51 414	20 804	76 084	38 961	20 30	20.91	—	—

Análisis de los datos de precipitación

Isoyeta de 10 mm



Área total: 16933 km<sup>2</sup>

Factor de ajuste:  $\frac{17.23}{16.82} = 1.025$

hora	$h_{p1} A_1$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p2} A_2$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p3} A_3$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p4} A_4$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p5} A_5$ mm km <sup>2</sup>	$h_{p6} A_6$ mm km <sup>2</sup>	$\bar{h}_p$ mm	$\bar{h}_{paj}$ mm	Incremento mm
0	0	0	0	0	0	0	0	0	—
1	10 613	1 170	0	0	33 080	7 215	3.08	3.16	3.16
2	21 225	2 340	6 765	0	49 620	14 430	5.57	5.71	2.55
3	42 450	4 680	20 295	10 152	57 890	21 645	9.28	9.51	3.80
4	50 940	5 850	33 825	30 458	57 890	28 860	12.27	12.57	3.06
5	50 940	8 775	37 208	40 610	57 890	32 468	13.46	13.79	1.22
6	50 940	10 530	40 590	50 763	66 160	36 075	15.06	15.43	1.64
7	50 940	10 530	47 355	56 854	76 084	38 240	16.54	16.95	1.52
8	50 940	10 530	51 414	56 854	76 084	38 961	16.82	17.24	0.29
9	50 940	10 530	51 414	56 854	76 084	38 961	16.82	17.24	—

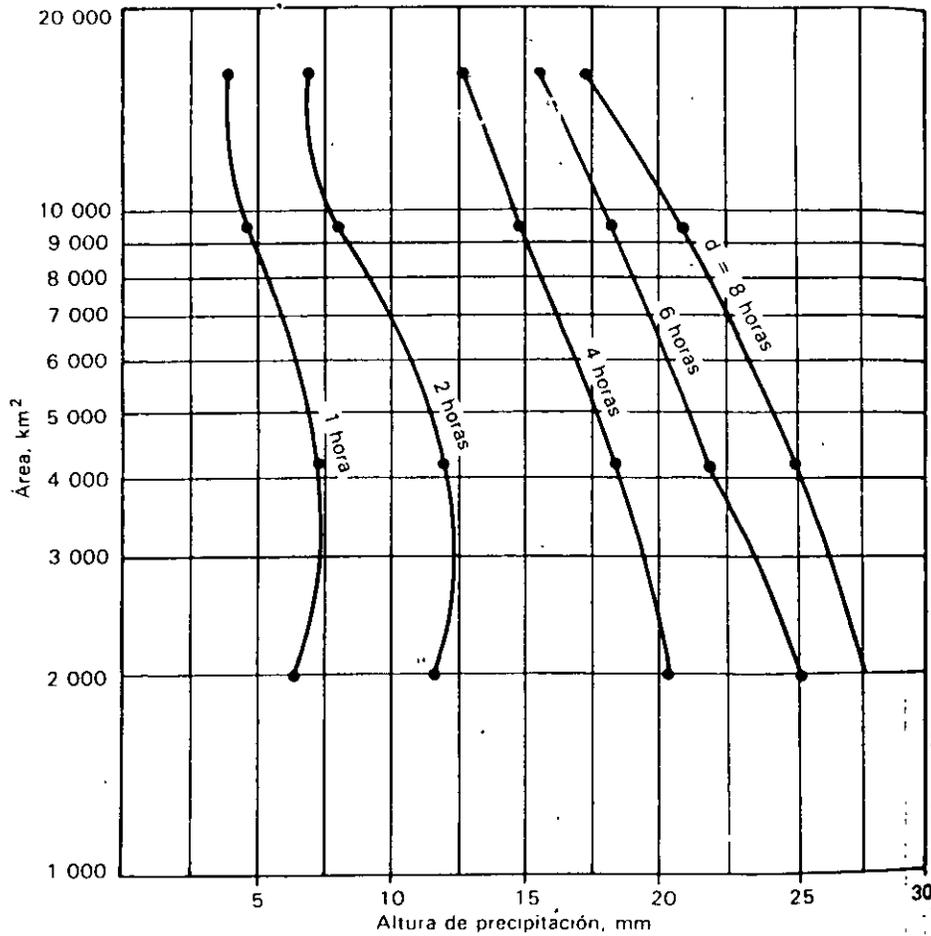


Figura 6.31

Cuenca completa. Este cálculo ya se hizo en el ejemplo 6.4. Los resultados son:

hora	0	1	2	4	6	8	9	
$h_{p0}$ mm	0	3.10	5.63	9.44	12.47	13.64	15.22	17.00
Incremento mm	-	3.10	2.53	3.81	3.03	1.17	1.64	0.28

Tabla 6.7

Área km <sup>2</sup>	Incremento máximo, mm.				
	1 h	2 h	4 h	6 h	8 h
1 998	6.33	11.58	20.41	25.01	27.10
4 218	7.12	11.95	18.42	21.94	24.87
9 638	4.49	7.94	14.97	18.44	20.91
16 933	3.80	6.86	12.57	15.43	17.24
17 350	3.81	6.84	12.47	15.24	17.00

- g) Se seleccionaron para este caso duraciones de 1, 2, 4, 6 y 8 h.
- h) En la tabla 6.7 se muestra el cálculo de los incrementos máximos.
- i) En la figura 6.31 se muestran las gráficas de los datos de la tabla 6.7.

### 6.3.6 Trasposición de tormentas

Cuando se cuenta con poca información sobre tormentas extremas ocurridas en una cuenca, o cuando se desea ampliar la información sobre las cantidades máximas de precipitación que se pueden presentar en la misma, puede resultar conveniente trasponer, a la cuenca en estudio, tormentas ocurridas en sitios diferentes. Esto tiene, desde luego, la limitación de que la tormenta traspuesta sea meteorológicamente factible de ocurrir en la cuenca en estudio, de manera que el sitio donde se presentó debe ser similar desde el punto de vista meteorológico. Así, por ejemplo, no es válido trasponer una tormenta ciclónica a una zona donde sólo se pueden presentar tormentas convectivas, ni una tormenta tropical a zonas polares.

Al trasponer una tormenta de un sitio a otro, se plantea la hipótesis de que no hay cambios en su estratificación de humedad, sus dimensiones espaciales ni en la magnitud y distribución de los vientos de entrada y salida (referencia 6.1). Estos y otros factores deben ser considerados al trasponer una tormenta y, en caso de duda, debe consultarse a un meteorólogo.

La tormenta por trasponer debe estar en forma de curvas  $hp-A-d$  como en la figura 6.31. Una vez que la tormenta se ha sintetizado en esta forma, la trasposición consiste simplemente en multiplicar los valores de la precipitación por el factor de ajuste (referencia 6.8)

$$K = \frac{h_u}{h_o} \quad (6.4)$$

donde  $h_o$  = agua precipitable en el punto de ocurrencia de la tormenta por trasponer, para el punto de rocío persistente durante unas 12 h en el lapso de duración de la tormenta, y  $h_a$  = agua precipitable en la cuenca en estudio para el mismo punto de rocío. Los valores de  $h_o$  y  $h_a$  se pueden determinar mediante las figuras 6.4 y 6.4a. Después, mediante el área de la cuenca, se establecen alturas de precipitación para diferentes duraciones de las curvas  $hp-A-d$  ajustadas con el factor  $K$  (ecuación 6.41), con lo que se obtiene una curva masa. De esta curva masa se calculan las alturas de precipitación en intervalos de tiempo  $\Delta t$  previamente seleccionados y, por último, se conforman diferentes hietogramas, colocando dichas alturas en diferentes posiciones, pero respetando las alturas de precipitación acumulada hasta obtener la condición más desfavorable.

La tormenta se puede aún maximizar multiplicando sus áreas de precipitación por el factor de maximización:

$$K_M = \frac{h_M}{h_a} \quad (6.42)$$

donde  $h_M$  = agua precipitable correspondiente a la temperatura de rocío máxima persistente durante unas 12 h en el sitio en estudio.

**Ejemplo 6.6.** La tormenta de la figura 6.31 se presentó en una cuenca cuya altitud media es de 500 msnm, cuando el punto de rocío persistente durante 12 h fue de 10 °C. Trasponer y maximizar esta tormenta a una cuenca meteorológicamente similar, que tiene una altitud media de 1 000 msnm, un área de 6 000 km<sup>2</sup> y un punto de rocío máximo persistente de 25 °C.

**Solución**

En primer lugar, se calcula el factor de ajuste  $K$  (ecuación 6.41); de la figura 6.4 con  $z = 500$  m y  $T_d = 15$  °C, el valor de  $h_o$  es 7.5 mm, y para 1 000 m y  $T_d = 15$  °C, resulta  $h_a = 11.5$  mm. Entonces:

$$K = \frac{11.5}{7.5} = 1.53$$

Multiplicando los valores de la tabla 6.7 por  $K = 1.53$ , se obtienen los datos para la curva  $hp-A-d$  de la tormenta traspuesta (tabla 6.8).

Ahora se maximizará la tormenta de la tabla 6.8 mediante el factor de maximización  $K_M$  (ecuación 6.42). Con  $z = 1 000$  m y  $T_d = 25$  °C, resulta, de la figura 6.4,  $h_M = 22.5$  mm. Entonces:

$$K_M = \frac{22.5}{11.5} = 1.96$$

Tabla 6.8

Área km <sup>2</sup>	Altura de precipitación, mm				
	1 h	2 h	4 h	6 h	8 h
1 998	9.69	17.72	31.23	38.27	42.08
4 218	10.90	18.28	28.18	33.57	38.05
9 638	6.87	12.15	22.90	33.21	31.99
16 933	5.81	10.50	19.22	23.61	26.38
17 350	5.83	10.47	19.08	23.32	26.01

Multiplicando los valores de la tabla 6.8 por  $K_M = 1.96$ , se obtiene la tormenta maximizada, tabla 6.9.

Con los datos de la tabla 6.9 se forman las curvas  $hp-A-d$  mostradas en la figura 6.32.

De la figura 6.32 con el área de 6 000 km<sup>2</sup> de la cuenca en estudio, se obtienen los valores de la curva masa, así como sus incrementos, mostrados en la tabla 6.10.

Tabla 6.9

Área km <sup>2</sup>	Altura de precipitación, mm				
	1 h	2 h	4 h	6 h	8 h
1 998	18.99	34.83	61.21	75.01	82.48
4 218	21.36	35.83	55.23	65.80	74.58
9 638	13.47	23.81	44.80	55.29	62.70
16 933	11.39	20.58	37.69	42.28	51.71
17 350	11.43	20.52	37.40	45.71	50.98

Tabla 6.10

Duración, h	0	1	2	4	6	8
hp, mm	0	18.1	32.0	51.0	61.2	70.0
incremento, mm	—	18.1	13.9	19.0	10.2	8.8

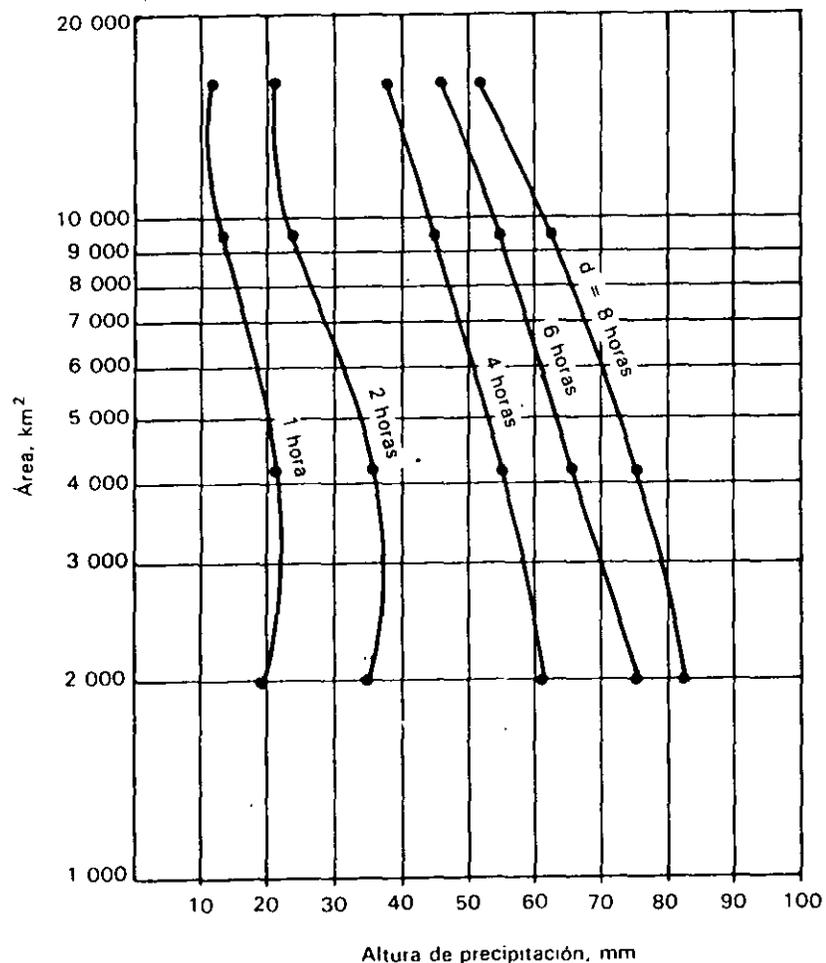


Figura 6.32

Finalmente, se escogen varias posiciones de las barras de histograma, cuidando que se conserve la altura de precipitación acumulada. En la figura 6.33 se muestran dos de estas posibilidades. Estos histogramas se usarían posteriormente para alimentar algún modelo de la relación lluvia-escorrentía (capítulo 8) para obtener diferentes avenidas, de las que se escogería la más desfavorable para el caso de que se trate.

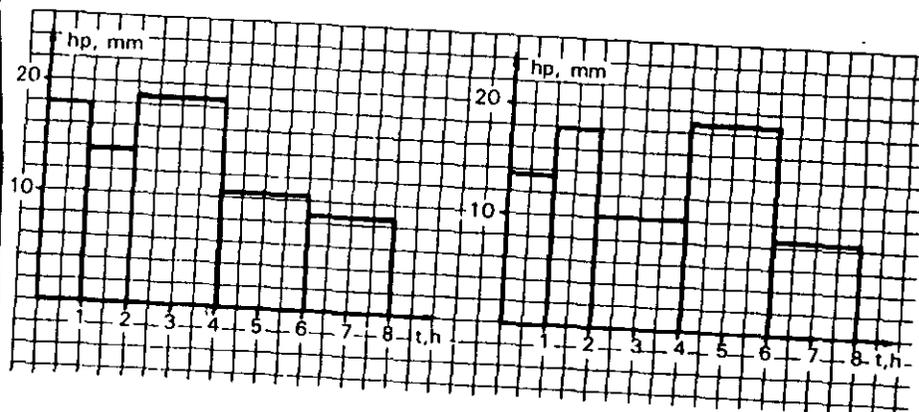


Figura 6.33

### 6.3.7 Curvas intensidad-duración-periodo de retorno (*i-d-T*)

El grado óptimo de seguridad de una estructura depende, por un lado, de su costo y, por otro, del costo de las pérdidas asociadas con una falla. Por ejemplo, puede ser aceptable que un aeropuerto pequeño se inunde en promedio una vez cada dos o tres años, si el costo de su sistema de drenaje se compara con el de uno que sólo permita inundaciones una vez cada 50 años en promedio, o más aún, podría resultar totalmente incosteable un sistema de drenaje con el que se pudiera extraer cualquier cantidad de precipitación por grande que fuera, aun cuando tal drenaje fuera posible de construir.

Por otra parte, sería poco económico y poco ético aceptar un riesgo alto de falla del vertedor de una presa grande situada aguas arriba en una ciudad importante, pues esta falla tendría consecuencias desastrosas, mientras que en el ejemplo del aeropuerto una insuficiencia del drenaje no ocasionaría más que algunas molestias a los usuarios.

Sin embargo, al menos en lo que a la teoría estadística respecta, no es posible tener una seguridad del 100% de que no exista ninguna avenida cuyas dimensiones hagan insuficiente el vertedor de la presa, sino que sólo se puede hablar de aceptar un riesgo pequeño. La magnitud de este riesgo aceptable depende del balance entre el costo de la obra y el de los daños que se producirían al verificarse una falla, y para poder determinar cuál es el riesgo que se corre al proponer los parámetros de diseño de la obra, es necesario analizar estadísticamente los datos hidrológicos recabados en la zona en estudio.

Estos datos son fundamentalmente de dos tipos: escurrimientos y precipitaciones. Un análisis del primer tipo de datos tendría como resultado directo un parámetro de diseño, que es el gasto máximo, mientras que el segundo proporcionaría datos con los cuales sería necesario alimentar un modelo de la relación lluvia-escurrimiento, para obtener una avenida de diseño. En este capítulo se estudiará sólo parte del análisis estadístico de precipitaciones, que se refiere a las curvas intensidad-duración-periodo de retorno, y todo lo referente a escurrimientos se tratará con amplitud en el capítulo 9, donde también se hará una revisión más profunda de los conceptos de probabilidad y estadística aplicables a la hidrología. A continuación se hace solamente un recordatorio de algunos de dichos conceptos.

### 6.3.7.1 Algunos conceptos de probabilidad y estadística

**Probabilidad.** Si un experimento tiene  $n$  resultados posibles y mutuamente excluyentes y si de ellos  $n_a$  resultados tienen un atributo  $a$ , entonces la probabilidad de que ocurra un evento  $A$  con el atributo  $a$  es:

$$P(A) = \frac{n_a}{n} \quad (6.43)$$

Por ejemplo, el experimento puede llamarse "tiro de un dado" u "ocurrencia de una tormenta" y el atributo  $a$  puede ser "el número que sale del tiro del dado es 2", o bien "la altura de precipitación total es mayor o igual que 500 mm".

**Periodo de retorno.** Sea  $A$  el evento "el número que sale del tiro del dado es 2" y  $B$  el evento "la altura máxima de precipitación en 24 h en cualquier año es de 500 mm". Nótese que en el experimento "tiro de un dado" es posible hablar de resultados que tienen un valor numérico *exacto*, como 1, 2, etc., y las probabilidades asociadas a estos resultados son diferentes de cero (1/6 en cada caso). Es claro, sin embargo, que en el experimento "ocurrencia de una tormenta", la probabilidad de que el resultado tome un valor *exacto*, como 500 mm, es nula. En el último caso es necesario hablar más bien de *intervalos*, como por ejemplo que la precipitación mencionada tome un valor de 500 mm o *mayor*, de 500 mm o *menor* o que esté en el intervalo de 300 a 500 mm.

El número de años en que, *en promedio*, se presenta un evento como el  $B$ , se llama *periodo de retorno*, *intervalo de recurrencia* o simplemente *frecuencia* y se acostumbra denotarlo con  $T$ .

Así, por ejemplo, el periodo de retorno de la ocurrencia del número dos en el tiro de un dado es el número de tiros en que, *en promedio*, el dos sale una vez; en este caso  $T$  es igual a 6 tiros. Del mismo modo, se dice que "el

periodo de retorno de la precipitación máxima en 24 h de 500 mm es de 25 años" cuando, *en promedio*, se presenta una precipitación de esa magnitud o *mayor* una vez cada 25 años. Nótese que esto *no* significa que dicha precipitación se presente exactamente una vez cada 25 años, de la misma manera que el dos no sale exactamente una vez cada seis tiros del dado.

De acuerdo con la definición, la probabilidad de que en cualquier tiro del dado salga un dos es  $P(2) = 1/6$ ; entonces se tiene la siguiente relación entre probabilidad y periodo de retorno:

$$P(A) \cdot T = 1 \quad (6.44)$$

es decir:

$$T = \frac{1}{P} \quad (6.45)$$

donde  $T$  y  $P$  se refieren a un evento cualquiera  $A$ .

La misma relación vale en el caso de la precipitación máxima en 24 h:

$$T = \frac{1}{P(hp \geq 500 \text{ mm})}$$

esto es, el periodo de retorno de la precipitación máxima en 24 h de 500 mm es el inverso de que esta precipitación sea igualada o excedida en un año cualquiera.

Obviamente,  $P(hp \leq 500 \text{ mm}) = 1 - P(hp \geq 500 \text{ mm})$  y, entonces,

$$P(hp \leq 500 \text{ mm}) = 1 - \frac{1}{T}$$

Usualmente, cuando se tienen datos de un cierto periodo, y se desea aplicar algún método estadístico para extrapolar dichos datos a periodos de retorno mayores al de las mediciones, es necesario asignar un valor de  $T$  a cada dato registrado. Por las razones que se expondrán en el capítulo 9, conviene usar la siguiente expresión para asignar periodos de retorno a una serie de datos (ver ecuación 9.30):

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (6.46)$$

donde  $m$  = número de orden en una lista de mayor a menor de los datos y  $n$  = número de datos.

**Riesgo.** Si  $P$  es la probabilidad de que ocurra un evento en cualquier año,

$$P = \frac{1}{T}$$

entonces la probabilidad de que dicho evento *no* ocurra en un año cualquiera es:

$$\bar{P} = 1 - \frac{1}{T}$$

Si se supone que la no ocurrencia de un evento en un año cualquiera es independiente de la no ocurrencia del mismo en los años anteriores y posteriores, entonces la probabilidad de que el evento no ocurra en  $n$  años sucesivos es:

$$\underbrace{\bar{P} \bar{P} \bar{P} \dots \bar{P}}_{n \text{ factores}} = \bar{P}^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

y, por lo tanto, la probabilidad de que el evento ocurra al menos una vez en  $n$  años sucesivos es:

$$R = 1 - \bar{P}^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (6.47)$$

$R$  es llamada *riesgo* en la teoría probabilística. Con este parámetro es posible determinar cuáles son las implicaciones de seleccionar un periodo de retorno dado para una obra que tiene una vida útil de  $n$  años.

**Ejemplo 6.7.** Determinar el riesgo de falla de una obra que tiene una vida útil de 10 años si se diseña para un periodo de retorno de 10 años.

**Solución**

En este caso,  $T = 10$  años y  $n = 10$  años. Sustituyendo en la ecuación 6.47:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{10}\right)^{10} = 0.651$$

El riesgo es del 65.1%, es decir, se tiene una probabilidad del 65.1% de que la obra falle durante su vida útil.

### 6.3.7.2 Métodos para la determinación de las curvas $i-d-T$

Existen básicamente dos métodos con los que se puede determinar la relación entre las variables  $i$ ,  $d$  y  $T$  para un sitio dado.

El primero, llamado de *intensidad-periodo de retorno*, relaciona estas dos variables para cada duración por separado mediante alguna de las funciones de distribución de probabilidad usadas en hidrología, que se estudiarán con detalle en el capítulo 9. El segundo método relaciona simultáneamente las tres variables en una familia de curvas cuya ecuación es:

Análisis de los datos de precipitación

$$i = \frac{k T^m}{(d + c)^n} \quad (6.48)$$

donde  $k$ ,  $m$ ,  $n$  y  $c$  son constantes que se calculan mediante un análisis de *correlación lineal múltiple* (véase apéndice B).

Si se toman logaritmos de la ecuación 6.48 se obtiene:

$$\log i = \log k + m \log T - n \log (d + c)$$

o bien:

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (6.49)$$

donde:

$$y = \log i, \quad a_0 = \log k, \quad a_1 = m, \quad x_1 = \log T, \\ a_2 = -n, \quad x_2 = \log (d + c)$$

La ecuación 6.49 es la de una familia de líneas rectas de pendiente  $a_2$ , ordenada al origen  $a_0$  y espaciamiento  $a_1$  (véase figura 6.34).

Si los datos registrados de  $i$ ,  $d$  y  $T$  se dibujan en papel logarítmico (véase figura 6.34), usualmente se agrupan en torno a líneas rectas. A veces las líneas resultan ligeramente curvas, lo que se puede corregir agregando a las duraciones un valor constante  $c$ , o bien, en algunos casos, cuando la pendiente de las líneas varía mucho, dividiendo la línea para cada periodo de retorno en dos rectas. Si los datos se agrupan lo suficiente en torno a líneas rectas, el valor de  $c$  puede tomarse como cero.

Al hacer un ajuste de correlación lineal múltiple de una serie de tres tipos de datos, se obtiene un sistema de ecuaciones como el siguiente (ver apéndice B y referencia 6.9):

$$\left. \begin{aligned} \Sigma y &= N a_0 + a_1 \Sigma x_1 + a_2 \Sigma x_2 \\ \Sigma(x_1 y) &= a_0 \Sigma x_1 + a_1 \Sigma (x_1^2) + a_2 \Sigma (x_1 x_2) \\ \Sigma(x_2 y) &= a_0 \Sigma x_2 + a_1 \Sigma (x_1 x_2) + a_2 \Sigma (x_2^2) \end{aligned} \right\} \quad (6.50)$$

donde  $N$  es el número de datos y las incógnitas son  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$ ;  $x_1$ ,  $x_2$  y  $y$  son, respectivamente, los logaritmos del periodo de retorno, la duración (con el valor de  $c$  agregado de ser necesario) y la intensidad, obtenidos de un registro de precipitación. Una vez calculados los coeficientes  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$  es posible valuar los parámetros  $k$ ,  $m$  y  $n$  de la ecuación 6.48.

Tabla 6.11

fecha			duración, minutos					
año	mes	día	5	10	20	45	80	120
1954	oct.	5	—	—	—	10.5	12.8	14.2
	oct.	8	8.0	9.0	9.3	—	—	—
1955	jul.	8	8.0	8.0	—	—	—	—
	nov.	2	—	8.0	14.5	20.5	34.0	48.0
1956	may.	15	12.5	15.5	20.0	24.8	25.5	25.6
1957	sep.	21	7.5	11.0	14.3	19.0	25.7	29.0
1958					SIN	DATOS		
1959	jun.	14	5.7	—	9.2	10.0	15.2	15.6
	ago.	13	—	6.8	—	—	—	—
1960	ago.	11	9.8	11.7	18.0	20.6	21.1	22.6
1961	jul.	10	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1
1962	sep.	10	13.5	18.5	20.7	38.5	60.0	80.0
1963	may.	17	8.0	10.0	11.5	—	—	—
	jun.	16	—	—	—	20.3	23.1	30.0
1964	may.	31	10.0	17.5	17.7	18.7	18.7	19.8

Alturas de precipitación en mm

**Ejemplo 6.8.** En una estación pluviográfica se han registrado las alturas de precipitación máxima en mm para diferentes duraciones mostradas en la tabla 6.11. Determinar las curvas intensidad-duración-periodo de retorno.

La Secretaría de Agricultura y Recursos Hidráulicos y otros organismos cuentan con tablas similares a la 6.11 para un gran número de estaciones en la República Mexicana. En caso de que no se cuente con esta tabla para la estación de interés, es necesario recurrir a los registros del pluviógrafo y, para cada año de registro, escoger la máxima altura de precipitación registrada para cada duración seleccionada. Normalmente, estas alturas máximas de precipitación corresponden a sólo una o dos de las tormentas máximas del año. Por otra parte, siempre es conveniente manejar estaciones que cuenten con registros de más de 25 años para que el análisis sea confiable. Aquí se hará sólo con 10 años a manera de ejemplo.

El primer paso es transformar las alturas de precipitación de la tabla 6.11 a intensidades dividiéndolas entre sus respectivas duraciones, como se muestra en la tabla 6.12.

Una vez transformados los datos a intensidades, es necesario asignar a cada uno un periodo de retorno. En la tabla 6.13 se han ordenado los datos

Tabla 6.12

AÑO	Duración, minutos					
	5	10	20	45	80	120
1954	96	54	28	14	10	7
1955	96	48	44	27	26	24
1956	150	93	60	33	19	13
1957	90	66	43	25	19	15
1959	68	41	28	13	11	8
1960	118	70	54	27	16	11
1961	85	43	21	9	5	4
1962	162	111	62	51	45	40
1963	96	60	35	27	17	15
1964	120	105	53	25	14	10

Intensidades en mm/h

para cada duración de mayor a menor y se les ha asignado un periodo de retorno de acuerdo con la ecuación 6.46.

En la figura 6.34 se muestran los puntos correspondientes a los datos de la tabla 6.10. Como se puede observar, los datos tienden a agruparse en torno

Tabla 6.13

Número de orden	T años	Duración, minutos					
		5	10	20	45	80	120
1	11.00	162	111	62	51	45	40
2	5.50	150	105	60	33	26	24
3	3.67	120	93	54	27	19	15
4	2.75	118	70	53	27	19	15
5	2.20	96	66	44	27	17	13
6	1.83	96	60	43	25	16	11
7	1.57	96	54	35	25	14	10
8	1.38	90	48	28	14	11	8
9	1.22	85	43	28	13	10	7
10	1.10	68	41	21	9	5	4

Intensidades en mm/h

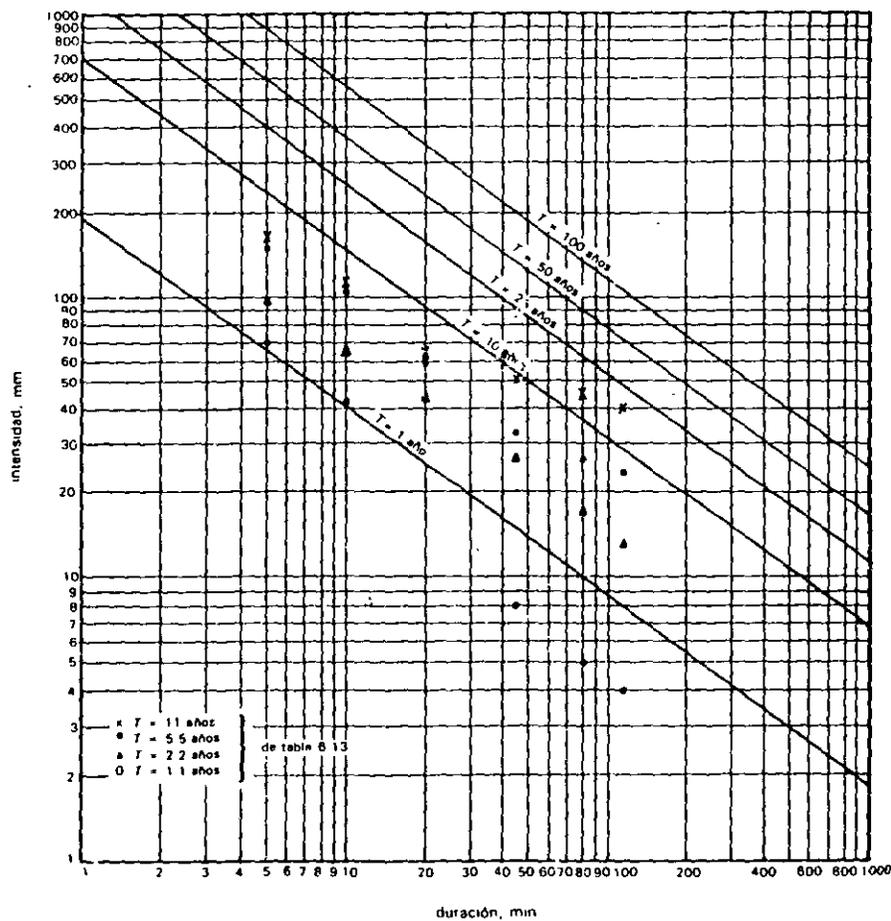


Figura 6.34

a líneas rectas, salvo para períodos de retorno de 11 y 5.5 años, por lo que en este ejemplo se tomará  $c = 0$ .

En la tabla 6.14 se han calculado los parámetros  $x_2$ ,  $x_1$  y  $y$ , así como sus productos y cuadrados, y las sumas indicadas en la ecuación 6.50.

Sustituyendo los resultados de la tabla 6.14 en el sistema de ecuaciones 6.50 resulta:

$$\begin{aligned}
 60 a_0 + 22.968 a_1 + 86.350 a_2 &= 90.698 \\
 22.968 a_0 + 14.304 a_1 + 33.055 a_2 &= 37.864 \\
 86.350 a_0 + 33.055 a_1 + 138.570 a_2 &= 120.758
 \end{aligned}$$

Tabla 6.14

$x_2$	$x_1$	$y$	$x_1 y$	$x_2 y$	$x_1^2$	$x_2^2$	$x_1 x_2$
0.699	1.041	2.210	2.301	1.545	1.084	0.489	0.728
0.699	0.740	2.176	1.610	1.521	0.548	0.489	0.517
0.699	0.565	2.079	1.175	1.453	0.319	0.489	0.395
0.699	0.439	2.072	0.910	1.448	0.193	0.489	0.307
0.699	0.342	1.982	0.678	1.385	0.117	0.489	0.239
0.699	0.238	1.982	0.472	1.385	0.057	0.489	0.166
0.699	0.196	1.982	0.388	1.385	0.038	0.489	0.137
0.699	0.140	1.954	0.274	1.366	0.020	0.489	0.098
0.699	0.086	1.929	0.166	1.348	0.007	0.489	0.007
0.699	0.041	1.833	0.075	1.281	0.002	0.489	0.002
1.000	1.041	2.045	2.129	2.045	1.084	1.000	1.041
1.000	0.740	2.021	1.496	2.021	0.584	1.000	0.740
1.000	0.565	1.969	1.112	1.969	0.319	1.000	0.565
1.000	0.439	1.845	0.810	1.845	0.193	1.000	0.439
1.000	0.342	1.820	0.622	1.820	0.117	1.000	0.342
1.000	0.238	1.778	0.423	1.778	0.057	1.000	0.238
1.000	0.196	1.732	0.339	1.732	0.038	1.000	0.196
1.000	0.140	1.681	0.235	1.681	0.020	1.000	0.140
1.000	0.086	1.633	0.140	1.633	0.007	1.000	0.086
1.000	0.041	1.613	0.066	1.613	0.002	1.000	0.041
1.301	1.041	1.792	1.865	2.331	1.084	1.693	1.354
1.301	0.740	1.778	1.316	2.313	0.548	1.693	0.963
1.301	0.565	1.732	0.979	2.253	0.319	1.693	0.753
1.301	0.439	1.724	0.757	2.243	0.193	1.693	0.571
1.301	0.342	1.643	0.562	2.138	0.117	1.693	0.445
1.301	0.238	1.633	0.389	2.125	0.057	1.693	0.310
1.301	0.196	1.544	0.303	2.009	0.038	1.693	0.255
1.301	0.140	1.447	0.203	1.883	0.020	1.693	0.182
1.301	0.086	1.447	0.124	1.883	0.007	1.693	0.112
1.301	0.041	1.301	0.053	1.693	0.002	1.693	0.053
1.653	1.041	1.708	1.778	2.823	1.084	2.732	1.721
1.653	0.740	1.519	1.124	2.511	0.548	2.732	1.223
1.653	0.565	1.431	0.809	2.365	0.319	2.732	0.134
1.653	0.439	1.431	0.628	2.365	0.193	2.732	0.726
1.653	0.342	1.431	0.489	2.365	0.117	2.732	0.565
1.653	0.238	1.398	0.333	2.311	0.057	2.732	0.813
1.653	0.196	1.398	0.274	2.311	0.038	2.732	0.224
1.653	0.140	1.146	0.160	1.894	0.020	2.732	0.131
1.653	0.086	1.114	0.096	1.891	0.007	2.732	0.142
1.653	0.041	0.954	0.039	1.577	0.002	2.732	0.068
1.903	1.041	1.653	1.721	3.146	1.084	3.621	1.981
1.903	0.740	1.415	1.047	2.693	0.548	3.621	1.408
1.903	0.565	1.279	0.723	2.434	0.319	3.621	1.075
1.903	0.439	1.279	0.561	2.434	0.193	3.621	0.835
1.903	0.342	1.230	0.121	2.341	0.117	3.621	0.651

Tabla 6.14 (Continuación).

$x_2$	$x_1$	$y$	$x_1 y$	$x_2 y$	$x_1^2$	$x_2^2$	$x_1 x_2$	
1.903	0.238	1.204	0.287	2.291	0.057	3.621	0.453	
1.903	0.196	1.146	0.225	2.181	0.038	3.621	0.373	
1.903	0.140	1.041	0.146	1.981	0.020	3.621	0.266	
1.903	0.086	1.000	0.086	1.903	0.007	3.621	0.164	
1.903	0.041	0.699	0.029	1.330	0.002	3.621	0.078	
2.079	1.041	1.602	1.668	3.331	1.084	4.322	2.164	
2.079	0.740	1.380	1.021	2.869	0.548	4.322	1.538	
2.079	0.565	1.176	0.664	2.445	0.319	4.322	1.175	
2.079	0.439	1.176	0.516	2.445	0.193	4.322	0.013	
2.079	0.342	1.114	0.381	2.316	0.117	4.322	0.711	
2.079	0.238	1.041	0.248	2.164	0.057	4.322	0.495	
2.079	0.196	1.000	0.196	2.079	0.038	4.322	0.407	
2.079	0.140	0.903	0.126	1.877	0.020	4.322	0.291	
2.079	0.140	0.903	0.126	1.877	0.020	4.322	0.179	
2.079	0.086	0.845	0.073	1.757	0.007	4.322	0.179	
2.079	0.041	0.602	0.025	1.252	0.002	4.322	0.085	
$\Sigma$	86.350	22.968	90.698	37.864	120.758	14.304	138.57	33.055

Resolviendo el sistema de ecuaciones anterior se obtiene:

$$a_0 = 2.277; \quad a_1 = 0.571; \quad a_2 = -0.68$$

y los valores de los parámetros de la ecuación 6.48 son:

$$K = 10^{2.277} = 189.23$$

$$m = 0.571$$

$$n = 0.68$$

por lo que la ecuación de las curvas  $i-d-T$  es:

$$i = \frac{189.23 T^{0.57}}{d^{0.68}} \quad (6.51)$$

( $d$  en min.,  $T$  en años.,  $i$  en mm/h).

En la figura 6.34 se muestran las curvas dibujadas según la ecuación 6.51.

Cada una de las rectas de la figura 6.34, para un periodo de retorno dado, se interpreta como una curva masa de precipitación. Por ejemplo, para un periodo de retorno  $T = 10$  años, resulta de la ecuación 6.51

$$i = 703.06 d^{-0.68} \quad (6.52)$$

Multiplicando la ecuación 6.52 por la duración  $d$  se obtiene la altura de precipitación:

$$hp = i \frac{d}{60} = 11.72 d^{0.32} \quad (6.53)$$

En la figura 6.35 se encuentra graficada la ecuación 6.53 en forma de curva masa.

De una gráfica como la de la figura 6.35 es posible obtener un hietograma, mismo que puede usarse como tormenta de diseño para alimentar a algún modelo de la relación lluvia-escurrimiento, como se verá en el capítulo 8.

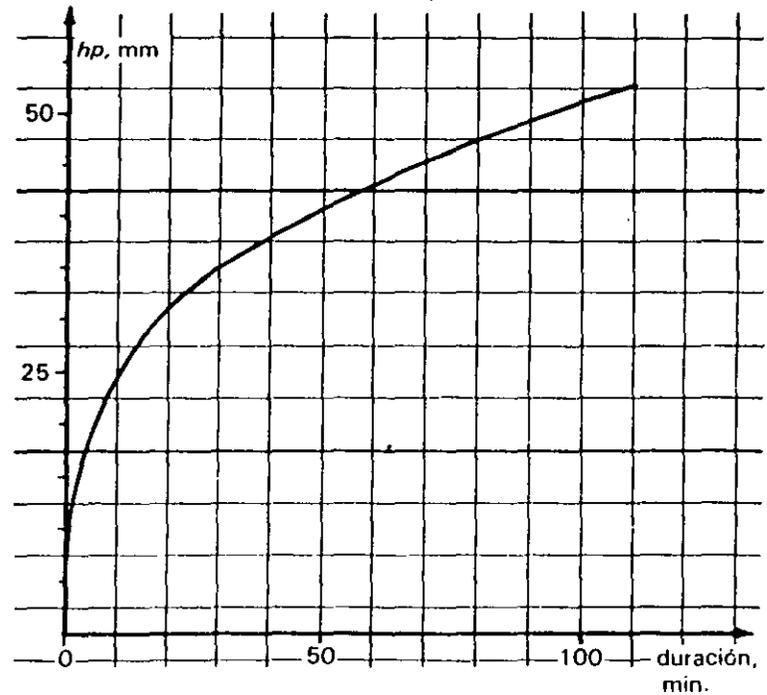


Figura 6.35

### 6.3.8 Comentario final

Las características más significativas de la precipitación, desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, pueden resumirse en cuatro: su altura o intensidad, su distribución en el espacio, su distribución en el tiempo y su frecuencia o probabilidad de ocurrencia. Las primeras dos partes de este subcapítulo ligan a la altura de precipitación con la distribución en el espacio; en los apartados 6.3.5 y 6.3.6, a su vez, se han correlacionado estas dos características con la distribución en el tiempo, y en el apartado 6.3.7 se toman en cuenta la intensidad, la distribución en el tiempo y la frecuencia.

Los métodos anteriores estudian el problema desde diversos puntos de vista, los cuales deben ser tomados en cuenta en cualquier estudio hidrológico. Las conexiones que se deben establecer entre estos puntos y el peso relativo que se debe dar a cada uno para llegar a un resultado concreto, dependen de la cantidad y calidad de los datos disponibles y, en gran medida, del criterio del hidrólogo.

Por ello, difícilmente se pueden proporcionar aquí criterios generales en cuanto a la aplicación de los métodos estudiados. Cada problema hidrológico es único, y el papel que desempeña el juicio ingenieril es, en todos los casos, más importante que la "precisión" que se puede lograr con cada método.

### BIBLIOGRAFÍA

- 6.1 Wiesner, C.J. *Hidrometeorology*. Chapman & Hall. Ltd. Great Britain, 1970.
- 6.2 Biblioteca Salvat de Grandes Temas. *La atmósfera y la predicción del tiempo*. Salvat Editores. Barcelona, 1973.
- 6.3 Callen, H.B. *Thermodynamics*. John Wiley New York, 1960.
- 6.4 Chow, V.T. (ed.) *Handbook of Applied Hydrology*. McGraw-Hill, 1964.
- 6.5 Thiessen, A.H. "Precipitation for large areas" *Monthly Weather Rev.*, vol. 39, pp. 1082, 1084, July, 1911.
- 6.6 Domínguez, R. "Red Hidrológica. Elementos Básicos", Documentación del Plan Nacional Hidráulico. México, 1976.
- 6.7 Langbein, W.B. "Stream Gaging Networks," Publ. No. 38, *Int. Assoc. for Sci. Hydrol.* Roma, 1954
- 6.8 Domínguez, M.R., Lozoya, C.J., "Tormenta de Diseño". Capítulo A 1.7 del *Manual de Diseño de Obras Civiles*. CFE. México, 1981.
- 6.9 Viessman, W. Knapp, J.W., Lewis, G.L., Harbaugh, T.E. *Introduction to Hydrology*. Harper & Row, 1977.
- 6.10 Collado, M.J., Domínguez, M.R. "Predicción de avenidas", capítulo A.1.11 del *Manual de Diseño de Obras Civiles*, CFE, México, 1980.

#### 8. - EJEMPLO DE APLICACIÓN.

Se presenta el estudio hidrológico realizado, para determinar la tormenta de diseño del alivio de inundaciones del Hospital del Instituto Mexicano del Seguro Social IMSS, en Cd. Obregón, ~~Coahuila~~ Sonora.

#### **4. TORMENTA DE DISEÑO**

Para este estudio se recabó la información del pluviógrafo Cd. Obregón, Sonora (Cajeme), en el período 1963-1995, que es el más cercano a la zona en estudio, dicha información se presenta en el anexo de cálculo a este informe.

Para este pluviógrafo se analizaron los pluviogramas máximos anuales, fijados a partir de la precipitación máxima en una hora, en base a una serie de máximos anuales, agrupando los valores de las alturas de precipitación, en duraciones representativas de intervalos de clasificación 10, 20, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 90, 100, 110 y 120 minutos, en la tabla No. 4.1 se presenta dicha información.

Una vez obtenida esta información, para cada duración se ordenaron las alturas de precipitación de mayor a menor y se calculó el periodo de retorno de cada una de las alturas de lluvia como:

$$T = \frac{n+1}{m} \quad (4.1)$$

siendo:

T      Periodo de retorno, en años  
n      Número de años de registro  
m      Número de orden

En la tabla No. 4.2 se presenta dicha información.

Con dichos datos, se dedujo, a partir de una análisis de correlación múltiple, una ecuación de la forma :

$$hp = a T^b d^c \quad (4.2)$$

donde :

a,b,c    parámetros a valuar por mínimos cuadrados.  
d        Duración de la lluvia, en minutos  
hp      Altura de precipitación, en mm  
T        Periodo de retorno, en años

Si se toman logaritmos a esta ecuación, se obtiene :

$$\log hp = \log a + b \log T + c \log d \quad (4.3)$$

Transformando esta ecuación, considerando.

$$\begin{array}{lcl} y & = & \log hp \\ a_0 & = & \log a \\ a_1 & = & b \\ x_1 & = & \log T \\ a_2 & = & c \\ x_2 & = & \log d \end{array}$$

se tiene :

$$y = a_0 + a_1 x_1 + a_2 x_2 \quad (4.4)$$

Por el método de mínimos cuadrados se valoraron los parámetros  $a_0$ ,  $a_1$  y  $a_2$ , resultando, para la estación Ciudad Obregón (Cajeme), la ecuación :

$$hp = 2.6279 T^{0.3311} d^{-0.5429} \quad (4.5)$$

Transformando la ecuación 4.5 a una ecuación i-d-T se aplicó la definición de intensidad de lluvia que indica

$$i = \frac{hp}{d} \quad (4.6)$$

donde :

- i Intensidad de lluvia, en mm/hr
- hp Altura de precipitación, en mm
- d Duración de la tormenta, en horas

Por lo tanto, la ecuación 4.5 se transforma a :

$$i = 157.674 T^{0.3311} d^{-0.4571} \quad (4.7)$$

La ecuación 4.7 representará la tormenta de diseño.

En la tabla 4.1 se presenta la información de la estación pluviográfica "Cajeme" y en la tabla 4.2 la información procesada y que sirvió de base para la correlación.

ALTA DE PRECIPITACION EN mm, OBTENIDAS DE LOS PLUVIOGRAMAS

AÑO DE TORMENTA	DURACION EN MINUTOS											
	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
1963	10.0	20.0	30.0	35.2	40.0	44.0	48.0	52.0	52.8	52.9	53.1	53.4
1964	10.0	13.0	20.5	23.5	25.9	27.6	29.8	32.8	35.2	35.7	36.1	37.2
1965	10.0	13.5	17.5	18.9	19.4	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6
1966	20.0	37.1	52.9	55.0	55.3	55.4	55.5	55.5	56.4	57.9	58.2	58.3
1969	18.5	30.0	39.3	40.0	44.8	45.5	48.0	48.2	48.3	48.4	48.5	48.6
1970	10.0	20.0	30.0	40.0	42.5	50.0	50.9	51.1	51.4	51.5	51.5	51.5
1971	12.0	22.0	30.0	33.7	35.9	36.4	36.6	36.8	37.2	37.7	38.0	38.2
1972	10.0	17.0	22.5	28.5	34.0	38.5	41.5	42.1	42.3	43.3	44.3	45.4
1973	10.0	20.0	30.0	36.3	38.0	40.0	41.0	42.0	42.2	43.5	43.8	44.2
1974	10.0	20.0	29.5	32.1	33.9	34.4	34.6	35.1	35.1	35.1	35.1	35.1
1975	10.0	19.0	20.0	29.0	30.7	33.0	34.0	34.0	34.0	34.0	34.0	34.0
1976	10.0	20.0	30.0	35.6	38.0	39.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0	40.0
1977	10.5	17.0	22.0	27.5	32.0	36.5	46.5	52.0	54.5	56.5	56.9	57.1
1979	6.0	10.0	13.0	14.5	15.0	15.1	15.2	15.7	16.1	16.6	17.0	17.6
1980	10.0	19.3	22.8	23.6	23.8	24.3	24.4	24.5	24.5	24.5	24.5	24.5
1981	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0	60.0	70.0	80.0	89.4	95.0	99.4	101.0
1982	10.0	20.0	27.5	30.0	40.0	40.3	40.8	42.0	42.3	42.4	42.5	42.6
1983	10.0	20.0	30.0	34.0	34.5	34.6	35.0	35.8	39.3	40.0	40.7	41.2
1984	10.0	20.0	22.0	30.0	40.0	41.0	44.0	47.5	50.0	50.0	50.7	50.9
1985	10.0	20.0	30.0	33.3	33.8	33.8	33.8	33.8	33.8	33.8	33.8	33.8
1986	10.0	20.0	27.0	30.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0
1987	10.0	13.5	20.0	22.0	30.0	32.4	36.2	36.2	36.2	36.2	36.2	36.2
1988	5.5	10.0	14.0	17.0	18.1	18.5	18.8	20.1	23.3	25.8	25.9	29.2
1989	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0	52.0	52.8	52.8	52.8	52.8	52.8	52.8
1990	10.0	20.0	30.0	33.0	40.0	42.5	50.0	52.5	54.0	57.0	57.0	57.0
1991	10.0	20.0	30.0	40.0	49.6	55.1	56.6	59.6	61.0	61.5	62.2	62.7
1992	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0	54.0	55.5	60.0	62.5	63.6	63.8	65.9
1993	10.0	20.0	30.0	33.1	33.1	33.1	33.1	33.1	33.1	33.1	33.1	33.1
1994	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0	60.0	60.1	61.5	62.7	63.5	64.0	64.5
1995	8.0	15.0	18.0	20.0	20.5	22.3	23.8	24.2	26.5	28.5	28.5	28.5

NOTA.- En esta tabla se presentan las lluvias comprendidas entre 1963 y 1995, en orden cronológico

TABLA No. 4.2  
ALTURAS DE PRECIPITACION ORDENADAS, EN MM

m	T	DURACION, EN MINUTOS											
		10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
1	31.00	20.0	37.1	52.9	55.0	55.3	60.0	70.0	80.0	89.4	95.0	99.4	101.0
2	15.50	18.5	30.0	39.3	40.0	50.0	60.0	60.1	61.5	62.7	63.6	64.0	65.9
3	10.33	12.0	22.0	30.0	40.0	50.0	55.4	56.6	60.0	62.5	63.5	63.8	64.5
4	7.75	10.5	20.0	30.0	40.0	50.0	55.1	55.5	59.6	61.0	61.5	62.2	62.7
5	6.20	10.0	20.0	30.0	40.0	50.0	54.0	55.5	55.5	56.4	57.9	58.2	58.3
6	5.17	10.0	20.0	30.0	40.0	49.6	52.0	52.8	52.8	54.5	57.0	57.0	57.1
7	4.43	10.0	20.0	30.0	40.0	44.8	50.0	50.9	52.5	54.0	56.5	56.9	57.0
8	3.88	10.0	20.0	30.0	40.0	42.5	45.5	50.0	52.0	52.8	52.9	53.1	53.4
9	3.44	10.0	20.0	30.0	36.3	40.0	44.0	48.0	52.0	52.8	52.8	52.8	52.8
10	3.10	10.0	20.0	30.0	35.6	40.0	42.5	48.0	51.1	51.4	51.5	51.5	51.5
11	2.82	10.0	20.0	30.0	35.2	40.0	41.0	46.5	48.2	50.0	50.0	50.7	50.9
12	2.58	10.0	20.0	30.0	34.0	40.0	40.3	44.0	47.5	48.3	48.4	48.5	48.6
13	2.38	10.0	20.0	30.0	33.7	38.0	40.0	41.5	42.1	42.3	43.5	44.3	45.4
14	2.21	10.0	20.0	30.0	33.3	38.0	39.0	41.0	42.0	42.3	43.3	43.8	44.2
15	2.07	10.0	20.0	30.0	33.1	35.9	38.5	40.8	42.0	42.2	42.4	42.5	42.6
16	1.94	10.0	20.0	30.0	33.0	34.5	36.5	40.0	40.0	40.0	40.0	40.7	41.2
17	1.82	10.0	20.0	29.5	32.1	34.0	36.4	36.6	36.8	39.3	40.0	40.0	40.0
18	1.72	10.0	20.0	27.5	30.0	33.9	34.6	36.2	36.2	37.2	37.7	38.0	38.2
19	1.63	10.0	20.0	27.0	30.0	33.8	34.4	35.0	35.8	36.2	36.2	36.2	37.2
20	1.55	10.0	20.0	22.8	30.0	33.1	33.8	34.6	35.1	35.2	35.7	36.1	36.2
21	1.48	10.0	19.3	22.5	29.0	32.0	33.1	34.0	34.0	35.1	35.1	35.1	35.1
22	1.41	10.0	19.0	22.0	28.5	32.0	33.0	33.8	33.8	34.0	34.0	34.0	34.0
23	1.35	10.0	17.0	22.0	27.5	30.7	32.4	33.1	33.1	33.8	33.8	33.8	33.8
24	1.29	10.0	17.0	20.5	23.6	30.0	32.0	32.0	32.8	33.1	33.1	33.1	33.1
25	1.24	10.0	15.0	20.0	23.5	25.9	27.6	29.8	32.0	32.0	32.0	32.0	32.0
26	1.19	10.0	13.5	20.0	22.0	23.8	24.3	24.4	24.5	26.5	28.5	28.5	29.2
27	1.15	10.0	13.5	18.0	20.0	20.5	22.3	23.8	24.2	24.5	25.8	25.9	28.5
28	1.11	3.0	13.0	17.5	18.9	19.4	19.6	19.6	20.1	23.3	24.5	24.5	24.5
29	1.07	6.0	10.0	14.0	17.0	18.1	18.5	18.8	19.6	19.6	19.6	19.6	19.6
30	1.03	5.5	10.0	13.0	14.5	15.0	15.1	15.2	15.7	16.1	16.6	17.0	17.6

NOTA: Las precipitaciones se presentan ordenadas, por duración, de mayor a menor.

m Número de orden de los datos  
T Período de retorno de los datos



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

**CURSOS INSTITUCIONALES  
COMISIÓN DEL AGUA DEL ESTADO DE MÉXICO**

**DISEÑO DE DRENAJES PLUVIALES**  
Del 30 de agosto al 3 de septiembre de 1999.

*Sistemas de Alcantarillado para Aguas Pluviales*

Ing. Constanino Gutiérrez Palacios  
Palacio de Minería  
1999.

## TEMA IV

### SISTEMAS DE ALCANTARILLADO PARA AGUAS PLUVIALES

#### IV.1 DESCRIPCION Y APLICACION DE DATOS PLUVIOMETRICOS Y PLUVIOGRAFICOS

La función de un sistema de alcantarillado para aguas pluviales es la remoción del agua de lluvia que se capta en calles y áreas verdes para prevenir daños e inundaciones. El ingeniero sanitario se encuentra ante el problema de elegir la tormenta adecuada para poder diseñar el sistema de alcantarillado pluvial ya que no es común proyectar para la tormenta más severa, considerándose más económico el aceptar los daños y molestias que resulten de vez en cuando. Además el problema de proyecto se complica por el hecho de que a medida que una ciudad se edifica, las áreas impermeables se incrementan y el escurrimiento de las lluvias futuras también aumenta.

Para conocer la cantidad de agua de lluvia se utilizan los pluviómetros o los pluviógrafos.

El pluviómetro en su forma usual consiste en un recipiente cilíndrico de lámina de aproximadamente 20 cm de diámetro y de 60 cm de alto. La tapa del cilindro es un embudo receptor, el cual se comunica con una probeta de sección 10 veces menor que la de la tapa.

Esto permite medir la altura de lluvia en la probeta con una

aproximación hasta décimos de milímetro, ya que cada centímetro medido en la probeta corresponde a un milímetro de altura de lluvia; para medirla se saca la probeta y se introduce una regla graduada, con la cual se toma la lectura; generalmente se acostumbra hacer una lectura cada 24 horas por lo cual sus datos no se pueden relacionar con el tiempo de lluvia.

Por medio del pluviógrafo se lleva un registro de altura de lluvia contra tiempo. Los más comunes son de forma cilíndrica, y el embudo receptor está ligado a un sistema de flotadores, que originan el movimiento de una aguja sobre un papel registrador montado en un sistema de reloj. Como el papel registrador tiene un cierto rango en cuanto a la altura de registro, una vez que la aguja llega al borde superior automáticamente regresa al borde inferior y sigue registrando. La gráfica trazada por un pluviógrafo se llama pluviograma.

#### IV.2.1 Intensidad de lluvia

La cantidad promedio de lluvia que cae en una tormenta, se mide al dividir el volumen total de lluvia precipitada entre el tiempo de duración de la tormenta, pero no proporciona la información necesaria para proyectar un sistema de alcantarillado pluvial, para poder proyectar el sistema se requiere la rapidez de la variación de la altura de lluvia con respecto al tiempo que se le suele llamar intensidad de lluvia. En general, la intensidad de una lluvia se refiere al valor medio de la misma y corresponde a la relación entre la altura total de precipitación ocurrida y el tiempo de duración de la tormenta, es decir:

$$I = \frac{h}{t}$$

en donde

I = intensidad de lluvia en mm/hora

h = altura de lluvia (cm)

t = tiempo de duración de la lluvia (min)

#### IV.2.2 Coeficientes de escurrimiento

No toda el agua que cae en una lluvia escurre por la superficie. Primeramente en los lugares donde hay vegetación, es detenida por las hojas, después se evapora de acuerdo a la temperatura ambiente. Enseguida se satura el suelo y por

Último escurrirá por la superficie. A esta parte de la lluvia se le llama lluvia en exceso y representa sólo una parte del total de lluvia que cae.

El coeficiente de escurrimiento es la relación que hay entre el volumen de agua que escurre por la superficie y el volumen llovido, y se le representa por la letra "C".

$$C = \frac{\text{Agua que escurre}}{\text{Agua llovida}}$$

Los principales factores que determinan el coeficiente de escurrimiento son: la permeabilidad, evaporación, vegetación y la distribución no uniforme de la lluvia.

Existen fórmulas para determinar el coeficiente de escurrimiento en función del tiempo de duración de la lluvia, entre las que se mencionan las siguientes:

a) Fórmula de Gregory  $C = 0.175 \sqrt[3]{t}$

b) Fórmula de McGee:

Superficies impermeables  $C = \frac{t}{8 + t}$

Superficies permeables  $C = \frac{t}{15 + t}$

Superficies muy permeables  $C = \frac{t}{20 + t}$

Para fines prácticos se le han asignado valores a C, puesto que para alcantarillado, no es necesaria tanta precisión como las que dan las fórmulas anteriores.

En la tabla IV.1 se observan los valores de "C" para diferentes superficies:

TABLA IV.1

1.	Techos impermeables .....	0.75 a 0.95
2.	Pavimentos de asfalto en buen estado ....	0.85 a 0.90
3.	Pavimentos empedrados o de adoquín <u>juntea</u> dos con cemento .....	0.75 a 0.85
4.	Pavimentos de adoquín sin cemento .....	0.50 a 0.70
5.	Pavimentos de terracería .....	0.25 a 0.60
6.	Pavimentos de grava .....	0.15 a 0.30
7.	Superficies sin pavimentar como patios de ferrocarril y terrenos sin construir.....	0.10 a 0.30
8.	Parques, jardines y prados dependiendo de su superficie, de su pendiente y caracte- rísticas del suelo .....	0.05 a 0.25
9.	Áreas boscosas dependiendo de su pendien- te y del suelo .....	0.10 a 0.20
10.	Zonas citadinas densamente pobladas .....	0.70 a 0.90

En algunas poblaciones, es difícil determinar el tipo de superficies, por lo que se recomienda utilizar la tabla IV.2 en donde se observan valores de "C" para diferentes zonas.

TABLA IV.2

1.	Zonas mercantiles .....	0.70 a 0.90
2.	Zonas comerciales .....	0.60 a 0.85
3.	Zonas industriales .....	0.55 a 0.80
4.	Zonas residenciales:	
	a) Departamentos .....	0.50 a 0.70
	b) Casas de tipo residencial .....	0.25 a 0.50
	c) Parques .....	0.05 a 0.25
	d) Áreas no desarrolladas .....	0.10 a 0.25

### IV.3 ESTUDIO ESTADISTICO DE LAS INTENSIDADES DE LLUVIA

Con los datos que se obtienen de los pluviógrafos, durante períodos de muchos años, se forman registros que permiten llegar al conocimiento de las lluvias y la frecuencia con que acontecen.

En una lluvia lo que interesa es conocer las intensidades máximas ya que son las que tienen influencia en el diseño, los tiempos para los cuales se calculan las intensidades máximas conviene sistematizarlos para efectos estadísticos. Se acostumbra tomar únicamente los datos correspondientes a los siguientes tiempos en minutos: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100, 120, 150, 180.

Para obtener las intensidades máximas de cualquier lluvia ordinaria se utiliza un método analítico dado que la precipitación pluvial es, frecuentemente, más intensa al principio de las tormentas y que por convención, las intensidades de las tormentas se expresan como gastos aritméticos medios de la precipitación durante períodos especificados.

El método analítico para ordenar las lluvias máximas se puede resumir en los pasos siguientes:

- a) Para una lluvia dada, separe en intervalos de 5 en 5 minutos y sus múltiplos, enseguida obtenga la altura de lluvia para los intervalos de tiempo encontrados.

#### Ejemplo IV.1

Dada la siguiente lluvia separe sus intervalos de tiempo y sus alturas de lluvia respectivas.

TABLA IV.3

t (min)	h (cm)	$\Delta t$ (min)	$\Delta h$ (cm)
5	0.8	5	0.8
10	1.5	5	0.7
15	2.2	5	0.7
20	3.4	5	1.2
25	4.0	5	0.6
30	5.3	5	1.3
35	6.7	5	1.4
40	8.0	5	1.3
45	8.7	5	0.7
50	9.2	5	0.5
60	9.7	10	0.5
80	10.4	20	0.7
100	11.1	20	0.7
120	11.5	20	0.4

Para mostrar la variación de la lluvia respecto a los intervalos de tiempo, en la tabla IV.3 se hace el análisis para intervalos de 5 y 10 minutos, calculando para cada intervalo la altura de lluvia registrada en ese lapso respectivamente.

Para obtener la altura de lluvia en cada intervalo se requiere restar al valor que se desea calcular, el valor anterior, es decir, en el ejemplo si se requiere calcular el  $\Delta h$ , para el tiempo de 5 minutos se toma  $h_1 = 0.8$  y  $h_0 = 0$  cm por lo que  $\Delta h_1 = 0.8 - 0 = 0.8$  cm para calcular  $\Delta h_2$  en el tiempo de 10 minutos  $h_2 = 1.5$  cm y  $h_1 = 0.8$  cm por lo tanto  $\Delta h_2 = 1.5 - 0.8 = 0.7$  cm.

Así se continúa con este procedimiento hasta calcular todos los valores de  $\Delta h$ .

- b) Cuando ya se conoce la altura de lluvia para cada intervalo se procede a obtener las máximas alturas para los tiempos elegidos.

Como el análisis es de maximización, se deben buscar las condiciones más desfavorables: La máxima relación entre las lluvias y el tiempo. Para el primer intervalo se procura el máximo incremento, para una duración de dos intervalos se busca la máxima combinación de dos alturas de lluvia consecutivas y así sucesivamente hasta terminar con los tiempos elegidos.

#### Ejemplo IV.2

Tomando los datos de la tabla IV.3 proceda a obtener la lluvia máxima.

TABLA IV.3

t (min)	h (cm)	$\Delta t$ (min)	$\Delta h$ (cm)
5	0.8	5	0.8
10	1.5	5	0.7
15	2.2	5	0.7
20	3.4	5	1.2
25	4.0	5	0.6
30	5.3	5	1.3
35	6.7	5	1.4
40	8.0	5	1.3
45	8.7	5	0.7
50	9.2	5	0.5
60	9.7	10	0.5
80	10.4	20	0.7
100	11.1	20	0.7
120	11.5	20	0.4

Dado que la lluvia es de 120 minutos se tomarán los siguientes tiempos para calcular la lluvia máxima: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos.

Para calcular la máxima altura pluvial para el tiempo de 5 minutos se tomará de la tabla IV.3 el valor para el tiempo de 35 minutos que corresponde a 1.4 cm de lluvia en un intervalo de 5 minutos, este punto representa el pivote a partir del cual se procederá a la acumulación de alturas de lluvia consecutivas.

Para calcular el valor de 10 minutos, se toma el anterior y el mayor de los consecutivos; en el ejemplo los consecutivos tienen igual valor por lo que se puede tomar cualquiera. Suponga que se toma el anterior a 1.4 cm por lo tanto el valor para 10 minutos será  $1.4 + 1.3 = 2.7$  cm.

Para 15 minutos se toma el mayor consecutivo al bloque ya calculado; en este punto se tienen dos valores, uno de 0.7 cm y otro de 1.3 cm por lo que se toma el valor de 1.3 cm, por lo tanto el valor para 15 minutos será  $2.7 \text{ cm} + 1.3 \text{ cm} = 4.0$  cm. Continuando con el procedimiento anterior se llega a la tabla IV.4.

TABLA IV.4

t (min)	hmáx (cm)	i mm/hora
5	1.4	168
10	2.7	162
15	4.0	160
20	4.7	141
30	6.5	130
45	8.7	116
60	9.7	97
80	10.4	78
100	11.1	66.6
120	11.5	57.5

La columna 3 ( $i = \text{mm/hora}$ ) de la tabla IV.4 se obtiene dividiendo la altura máxima acumulada entre el tiempo respectivo y de acuerdo a las unidades que se utilicen se obtiene la intensidad en mm/hora para el caso de  $t = 5 \text{ min}$  y  $hmáx = 1.4 \text{ CM}$

$$i = \frac{1.4 \text{ cm}}{5 \text{ min}} \cdot 600 = 168 \text{ mm/hora}$$

para  $t = 30 \text{ min}$  y  $h_{\text{máx}} = 6.5 \text{ cm}$

$$i = \frac{6.5 \text{ cm}}{30 \text{ min}} \cdot 600 = 130 \text{ mm/hora, etc.}$$

Calculadas las intensidades para cada lluvia interesa conocer la frecuencia de las intensidades más grandes, para ello se recomienda hacer el siguiente análisis que se resume como sigue:

- a) De acuerdo con las condiciones particulares de la lluvia de la población en estudio, pueden descartarse aquellas de baja intensidad, para lo cual se emplea la siguiente relación empírica:

$$i = 10 \cdot \frac{3t + 45}{t}$$

Donde:

$i$  = intensidad en mm/hora

$t$  = tiempo en minutos

- b) Con los datos restantes se puede hacer una tabulación de lluvias de una duración-intensidad dadas.

La elección de los intervalos de la intensidad depende de las variaciones de intensidad obtenidas.

#### Ejemplo IV.3

Tabule las máximas intensidades para la lluvia obtenida en la tabla IV.4.

Para lograr la tabulación es necesario descartar las lluvias de baja intensidad utilizando la relación

$$i = 10 \cdot \frac{3t + 45}{t}$$

t (min)	$i = \left(\frac{3t + 45}{t}\right) \cdot (10)$	i mm/hora
5	120	168
10	75	162
15	60	160
20	52.5	141
30	45	130
45	40	116
60	37.5	97
80	35.6	78
100	34.5	66.6
120	33.8	57.5

Los valores de las intensidades de la tabla IV.4 son mayores a las que se obtienen utilizando la relación empírica

$$i = 10 \left( \frac{3t + 45}{t} \right)$$

por lo que no se descarta ningún valor y se procede a tabular los resultados de la lluvia.

Observando el valor de las intensidades del ejemplo se utilizará un intervalo de variación de 25 mm/hora para lograr la tabulación y poder archivar los valores de intensidad de lluvia para el ejemplo propuesto.

TABLA IV.5  
REGISTRO DE LLUVIAS

DURACION (min)	DURACION mn/hora						
	1 - 25	26-50	51-75	76-100	101-125	126-150	151-175
5							1
10							1
15							1
20						1	
30						1	
45					1		
60				1			
80				1			
100			1				
120			1				

Una vez que se ha elegido la tabla en la cual se registrarán las lluvias máximas, se procede a llenarla cada vez que se ordene una lluvia, en la tabla IV.5 representa el registro de lluvias y en ella se muestra la lluvia del ejemplo IV.2.

### Curvas de frecuencia

La lluvia, como cualquier otro fenómeno, se presenta cíclicamente y entre más intensa es, más rara vez se presenta. Por otra parte, se puede relacionar la intensidad con el tiempo en una gráfica llamada "Curva de Precipitación".

En esta curva, se toman las intensidades como ordenadas y los tiempos como abscisas; así cada intensidad estará representada por un punto. Uniendo estos puntos, se tendrán las intensidades en un determinado período de tiempo.

Se acostumbra hacer una tabla, de la que se obtienen los datos para el dibujo de esta curva.

En esta tabla se tienen, en la primera columna, las duraciones en minutos de las lluvias; en la segunda, se tienen las alturas de lluvia que han sido igualadas o excedidas una vez durante el tiempo indicado; en la tercera, las que han sido igualadas o excedidas dos veces; en la cuarta, tres veces, etc. Dividiendo el número de años del período entre el número de veces que han sido alcanzadas o excedidas las lluvias, se obtiene la frecuencia. Obteniéndose la frecuencia de 20, 10, 6, 4 años, etc., ésta nos indica que esas lluvias solo podrán presentarse una, dos, etc., veces, durante el período que nos indique la misma.

Estas curvas sirven para que el ingeniero que estudia un alcantarillado, escoja entre ellas la más conveniente para su problema. Por ejemplo, se tienen las curvas de lluvia muy intensa, que se presentan una vez cada 20 años, pueden desecharse, pues si la red de alcantarillado se proyecta para eliminar el caudal que proporcionarían estas lluvias, solo una vez cada 20 años funcionarían los conductos a su capacidad máxima; en caso contrario, solamente una vez cada 20 años, la red sería insuficiente para desalojar rápidamente el agua llovida. Por lo tanto, se escogen las curvas relativas a máximas lluvias normales que pueden acontecer una o dos veces cada cinco años. Esta recomendación solo es válida para poblaciones pequeñas, pues para poblaciones mayores se escogerá el tiempo de recurrencia que mejor se adapte a las condiciones específicas de cada problema.

La resolución de las ecuaciones correspondientes a estas curvas, pueden servir en lugar de ellas. Como se ha visto anteriormente, a mayores intensidades menor es la duración con que se presentan y viceversa, para tiempos mayores, la intensidad es menor, por lo que se puede decir que:

La relación entre la intensidad y el tiempo queda expresada por la función:

$$I = f(t)$$

#### IV.4 METODOS PARA DETERMINAR LAS CURVAS DE FRECUENCIA E INTENSIDAD DE LLUVIA

##### IV.4.1 Método aproximado

Aproximadamente las intensidades de lluvia más altas de duración establecida que se han consignado en un registro pluviográfico de  $\underline{n}$  años, tiene una frecuencia de una vez en  $\underline{n}$  años y se llama lluvia de  $\underline{n}$  años.

El valor más próximo de intensidad tiene una frecuencia de 2 veces en  $\underline{n}$  años o una vez en  $\underline{n}/2$  años y se llama lluvia de  $\underline{n}/2$  años, etc.

Sin embargo, esta aproximación, no toma en cuenta variaciones en las magnitudes observadas.

Si se dispone de  $\underline{m}$  registros igualmente seguros de  $\underline{n}$  años, el valor promedio de la magnitud más grande sería la media de las  $\underline{m}$  magnitudes más grandes observadas en cada registro de  $\underline{n}$  años. De esta forma se llega a la conclusión que la intensidad más alta asociada a una duración establecida en un registro de  $\underline{n}$  años puede probablemente ser excedida en promedio únicamente una vez, en  $\underline{n}/(1-0.5) = \underline{2n}$  años y el valor más próximo a la mayor intensidad una vez en  $\underline{n}/(2-0.5) = \underline{0.67n}$  años. Por lo tanto, generalizando, la observación de  $\underline{K}$ ésima magnitud más grande de un arreglo es probable que sea igualada o excedida pero sólo una vez en  $\underline{n}/(\underline{K}-0.5)$  años, donde  $\underline{K}$  es el número de observaciones que igualan o exceden esa magnitud en el arreglo del registro. Este método de cálculo de frecuencias, estadísticamente es lógico, pero los resultados obtenidos son más conservadores que los de la primera aproximación descrita.

##### IV.4.2 Método estadístico

Este método consiste en formar con los datos de intensidades

la lluvia de un número  $n$  de años, una distribución de frecuencia. El intervalo de clase que se utiliza son los valores de las intensidades mm/h 0-4.9, 5-9.9, 10-14.9, etc., y el número de grupos está determinado por los tiempos en los cuales se considera uniforme la intensidad de lluvia es decir, 5, 10, 15, 20 ..., 120 minutos.

La distribución de frecuencia se forma, anotando para cada grupo e intervalo de clase, el número de lluvias correspondiente, obtenido del conteo realizado en el registro. Esto se puede tabular como se muestra en la tabla IV.6.

La tabla de distribución de frecuencia que se forma es:

t (duración In- terva- lo de cla- se i (mm/hr)	5	10	15	20	...	120
0 - 4.9	$X_1$	$X'_1$	$X''_1$	$X'''_1$	...	$X^n_1$
5.0 - 9.9	$X_2$	$X'_2$	$X''_2$	$X'''_2$	...	$X^n_2$
10.0 -14.9	$X_3$	$X'_3$	$X''_3$	$X'''_3$	...	$X^n_3$
15.0 -19.9	$X_4$	$X'_4$	$X''_4$	$X'''_4$	...	$X^n_4$
20.0 -24.9	$X_5$	$X'_5$	$X''_5$	$X'''_5$	...	$X^n_5$
⋮	⋮	⋮	⋮	⋮	...	⋮
200 ó más	$X_n$	$X'_n$	$X''_n$	$X'''_n$	...	$X^n_n$

TABLA IV.6

Al dividir el número  $n$  de años que abarca el registro entre el número de lluvias correspondientes a cada grupo e intervalo de clase, se obtiene la frecuencia de esas lluvias para un tiempo de duración  $t$  y una intensidad de lluvia  $i$ .

Si se dibuja en un sistema coordenado de ejes, en el cual el eje de las abscisas es el tiempo de duración  $t$  en minutos y el eje de las ordenadas es la intensidad  $i$  de la lluvia, los datos correspondientes para una frecuencia de lluvia determinada. Se unen dichos puntos por medio de una curva, de esta manera se obtiene la curva de frecuencia de las lluvias para una frecuencia establecida.

#### IV.4.3 Curvas teóricas de probabilidad.

Los registros de precipitación forman distribuciones de frecuencia de desviación derecha, que pueden generalizarse en forma aproximada como series normales geométricas; pero que son ajustadas mejor por ecuaciones que contienen gran número de coeficientes. El tipo de curva de frecuencia identificada por Pearson, ha sido puesta en forma conveniente por H. A. Foster y Allen Hazen, para ser usada con ventaja en estudios hidrológicos. La ecuación a seguir depende del tamaño e importancia de la localidad.

#### Ejemplo IV.4

El número de tormentas de intensidad y duración variable registradas en 45 años figuran en la tabla IV.7. Determinése los valores tiempo-intensidad para la tormenta de 5 años.

Para poder calcular los valores de la tormenta de 5 años, es necesario conocer la frecuencia  $F$ .

Se entiende por frecuencia el número de veces que se repite un evento en un período determinado.

Si durante un período de observación de " $n$ " años, se ha registrado " $m$ " veces un determinado tipo de lluvia, la frecuencia estará dada por:

$$F = \frac{n}{m} = F = \frac{\text{Registro de 45 años}}{\text{Tormenta de 5 años}} = 9$$

En la tabla IV.7 se debe de localizar el número 9, en caso de no encontrarlo se pueden interpolar los valores de tiempo-intensidad tomando en cuenta lo siguiente:

- a) Para cada intensidad especificada, la duración que es igualada o excedida por nueve tormentas.

TABLA IV.7

t (min)	INTENSIDADES (mm/hora)								
	25	50	75	100	125	150	175	200	225
5			123	47	22	14	4	2	1
10		122	48	15	7	4	2	1	
15		83	21	10	3	2	1		
20		44	13	5	2	2			
30	99	21	6	3	2				
45	69	11	3	1					
60	52	4	2						
80	18	2	1						
100	13	1							
120	8								

- b) Para cada duración especificada, la intensidad que es igualada o excedida por nueve tormentas.

La interpolación prosigue a lo largo de una línea diagonal quebrada, tanto horizontal como verticalmente.

Como en nuestro ejemplo no se encuentra el valor nueve en la tabla IV.7 es necesario interpolar iniciando por las intensidades:

Para  $t = 5$  minutos.

Se supone que entre las frecuencias 14 y 4 debe de estar la frecuencia 9 entre las intensidades 175 y 150 por lo tanto al interpolar resulta que

$$i = 175 + \left[ \frac{175 - 150}{4 - 14} \right] \cdot (9-4) = 162.50 \text{ mm/hora}$$

Para  $t = 10$  minutos, se supone que entre las frecuencias 15 y 7 debe estar la frecuencia 9 entre las intensidades 125 y 100 por lo tanto al interpolar resulta que:

$$i = 125 + \left[ \frac{125-100}{7-15} \right] (9-7) = 118.75 \text{ mm/hora}$$

continuando con el procedimiento se tienen los resultados siguientes:

t (min)	i (mm / Hora)
5	162.50
10	118.75
15	103.57
20	87.50
30	70.00
45	56.25
60	47.40
80	39.06
100	33.33
120	--

Terminada la interpolación de las intensidades, se inicia la interpolación de los tiempos manteniendo constante las intensidades.

Siguiendo la secuencia empleada anteriormente, se tiene para  $i = 150$  mm/hora

$$t_1 = 5 ; F_1 = 14 \text{ y } t_2 = 10 ; F_2 = 4$$

$$t = 10 + \left[ \frac{10 - 5}{4 - 14} \right] (9 - 4) = 7.50 \text{ min}$$

corresponde un tiempo de 7.50 minutos.

Continuando con el procedimiento se tienen los resultados siguientes:

$i$ (mm/hora)	$t$ (min)
25	116.00
50	49.29
75	25.71
100	16.00
125	9.33
150	7.50
175	--
200	--
225	--

Ordenando los resultados obtenidos de las dos tablas anteriores en una sola se tendrá el total de puntos mediante los cuales se puede obtener la curva de valores tiempo-intensidad para la tormenta de 5 años.

t (min)	i (mm/hora)
5.00	162.50
7.50	150.00
9.33	125.00
10.00	118.75
15.00	103.57
16.00	100.00
20.00	87.50
25.71	75.00
30.00	70.00
45.00	56.25
49.29	50.00
60.00	47.40
80.00	39.06
100.00	33.33
116.00	25.00
120.00	--

Graficando los valores de la tabla se obtiene la curva de la figura IV.4.

Las curvas tiempo-intensidad son de utilidad inmediata en el diseño de sistemas de alcantarillado pluvial. Las curvas pueden formularse en ecuaciones individuales que expresen las relaciones tiempo-intensidad para frecuencias específicas sólomente o bien, en una ecuación que generalice las relaciones intensidad-duración-frecuencia, como un conjunto.

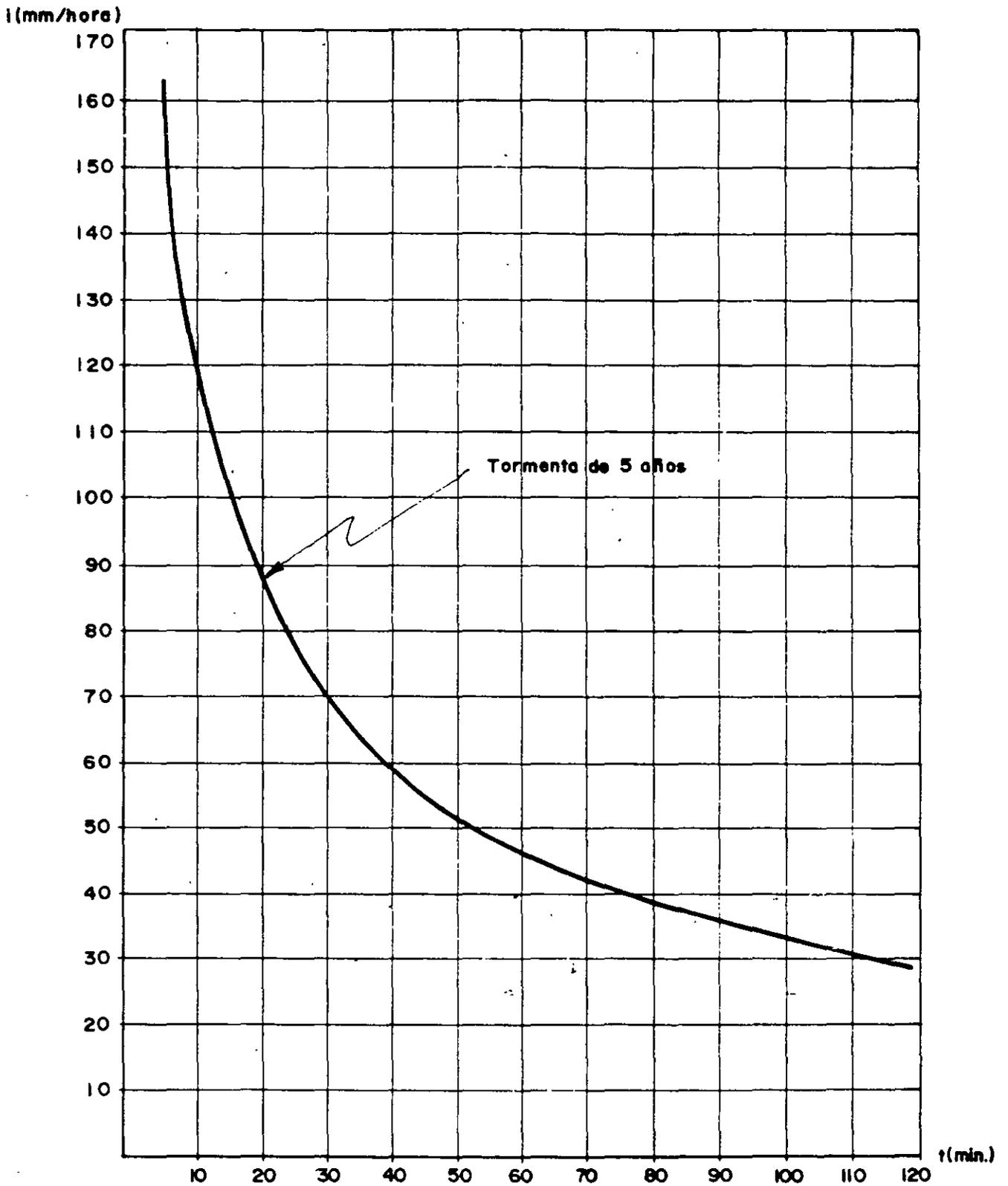


Figura IX.1

Generalmente se obtienen buenos ajustes mediante una ecuación de la forma:

$$i = \frac{c T^m}{(t+d)^n}$$

en donde:

$i$  = intensidad en mm/hora

$T$  = frecuencia de acontecimientos en años

$C, d, m, n$  = coeficientes y exponentes regionales

Existen dos formas de ecuaciones para valuar la intensidad de lluvia.

La primera para tormentas ordinarias que son las que se presentan una vez cada 10 años y tiene la forma

$$i = \frac{a}{t + b}$$

en donde

$i$  = intensidad de lluvia, en mm/hora

$t$  = tiempo de duración de la tormenta, en min.

$a, b$  = constantes regionales

La segunda para tormentas extraordinarias que son aquellas que se presentan una vez cada 20 años y tiene la forma:

$$i = \frac{a}{t^k}$$

en donde

$i$  = intensidad de lluvia en mm/hora

$t$  = tiempo de duración de la tormenta en min

$a, k$  = constantes regionales

Si se desea conocer la intensidad de lluvia para tormentas ordinarias se procede a obtener el recíproco de la ecuación

$$i = \frac{a}{b + t}$$

es decir

$$\frac{1}{i} = \frac{b}{a} + \frac{t}{a}$$

cuya expresión representa una línea recta y mediante un ajuste de mínimos cuadrados se determinan los valores de las constantes a y b.

Si se desea conocer la intensidad de lluvia para tormentas extraordinarias se saca el logaritmo de base diez a la ecuación

$$i = \frac{a}{t^k}$$

obteniéndose:

$$\log i = \log a - K \log t$$

cuya expresión representa una línea recta y mediante un ajuste de mínimos cuadrados se determinan los valores de las constantes a y k.

#### Ejemplo IV.5

Determine las ecuaciones para tormentas ordinarias y tormentas extraordinarias empleando los valores de la tabla IV.1.

Solución:

Ecuación para tormentas ordinarias.

Utilizando las fórmulas para el ajuste por mínimos cuadrados y efectuando las operaciones necesarias se tiene:

$$a = \frac{n \cdot (\sum t^2) - (\sum t)^2}{n \sum (t \cdot 1/i) - (\sum t) \cdot (\sum 1/i)}$$

en donde:

n = número de datos utilizados

i = intensidad de lluvia, en mm/hora

t = tiempo de duración de la tormenta, en minutos

t (min)	i ( $\frac{\text{mm}}{\text{Hora}}$ )	1/i	(t)(1/i)	t <sup>2</sup>
5.00	162.50	0.0062	0.0308	25.00
7.50	150.00	0.0067	0.0500	56.25
9.33	125.00	0.0080	0.0746	87.05
10.00	118.75	0.0084	0.0842	100.00
15.00	103.53	0.0097	0.1449	225.00
16.00	100.00	0.0100	0.1600	256.00
20.00	87.50	0.0114	0.2286	400.00
25.71	75.00	0.0133	0.3428	661.00
30.00	70.00	0.0143	0.4286	900.00
45.00	56.25	0.0178	0.8000	2025.00
49.29	50.00	0.0200	0.9858	2429.50
60.00	47.40	0.0211	1.2658	3600.00
80.00	39.06	0.0256	2.0481	6400.00
100.00	33.33	0.0300	3.0003	10,000.00
116.00	25.00	0.0400	4.640	13456.00
Σ 588.83	----	0.2425	14.2872	40620.80

n = 15

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene

$$a = \frac{15 \cdot (40\,620.80) - (588.83)^2}{15 \cdot (14.2872) - (588.83) \cdot (0.2425)}$$

$$a = 3671.75$$

Para calcular el valor de b

$$b = a \cdot \frac{(\sum 1/i) \cdot (\sum t^2) - (\sum t) \cdot \sum (t \cdot 1/i)}{n \cdot (\sum t^2) - (\sum t)^2}$$

$$b = 3671.75 \cdot \frac{(0.2425) \cdot (40620.80) - (588.83) \cdot (14.2872)}{15 \cdot (40620.80) - (588.83)^2}$$

$$b = 20.10$$

Finalmente sustituyendo los valores en la ecuación para tormentas ordinarias se tiene

$$i = \frac{3671.75}{20.10 + t}$$

que representa los valores de intensidad para la curva de 5 años.

Solución para la ecuación de tormentas extraordinarias, empleando nuevamente el método de los mínimos cuadrados, se obtiene lo siguiente:

t (min)	i ( $\frac{\text{mm}}{\text{hora}}$ )	log t	log i	$\frac{\log t}{\log i}$	$(\log t)^2$
5.00	162.50	0.6990	2.2109	1.5453	0.4886
7.50	150.00	0.8751	2.1761	1.9042	0.7657
9.33	125.00	0.9699	2.0969	2.0338	0.9407
10.00	118.75	1.0000	2.0746	2.0746	1.0000
15.00	103.57	1.1761	2.0152	2.3701	1.3832
16.00	100.00	1.2041	2.0000	2.4082	1.4499
20.00	87.50	1.3010	1.9420	2.5266	1.6927
25.71	75.00	1.4101	1.8751	2.6440	1.9884
30.00	70.00	1.4771	1.8451	2.7254	2.1819
45.00	56.25	1.6532	1.7501	2.8933	2.7331
49.29	50.00	1.6928	1.6990	2.8759	2.8654
60.00	47.40	1.7782	1.6758	2.9798	3.1618
80.00	39.06	1.9031	1.5917	3.0292	3.6218
100.00	33.33	2.0000	1.5228	3.0457	4.0000
116.00	25.00	2.0645	1.3979	2.8860	4.2620
$\Sigma$	--	21.2042	27.8732	37.9421	32.5352

n = 15

Utilizando las fórmulas para el ajuste por mínimos cuadrados se tiene

$$K = - \frac{n \sum (\log t \cdot \log i) - (\sum \log t) \cdot (\sum \log i)}{n \sum [(\log t)^2] - (\sum \log t)^2}$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene

$$K = - \frac{(15) \cdot (37.9421) - (21.2042) \cdot (27.8732)}{(15) \cdot (32.5352) - (21.2042)^2}$$

$$K = 0.57$$

Para calcular el valor de "a" se utiliza la siguiente fórmula

$$a = \text{Antilog} \frac{(\sum \log i) \cdot \sum [(\log t)^2] - (\sum \log t) \sum (\log t \cdot \log i)}{n \sum [(\log t)^2] - (\sum \log t)^2}$$

Sustituyendo los valores correspondientes se tiene

$$a = \text{Antilog} \frac{(27.8732) \cdot (32.5352) - (21.2042) \cdot (37.9421)}{15 \cdot 32.5352 - (21.2042)^2}$$

$$a = 461.44$$

Para finalizar se sustituyen los valores de a y K en la ecuación para tormentas extraordinarias teniendo que

$$i = \frac{461.44}{t^{0.57}}$$

que representa los valores de intensidad para la curva de 5 años.

Existen ecuaciones de intensidad para diversas ciudades importantes por ejemplo:

Chicago -----	$i = \frac{120}{t + 15}$
San Francisco -----	$i = \frac{7}{t^{0.5}}$
Nueva Orleans -----	$i = \frac{19}{t^{0.5}}$
Ciudad de México (lluvias ordinarias) -----	$i = \frac{448}{t+22} \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$
Ciudad de México (lluvias extraordinarias) ---	$i = \frac{500}{t^{0.5}} \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$

#### IV.4 ESTIMACION DE GASTOS. FORMULAS EMPIRICAS.

Existen varios métodos para estimar los gastos pluviales, los cuales consideran el área de captación, la intensidad de lluvia, que a su vez es función del tiempo de concentración.

El tiempo de concentración es el tiempo que teóricamente tardaría la gota más alejada que cae en el área de aportación, en llegar al punto de concentración.

En los sistemas de alcantarillado el tiempo de concentración está formado por dos tiempos, el primero llamado tiempo de ingreso ( $t_i$ ) y el segundo llamado tiempo de escurrimiento ( $t_e$ ).

El tiempo de ingreso ( $t_i$ ) se define como el tiempo que tarda teóricamente en escurrir una gota, desde el punto más alejado del área de captación, hasta entrar a la primer coladera de una atarjea. Este tiempo depende de la rugosidad de la superficie del terreno, de la capacidad de infiltración del terreno y de la inclinación de la pendiente del área, del tamaño de las manzanas entre otros factores.

W. S. Kerby propuso la fórmula siguiente para evaluar el tiempo de ingreso:

$$t_i = \left[ \frac{2}{3} l (n / \sqrt{s}) \right]^{0.467}$$

en donde

$t_i$  = es el tiempo de ingreso, en minutos

$l$  = distancia hasta el punto tributario más alejado, en metros (debe ser menor de 360 m)

$s$  = pendiente promedio del terreno

$n$  = coeficiente de rugosidad de la superficie

Se sugieren los siguientes valores para  $n$ :

Tipo de superficie -----	$n$
Superficies impermeables -----	0.02
Suelo desnudo, empacado, liso-----	0.10
Superficies desnudas, moderadamente rugosas	0.20
Césped pobre y cosechas cultivadas en surco -----	0.20
Pastos forrajeros o comunes -----	0.40
Tierras madereras -----	0.60
Tierras madereras con lecho profundo ---	0.80
Bosque de coníferas -----	0.80
Pastos densos -----	0.80

Como es imposible conocer el tiempo de ingreso con exactitud, se acostumbra tomarlo con una duración de 3 a 20 minutos, sin embargo suelen utilizarse los siguientes valores prácticos de ( $t_i$ ).

En poblaciones pavimentadas  $T_i = 5$  minutos

- b) En zonas comerciales con pendientes suaves y distancias grandes entre coladeras.  
 $T_i =$  de 10 a 15 minutos
- c) En áreas residenciales planas  $T_i =$  20 hasta 30 minutos en casos excepcionales.

El tiempo de escurrimiento ( $t_e$ ) se define como el tiempo que tarda en escurrir la gota de agua dentro de la atarjea, generalmente se toma el tiempo entre dos pozos de visita consecutivos (figura IV.2).

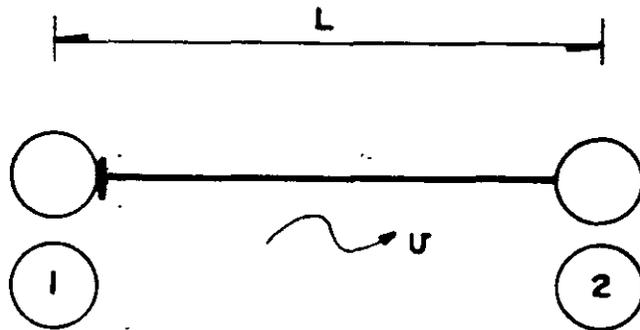


Fig. IV.2

El tiempo de escurrimiento ( $t_e$ ) se calcula con la siguiente fórmula:

$$t_e = \frac{L}{60 v}$$

en donde

$t_e$  = tiempo de escurrimiento en la tubería en minutos.

$L$  = longitud del tramo de tubería en metros

$v$  = velocidad media del agua en la tubería (m seg).

Como la velocidad media del agua no se puede establecer a priori, se pueden hacer tanteos y suponerla de acuerdo a la pendiente del terreno, la cual está sujeta a revisión.

Teniendo el tiempo de concentración (t) se sustituye el valor en las ecuaciones de intensidad obtenidas con anterioridad.

Para el caso de la ciudad de México, se utiliza la fórmula para tormentas ordinarias del ingeniero Roberto Gayol.

$$i = \frac{448}{t + 22} \text{ en mm/hora}$$

o bien, la fórmula para tormentas extraordinarias del Ing. Raúl E. Ochoa.

$$i = \frac{500}{t^{0.5}} \text{ en mm/hora}$$

#### Fórmulas empíricas

Algunos autores han propuesto expresiones en función de C, i, S y A para evaluar el gasto pluvial.

Entre otros se tienen a:

Havskley -----  $Q = CAi \frac{S}{Ai}$

Adams -----  $Q = CAi \frac{S}{A^2 i^2}$

Mc Math -----  $Q = CAi \frac{S}{A}$

Hering -----  $Q = CAi \frac{S^{0.27}}{A^{0.15}}$

Parmley -----  $Q = CAi \frac{S^{0.15}}{A}$

Gregory -----  $Q = CAi \frac{S^{0.186}}{A^{0.14}}$

#### IV.5 METODO RACIONAL AMERICANO

El método consiste en aplicar la fórmula axiomática expresada como sigue:

$$Q = 2.778 CiA$$

en donde:

Q = Gasto pluvial en lts/seg

C = Coeficiente de escurrimiento

i = Intensidad de lluvia en mm/hora

A = Area por drenar en hectáreas

2.778 = Constante que uniformiza las unidades utilizadas para obtener el gasto en litros/segundo.

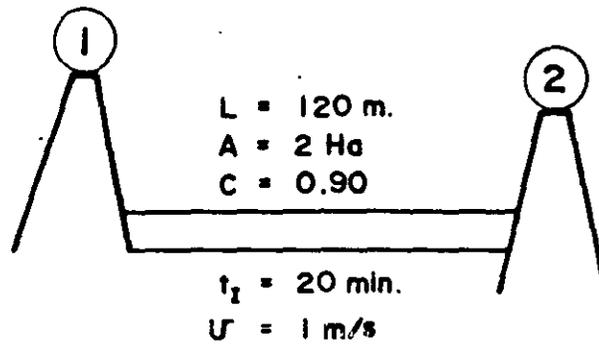
De la expresión se deduce que Q es máximo cuando la totalidad del área por drenar es tributaria al punto de concentración, de los factores incluidos en la ecuación C se estima con base en las características del área por drenar, i se determina para una tormenta de duración igual al tiempo de concentración y "A" se obtiene a partir de un plano regional topográfico.

Para obtener el tiempo de concentración se procede como se explicó anteriormente a encontrar el tiempo de ingreso y después el tiempo de escurrimiento y se suman

$$t = t_i + t_e$$

#### Ejemplo IV.6

Determine el gasto pluvial i en el tramo que tiene las siguientes características.



Para poder determinar el gasto es necesario calcular el tiempo de concentración en el tramo para lo cual se calcula el tiempo de escurrimiento.

$$t_e = \frac{L}{v}$$

$$t_e = \frac{120 \text{ m}}{1 \text{ m/s}} = 120 \text{ seg} = 2 \text{ minutos}$$

tiempo de concentración

$$t = t_i + t_e = 20 + 2 = 22 \text{ minutos}$$

Si utilizamos la ecuación de intensidades para tormentas ordinarias en la ciudad de México se tendrá:

$$i = \frac{448}{t + 22} = \frac{448}{22 + 22} = 10.18 \text{ mm/hora}$$

Ahora con los datos del problema se puede calcular el gasto pluvial

$$Q = 2.778 \text{ CiA}$$

$$Q = 2.778 \cdot 0.90 \cdot 10.18 \cdot 2 = 50.90 \text{ l/s}$$

$$Q = 50.90 \text{ l/s}$$

## Método Gráfico Alemán

Fundamentos del método.-

Este método se fundamenta en la expresión axiomática:

$$Q = CiA$$

La diferencia fundamental con el Método Racional Americano, estriba en que en lugar de un método analítico se emplea un artificio gráfico para determinar la influencia del retardo en el escurrimiento de los distintos tramos de la red de alcantarillado.

Considere un área A, cuyo coeficiente de escurrimiento sea C, sobre la que lloverá; un tiempo  $t_d$  mayor que el tiempo de concentración  $T_c$ . Observando los gastos que pasan por el desfogue, se nota lo siguiente: al empezar la lluvia, comienza un cierto escurrimiento que va aumentando hasta convertirse en el gasto total  $Q = CiA$ , si el tiempo de duración de lluvia ( $T_d$ ) es igual al tiempo de concentración  $T_c$  del área.

Si como se ha supuesto, el tiempo de duración de lluvia ( $T_d$ ) es mayor que el tiempo de concentración ( $T_c$ ), el gasto máximo  $Q = CiA$  se mantendrá durante un tiempo igual a la diferencia del tiempo de duración ( $T_d$ ) y el tiempo de concentración ( $T_c$ ). Cuando la lluvia termina el caudal empieza a disminuir hasta llegar a cero cuando transcurra el tiempo de concentración después de que terminó la lluvia.

La representación gráfica de los gastos que pasan por el punto de salida o sea el hidrograma de los escurrimientos, sería como el que se muestra en la figura IV.3. En la figura IV.4 se registrarían los gastos cuando la lluvia tuviera una duración igual al tiempo de concentración.

En el caso que el tiempo de duración de lluvia ( $T_d$ ) fuera menor que el tiempo de concentración ( $T_c$ ), es un caso hipotético puesto que el mayor caudal que se acumula es menor que el máximo que puede ocurrir en el área, esto se representa en la figura IV.5.

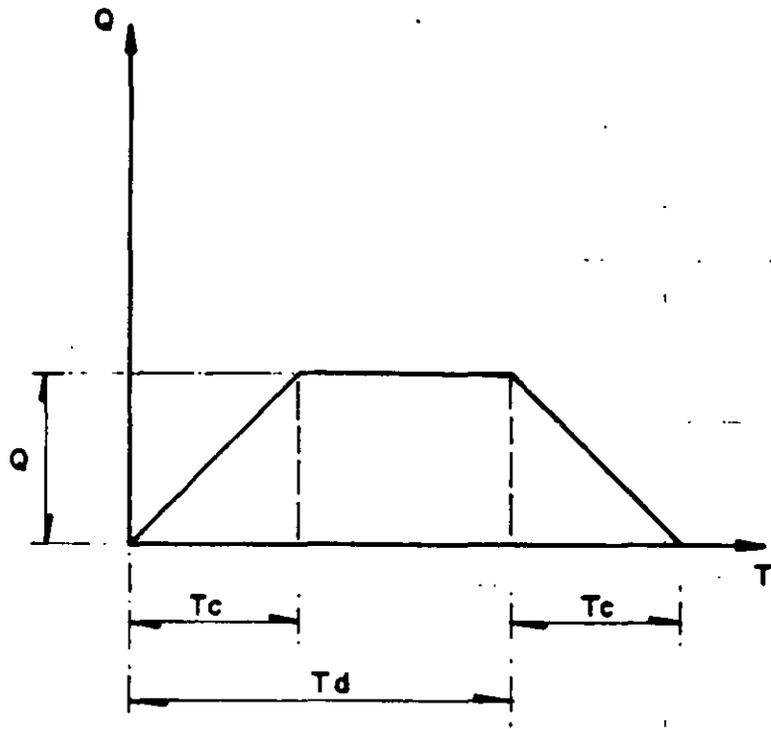


Figura IV.3.

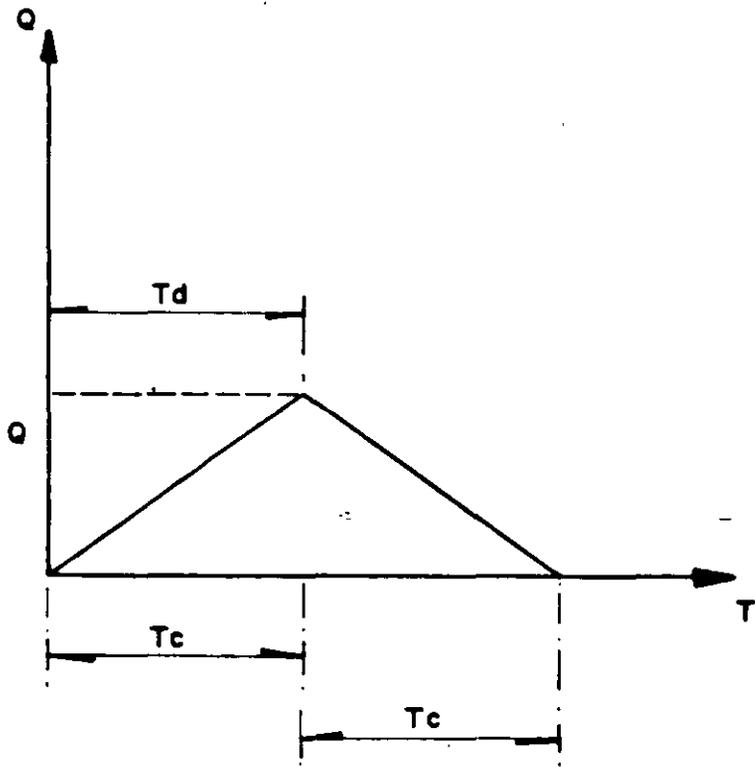
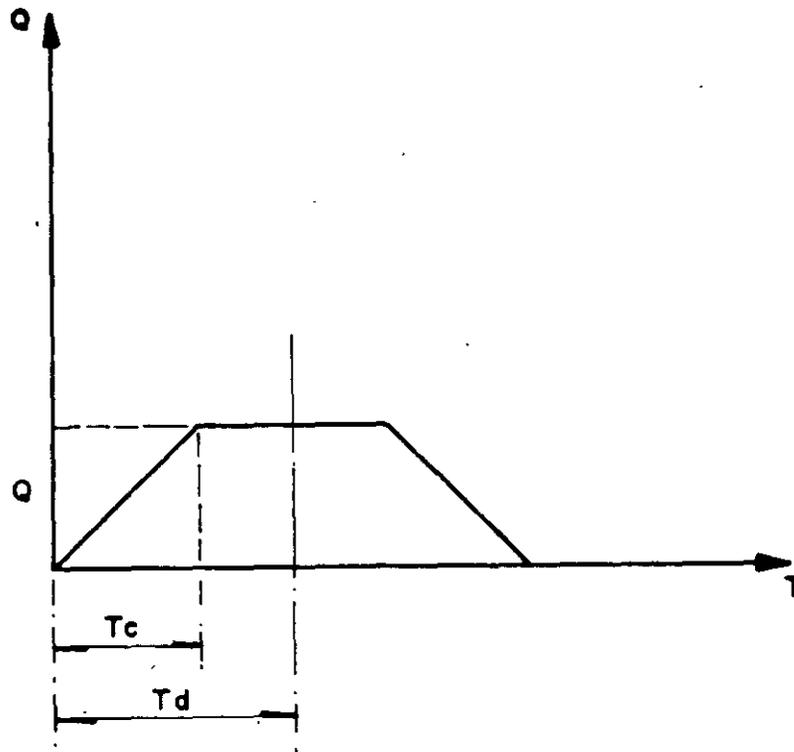


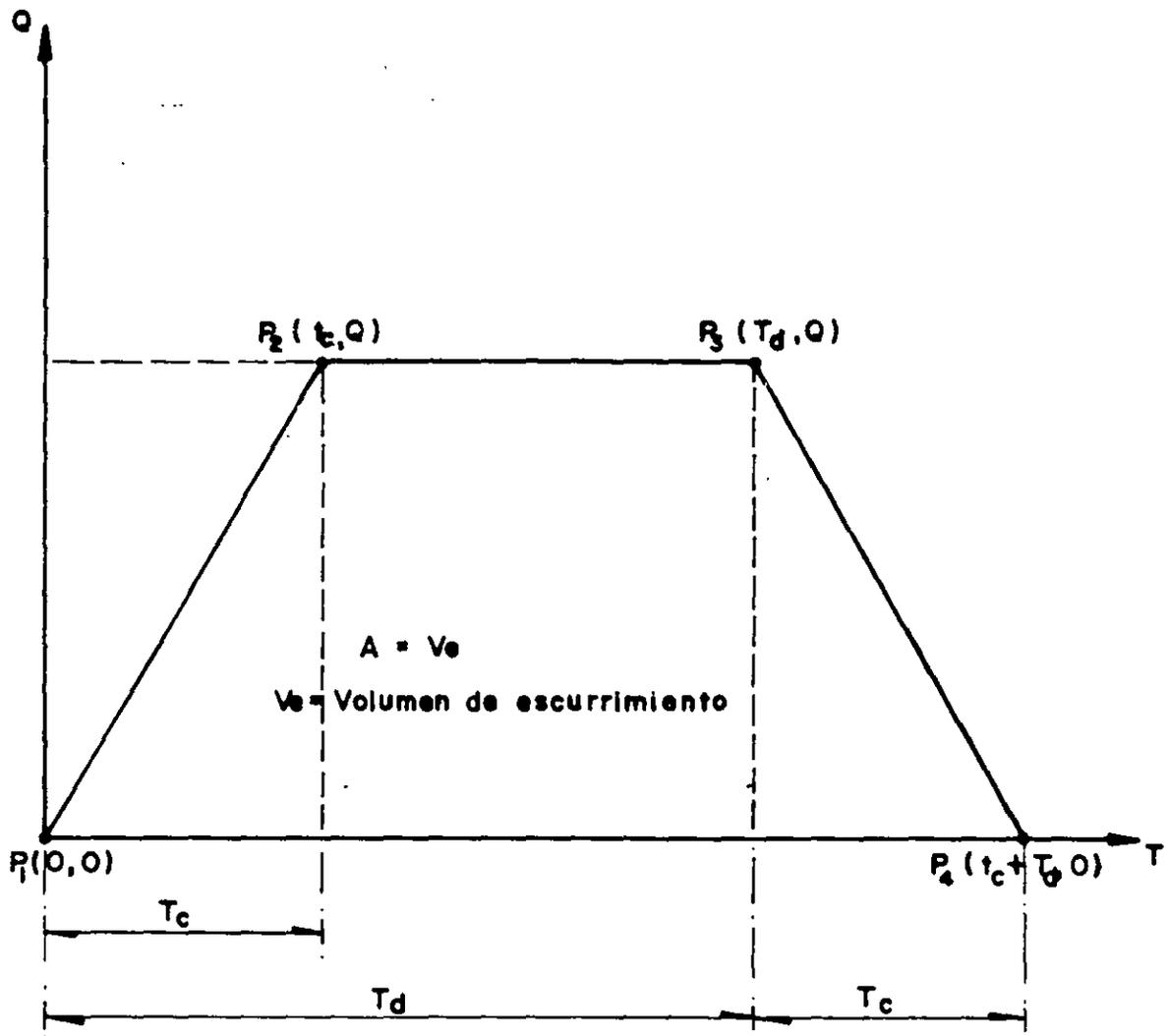
Figura IV.4



**Figura IV.5**

El método se basa en la representación gráfica del escurrimiento del agua en el tramo, la figura típica que resulta es un trapecio formado de la siguiente manera:

1. En un sistema de ejes coordenados, en el eje de las abscisas se llevan los tiempos y en el eje de las ordenadas se llevan los gastos.
2. El gasto se determina empleando la fórmula  $Q = CiA$ , considerando la intensidad de lluvia constante para toda la población.
3. Se determina el tiempo de concentración y el tiempo de duración de la lluvia.
4. Para el primer tramo se localizan cuatro puntos formados por: el primero por el origen de los ejes coordenados, el segundo por el tiempo de concentración y el gasto; el ter cero por el tiempo de duración de la tormenta y el g asto y el cu arto por la suma del tiempo de duración y el ti empo de concentración para  $Q = \text{cero}$ .



Al unir los cuatro puntos anteriores se obtiene un trapecio cuya figura nos indica que al inicio se efectúa la acumulación de agua escurrida hasta llegar al máximo en el tiempo de concentración, a partir de ese punto se mantiene constante hasta el tiempo de duración de la tormenta para disminuir hasta agotarse, en un tiempo igual al de concentración.

El área del trapecio representa el volumen de escurrimiento.

Cuando se estudia una red de alcantarillado, se presentan dos situaciones:

1. Que los tramos sean consecutivos.
2. Que los tramos sean concurrentes.

Para acumular los gastos según el caso, el procedimiento es el siguiente:

Se obtiene el gasto asociado al área de cada subcuenca y a

la intensidad correspondiente a toda la zona analizada.

Este gasto se mantiene hasta un tiempo igual al tiempo de concentración ( $T_c$ ) de toda la región considerada, ya que se supone que el tiempo de duración de lluvia ( $T_d$ ) es igual al tiempo de concentración ( $T_c$ ) de la cuenca.

La forma en que se incrementa el gasto hasta llegar al máximo en las subcuencas depende del tiempo de concentración ( $T_c$ ) de cada subcuenca individualmente. El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca que aporta gasto hacia aguas arriba.

Si los colectores son concurrentes se supone que empieza a contribuir con el gasto simultáneamente. Para simular esto gráficamente se suman los dos hidrogramas, principiando ambos al mismo tiempo, ver figura IV.6.

Si los colectores son consecutivos, se considera que la subcuenca de aguas arriba comienza a aportar gasto inmediatamente aguas abajo, con objeto de conseguir este efecto, el hidrograma se sumará, pero a partir del tiempo de concentración de la cuenca próxima aguas abajo, ver figura IV.7.

Con estas bases al integrar todos los hidrogramas de la cuenca se obtendrá el hidrograma en el punto considerado.

De este hidrograma se considera el gasto pico para diseñar la atarjea o colector.

A continuación se ilustra el método con un ejemplo: tramos concurrentes.

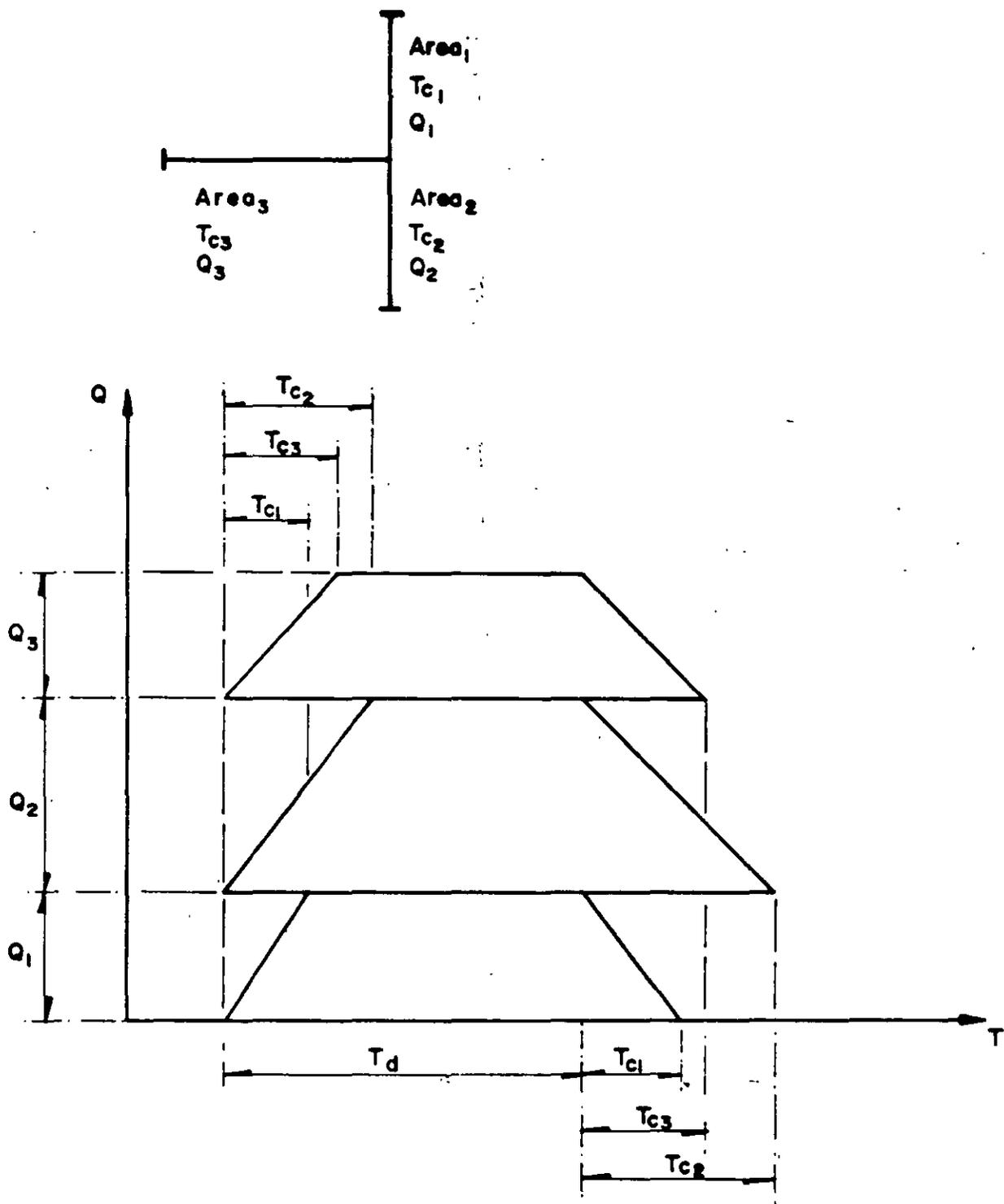
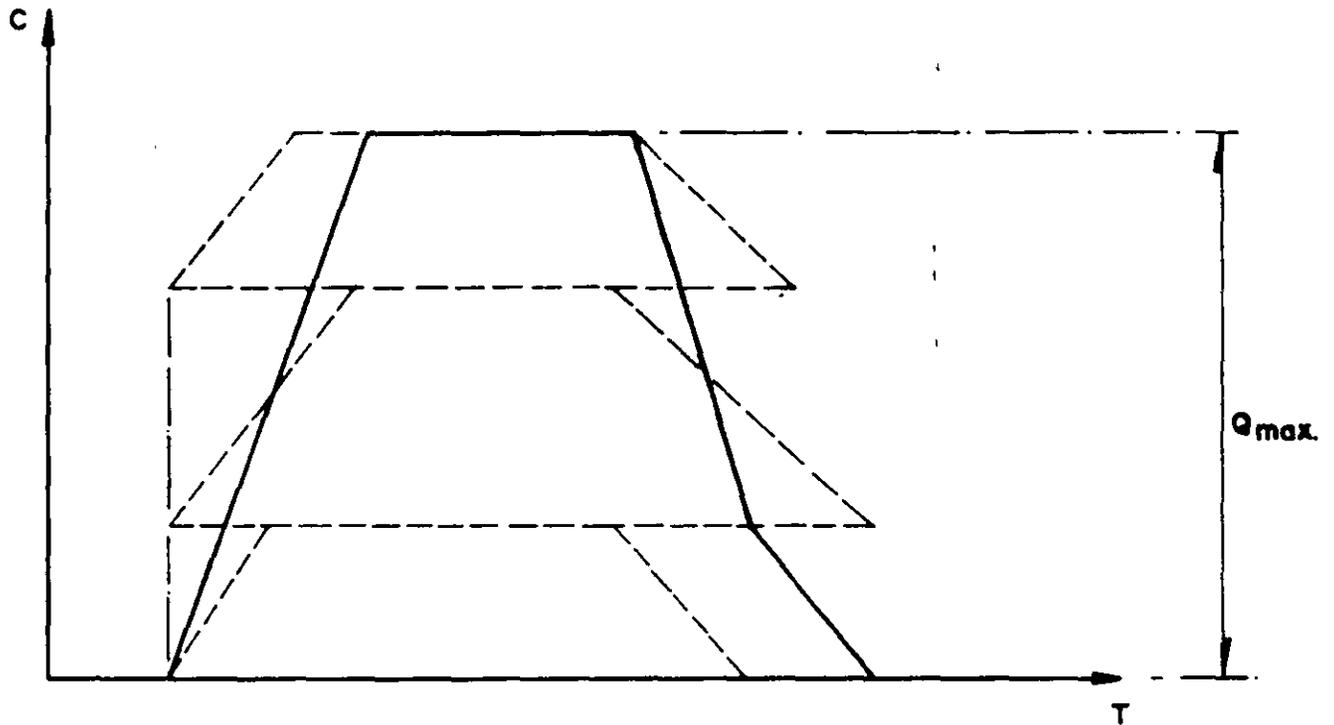


Figura IV.6

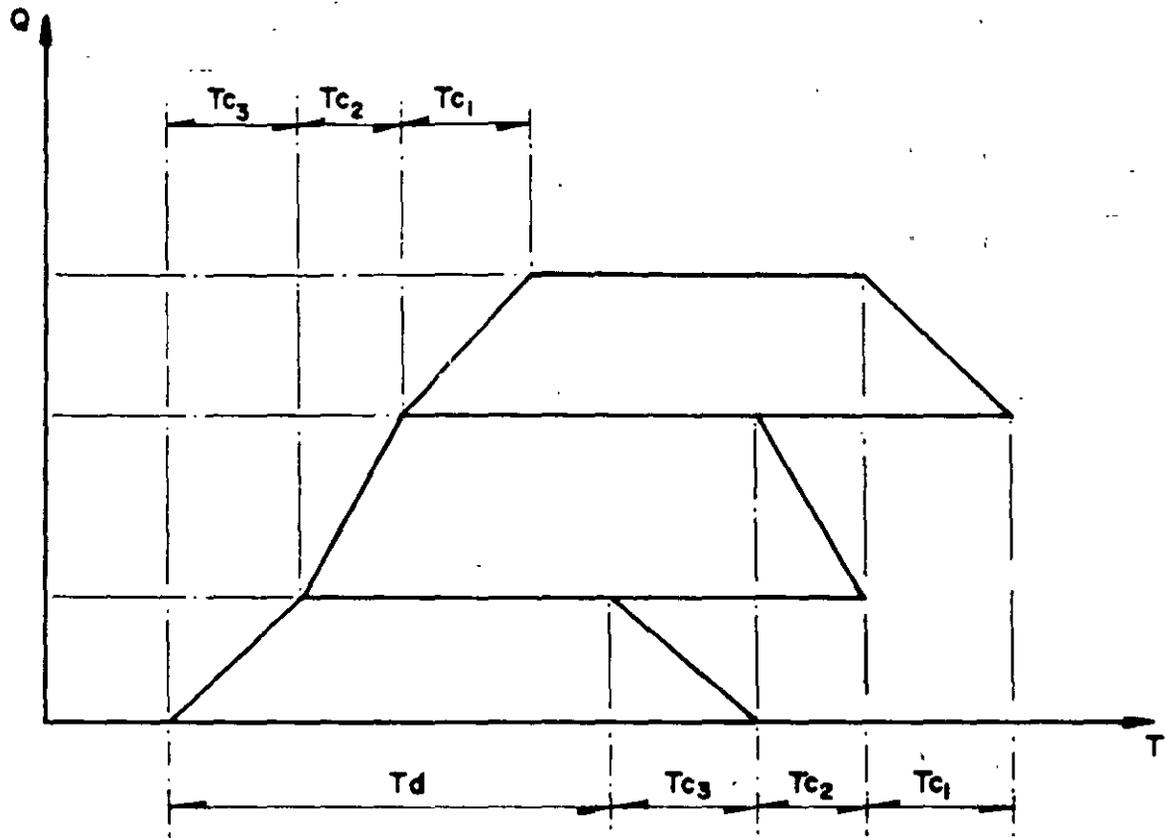
Procedimiento para sumar hidrogramas en colectores concurrentes.



Continua Figura IV.6

Ejemplo tramos consecutivos

$A_3, T_{C3}, Q_3$      $A_2, T_{C2}$      $A_1, T_{C1}$   
 $Q_2$                        $Q_1$



Procedimiento para sumar Hidrogramas en colectores consecutivos.

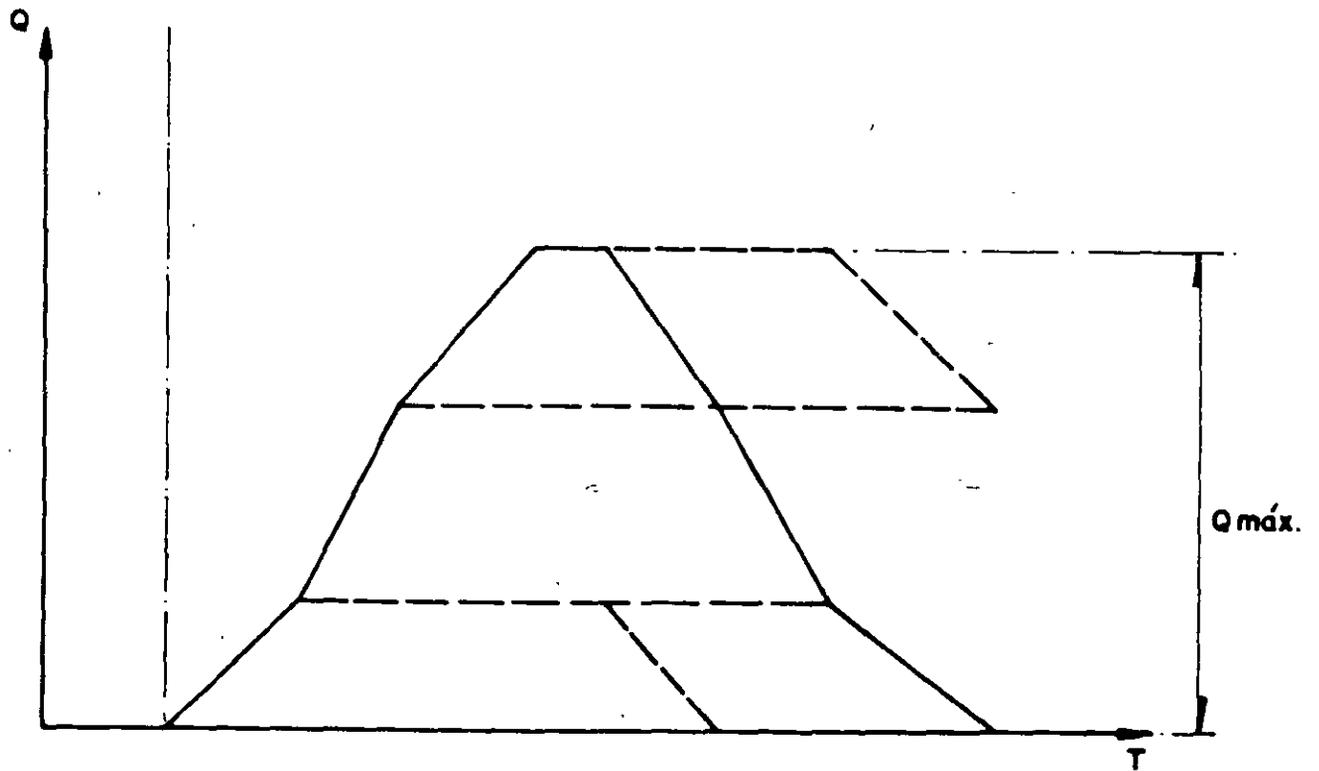


Figura IV.7

## Método de Burkli-Ziegler

### Fundamentos del método.

Como ya se vió, los caudales de aportación de agua pluvial en un sistema de alcantarillado dependen de múltiples factores, entre los cuales los más importantes son:

- a) Dimensiones del área por drenar.
- b) Forma del área por drenar.
- c) Pendiente del terreno.
- d) Intensidad de la lluvia.
- e) Coeficiente de impermeabilidad.

La determinación de la función compleja  $Q = F(A_i)$ , condujo a muchos investigadores sobre estas cuestiones a tratar de obtener expresiones sencillas que relacionan todos los factores que intervienen en ella.

Uno de los primeros y más notables de estos investigadores fue el ingeniero suizo Burkli-Ziegler, quien estableció la fórmula que lleva su nombre desde el año de 1878. Para establecerla se basó en mediciones directas y experimentos por lo que ha dado en llamárseles empíricas, sin embargo tienen la misma estructura que la fórmula racional y no difieren en el concepto fundamental, sino, que intervienen en la formación del coeficiente de escurrimiento en la expresión racional  $Q = CiA$ .

Es indudable que tanto Burkli-Ziegler como los demás investigadores se han propuesto fórmulas semejantes para el cálculo de los caudales de lluvias, en diversas poblaciones de Europa y de los Estados Unidos de Norteamérica, partieron de datos experimentales para su desarrollo, pero como en los tiempos en que se efectuaron no se contaba con métodos suficientes de investigación, ni los medios de obtener los datos que hay en la actualidad, se obtenían las expresiones que eran consideradas como empíricas, pero que al estudiarlas empleando métodos estadísticos y con suficientes datos se puede ver que son perfectamente racionales.

La correlación que existe entre la expresión axiomática del Método Racional Americano y la fórmula de Burkli-Ziegler es la siguiente:

De la expresión axiomática

$$Q = C i A$$

siendo la intensidad  $i$  en su expresión general

$$i = \frac{K}{(T_c + d)^n}$$

donde

$T_c$  = tiempo de concentración

$$= \frac{L}{V}$$

$L$  = longitud del tramo de tubería

En donde el tiempo ( $T_c$ ) es función del área  $T = F(A)$ .

La cual se puede expresar en función de la longitud de recorrido del agua como:

$$A = K \cdot L^2$$

donde

$$L = \frac{A}{K_1}$$

Pudiéndose expresar también como:

$$T_c = \frac{L}{V}$$

$$\text{En donde } V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = K_2 S^{1/2}$$

$$\text{Por tanto } T = \frac{L}{K_2 S^{1/2}}$$

Si se sustituye el valor de  $L$  en la última ecuación y ésta a su vez en la expresión de la intensidad de lluvia:

$$T = \frac{\sqrt{A/K_1}}{K_2 S^{\frac{1}{2}}} \quad \text{por lo tanto}$$

$$i = \frac{K}{\frac{\sqrt{A/K_1}}{K_2 S^{\frac{1}{2}}}}$$

Ordenando los términos de la última ecuación y sustituyendo a  $i$  en la expresión axiomática queda:

$$Q = C A^{1-n/2} K K_1^{n/2} K_2^2 S^{n/2}$$

Como  $K$  es igual a la lluvia en la unidad de tiempo  $K = 1$ , haciendo

$$C = C K_1^{n/2} K_2^n \quad \text{queda}$$

$$Q = C i^2 A^{1-n/2} S^{n/2}$$

La fórmula de Burkli-Ziegler consideró  $n = 1/2$

$$\text{Obteniendo: } Q = C i^2 A^{3/4} S^{1/4}$$

La fórmula fue establecida por el autor para el sistema métrico; consideró la unidad de superficie a la hectárea y un milésimo de pendiente como entero.

Las unidades de gasto  $Q$  dependen del producto  $Ai$ , puesto que la pendiente y el coeficiente de escurrimiento son números abstractos, por tanto si se toma el área en hectáreas y la intensidad de lluvia en mm/hora, se obtiene el gasto en litros por segundo, quedando como sigue:

$$Q = 2.778 C i^2 A^{3/4} S^{1/4}$$

donde

Q = Gasto pluvial en litros por segundo

C = Coeficiente de escurrimiento calculado como en el Método Racional Americano.

I = Intensidad de lluvia para el tiempo de concentración ( $T_c$ ) en mm/hora.

A = Area de la cuenca en ha.

S = Pendiente media de la cuenca en milésimas.

#### IV.6 ELABORACION DE UN PROYECTO PARA UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

El cálculo de la red tiene por objeto determinar el diámetro de las tuberías que conducirán el agua pluvial a los diversos sitios de vertido.

Al efectuar los cálculos se requiere consignar en forma tabular los datos y los resultados y para ello se proporciona la tabla de cálculo siguiente:

Columna 1 Tramo.-

Indica el tramo comprendido entre dos pozos de visita consecutivos, el sentido de la corriente que dará indicado por la numeración de los pozos, en el cual el primer número representa el pozo inicial.

Columna 2 Longitud (m).-

Representa la distancia horizontal del tramo.

Columna 3 Area propia (Ha).-

Es el área que se encuentra comprendida en el tramo y se recolecta en el pozo inicial.

Columna 4 Area tributaria (Ha).-

Es el área que se obtiene sumando progresivamente las áreas anteriores.

Columna 5 Area acumulada (Ha).-

Es el área a la cual da servicio el tramo en estudio, se obtiene sumando las columnas 4 y 5.



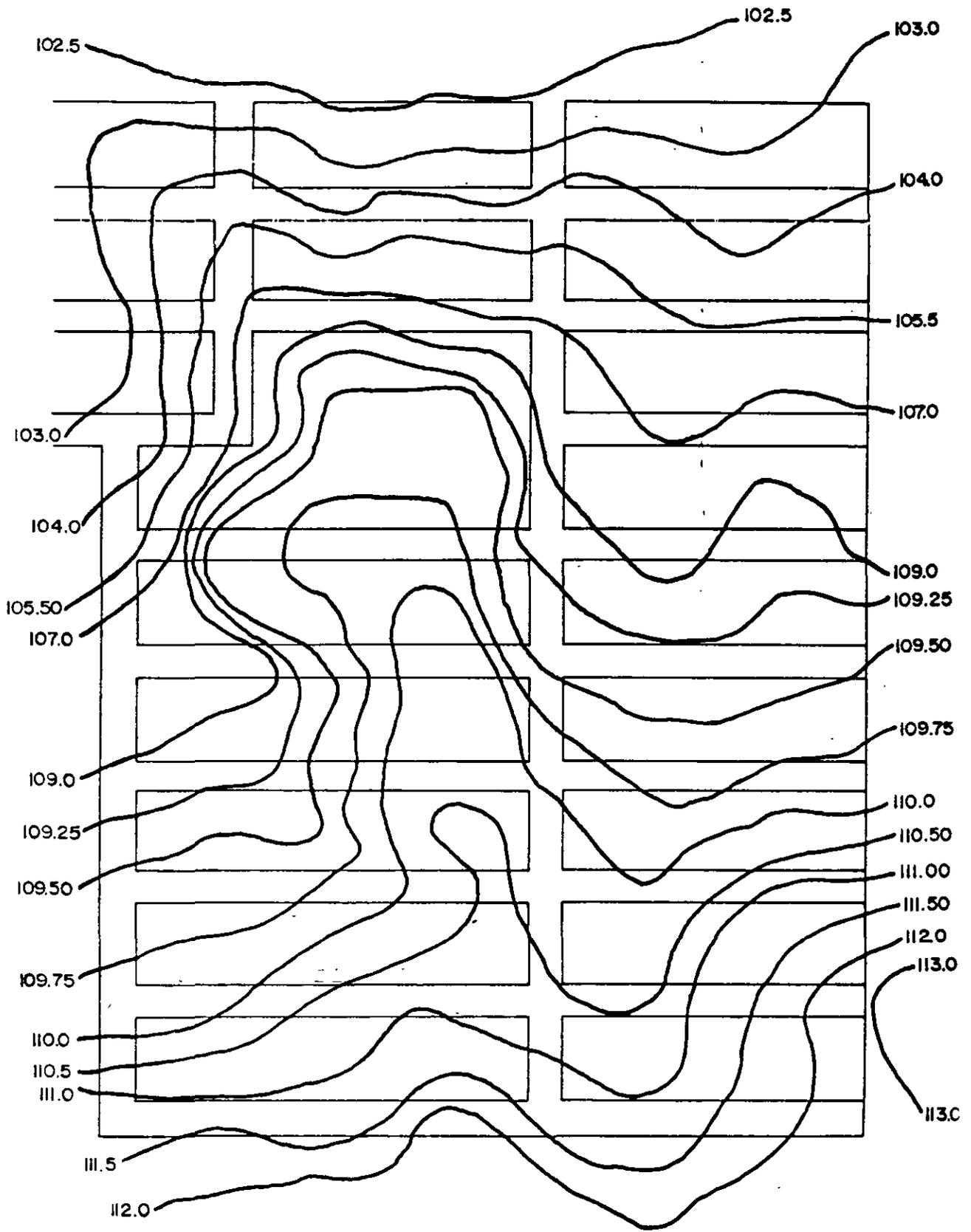


Fig. IV.8

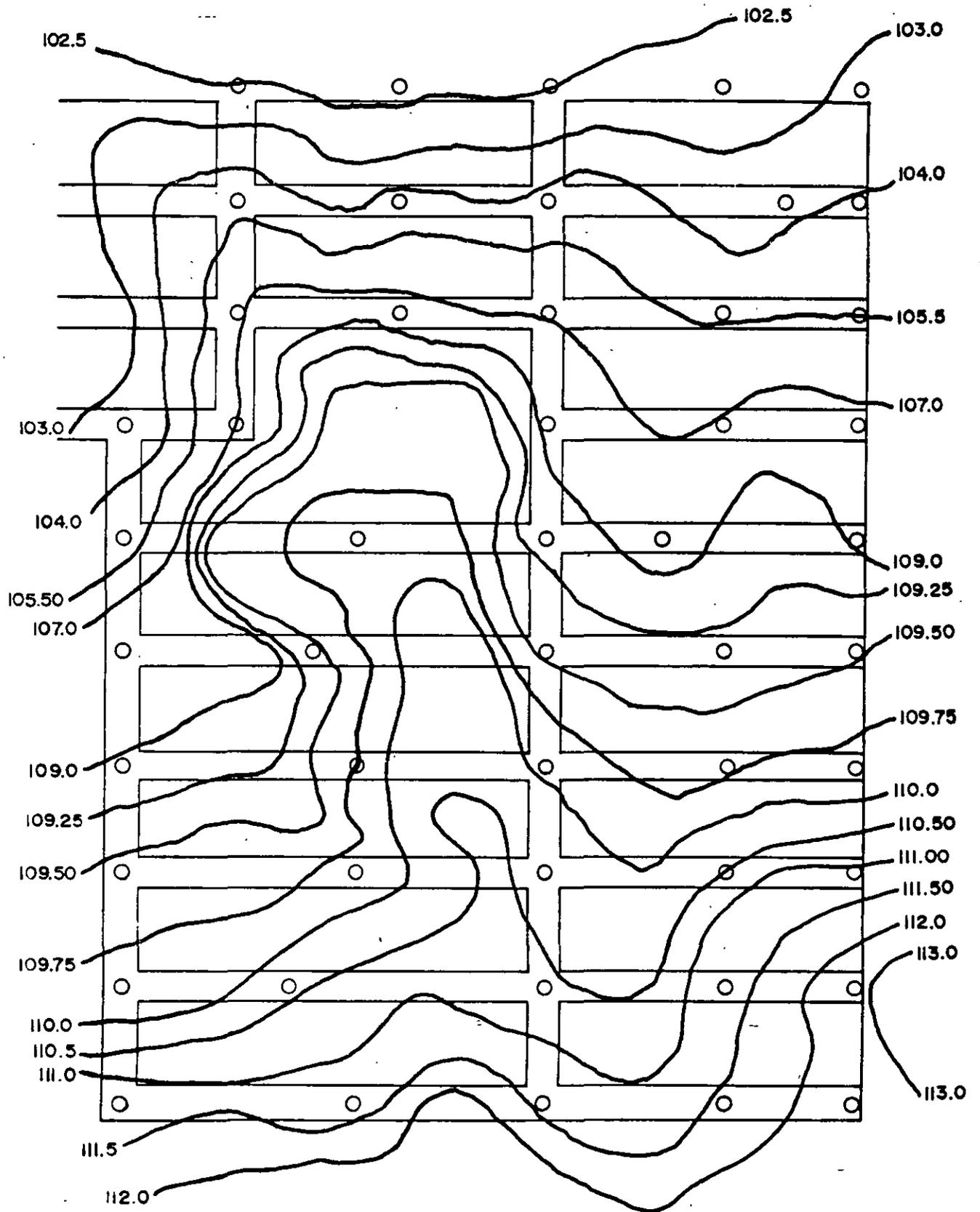


Fig. IV.9

Columna 6 Coeficiente de escurrimiento.-

Es el valor promedio del coeficiente de escurrimiento y se obtiene multiplicando las áreas por el valor correspondiente del factor de escurrimiento y al resultado dividirlo por el valor de la columna 5.

Columna 7 Tiempo de ingreso (minutos).-

Es el tiempo requerido por el agua para escurrir superficialmente hasta llegar a una coladera pluvial.

Columna 8 Tiempo de escurrimiento (minutos).-

Es el tiempo que tarda el agua en escurrir dentro del tubo entre los dos pozos de visita.

Columna 9 Tiempo de concentración (minutos).-

Es el tiempo que tarda la gota más alejada que cae en el área de captación, en llegar al punto de concentración.

Se obtiene sumando los valores de la columnas 7 y 8.

Columna 10 Intensidad (mm/hora)

Es la intensidad de proyecto, se calcula mediante la fórmula

$$i = \frac{a}{t+b} \quad \text{o bien} \quad i = \frac{a}{t^k}$$
 en donde t es el valor de la columna 9.

Columna 11 Gasto pluvial (l/s).-

Es el gasto que se obtiene utilizando alguno de los métodos explicados con anterioridad, generalmente se utiliza el Método Racional Americano multiplicando las columnas 5, 6 y 10 por el valor de la constante k.

$$K \left( 2.778 \text{ si } i = \frac{\text{mm}}{\text{hora}} \text{ o } 27.78 \text{ si } i = \frac{\text{cm}}{\text{hora}} \right)$$

Columna 12 Gasto de diseño (l/s).-

Es el gasto para el cual se determinarán los diámetros de las tuberías y está en función del tirante que se desea manejar las tuberías.

Columna 13 Cota de terreno inicial.-

Representa la cota de terreno en el pozo de visita inicial del tramo que se está calculando.

Columna 14 Cota de terreno final.-

Representa la cota de terreno en el pozo de visita final del tramo que se está calculando.

Columna 15 Pendiente del terreno (milésimas)

Se calcula restando el valor de la columna 14 al valor de la columna 13 el resultado se divide entre el valor de la columna 2 y se multiplica por mil.

Columna 16 Pendiente de plantilla (milésimas)

El resultado de la columna 15 se ajusta a un número entero y se propone como valor de pendiente de plantilla, debe ser lo suficientemente grande para que el gasto a tubo lleno sea mayor que el gasto de diseño.

Columna 17 Diámetro de la tubería (cm).-

Representa al diámetro comercial de la tubería, el mínimo para este tipo de sistemas es de 30 cm.

Columna 18 Velocidad a tubo lleno (m/s)

Es la velocidad que tendría el agua cuando la ocupe completamente el área hidráulica del tubo, se calcula utilizando la fórmula de Manning

$$v = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S^{1/2} \quad \text{en donde } D \text{ es el valor de la}$$

columna 17 y S el valor de la columna 16.

Columna 19 Gasto a tubo lleno (l/s)

Es el caudal que puede transportar la tubería cuando se tiene el valor de velocidad de la columna 18 se obtiene multiplicando el área del tubo por la columna 18.

Columna 20 Velocidad real (m/s)

Es la velocidad a la cual se conducirá el agua pluvial para el diámetro y pendientes propuestos en las columnas 17 y 16 respectivamente.

Columna 21 Velocidad propuesta (m/s).-

Es la velocidad que se propone para calcular el tiempo de escurrimiento de la columna 8 y debe de ser igual al valor de la columna 20.

Columna 22 Cota de plantilla inicial.-

Es el valor de la elevación de plantilla del pozo inicial. Para calcularla, en tramos iniciales se resta al valor de la columna 13 la profundidad mínima.

Columna 23 Cota de plantilla final.-

Es el valor de la elevación de plantilla del pozo final, se obtiene restando al valor de la columna 22 el producto de las columnas 16 y 2.

Columna 24 Ancho de zanja.-

Es el ancho de la zanja y está en función del diámetro de la tubería utilizada en el tramo.

Columna 25 Profundidad del pozo (m).-

Es la profundidad que tiene el pozo de visita inicial y se obtiene al restar los valores de las columnas 13 y 22.

Columna 26 Profundidad media (m)

Es la profundidad media del tramo y se obtiene sumando los valores de dos tramos consecutivos de la columna 25 y después dividirla entre 2.

Columna 27 Volumen de excavación (m<sup>3</sup>)

Es el volumen del material producto de la excavación en el tramo y se obtiene multiplicando los valores de las columnas 2, 24 y 26.

Columna 28 Volumen de plantilla (m<sup>3</sup>).-

Es el volumen del material que se utilizará como plantilla, se obtiene multiplicando el espesor de la plantilla por los valores de las columnas 2 y 24.

Columna 29 Volumen de relleno (m<sup>3</sup>).-

Se obtiene restando al valor de la columna 27 el valor de la columna 28 y el valor del volumen de

la tubería utilizada en el tramo.

#### Columna 30 Observaciones.-

En esta columna se anotan los comentarios pertinentes para realizar aclaraciones.

#### IV.6.1 Cálculo hidráulico de la red

Para poder calcular hidráulicamente el sistema de alcantarillado pluvial se requiere del plano topográfico de la localidad (figura IV.8) y sobre este plano localizar los puntos relevantes (figura IV.9) para después obtener las elevaciones del terreno.

Para trazar la distribución de áreas se tomará una manzana y de acuerdo con el escurrimiento natural del terreno se divide de tal manera que se logran los recorridos mínimos de agua, es decir, que se obtengan los mejores tiempos de ingreso (figura IV.10).

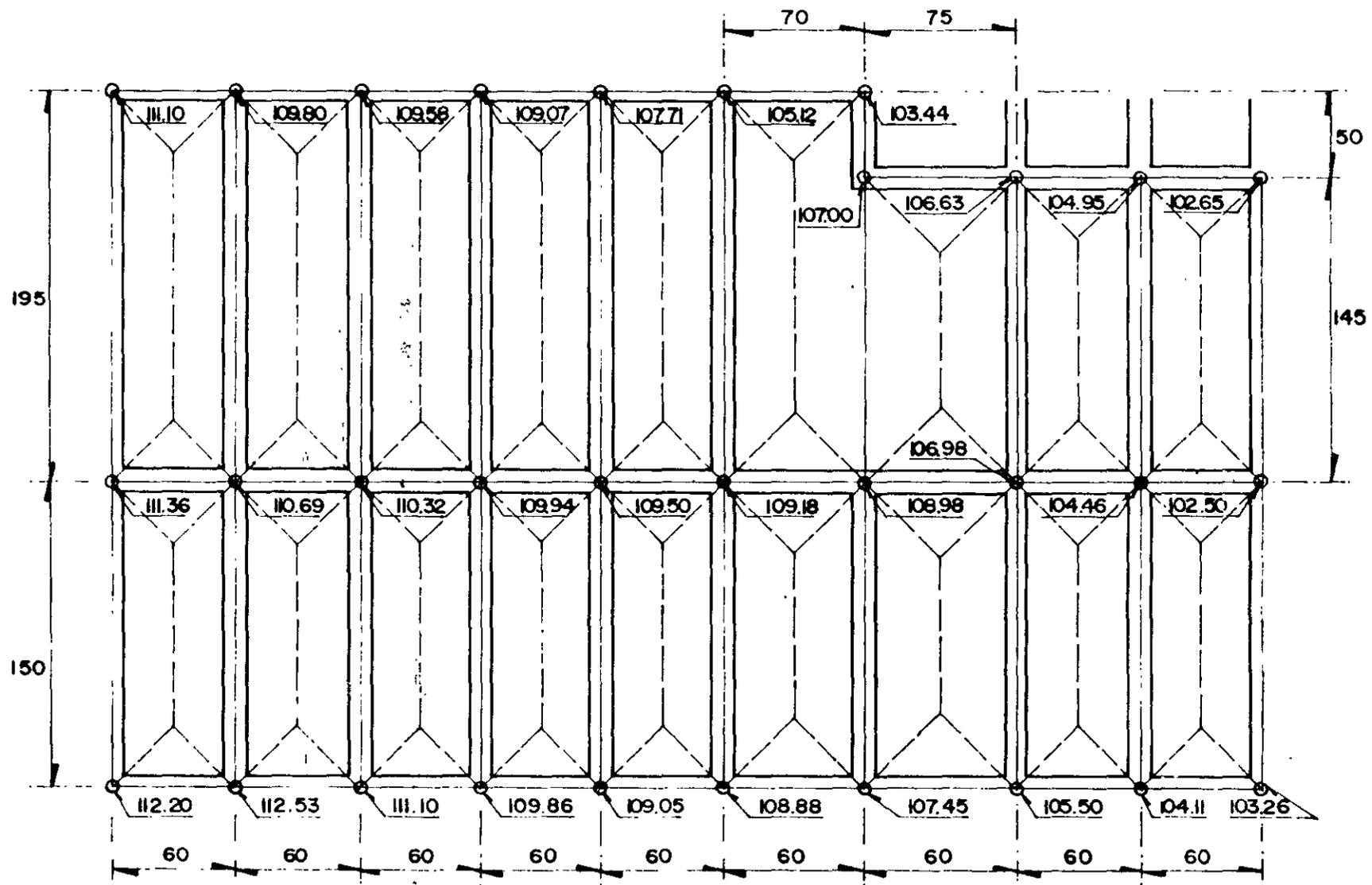
Una vez que se obtienen las áreas de aportación se señala el sentido de escurrimiento del área, figura IV.11.

Finalmente conocidos los puntos en los que se captará el agua se traza geoméricamente la red para después diseñar hidráulicamente las tuberías, figura IV.12.

Para el cálculo hidráulico de la red se utiliza la fórmula de Manning revisando que la velocidad que se presenta para el gasto pluvial en el tramo calculado está dentro del rango permisible para la pendiente y el diámetro propuesto.

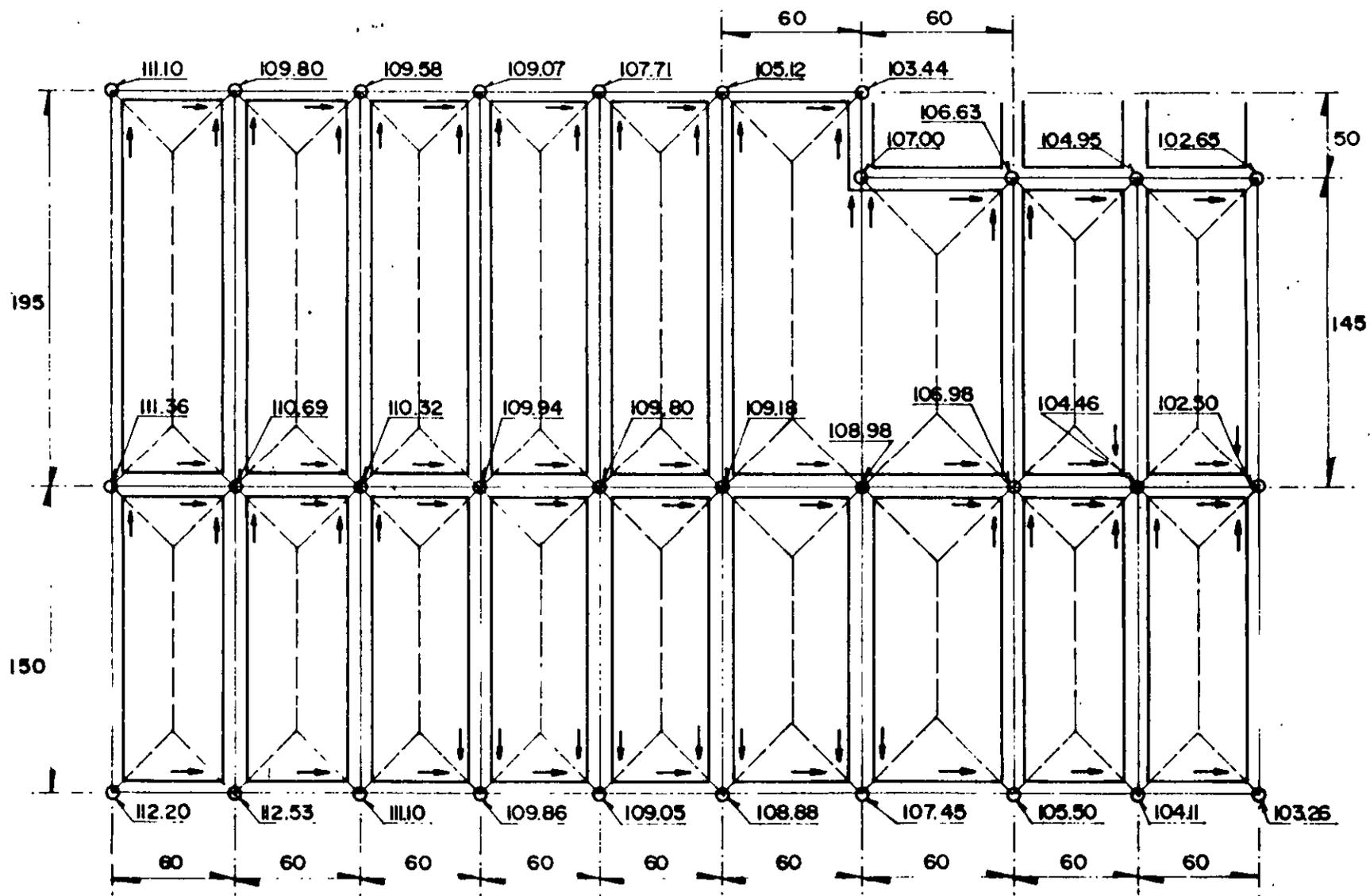
#### Cálculo de las áreas de aportación

Del plano IV.11 se observa que las áreas de aportación son figuras geométricas conocidas (triángulos y trapecios) por lo tanto se procede a obtener el valor de dichas áreas.



ACOTACIONES EN METROS

FIGURA IV



ACOTACIONES EN METROS

FIGURA. IV.

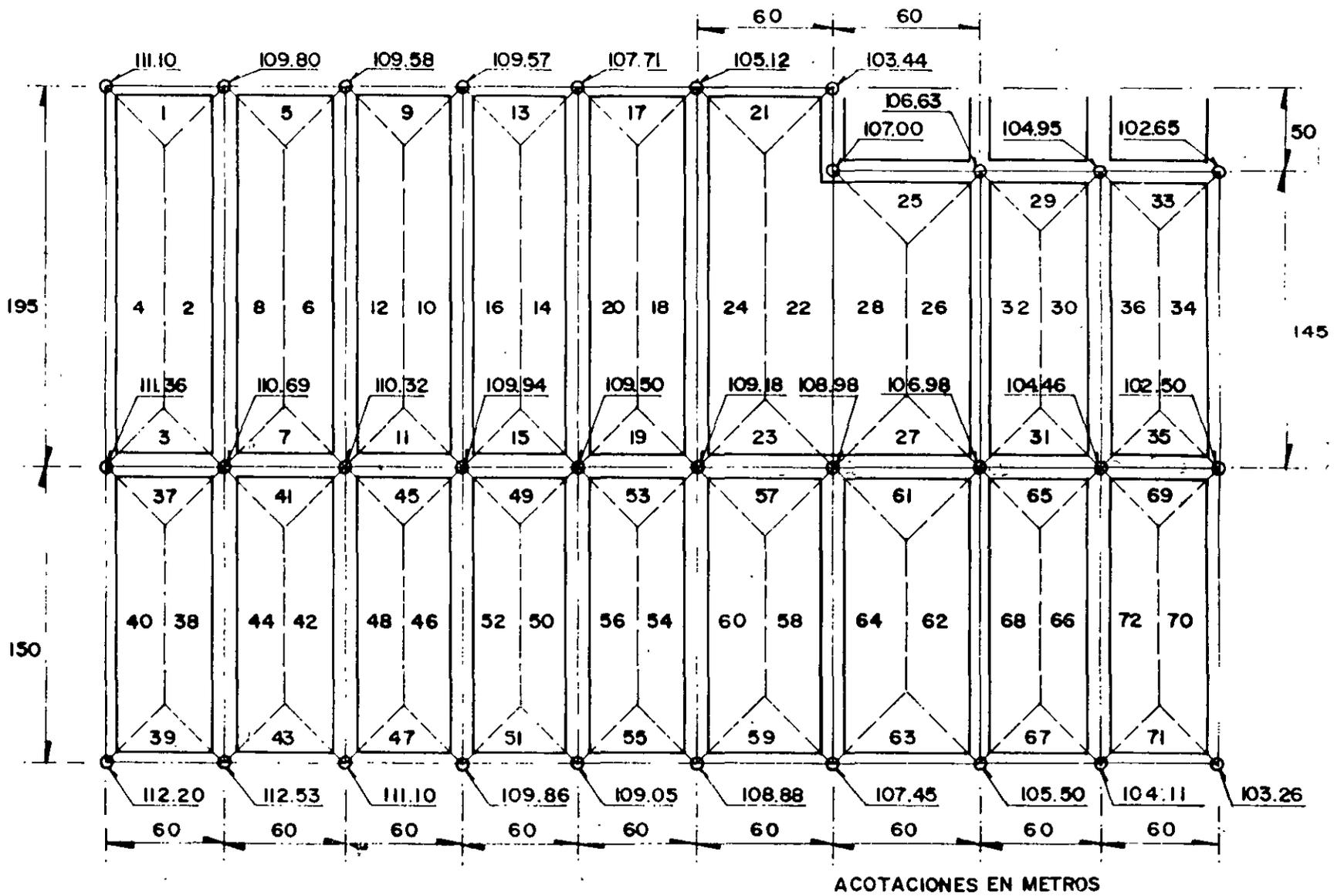
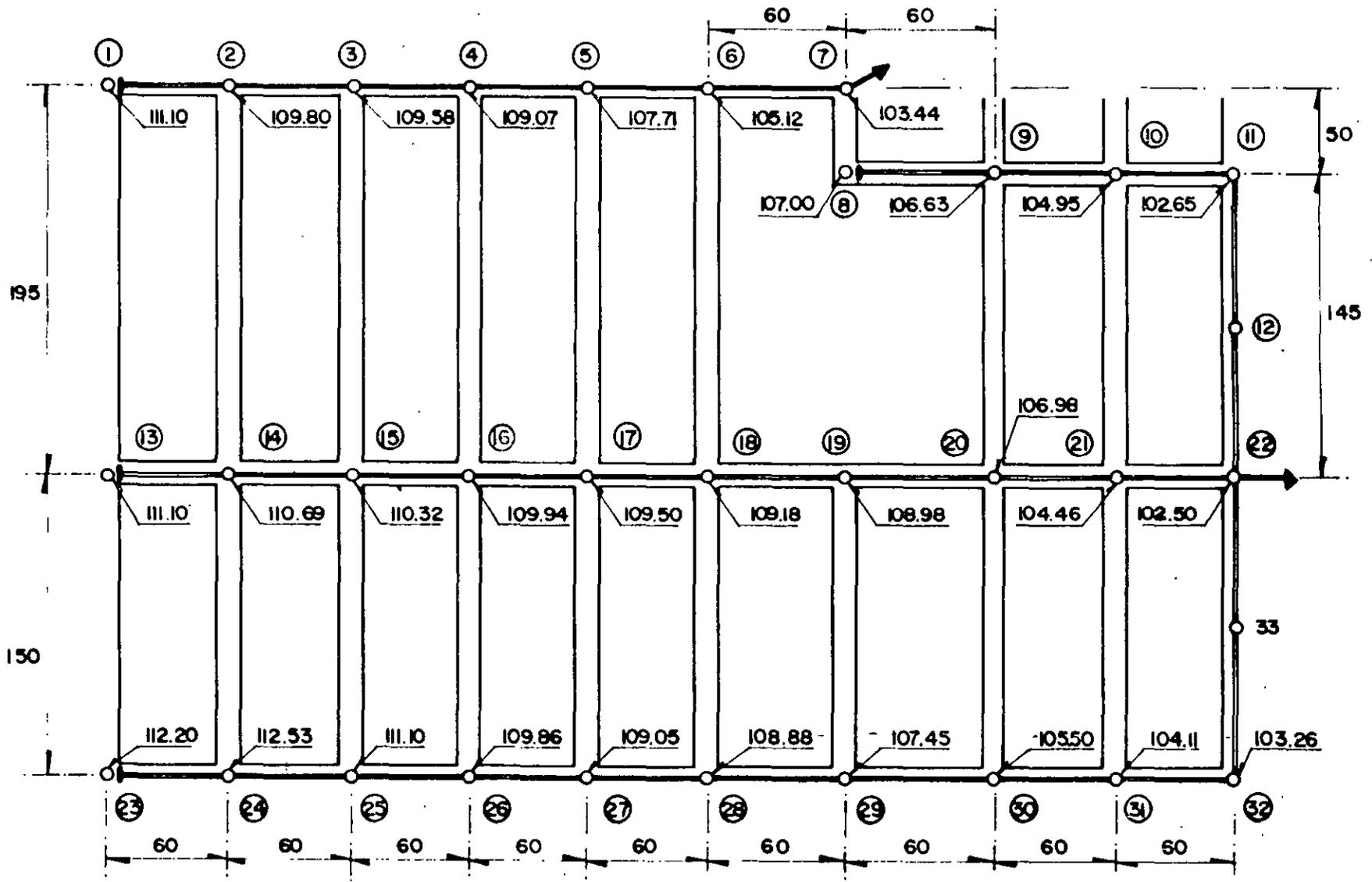


FIGURA IV.12

325



ACOTACIONES EN METROS

FIGURA IV. 13

Numeración	Area (Ha)
1	0.0900
2	0.4950
3	0.0900
4	0.4950
5	0.0900
6	0.4950
7	0.0900
8	0.4950
9	0.0900
10	0.4950
11	0.0900
12	0.4950
13	0.0900
14	0.4950
15	0.0900
16	0.4950
17	0.0900
18	0.4950
19	0.0900
20	0.4950
21	0.0900
22	0.4950
23	0.0900
24	0.4950
25	0.0900
26	0.3450
27	0.0900
28	0.3450
29	0.0900
30	0.3450
31	0.0900
32	0.3450
33	0.0900
34	0.3450
35	0.0900
36	0.3450

Numeración	Area (Ha)
37	0.0900
38	0.3600
39	0.0900
40	0.3600
41	0.0900
42	0.3600
43	0.0900
44	0.3600
45	0.0900
46	0.3600
47	0.0900
48	0.3600
49	0.0900
50	0.3600
51	0.0900
52	0.3600
53	0.0900
54	0.3600
55	0.0900
56	0.3600
57	0.0900
58	0.3600
59	0.0900
60	0.3600
61	0.0900
62	0.3600
63	0.0900
64	0.3600
65	0.0900
66	0.3600
67	0.0900
68	0.3600
69	0.0900
70	0.3600
71	0.0900
72	0.3600

#### 4.6.2 Memoria descriptiva

El funcionamiento del sistema de alcantarillado pluvial está basado en el aprovechamiento de las condiciones topográficas favorables logrando el escurrimiento superficial en la parte más larga de la cuadra, se propone recolectar las aguas superficiales en los cruceros y evacuar el agua en las dos partes bajas del fraccionamiento.

Las pendientes de las plantillas se propondrán de tal manera que se respeten las velocidades mínima y máxima permisibles, pero siguiendo en lo posible la pendiente del terreno, tratando de llevar un paralelismo que evite excavaciones profundas y tratando además de que el gasto pluvial ocupe solamente la mitad de la sección de la tubería.

Se utilizará como material para las tuberías el concreto simple, con los diámetros comerciales necesarios resultantes del cálculo.

#### Datos de proyecto

Número de lotes (7.5 · 30 m) -----	739 lotes
Número de habitantes por lote -----	5 Hab/lote
Población de proyecto -----	3695 Hab.
Area por drenar -----	17.73 Ha
Coefficiente de escurrimiento -----	0.80
Tiempo de concentración en calles -----	20 minutos
Sistema de eliminación -----	separado
Velocidad mínima -----	0.60 m/s
Velocidad máxima -----	3.00 m/s

Fórmulas:

$$\text{Intensidad} \text{ ----- } i = \frac{488}{t+22} \frac{\text{mm}}{\text{hora}}$$

$$\text{Tiempo escurrimiento} \text{ ----- } t_e = \frac{L_t}{\text{Vel real}} \text{ min}$$

$$\text{Manning} \text{ ----- } v = \frac{1}{n} \left(\frac{D}{4}\right)^{2/3} S_p^{1/2} \text{ m/s}$$

$$\text{Continuidad} \text{ ----- } Q = AV \text{ lts/seg}$$

Cálculo del sistema.

A continuación se presentan las tablas en las cuales se muestra la solución del sistema.

ACUMULACION DE AREAS

T R A M O	A R E A S (Ha)		
	PROPIA	TRIBUTARIA	ACUMULADA
1 - 2	0.4950	--	0.495
2 - 3	1.0800	0.495	1.575
3 - 4	1.0800	1.575	2.655
4 - 5	1.0800	2.655	3.735
5 - 6	1.0800	3.735	4.815
6 - 7	1.0800	4.815	5.895
8 - 9	0.6900	--	0.6900
9 - 10	0.7800	0.6900	1.4700
10 - 11	0.0900	1.4700	1.5600
11 - 12	0.0900	1.5600	1.6500
12 - 22	0.1725	1.6500	1.8225
13 - 14	0.3600	--	0.3600
14 - 15	0.9000	0.3600	1.2600
15 - 16	0.9000	1.2600	2.1600
16 - 17	0.1800	2.1600	2.3400
17 - 18	0.1800	2.3400	2.5200
18 - 19	0.1800	2.5200	2.7000
19 - 20	0.1800	2.7000	2.8800
20 - 21	0.9000	2.8800	3.7800
21 - 22	1.5900	3.7800	5.3700
23 - 24	0.0900	--	0.0900
24 - 25	0.0000	0.0900	0.0900
25 - 26	0.9000	0.0900	0.1800
26 - 27	0.8100	0.1800	0.9900
27 - 28	0.8100	0.9900	1.8000
28 - 29	0.8100	1.8000	2.6100
29 - 30	0.8100	2.6100	3.4200
30 - 31	0.0900	3.4200	3.5100
31 - 32	0.0900	3.5100	3.6000
32 - 33	0.0900	3.6000	3.6900
33 - 22	0.1800	3.6900	3.8700

## Cálculo de los tramos

### Tramo 13-14

Longitud del tramo = 60 m

Area propia = 0.360 Ha

Area tributaria = 0 Ha

Area acumulada = 0.360 Ha

Coefficiente de escurrimiento = 0.80

Por ser tramo inicial se toma el tiempo de ingreso indicado en los datos de proyecto.

Tiempo de ingreso = 20 minutos

Tiempo de escurrimiento

$$T_E = \frac{L}{V_P}$$

$V_P$  = velocidad propuesta = 1.0 m/s

$L$  = longitud del tramo

$$T_E = \frac{60 \text{ m}}{1.0 \text{ m/s}} = 60 \text{ seg} = 1 \text{ minuto}$$

Tiempo de concentración

$$T_c = T_I + T_E = 20 + 1 = 21 \text{ minutos}$$

Intensidad; se utiliza la indicada en los datos de proyecto

$$i = \frac{448}{t + 22} = \frac{448}{21 + 22} = 10.42 \text{ mm/hora}$$

Gasto pluvial.-

$$Q_p = K C i A$$

$$Q_p = 2.776 \cdot 0.80 \cdot 10.42 \cdot 0.360$$

$$Q_p = 8.34 \text{ l/s}$$

Gasto de diseño.-

Este tipo de sistema de alcantarillado se diseña para que el tirante del agua en la tubería ocupe solo un porcentaje del

diámetro del tubo, es decir

$$\frac{Y}{D} = \frac{\sigma}{\%}$$

Para este ejemplo se considera que el tirante del agua solo ocupará el 50% del diámetro del tubo.

$$\frac{Y}{D} = 0.50 \quad \text{con esta relación, del nomograma de}$$

Manning se tiene que

$$\frac{Q_P}{Q_{\text{DISEÑO}}} = 0.5$$

en donde

$Q_P$  = gasto pluvial

$Q_D$  = gasto de diseño

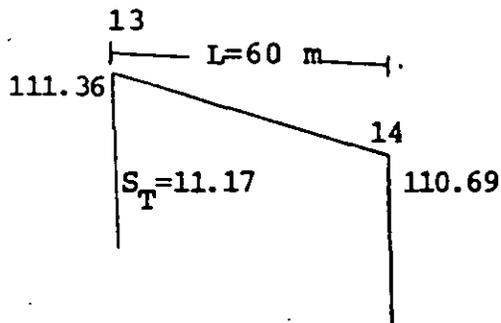
de tal manera que

$$Q_D = \frac{Q_P}{0.5} \quad Q_D = 2 Q_P$$

Tomando en cuenta la consideración anterior se tiene:

$$Q = 2 \cdot (8.34) = 16.67 \text{ l/s}$$

Para determinar la pendiente de la tubería se tomará en cuenta lo siguiente:



$$S_T = \frac{111.36 - 110.69}{60} \cdot 1000$$

$$S_T = 11.17$$

Por lo tanto se propone que la pendiente de la plantilla sea de 12 milésimas

$$Sp = 12$$

y se utiliza el diámetro mínimo para este tipo de sistema.

$$\phi_{\text{mínimo}} = 30 \text{ cm}$$

Teniendo el diámetro y la pendiente de plantilla se obtiene las condiciones a tubo lleno.

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.012)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 1.50 \text{ m/s}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi \cdot (0.30)^2}{4} \cdot 1.50 \text{ m/s} \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 105.93 \text{ l/s}$$

Se compara el gasto a tubo lleno y el gasto de diseño y se ve que

$$Q_{T.LL.} \gg Q_{\text{DISEÑO}}$$

Por lo tanto se procede a obtener la velocidad real en la tubería

$$\frac{Q_{\text{pluvial}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{8.34}{105.93} = 0.08$$

Para 0.08 la relación de velocidades será:

$$\frac{V_{\text{real}}}{V_{T.LL.}} = 0.60 \quad V_{\text{real}} = 0.60 \cdot V_{T.LL.}$$

$$V_{\text{real}} = 0.60 \cdot 1.50 = 0.90 \text{ m/s}$$

Se compara la velocidad real con la velocidad propuesta

$$0.90 \neq 1.0 \text{ m/s}$$

y como no son iguales se propone la velocidad real y se corrige lo siguiente:

$$T_l = \frac{60 \text{ m}}{90 \text{ m/s}} = 66.7 \text{ seg} \approx 1.11 \text{ minutos}$$

$$T_e = 20 + 1.11 = 21.11 \text{ minutos}$$

$$I = \frac{448}{21.11 + 22} = 10.39 \text{ mm/hora}$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 2.778 \cdot 0.80 \cdot 10.39 \cdot 0.360$$

$$Q_{\text{pluvial}} = 8.31 \text{ l/s}$$

Nuevamente se revisa la velocidad real y se tiene que

$$\frac{Q_{\text{pluvial}} 8.31}{Q_{T.LL.} 105.93} = 0.08 \rightarrow \frac{V_{\text{real}}}{V_{T.LL.}} = 0.60$$

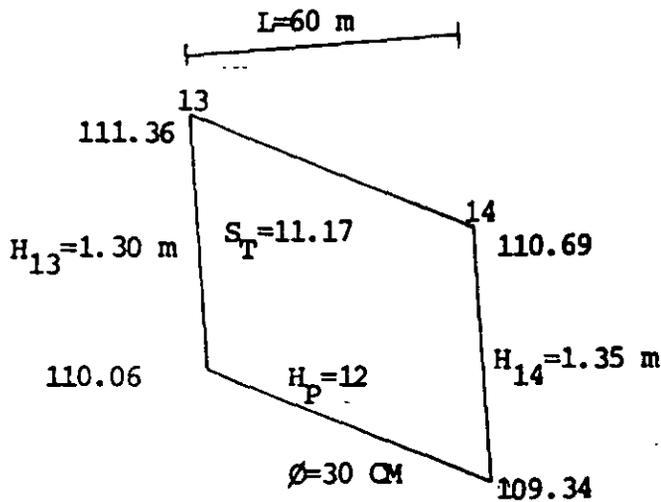
$$V_{\text{real}} = 0.60 \cdot 1.50 \text{ m/s} = 0.90 \text{ m/s}$$

al comparar la velocidad propuesta con la velocidad real se tiene

$$0.90 \text{ m/s} = 0.90 \text{ m/s}$$

por lo tanto el tiempo de concentración del tramo 13-14 es de 21.11 minutos.

A continuación se obtienen las cotas de plantilla.



Por tratarse de un pozo inicial se obtendrá la cota de plantilla restando a la cota de terreno la profundidad mínima

$$H_{min} = 1 + \phi = 1 + 0.30 = 1.30 \text{ m}$$

Cota de plantilla final = cota de plantilla inicial menos el producto de la longitud del tramo por su respectiva pendiente

$$C.P.F. = 110.06 - 60 \cdot 0.012 = 109.34$$

$$H_{14} = 110.69 - 109.34 = 1.35 \text{ m}$$

Tramo 14-15

Longitud	=	60 m
Area propia	=	0.900 Ha
Area tributaria	=	0.360 Ha
Area acumulada	=	1.260 Ha

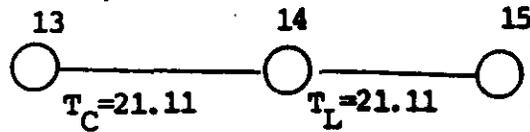
Cálculo del coeficiente de escurrimiento

$$C_{promedio} = \frac{\text{Coeficiente promedio del tramo anterior} \cdot \text{Area acumulada del tramo anterior} + \text{Coeficiente de escurrimiento en el tramo} \cdot \text{Area propia del tramo}}{\text{Area acumulada del tramo anterior} + \text{Area propia del tramo}} = 0.8$$

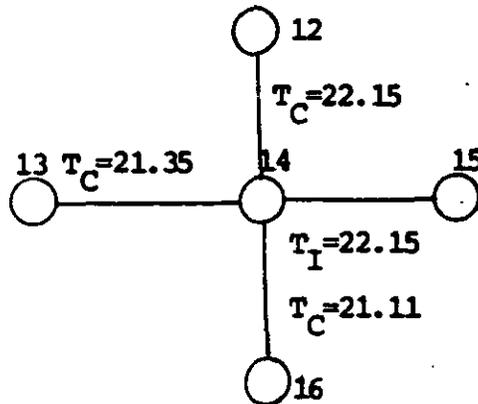
Tiempo de ingreso.-

En el caso de tramos consecutivos se tomará como tiempo de

ingreso el tiempo de concentración del tramo anterior.



Para el caso de tramos concurrentes se tomará el mayor de los tiempos de concentración.



En nuestro caso se trata de tramos consecutivos por lo tanto  $T_I = 21.11$  min.

Tiempo de escurrimiento

$$T_e = \frac{L}{V_p} = \frac{60 \text{ m}}{1.0 \text{ m/s}} = 60 \text{ seg} = 1 \text{ minuto}$$

$V_p$  = velocidad propuesta

Tiempo de concentración:

$$T_c = T_I + T_e = 21.11 + 1 \text{ min} = 22.11 \text{ minutos}$$

Intensidad:

$$i = \frac{448}{1 + 22} = \frac{448}{22.11 + 22} = 10.16 \text{ mm/hora}$$

Gasto pluvial:

$$Q_p = K C i A = 2.778 \cdot 0.80 \cdot 10.16 \cdot 1.260$$

$$Q_p = 28.44 \text{ l/s}$$

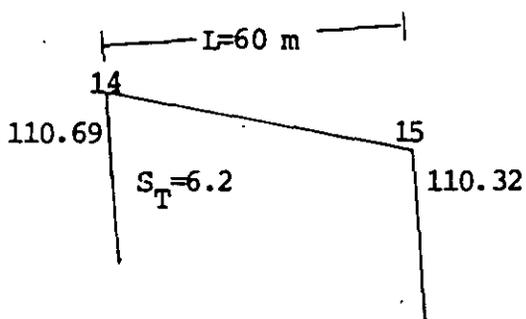
Gasto de diseño:

$$Q_D = 2 Q_p$$

$$Q_D = 2 \cdot 28.44 \text{ l/s}$$

$$Q_D = 56.88 \text{ l/s}$$

Pendiente del terreno



$$S_T = \frac{110.69 - 110.32}{60}$$

$$S_T = 6.2 \text{ milésimas}$$

Se propone que la pendiente de plantilla sea de 7 milésimas

$$S_p = 7$$

y el diámetro utilizado en el tramo anterior.

Condiciones a tubo lleno

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.007)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 1.14 \text{ m/s}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi (0.30)^2}{4} \cdot 1.14 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 80.91 \text{ l/s}$$

$$Q_{T.LL.} \gg Q_{DISEÑO}$$

Cálculo de la velocidad real

$$\frac{Q_{pluvial}}{Q_{T.LL.}} = \frac{28.44}{80.91} = 0.35$$

Para 0.35 la relación de velocidades es:

$$\frac{V_{real}}{V_{T.LL.}} = 0.91 \quad V_{real} = 0.91 V_{T.LL.}$$

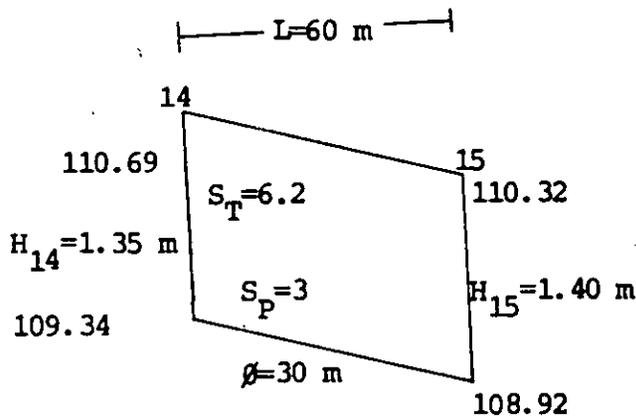
$$V_{real} = 0.91 \cdot 1.14 = 1.04 \text{ m/s}$$

que es aproximadamente igual a la velocidad propuesta

$$1.04 \cong 1.0 \text{ m/s}$$

Por lo tanto el tiempo de concentración del tramo 14-15 es de 22.11 minutos.

Finalmente se obtienen las cotas de plantilla.



Las condiciones del pozo 14 se calcularon en el tramo anterior, por lo tanto sólo hace falta determinar el valor de la cota de plantilla del pozo 15.

$$\text{Cota de plantilla final} = 109.34 - 60 \cdot 0.007 = 108.92$$

$$H_{15} = 110.32 - 108.92 = 1.40 \text{ m}$$

#### Tramo 15-16

$$\text{Longitud} = 60 \text{ m}$$

$$\text{Area propia} = 0.900 \text{ Ha}$$

$$\text{Area tributaria} = 1.260 \text{ Ha}$$

$$\text{Area acumulada} = 2.160 \text{ Ha}$$

Coefficiente de escurrimiento:

$$C_{\text{promedio}} = \frac{0.80 \cdot 1.260 \text{ Ha} + 0.80 \cdot 0.900 \text{ Ha}}{1.260 + 0.900}$$

$$C_{\text{promedio}} = 0.80$$

Tiempo de ingreso:

$$T_{c_{14-15}} = 22.11 = T_{15-16}$$

Tiempo de escurrimiento

$$T_e = \frac{L}{V_p} = \frac{60 \text{ m}}{1 \text{ m/s}} = 60 \text{ seg} \approx 1 \text{ minuto}$$

Tiempo de concentración:

$$T_c = T_{15-16} + T_e = 22.11 + 1 = 23.11 \text{ minutos}$$

Intensidad:

$$i = \frac{448}{t + 22} = \frac{448}{23.11 + 22} = 9.93 \text{ mm/hora}$$

Gasto pluvial

$$Q_p = K C i A = 2.778 \cdot 0.80 \cdot 9.93 \cdot 2.160$$

$$Q_p = 47.67 \text{ l/s}$$

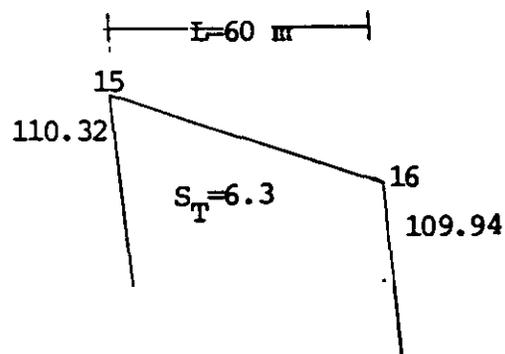
### Gasto de diseño

$$Q_D = 2 Q_p$$

$$Q_D = 2 \cdot 47.67$$

$$Q_D = 93.35 \text{ l/s}$$

Pendiente del terreno:



$$S_T = \frac{110.32 - 109.94}{60} = 1000$$

$$S_T = 6.3 \text{ milésimas}$$

Se propone como pendiente de plantilla 7 milésimas y el diámetro utilizado en el tramo anterior.

Condición a tubo lleno:

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.007)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 1.14 \text{ m/s}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi \cdot (0.30)^2}{4} \cdot 1.14 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 80.91 \text{ l/s}$$

Al comparar el gasto de diseño con el gasto a tubo lleno se ve que la tubería no tiene la suficiente capacidad para transportar el gasto de diseño, por lo tanto se debe aumentar la pendiente de plantilla.

$$80.91 \text{ l/s} \ll 95.35 \text{ l/s}$$

Para calcular la pendiente de plantilla necesaria para transportar 95.35 l/s se utiliza la siguiente relación

$$S_p = \left[ \frac{Q_n}{A R^{2/3}} \right]^2$$

$$S_p = \left[ \frac{0.09535 \cdot 0.013}{\frac{\pi(0.30)^2}{4} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3}} \right]^2 \cdot 1000$$

$$S_p = 9.7 \text{ milésimas}$$

Ahora se propone como pendiente de plantilla 10 milésimas.

Condición a tubo lleno.

$$V_{T.LL.} = \frac{1}{0.013} \cdot \left(\frac{0.30}{4}\right)^{2/3} \cdot (0.010)^{1/2}$$

$$V_{T.LL.} = 1.37 \text{ m/s}$$

$$Q_{T.LL.} = \frac{\pi(0.30)^2}{4} \cdot 1.37 \cdot 1000$$

$$Q_{T.LL.} = 96.70 \text{ l/s}$$

Comparando el gasto a tubo lleno con el gasto de diseño se tiene que

$$96.70 \text{ l/s} > 95.35 \text{ l/s}$$

Calculo de la velocidad real . . .

$$\frac{Q_{\text{pluvial}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{47.67}{96.70} = 0.49$$

Para 0.49 la relación de velocidad es

$$\frac{V_{\text{real}}}{V_{T.LL.}} = 0.99 \rightarrow V_{\text{real}} = 0.99 V_{T.LL.}$$

$$V_{\text{real}} = 0.99 \cdot 1.37 \text{ m/s} = 1.36 \text{ m/s}$$

Al comparar la velocidad real con la velocidad propuesta nos damos cuenta de que son diferentes

$$1.36 \text{ m/s} \neq 1.0 \text{ m/s}$$

Por lo tanto la velocidad real se propone para calcular nuevamente lo siguiente:

$$T_l = \frac{60 \text{ m}}{1.36 \text{ m/s}} = 44 \text{ seg} = 0.74 \text{ minutos}$$

$$T_c = 22.11 + 0.74 = 22.85 \text{ minutos}$$

$$I = \frac{448}{22.85 + 22} = 9.99 \text{ mm/hora}$$

$$Q_p = 2.778 \cdot 0.80 \cdot 9.99 \cdot 2.160$$

$$Q_p = 47.95 \text{ l/s}$$

Calculando nuevamente la velocidad real se tendrá:

$$\frac{Q_{\text{pluvial}}}{Q_{T.LL.}} = \frac{47.95 \text{ l/s}}{96.70 \text{ l/s}} = 0.49$$

Para 0.49 la relación de velocidades es

$$\frac{V_{\text{real}}}{V_{T.LL.}} = 0.99 \quad V_{\text{real}} = 0.99 V_{T.LL.}$$

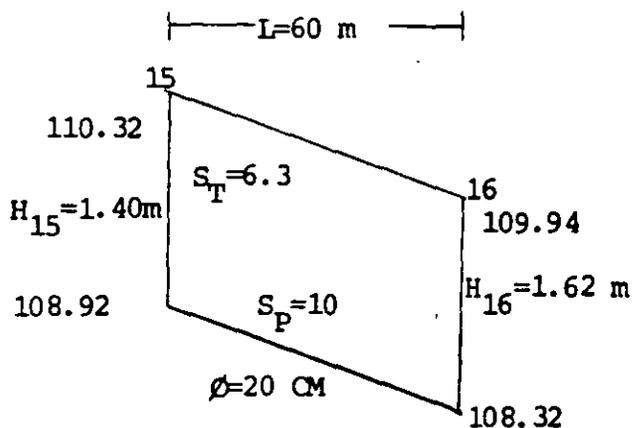
$$V_{\text{real}} = 0.99 \cdot 1.37 \text{ m/s} = 1.36 \text{ m/s}$$

que es igual a la velocidad propuesta

$$1.36 \text{ m/s} = 1.36 \text{ m/s}$$

Por lo tanto el tiempo de concentración para el tramo 15-16 es de 22.85 minutos.

Obtención de las cotas de plantilla.



Las condiciones del pozo 15 se calcularon en el tramo anterior.

$$C.P.F. = 108.92 - 60 \cdot 0.010 = 108.32$$

$$H = 109.94 - 108.32 = 1.62 \text{ m}$$

Continuando con el procedimiento anteriormente descrito se obtienen las tablas de cálculo para sistemas de alcantari-llado pluvial que a continuación se presentan.



TIEMPO	LLENO (m)	DISEÑO (No.)			C	TIEMPO (DISEÑO)			INVERSIÓN (m)	GASTO PLANTILLA (l/s)	GASTO DE DISEÑO (l/s)	COTAS DE TERMINO		PENDIENTE DE TERMINO (%)	PERD. DE PLANTILLA (m)	DISEÑO (m)	CONDICIONES DE TERMINO		VELOCIDADES (m/s)		COTAS DE PLANTILLA		TACAS DE ZANJA (m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m <sup>3</sup> )			OBSERVACIONES	
		PROPUESTA	INDICADA	ACOMODADA		TIEMPO	DESCRIPCION	CONSTRUCCION				INICIAL	FINAL				VELOCIDAD REAL	VELOCIDAD PROPUESTA	INICIAL	FINAL	PROFUNDIDAD	MEDIA		EXCAVACION	PLANTILLA	RELLENO				
21-22	00	1.500	1.700	5.370	0.00	25.02	1.0	20.02	0.10	100.51	210.03	104.44	107.50	37.7	22	30	2.00	200.02	2.57	1.0	103.00	101.12	0.00	1.42	1.40	07.20	5.60	55.00		
						0.20	20.71	0.20	110.00										2.57	2.57			1.50							
																						101.12		1.50						
23-24	00	0.000	-	0.000	0.00	20	1.0	21.0	10.12	2.00	6.17	112.20	112.53	- 5.5	2	30	0.01	43.25	0.32	1.0	210.00	110.70	0.00	1.20	1.53	70.44	4.00	64.40		
						0.12	23.13	0.03	1.00										0.32	0.32				1.20	1.53	70.44	4.00	64.40		
24-25	00	0.000	0.000	0.000	0.00	23.13	1.0	24.13	0.31	1.04	3.00	117.53	111.10	23.0	17	30	1.70	120.00	0.02	1.0	110.70	100.70	0.00	1.75	1.35	74.40	4.00	65.00		
						1.01	24.74	0.50	1.02										0.02	0.02				1.75	1.35	74.40	4.00	65.00		
25-26	00	0.000	0.000	0.100	0.00	24.74	1.0	25.74	0.30	2.75	7.31	111.10	100.05	20.7	20	00	1.53	130.70	0.07	1.0	100.70	100.30	0.00	1.34	1.32	63.30	4.00	64.32		
						1.10	25.00	0.26	2.74										0.07	0.07				1.34	1.32	63.30	4.00	64.32		
26-27	00	0.010	0.100	0.000	0.00	25.00	1.0	26.00	0.10	20.10	40.32	100.00	109.05	13.5	14	30	1.02	110.43	1.23	1.0	100.50	107.72	0.00	1.20	1.32	63.30	4.00	64.32		
						0.01	26.70	0.70	20.24										1.23	1.23				1.20	1.32	63.30	4.00	64.32		
27-28	00	0.010	0.000	1.000	0.00	26.70	1.0	27.70	0.01	30.00	72.12	100.05	100.00	2.0	0	30	1.00	70.00	1.00	1.0	107.72	107.30	0.00	1.33	1.43	60.64	4.00	50.00		
						0.05	27.05	0.02	20.10										1.00	1.00				1.33	1.43	60.64	4.00	50.00		
28-29	00	0.010	1.000	2.010	0.00	27.05	1.0	28.05	0.05	51.01	102.01	1100.00	107.45	22.0	23	30	1.00	140.13	1.04	1.0	107.30	100.10	0.00	1.02	1.44	60.12	4.00	60.00		
						0.04	28.10	0.03	51.70										1.04	1.04				1.02	1.44	60.12	4.00	60.00		



TRAMO	LONGITUD (m)	ÁREAS (m <sup>2</sup> )				C	TIEMPOS (min.)			VOLUMEN DE TIERRA (m <sup>3</sup> )	GASTO PLUVIAL (l/s)	GASTO DE DISEÑO (l/s)	ESTADO DE TIERRAS		PERCEN. DE TIERRAS (%)	PERCEN. DE PLANTILLAS (m <sup>2</sup> )	ESTRUC. DE TIERRAS (m)	CONDICION DE TIERRAS (m/s)	DE LLENDO (m)	VELOCIDADES (m/s)		COSTAS DE PLANTILLA		LARGO DE ZARAJA (m)	PROFUNDIDAD (m)		VOLUMENES (m <sup>3</sup> )			OBSERVACIONES
		PROMEDIO	MAYOR	MENOR	PROMEDIO		INICIAL	FINAL	DE TIERRAS				REAL	PROPUESTA						INICIAL	FINAL	PICO	MEDIA		EXCAVACION	PLANTILLA	RELLENO			
																												TIEMPO	CONCRETO	
1-2	60	0.495	-	0.495	0.00	20	1.00	21	10.42	11.44	22.97	111.10	100.00	21.7	22	20	2.03	142.43	1.22	1.0	100.00	100.40	0.00	1.20	1.31	62.00	4.00	52.04		
							0.02	20.02	10.44	11.51	22.02								1.22	1.22										
2-3	60	5.000	0.495	1.575	0.00	20.02	1.00	21.02	10.77	35.70	71.57	100.00	100.50	3.7	0	30	1.00	74.00	1.00	1.0	100.40	100.12	0.00	1.22	1.30	00.72	4.00	97.00		
3-4	60	1.000	2.575	2.055	0.00	21.02	1.00	22.02	10.00	50.80	117.90	100.50	100.07	0.5	15	30	1.00	110.43	1.00	1.0	100.12	107.22	0.00	1.40	1.00	70.00	4.00	70.04		
							0.00	22.02	10.00	50.51	110.02								1.00	1.00										
4-5	60	1.000	2.055	3.725	0.00	22.02	0.40	22.02	10.00	02.07	105.04	100.07	107.71	22.7	20	30	2.33	104.00	2.33	2.5	107.22	105.40	0.00	1.05	2.04	97.02	4.00	00.00		
							0.40	22.05	0.70	02.01	105.03								2.33	2.33										
5-6	60	1.000	3.725	4.015	0.00	22.05	0.21	21.10	0.02	100.10	212.70	107.71	105.12	43.2	40	30	3.00	211.00	3.00	3.0	100.40	102.00	0.00	2.22	2.30	114.24	4.00	105.20		
6-7	60	1.000	4.015	5.005	0.75	23.10	0.40	23.50	0.02	120.72	261.44	105.12	107.04	20.0	20	30	2.20	220.02	2.20	2.5	102.00	100.02	0.00	2.02	2.52	120.00	5.00	122.00		
							0.45	23.03	0.02	120.50	261.10								2.20	2.20										



Para finalizar el capítulo se presenta el plano de la figura IV.14, donde se indican las cotas de terreno y plantilla, pendiente de plantilla, diámetro utilizado y la simbología empleada en este tipo de planos.

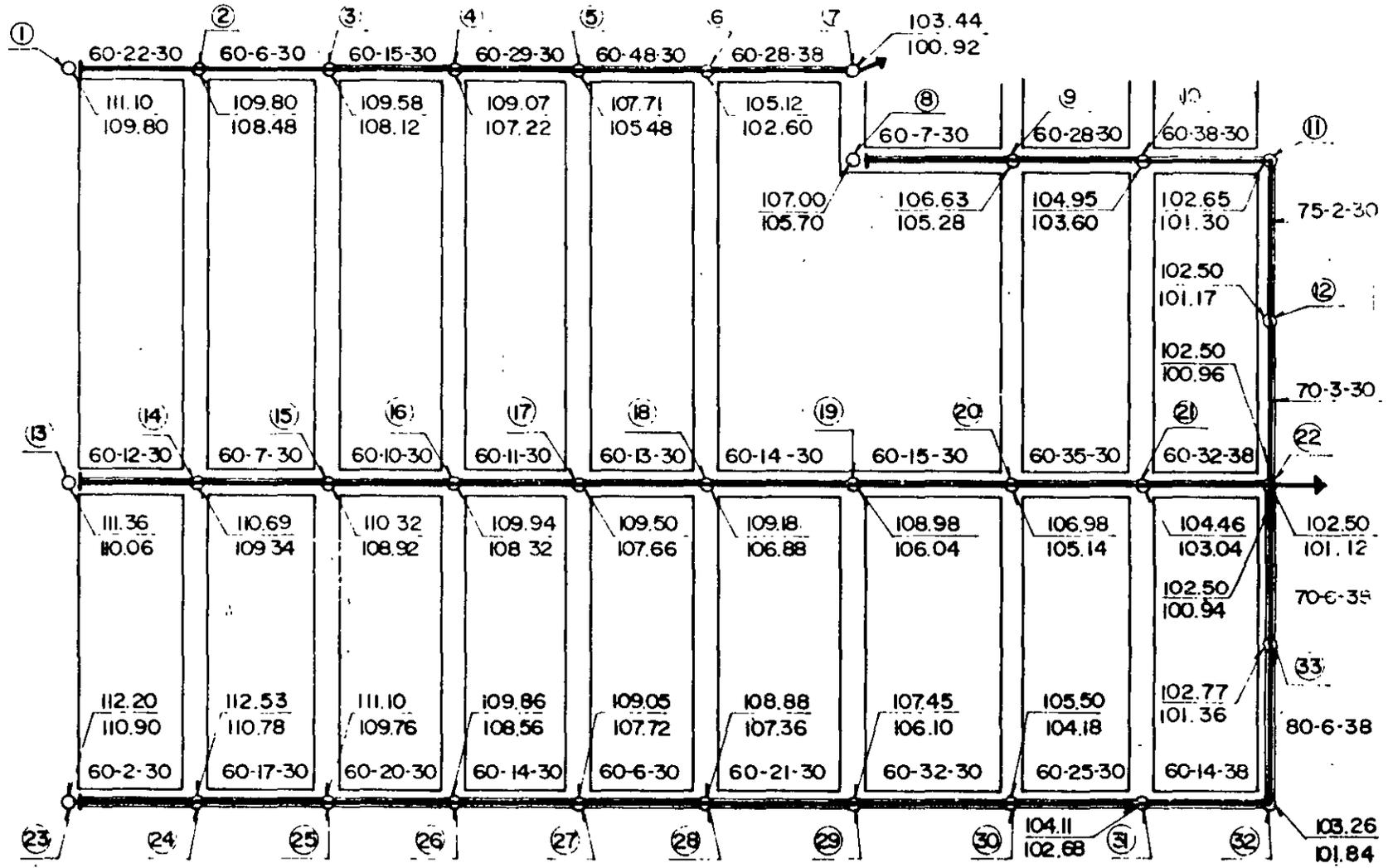


FIGURA. IV. 14

SIMBOLOGIA

	COLECTOR		POZO DE VISITA
	SUBCOLECTOR	$\frac{106.63}{105.28}$	COTA DE TERRENO
	ATARJEA		COTA DE PLANTILLA
	CABEZA DE ATARJEA	LONG. - PEND. - DIAM.	60 - 35 - 30
		(m) (miles) (cm.)	

SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA  
DIRECCION GENERAL DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO

MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO FLUVIAL  
EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

SUBDIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
DEPARTAMENTO DE ALCANTARILLADO  
OFICINA DE NORMAS Y DESARROLLO DE -  
TECNOLOGIAS.

SECRETARIA DE DESARROLLO URBANO Y ECOLOGIA  
DIRECCION GENERAL DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y  
ALCANTARILLADO

MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL  
EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

SUBDIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS  
DEPARTAMENTO DE ALCANTARILLADO  
OFICINA DE NORMAS Y DESARROLLO DE -  
TECNOLOGIAS.

MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL  
EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

I N D I C E.

PAGINA.

INTRODUCCION

TERMINOLOGIA

CAPITULO 1 INFORMACION QUE SE REQUIERE PARA EL PROYECTO.

- 1.1 Generalidades.
- 1.2 Información topográfica.
- 1.3 Alcantarillado pluvial en servicio.
- 1.4 Energía eléctrica.
- 1.5 Costos.
- 1.6 Ampliaciones.
- 1.7 Instalaciones existentes.

CAPITULO 2 SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

- 2.1 Generalidades.
- 2.2 Tipos de sistemas.
- 2.3 Adopción del sistema por proyectar.

CAPITULO 3 CONSIDERACIONES EN QUE SE BASARA EL PROYECTO.

- 3.1 Datos de proyecto.
- 3.2 Planeación de las obras y criterio de diseño.
- 3.3 Período de protección.
- 3.4 Período económico de las obras.
- 3.5 Aportación de aguas pluviales.

CAPITULO 4 CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

4.1 Bocas de tormenta.

4.2 Conductos.

Albañales pluviales.

Interceptores.

Emisor pluvial.

4.3 Accesorios.

Pozos de visita.

Descarga.

CAPITULO 5 PROYECTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

5.1 Cantidad de agua de lluvia.

5.2 Método racional.

5.3 Procedimiento de cálculo de un interceptor.

5.4 Método empírico para el cálculo de los gastos de diseño, Fórmula de Burkly-Ziegler.

5.5 Método de comparación.

5.6 Traza de la red.

5.7 Cálculo hidráulico.

5.8 Especificaciones de instalación.

CAPITULO 6 ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUA PLUVIAL.

CAPITULO 7 SIMBOLOGIA E INDICACIONES GENERALES DE LOS PLANOS DE PROYECTO.

CAPITULO 8 PRESENTACION INTEGRAL DEL PROYECTO.

SPENDICE ALCANTARILLADO COMBINADO.

## INTRODUCCION.

Conforme se desarrollen las localidades van requiriendo de "Servicios", - entre los cuales son de gran importancia los que proporcionan los sistemas de abastecimiento de agua potable y los de alcantarillado sanitario, propiciando éstos a su vez un mayor crecimiento de las comunidades.

Las precipitaciones pluviales en muchos casos originan molestias, daños materiales y aún pérdidas de vidas, lo que hace necesario, principalmente, en las localidades urbanas afectadas, se construyan obras cuyo objetivo es alejar las aguas pluviales hasta los sitios en que no causen daño ni molestias, siendo generalmente conducidas a lugares en que puedan ser incorporadas a corrientes superficiales, a depósitos naturales de agua o directamente al terreno.

Los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial son similares en algunos aspectos, difiriendo en otros, por lo cual gran parte de las Normas para Proyecto de Alcantarillado Sanitario son aplicables a los sistemas pluviales. En este trabajo se incluyen las que varían respecto a las primeras y las específicas de las obras del alcantarillado pluvial. Para las Normas aplicables sin modificación alguna, se hacen las referencias correspondientes.

Los sistemas de alcantarillado sanitario y pluvial se construyen "separados" a fin de no incrementar los volúmenes de aguas residuales que se haga necesario tratar; además, atendiendo a razones de índole económica, los sistemas pluviales (con excepción del combinado) no deben proyectarse con longitudes similares a las de los alcantarillados sanitarios; es decir, la longitud total de la red pluvial deberá ser siempre mucho menor que la que tenga la red que elimina las aguas residuales.

El alcantarillado combinado se justifica solamente en localidades urbanas en las que previamente se tenga establecido y en operación un sistema de este tipo en cuyo caso, para las obras de rehabilitación y ampliación de tales sistemas son aplicables las Normas para proyecto tanto del alcantarillado sanitario como del alcantarillado pluvial.

La República Mexicana cuenta con muy pocos alcantarillados pluviales y combinados, por lo que puede considerarse que éstos se encuentran en su primera etapa de desarrollo.

Para la elaboración de los proyectos de alcantarillado pluvial, en la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado de la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, el Departamento de Alcantarillado toma como base para el diseño las Normas contenidas en este manual.

DIRECCION DE INVESTIGACION Y NORMAS

Departamento de Alcantarillado

Oficina de Normas y Desarrollo de  
Tecnologías.

## TERMINOLOGÍA.

- Aguas blancas.- Se denomina así al agua de lluvia que escurre una vez que la basura y materias orgánicas de deshecho han sido desalojadas de la superficie del terreno por las aguas de lluvia caídas al inicio de una precipitación pluvial.
- Aguas bronceas.- Son las originadas por precipitaciones pluviales de gran intensidad que escurren desde las zonas altas de una cuenca - adquiriendo velocidades altas al escurrir en tramos de gran pendiente ocasionando daños en las partes bajas de zonas - pobladas.
- Agua de lluvia.- Es la proveniente de precipitaciones pluviales que caen en las calles, techos y patios de las casas, etc., y que pueden canalizarse o no por el sistema de alcantarillado pluvial. Para el diseño de éste, las de mayor interés son las precipitaciones en forma de lluvia y granizo puesto que en nuestro país las nevadas no son frecuentes.
- Aguas residuales.- También llamadas aguas negras, son las que proceden de los usos domésticos e industriales y que debido a su carácter nocivo para la salud, a las molestias que causan por sus malos olores y a la proliferación de insectos por su contenido de materia orgánica, se hace necesario eliminar de una localidad.
- Albañal pluvial.- Es la tubería que se utiliza para conducir las aguas pluviales desde la estructura que las capta, a la cual se le llama boca de tormenta, hasta las tuberías denominadas interceptores que las desaloja de la localidad.
- Ampliaciones.- Son el conjunto de obras: bocas de tormenta, albañales pluviales, interceptores, emisores y accesorios, que se hace necesario construir para dar servicio a la parte de la localidad que los requiera, aprovechando las instalaciones existentes, de un alcantarillado pluvial.

- Aportación de aguas residuales.- Es la cantidad de aguas residuales (domésticas e industriales) expresada en litros por habitante y día, que como promedio se producen en una comunidad y que se deben eliminar por medio del sistema de alcantarillado sanitario. Su valor varía del 75% al 80% de la dotación de agua potable que proporciona el sistema de abastecimiento.
- Area de aportación.- Se denomina así al área de la cuenca o de la zona que aporta agua de lluvia (por alejar) a un determinado tramo de interceptor, integrada por dos áreas; la llamada propia del tramo y la tributaria.
- Area propia.- Es la inmediata al tramo de interceptor de la cual las aguas pluviales se incorporan a aquél directamente por medio de bocas de tormenta y albañales pluviales.
- Area tributaria.- Es el área más alejada del tramo que la propia, cuyas aguas canalizadas o no por medio de tuberías concurren al tramo mencionado en el pozo de visita situado aguas arriba.
- Boca de tormenta.- Es una estructura que se utiliza para la captación de las aguas pluviales que se sitúa en las banquetas y calles de una localidad. Están constituidas por una coladera o rejilla, su estructura de soporte y una caja o depósito desarenador.
- Coeficiente de escurrimiento.- Se denomina así a la relación entre la cantidad de agua que llueve y la que escurre hasta el punto más bajo de la zona considerada.
- Coladeras.- Forman parte de las bocas de tormenta estando constituidas por una rejilla por la que se recibe o entra el agua de lluvia. Pueden ser de banqueta, de piso, de piso y banqueta y, transversales.
- Cuenca.- Es una área determinada topográficamente por los accidentes

naturales del terreno (montañas y talwegos) delimitada por -- las líneas de partaguas, en la que las aguas pluviales escu -- rren sobre el terreno, calles de la zona urbana y, arroyos -- y ríos hacia el sitio más bajo de la misma.

Datos pluviográficos.- Son los datos de intensidad de lluvia máxima de los aguaceros para diferentes tiempos de duración, deducidos de los pluviogramas o sean las gráficas del pluviógrafo en donde quedan registradas las alturas de lluvia.

Emisor pluvial.- Se denomina así al conducto que ya no recibe aportaciones -- pluviales siendo su función única la de conducir el agua de lluvia hacia el sitio de vertido.

Escorrentía.- Es el estudio de los volúmenes de agua de lluvia que escu -- rren en forma natural sobre la superficie del terreno de una cuenca, considerando la influencia que en la disminución del volumen llovido y su tiempo de recorrido, tienen las caracte -- rísticas climatológicas, topográficas, geológicas, permeabi -- lidad y vegetación del terreno.

Frecuencia.- Se entiende por frecuencia de una lluvia de cierta intensi -- das "i" la probabilidad expresada en % de que pueda presen -- tarse otra de lluvia con igual intensidad en un período de -- tiempo determinado. Su recíproco es igual al tiempo de re -- torno.

Interceptores pluviales.- Son los conductos, generalmente tuberías, provistos de los accesorios necesarios que se emplean para eliminar el agua de lluvia, cumpliendo funciones análogas a las de las -- atarjeas, subcolectores y colectores de un alcantarillado -- sanitario.

Intensidad de lluvia.- Es la relación entre la altura de lluvia caída y el -- tiempo en que cae, medida en mm/hora. Si el tiempo de dura -- ción es menor o mayor que una hora, se multiplicará por la -- relación correspondiente para obtenerla en esta unidad.

- Parteaguas.- Es la línea que une los puntos de mayor elevación del terreno de las diferentes montañas, cerros, montículos, etc., a partir de la cual las pendientes topográficas cambian de sentido determinando la dirección del escurrimiento de las aguas pluviales. Estas líneas constituyen los límites entre cuencas y áreas por considerar.
- Período de máxima intensidad de lluvia.- Son los lapsos en los cuales la intensidad de lluvia es mucho mayor que la intensidad promedio del aguacero. Generalmente son tiempos cortos de 5, 10, 15 y hasta 30 minutos al iniciarse la lluvia.
- Período de protección.- Se denomina así al lapso (en años) que transcurre entre dos veces consecutivas que pueda ocurrir un aguacero de intensidad igual a la considerada como máxima para el cálculo de los diámetros de los interceptores.
- Período económico.- Es el lapso durante el cual la obra proporcionará servicio eficiente de acuerdo con el período de protección considerado, y con el estudio de factibilidad técnica, económica y financiera realizado.
- Pluviógrafo.- Es un aparato o dispositivo también llamado pluviómetro registrador, integrado por un recipiente cilíndrico, un embudo, un cilindro equipado con un flotador y una plumilla que registra la altura del agua caída en el recipiente sobre una hoja de papel que gira mediante un mecanismo de relojería.
- Pluviograma.- Gráfica representativa de un aguacero que en las abscisas tiene tiempos en minutos transcurridos y en las ordenadas alturas en mm. de agua de lluvia acumulada, que ha caído al receptáculo del pluviógrafo.
- Precipitación pluvial.- Se dá este nombre al agua, granizo o nieve que cae en forma de lluvia cuando el vapor de agua que forma las nubes se condensa.

Tiempo de retorno.- Es el período de tiempo en años que transcurre entre la ve  
rificación dos veces consecutivas de un aguacero de la misma-  
+ intensidad. Al recíproco del tiempo de retorno se le llama --  
frecuencia.

Vertido.- Es el sitio en que el emisor entrega las aguas de lluvia a un  
arroyo, río, lago, al mar o al terreno, para su disposición -  
final..

MANUAL DE NORMAS DE PROYECTO PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO PLUVIAL  
EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA

CAPITULO I

INFORMACION QUE SE REQUIERE PARA LA ELABORACION DEL PROYECTO

1.1 GENERALIDADES.

- 1.1.1 Nombre completo de la localidad, municipio y estado al que pertenece.
- 1.1.2 Dato del último censo oficial y población actual estimada, población flotante.
- 1.1.3 Climatología.
  - a) Temperatura máxima, media y mínima.
  - b) Altura de precipitación media anual.
  - c) Datos pluviográficos de la estación meteorológica en la localidad o de la más cercana que se tenga, de intensidades máximas anuales de lluvia para diferentes tiempos de duración: 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos.
- 1.1.4 Comunicaciones.
- 1.1.5 Datos económicos.
- 1.1.6 Aspecto de la localidad indicando tipo de edificaciones.
- 1.1.7 Localización en un plano de vías de comunicación.

1.2 INFORMACION TOPOGRAFICA.

- 1.2.1 Plano topográfico actualizado de la localidad, incluyendo la cuenca de aportación correspondiente, dibujado a escalas de 1:2000 y - - - 1:10000, con curvas de nivel cuya equidistancia sea de 1.00 (un) metro las curvas, de preferencia, deben ser producto de nivelaciones directas. Deberá incluir además los siguientes datos:

d) Datos de tenencia de la tierra y costos de afectaciones.

#### 1.2.6 Bombeo de aguas pluviales.

Si como resultado de la planeación y anteproyecto se requiere el bombeo de las aguas pluviales se obtendrá la siguiente información:

- a) Planos de detalle de las zonas donde se localicen las plantas (de proyecto) a escalas 1:20 y 1:100.
- b) Clasificación del terreno para cimentación.
- c) Costo del terreno para su adquisición y nombre del propietario.

#### 1.3 ALCANTARILLADO PLUVIAL EN SERVICIO.

1.3.1 Descripción de las partes componentes del sistema, su estado de conservación y características de funcionamiento. Además se darán los siguientes datos:

- a) Sitio(s) de vertido o desagüe de las aguas pluviales. Ubicación respecto a la localidad: distancia(s) y nivele(s).
- b) Características de la corriente receptora o depósito natural de vertido.
- c) Estructura(s) de vertido: plano(s) detallado(s).

#### 1.3.2 Plano del emisor.

Planta y perfil con indicaciones de gasto máximo conducido, diámetro pendiente, clase y estado de conservación de la tubería y estructuras.

#### 1.3.3 Estaciones de bombeo:

- a) Planos de localización y detalle.
- b) Número y características de bombas, motores y subestaciones eléctricas y estado de conservación. Costos de operación y conservación.

d). Datos de tenencia de la tierra y costos de afectaciones.

#### 1.2.6 Bombeo de aguas pluviales.

Si como resultado de la planeación y anteproyecto se requiera el bombeo de las aguas pluviales se obtendrá la siguiente información:

- a). Planos de detalle de las zonas donde se localicen las plantas -- (de proyecto) a escalas 1:20 y 1:100.
- b). Clasificación del terreno para estimación de terracerías en sitios de bombeo y tratamiento.
- c). Resistencia del terreno para cimentación.
- d). Costo del terreno para su adquisición y nombre del propietario.

#### 1.3 ALCANTARILLADO PLUVIAL EN SERVICIO.

1.3.1 Descripción de las partes componentes del sistema, su estado de conservación y características de funcionamiento. Además se darán los siguientes datos:

- a). Sitios(s) de vertido o desagüe de las aguas pluviales. Ubicación respecto a la localidad: distancia(s) y niveles(s).
- b). Características de la corriente receptora o depósito natural de vertido.
- c). Estructura(s) de vertido: Plano(s) detallado(s).

#### 1.3.2 Plano del emisor.

Planta y perfil con indicaciones de gasto máximo conducido, diámetro, pendiente, clase y estado de conservación de la tubería y estructuras.

#### 1.3.3 Estaciones de bombeo.

- a). Planos de localización y detalles.
- b). Número y características de bombas, motores y subestaciones eléctricas y estado de conservación. Costos de operación y conservación.

1.3.4 Plano de interceptores (colectores y subcolectores). Se indicará en el plano lo siguiente:

- a) Escala.
- b) Nombre de calles.
- c) Longitudes diámetros y pendientes de las tuberías, clase de material de fabricación. Elevaciones del terreno y de las plantillas de tubería en los pozos de visita.
- d) Pozos de visita (comunes, especiales, pozos caja y pozos de visita con caída).
- e) Estado de conservación de la red.
- f) Bocas de tormenta y albañales pluviales.  
Cantidad total.  
Diámetros de los albañales pluviales.  
Estado de conservación.
- g) Cantidad de colederas pluviales existentes que deberán sustituirse por nuevas indicando los tipos, la longitud promedio y diámetro del albañal pluvial necesario para conectarse a los interceptores.

#### 1.4 ENERGIA ELECTRICA.

1.4.1 Localización de la línea de transmisión y voltaje.

#### 1.5 COSTOS.

1.5.1 Costo de materiales y mano de obra en la localidad. Prestaciones sociales en el lugar.  
Tarifas de fletes.

#### 1.6 AMPLIACIONES.

1.6.1 Plano de conjunto en que se muestren las obras existentes y ampliaciones que se requieran.

1.7 INSTALACIONES EXISTENTES.

1.7.1 Para evitar las interferencias "topeteos" de las tuberías de sistemas que prestan otros servicios con las que se proyecten para el alcantarillado pluvial es necesario contar con:

- a). Plano de la red de abastecimiento de agua potable en operación.
- b) Plano de la red de alcantarillado en servicio.
- c) Planos de otras instalaciones como tuberías de gas, teléfono, -- etc.

## CAPITULO 2. SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

### 2.1 GENERALIDADES.

Los sistemas de alcantarillado se proyectan para alejar las aguas residuales, (domésticas e industriales) evitando la alteración del medio ambiente y daños a la salud de los habitantes de las localidades y, para alejar las aguas de lluvia - evitando que éstas ocasionen perjuicios a la comunidad.

En cualquier caso el alejamiento de las aguas residuales tiene alta prioridad.

### 2.2 TIPOS DE SISTEMAS.

#### a) Alcantarillado Sanitario.

Al conjunto de conductos, accesorios e instalaciones cuya finalidad es alejar únicamente las aguas residuales de una localidad se le llama Sistema Separado de Aguas Residuales Municipales o Alcantarillado Sanitario, cuya red - cubrirá toda la zona habitada. Para el proyecto de las -- obras se tienen como referencia las "NORMAS DE PROYECTO - PARA OBRAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO EN LOCALIDADES URBANAS DE LA REPUBLICA MEXICANA".

#### b) Alcantarillado Pluvial.

Si su función es alejar exclusivamente las aguas de lluvia que se acumulen en las zonas bajas para que no causen daños y molestias a la comunidad, se le denomina sistema de alcantarillado pluvial. Cuando así sea, la red tendrá en todos los casos una longitud menor que la del sistema de alcantarillado sanitario.

El proyectista procurará hacer la localización adecuada de --

las alcantarillas pluviales en las calles de las zonas bajas, localizando estratégicamente los sitios de vertido así como los accesorios apropiados (bocas de tormenta) para lograr la captación más eficientes del agua pluvial, la cual escurre superficialmente por las calles de las zonas altas.

c) Alcantarillado Combinado.

Cuando las aguas residuales y las pluviales se considera conveniente eliminarlas conjuntamente utilizando los mismos conductos, se tiene un sistema de alcantarillado combinado. Al final de estas Normas (Apéndice) se dá un resumen de las especificaciones a seguir en el diseño de este sistema el que en general no es conveniente para la gran mayoría de localidades urbanas de la República Mexicana, principalmente por el alto costo de las obras.

### 2.3 ADOPCION DEL SISTEMA POR PROYECTAR.

Generalmente la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado a través del tiempo, ha efectuado proyectos para un elevado porcentaje de localidades con sistema sanitario únicamente y para ciudades importantes, como complemento, el sistema pluvial.

La adopción del sistema sanitario se basa en nuestro medio, en el factor costo, principalmente, y en general atiende a los siguientes aspectos:

- a) A fin de evitar la contaminación de las aguas de las corrientes superficiales, (ríos, arroyos, esteros) de los depósitos naturales superficiales, (lagos, mar) y de las aguas subterráneas, que son las fuentes de abastecimiento de agua potable, se hace necesario efectuar el tratamiento a las aguas residuales y así disminuir su carácter nocivo hasta límites tolerables, antes de verterlas al sitio de su disposición final, evitando la contaminación de las fuentes. El tratamiento obliga a manejar únicamente las aguas residuales dado que las plu-

viales incrementarían notablemente el volumen de aguas por tratar y consecuentemente los costos de inversión y de operación, razón por la cual no es recomendable eliminar conjuntamente dichas aguas residuales y pluviales).

- b) La eliminación de las aguas residuales separadamente de las pluviales, permite obtener un mejor funcionamiento hidráulico y se pueden obtener mejores velocidades de escurrimiento en las tuberías consiguiendo, obviamente, alejar con mayor rapidez las aguas residuales e impedir más eficazmente el depósito de las materias propias de las aguas servidas, sobre todo en épocas de estiaje.
- c) Si por circunstancias muy especiales fuera necesario alejar las aguas residuales y pluviales de una localidad, utilizando los mismos conductos, se proyectará y construirá un sistema combinado, previa aprobación de la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado.

La conclusión de este capítulo es pues, que en general, para todas las localidades de la República Mexicana debe proyectarse el sistema sanitario y para localidades urbanas de importancia en las que se tengan zonas comerciales e industriales de alto valor, se puede justificar el proyecto de un sistema pluvial.

### CAPITULO 3. CONSIDERACIONES EN QUE SE BASARA EL PROYECTO.

#### 3.1 DATOS DE PROYECTO.

Para elaborar los proyectos de las obras que integran el sistema de alcantarillado pluvial de las localidades urbanas se debe establecer claramente los datos de proyecto y anotarse en el plano respectivo como se indica a continuación.

Para sistemas calculados por el Método Racional:

#### DATOS DE PROYECTO

Area por desague	Ha
Sistema	Pluvial
Método	Racional
Fórmulas	$Q = CAi$ $i = \frac{z}{b + t}$ $v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$
Tiempo de retorno	Años
Sitio(s) de vertido	(Río, lago, terreno, mar)
Sistema de eliminación	Gravedad
Velocidad máxima	m/seg.

Para sistemas calculados por el método empírico:

#### DATOS DE PROYECTO

Area por desague	Ha
Sistema	Pluvial
Método	Empírico

Fórmulas

$$Q = KA^{3/4}$$

$$K = 2.778 C: S^{1/4}$$

$$v = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2}$$

Sitio(s) de vertido

(Río, lago, mar, terreno)

Sistema de eliminación

Gravedad

Velocidad máxima

m/seg.

Se ha considerado como dato de proyecto a la fórmula de la intensidad de lluvia, que en realidad se deduce de datos de registros pluviográficos de estaciones climatológicas, por que no es práctico consignar en el plano los datos pluviográficos y sí la fórmula de intensidad que es representativa de ellos.

Generalmente una fórmula empírica de la forma  $i = \frac{a}{b + t}$  es la que más aproximadamente se ajusta a la ley de variación de intensidad de lluvia respecto a su tiempo de duración; pero en el caso de utilizar otro tipo de ecuación se deberá justificar su uso.

### 3.2 PLANEACION DE LAS OBRAS Y CRITERIOS DE DISEÑO.

La finalidad del alcantarillado pluvial, como se indicó anteriormente, es la de desalojar el agua de lluvia para evitar los perjuicios que puede ocasionar su acumulación en sitios bajos de la zona urbana.

A diferencia de las obras de alcantarillado sanitario que se proyectan y construyen para dar servicio a cierto número de usuarios para satisfacer las necesidades inmediatas de la población actual y futuras de la población de proyecto, en las que los gastos que se emplean para determinar los diámetros de las tuberías son función, no del área de la localidad sino del número de habitantes por servir y de la aportación de aguas residuales, los gastos que se emplean para calcular los diámetros de las tube-

rías del sistema pluvial son función de las áreas de aportación de aguas de lluvia, de la intensidad de las lluvias, de un coeficiente llamado de esorrentía o escurrimiento y del tiempo de retorno de las lluvias que se elija, para proteger a las zonas valiosas de la localidad y a sus habitantes de inundaciones frecuentes.

En el caso del alcantarillado sanitario el crecimiento del área poblada hace necesarias las ampliaciones de la red de alcantarillado sanitario y en los sistemas pluviales el incremento del área poblada no necesariamente obliga a la ampliación de la red, puesto que las áreas de aportación de aguas pluviales son función de la topografía, del tiempo de duración de la lluvia, etc.

Atendiendo a razones de economía, la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, ha adoptado el criterio de no proyectar redes de alcantarillado pluvial cuyas tuberías se alojen en la mayoría de calles de la localidad, como es el caso del alcantarillado sanitario, sino que deben proyectarse interceptores pluviales localizados estratégicamente en un reducido número de tramos de calles para que den servicio a grandes áreas y a los cuales concurren las aguas de lluvia que escurran superficialmente por la mayoría de las calles.

La planeación del sistema pluvial deberá tomar en cuenta, además del proyecto de la red pluvial de interceptores, el proyecto de otras obras que podrían denominarse de control, como pueden ser presas, (para el control de avenidas) desviación de corrientes, construcción de canales, etc., a fin de evitar que las aguas bravas afluyan hacia la zona habitada.

### 3.3 PERIODO DE PROTECCION.

Se ha observado en localidades de las que se tienen registros pluviográficos de períodos de tiempo considerables, que las cantidades de agua que llueven durante un aguacero (altura de -

agua en mm.) así como los valores de la intensidad (altura de lluvia en mm/hora de cada aguacero) son características que presentan las lluvias en forma cíclica, es decir, que las precipitaciones con valor muy semejante en intensidad, se repiten -- periódicamente (obedeciendo a un ciclo) razón por la cual los sistemas pluviales se deben proyectar para proteger a la localidad de los daños y perjuicios que ocasionan o que puedan ocasionar las lluvias de determinada magnitud, que se presentan a lapsos aproximadamente iguales.

Cuanto mayor sea el valor de la intensidad de lluvia, más tiempo transcurrirá para que ocurra otra aproximadamente con la misma intensidad y duración.

El período de protección que de las lluvias se da a la localidad es igual al tiempo de retorno que se elija y a éste corresponderán precipitaciones de determinadas intensidades para cada tiempo de duración.

La construcción de esta clase de obras origina fuertes inversiones, por lo cual la protección que se da a la localidad no se hará con relación a lluvias de gran intensidad que tardan -- lapsos considerables en presentarse.

El período de protección más conveniente corresponderá al lapso en el que los daños o los posibles daños que ocasionen las lluvias máximas, tengan un valor mayor que el costo de las obras, -- lo cual implica la elaboración de estudios socio-económicos y -- financieros de las obras por realizar.

Si por alguna razón no se dispone de esos estudios, el período de protección se fijará coordinadamente con la dirección de Investigación y Normas y de acuerdo con lo siguiente:

1.- Para localidades urbanas en que ocurran inundaciones en una zona definida pequeña sea comercial o residencial, se considerará un período de protección de dos años.

2. Si las inundaciones son frecuentes en las zonas comerciales y residenciales, el período de protección será de tres años.
3. Para ciudades con frecuentes inundaciones todos los años -- que afecten notablemente las zonas comerciales, residenciales e industriales, se considerará un período de protección máximo de cinco años.

#### 3.4 PERIODO ECONOMICO DE LA OBRA.

Las erogaciones que se realicen se deberán hacer con cargo a todos los habitantes de la localidad actuales y futuros que resulten beneficiados y de acuerdo con los estudios financieros que se hayan realizado.

La determinación del período de tiempo durante el cual se proyecte proporcionar servicio eficiente, al cual suele llamarse período económico de la obra, debe hacerse atendiendo a los siguientes aspectos:

- a). El período de protección de la obra elegido.
- b). La vida útil de los materiales que se utilicen en la construcción del sistema.
- c). La vida útil del equipo electromecánico, si es obligada la construcción de una estación de bombeo, se considera de 10 a 15 años.
- d). El estudio de factibilidad técnica, económica y financiera que en cada caso particular se realice.

En general el valor del período económico por considerar en el estudio de factibilidad de las obras de alcantarillado pluvial, puede estar comprendido entre 15 y 20 años o sea, entre los mismos límites que el que se toma para las obras de alcantarillado sanitario, de localidades urbanas grandes.

### 3.5 APORTACION DE AGUAS PLUVIALES.

Son varias las consideraciones que deben hacerse para determinar los volúmenes máximos de agua de lluvia por desalojar, entre ellas se tienen las siguientes:

- a). La referente a la permeabilidad del terreno, que se involucra en un coeficiente llamado de escurrimiento o escorrentía.
- b). El valor de la intensidad de lluvia deducido de datos pluviográficos.
- c). El período de protección que respecto a los daños que causen las lluvias a la localidad sea conveniente elegir y que es igual al tiempo de retorno que se considere.
- d). El tiempo de concentración del agua llovida.
- e). El área de aportación que depende tanto de la topografía del lugar como del tiempo de duración de la lluvia ya que a mayor tiempo de duración, en un instante dado, concurrirá a cierto lugar el agua caída en una zona de mayor extensión, excepto cuando el tiempo de duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración que es cuando toda el área de la cuenca aporta agua pluvial y se produce el gasto máximo.

El detalle relativo a estos conceptos se tratará en capítulos posteriores.

### 3.6 APORTACION DE AGUAS RESIDUALES.

No se considera aportación de agua residuales municipales al alcantarillado pluvial ya que los volúmenes de ellas se deben alejar por medio del alcantarillado sanitario.

Asimismo, las aguas residuales industriales no deben incorporarse al alcantarillado pluvial, sino que previo tratamiento dentro de las propias factorías, deben eliminarse por la red de alcantarillado sanitario o por separado.

CAPITULO 4 CARACTERISTICAS GENERALES DE LOS ELEMENTOS QUE INTEGRAN EL SISTEMA DE ALCAANTARILLADO PLUVIAL.

Los elementos o partes que integran el sistema son: bocas de tormenta, conductos y accesorios.

4.1 BODAS DE TORMENTA.

Estarán constituidas por una caja que funcione como decantador en la cual puedan depositarse las materias más pesadas que arrastre el agua y por una coladera con su estructura de soporte que permita la entrada del agua. Se construirán a lo largo de las banquetas y transversales a las calles. Desde la caja el agua será conducida a los interceptores mediante una tubería de concreto a la que se le denominará albañal pluvial.

De acuerdo con su localización y diseño las bocas de tormenta pueden tener alguna de las siguientes coladeras.

De acuerdo con su localización y diseño las bocas de tormenta pueden tener alguna de las siguientes coladeras.

- a). Coladera de banqueta, con capacidad aproximada de 15 l.p.s. y diámetro de albañal de 15 cm. Ver plano
- b). Coladera de piso con capacidad aproximada de 25 l.p.s. y diámetro de albañal de 15 cm. Ver plano
- c). Coladera de piso y banqueta con capacidad aproximada de 40 l.p.s. y diámetro de albañal de 20 cm. Ver plano
- d). Coladera longitudinal de banqueta.- Se construyen con capacidad aproximada de 40 l.p.s. por tramo siendo el número mínimo de éstos de tres. El diámetro de albañal para tres y cuatro tramos es de 33 cm. y para las de 5 y 6 tramos de 45 cm. Ver plano
- e). Coladera transversal.- Su capacidad aproximada es de 40 l.p.s. por tramo, se construyen en calles de 6.00 m. de ancho y menores con albañal de 31 cm. de diámetro; en calles de anchos mayores el albañal puede ser de 70 cm. Ver plano

De acuerdo con los materiales por usar en las coladeras, las bocas de tormenta mostradas en el plano V.C. pueden ser de los siguientes tipos.

Tipo A.- Con coladera de piso y banqueteta, brocal de fierro fundido o de concreto con rejilla frontal de fierro fundido y marco y rejilla de fierro fundido en piso.

Tipo B.- Con coladera de piso, marco y tapa de fierro fundido.

Tipo C.- Con coladera de banqueteta, con brocal de fierro fundido o concreto y rejilla frontal de fierro fundido.

Las características de los brocales y rejilla de los tipos de coladeras indicados, están especificadas en el plano V.C.

#### 4.2 CONDUCTOS.

Los conductos que se utilizan en las redes de alcantarillado pluvial reciben de acuerdo con su función la denominación de albañales pluviales, interceptores y emisores pluviales.

##### 4.2.1 Albañales pluviales.

El agua de lluvia captada por las bocas de tormenta, se conducirá a los interceptores por medio del albañal pluvial cuyo diámetro será el siguiente:

- a). De 15 cm., para coladeras de piso y de banqueteta.
- b). De 20 cm., para coladeras de piso y banqueteta.

Para coladeras transversales y longitudinales de banqueteta, el diámetro del albañal pluvial podrá variar de 30 a 60 cm., según el diseño. Ver planos.

##### 4.2.2 Interceptores.

El diámetro mínimo de las tuberías que se utilizarán en la construcción de los interceptores será de 30 cm.

En determinados casos en que la topografía de la localidad sea plana, los niveles de las aguas freáticas altos y se disponga de escasos desniveles respecto a las elevaciones necesarias en el sitio de vertido, pueden proyectarse alcantarillas de sección rectangular o trapecial, previa justificación de la necesidad de ello, pero su diseño y cálculos hidráulicos requerirán de la aprobación de la Dirección de Investigación y Normas.

#### 4.2.3 Emisor pluvial.

Podrá estar constituido por tuberías, un conducto de sección rectangular o un canal a cielo abierto, cuya sección dependerá del gasto y, de las condiciones locales de topografía, geotecnia, urbanización, etc.

En un proyecto y de acuerdo con la topografía e hidrografía de una localidad, se pueden tener varios emisores según sean los sitios de vertido más adecuados por utilizar.

#### 4.3 ACCESORIOS.

##### 4.3.1 Estructura de inspección.

###### a). Pozos de visita.

Cuando el conducto utilizado sea de sección circular se emplearán pozos de visita común, especial, pozo caja y pozos con caída, cuyas características y usos son los indicados en las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana.

###### b). Registro de visita.

Cuando el conducto empleado sea de sección diferente a la circular se emplearán registros cuyo proyecto se realizará para cada caso específico.

#### 4.3.2 Descarga.

El vertido de las aguas pluviales se hará de preferencia a corrientes superficiales como ríos, arroyos, o a depósitos naturales como son los lagos, lagunas, el mar, o directamente sobre terrenos. En ningún caso se someterán a tratamiento.

Las características estructurales y funcionales de la estructura de descarga, dependerán del sitio elegido para el vertido, del

gasto máximo por entregar, etc. *Requisitos: estabilidad y facilidad de limpieza - azolve*

Cuando el emisor está constituido por un conducto para descargar las aguas pluviales se utilizará una estructura que permita encauzar las aguas en la corriente y a un nivel que tome en cuenta evitar azolves en el sitio de vertido y por otro lado, el resaca cuando se presenten avenidas máximas en la corriente receptora. La construcción de la estructura de descarga se hará preferentemente en un tramo recto del río, debiendo tomar en cuenta las características de socavación de la corriente en la sección del vertido. Ver plano V.C. 1595 de las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana.

En los proyectos de alcantarillado pluvial de acuerdo con la topografía y la hidrografía del lugar, se pueden tener varios vertidos.

## CAPITULO 5 PROYECTO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

### 5.1 CANTIDAD DE AGUA DE LLUVIA.

Es básico el cálculo de la cantidad de agua de lluvia por desalojar, la cual depende de los siguientes factores:

- a). La permeabilidad del <sup>o. r. n. e.</sup> terreno que es función del tipo de edificaciones, pavimentos, zonas jardinadas, etc., cuya influencia se manifiesta mediante el uso de un coeficiente denominado de escurrimiento, de impermeabilidad o esorrentía, que es siempre menor a la unidad.
- b). Las dimensiones y forma del área de aportación.
- c). La intensidad y duración de las precipitaciones. Para su conocimiento, es necesario contar con registros pluviográficos de las lluvias.

Los métodos que se han adoptado en la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, para calcular las cantidades de agua de lluvia por desalojar, son el Racional y el empírico de Burkly Ziegler.

### 5.2 METODO RACIONAL.

El Método Racional, que tiene prioridad en su aplicación en los proyectos, requiere de registros pluviográficos de las lluvias ocurridas en un lapso preferentemente igual o mayor que el período económico de la obra y nunca menor que 10 años.

Si no se dispone de registros pluviográficos de un número suficiente de años, puede aplicarse el Método Empírico de Burkly Ziegler.

- 5.2.1 Cálculo del gasto pluvial.- Los gastos con los que se van a determinar los diámetros y las pendientes para las tuberías que constituirán

las aguas pluviales de una localidad se obtendrán por el Método Racional cuya fórmula es:

$$Q = C A i$$

en la cual

Q = Gasto de lluvia que llega a la tubería.

C = Coeficiente de escurrimiento o escorrentía.

A = Area que aporta agua pluvial durante un determinado lapso.

i = Intensidad de la lluvia.

Para aplicar la fórmula en la elaboración de los proyectos se le dará la siguiente estructura.

$$Q = 2.778 C A i$$

en la que:

Q = Gasto pluvial en litros por segundo

2.778 = Coeficiente de transformación de unidades.  $\frac{1000,000}{3600 \times 100}$

C = Coeficiente de escurrimiento (número abstracto menor que uno).

A = Area en hectáreas.

i = Intensidad de lluvia, en mm/hora.

### 5.2.2 Características y Valores de los Elementos que Intervienen en el Método Racional.

Constante de transformación de unidades.- El número 2.778 es el coeficiente que se aplica para transformar el producto de:

$$H_a \times \frac{\text{mm.}}{\text{hr.}}, \text{ a. lt/seg.}$$

Escurrimiento.- Coeficiente de escorrentía.

La permeabilidad del terreno, la evaporación, la vegetación y la distribución de la lluvia, originan que el volumen de agua que llegue a las tuberías sea menor que el llovido; ésto debe tomarse en consideración aplicando al volumen llovido un coeficiente "C" de reducción al cual se le llama coeficiente de "escurrimiento - o escorrentía" y está dado por la expresión.

$$C = \frac{\text{Volumen de agua que escurre.}}{\text{Volumen de agua que llueve.}}$$

El coeficiente de escurrimiento tiene para una localidad distintos valores en diferentes zonas según el tipo de edificaciones y clases de pavimento, techos, áreas jardinadas, etc. Se utilizarán los valores indicados en el plano V.C.

Para el cálculo de los gastos de proyecto se deben utilizar valores promedio de "C" cuya determinación debe hacerse en función de las magnitudes de las distintas superficies que se tengan con diferentes coeficientes de escurrimiento en la localidad o en la zona por considerar en el proyecto. Lo anterior puede expresarse en la forma siguiente:

$$C = \frac{A_1 C_1 + A_2 C_2 + \dots + A_n C_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n}$$

fórmula en la que:

$A_1$  = Area con coeficiente de escorrentía  $C_1$

$A_2$  = Area con coeficiente de escorrentía  $C_2$ .

$A_n$  = Area con coeficiente de escorrentía  $C_n$ .

La determinación de "C" se debe hacer aplicando los conceptos anteriores a la superficie de una zona tipo.

#### Area de aportación pluvial.

- a). Para determinar el área tributaria de aportación a cada interceptor, es necesario delimitar topográficamente la zona o cuenca, mediante el trazo de los parteaguas existentes y la localización de construcciones, bordos, terraplenes, vías de ferrocarril, caminos, etc., que limitan y encaucen los escurrimientos superficiales, así como efectuar el trazo de parteaguas internos de la cuenca o zona, para conocer el área propia de aportación a cada tramo, a lo largo de éste y la de aportación al pozo aguas arriba denominada área tributaria.
- b). El área de la zona que aporta agua pluvial a un tramo de interceptor se considera integrada por la correspondiente a la calle en que se instala y las de parte de las manzanas ubicadas a ambos lados de la misma: éstas conjuntamente constituyen la llamada "área propia" del tramo.

Para delimitar el área propia de aportación de aguas pluviales de un tramo de interceptor considerando que el cálculo del gasto es función de datos solamente aproximados (no exactos) se aplicará el siguiente procedimiento:

Los pozos de visita de cada cruce se unen entre sí por medio de líneas rectas diagonales del rectángulo que con-

tituye la manzana, quedando limitada al área propia de exportación por las diagonales (que en algunos casos serán a la vez bisectrices de los ángulos que forman los lados de la manzana) que circundan el tramo tal como se indica en la figura, (a) del plano V.C.

El método anterior es aplicable a manzanas cuya relación del lado largo al lado corto varía de 1.0 a 1.5; pero si la relación es mayor y las manzanas son rectangulares la delimitación del área propia se hace trazando desde los pozos de los cruceros, líneas a 45° uniendo las intersecciones de estas con líneas paralelas al trazo de las atarjeas. El área propia de exportación del tramo quedará delimitada por dos líneas paralelas a las atarjeas y cuatro tramos diagonales, o bisectrices como se ve en la figura (b) del plano V.C.

- c). A continuación, se considera la llamada "área tributaria" que corresponde a calles, manzanas y zonas cuyas aguas pluviales escurriendo superficialmente por las calles son finalmente introducidas a los interceptores generalmente en los cruces de las calles. También se consideran como áreas tributarias al tramo, aquellas que proceden de zonas en las que ya han sido captadas mediante tuberías y son incorporadas al tramo en el pozo ubicado en su parte alta.

Como ejemplo de lo indicado anteriormente se tiene la figura mostrada en el plano V.C.

#### Intensidad de lluvia.

La intensidad "i" de lluvia por utilizar para la determinación del gasto pluvial del área "A", se debe calcular por medio de la "fórmula de intensidad de lluvia" la que, de acuerdo a las observaciones hechas del fenómeno natu

ral, debe expresarse como una función decreciente del tiempo de duración de la lluvia.

La fórmula de intensidad de lluvia  $i = f(t)$  es una expresión matemática, (que se ha de deducir para la localidad - en función de datos observados) por medio de la cual debe ser factible calcular los valores de la intensidad "i" (altura de lluvia caída en la unidad de tiempo, generalmente expresada en mm/hora) para diferentes tiempos de duración "t" comprendidos en el ámbito de 5 a 120 minutos para las lluvias que ocurran en la localidad. Para deducir la fórmula es necesario lo siguiente:

- a). Recabar la información relativa a datos pluviográficos de intensidad de lluvia deducidos de los registros de estaciones climatológicas que cuenten con pluviógrafo o de estaciones pluviográficas ubicadas en la localidad o en sus cercanías. La SARH cuenta con registros de datos pluviométricos y pluviográficos de un gran número de estaciones distribuidas por todo el territorio nacional. También es factible que en algunas localidades otros organismos tengan establecidas estaciones pluviográficas.
- b).: Los datos de intensidad de lluvia deben ser los valores de "i" máximos para los tiempos de duración de 5, 10, 15, 20-30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos de cada una de las lluvias ocurridas durante el lapso de observación, las cuales deben ser conocidas en su totalidad y cada lluvia en detalle mediante los pluviogramas o sean las gráficas: altura-llovida tiempo, para tener la seguridad de que se cuenta con las máximas intensidades ocurridas, para los tiempos de duración indicados de cada uno de los años de observación. Los registros de intensidad de lluvia corresponderán a un lapso mayor o igual que el período económico de la obra y nunca menor de 10 años.

calidad respecto a las lluvias, o sea el lapso para el que es factible proyectar y construir económicamente un alcantarillado pluvial capaz de desalojar con rapidez (sin permitir inundaciones) las aguas de las precipitaciones máximas que ocurran con tal periodicidad. Dicho período puede ser de 2, 3 o 5 años; ver sub-capítulo 3.3.

e). La aplicación de los métodos de probabilidad (utilizando los factores de la curva logarítmica desviada de Allen - Hazen, o el método de Gumbel), implica conocer el tiempo de retorno de las lluvias para las que se deducirá la fórmula de intensidad. El tiempo de retorno debe ser igual al período de protección en años. Al recíproco del tiempo de retorno se le llama frecuencia e indica la probabilidad existente en % de que ocurra el fenómeno con iguales características en un año cualquiera del período de protección. Una vez realizado el ajuste de probabilidades de los datos de intensidad máxima de lluvia ocurrida en cada año para los diferentes tiempos de duración, considerando un determinado tiempo de retorno, se tienen los elementos básicos para deducir la fórmula de intensidad en función del tiempo.

f). Se ha encontrado en la generalidad de los casos que el tipo de fórmula que mejor representa al fenómeno pluvial es de la forma  $i = \frac{a}{b + t}$ .

El cálculo de las constantes a, b, se efectúa con los datos de intensidad de lluvia ya ajustados, aplicando el método de los mínimos cuadrados que para el caso de la fórmula  $i = \frac{a}{t + b}$  deducida para los tiempos de duración indicados, conduce a la solución del sistema de ecuaciones siguiente:

$$i = \frac{a}{b+t}$$

$$\frac{1}{i} = \frac{b}{a} + \frac{t}{a}$$

$$a = \frac{10 \sum t^2 - (\sum t)^2}{10 \sum \frac{1}{i} - \sum t \sum \frac{1}{i}}$$

FORMULAS GENERALES

$$b = \frac{1}{10} \left( a \sum \frac{1}{i} - \sum t \right)$$

$I =$  Intensidad mínima  
prevista para  $T_R$   
y duración

$$I = \bar{I} - K\varepsilon$$

$\bar{I} =$  Intensidad promedio  
de las intensidades anuales  
por tiempo de duración

$$K = 0.45 + 0.58 \left| \frac{T_R}{T_E} - 1 \right|$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{\sum (i_j - \bar{I})^2}{n-1}}$$

DESVIACION ESTADISTICA

$$\varepsilon: \frac{1}{i} = \frac{1.20}{1.0}, \sum t = 2.00, \sum t^2 = 3.00$$

$$a = \frac{145.000}{10 \sum \frac{1}{i} - \sum t \sum \frac{1}{i}}$$

$$b = \frac{a}{10} \sum \frac{1}{i} - \sum t \sum \frac{1}{i}$$

$$\frac{t}{i} = \frac{1}{a} \sum t^2 + \frac{b}{a} \sum t$$

$$\frac{1}{i} = \frac{1}{a} \sum t + 10 \frac{b}{a}$$

g). Tiempo de concentración.

Para cada tramo de interceptor el gasto de diseño debe ser el máximo que aporte el área. Atendiendo al fenómeno pluvial y al escurrimiento superficial, esto ocurre cuando el tiempo de duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración del área de aportación, pues en ese momento toda el área aporta agua pluvial al tramo, por lo que en la fórmula de "i" se debe considerar el valor del tiempo de concentración "t" dado por la expresión siguiente:

Tiempo de concentración =  $t = t_e + t_i$  en la cual:

$t_e$  = Tiempo exterior o tiempo de ingreso.

$t_i$  = Tiempo interior o tiempo de tránsito.

El tiempo exterior o de ingreso del agua llovida al interceptor que da servicio a una área determinada de aportación, se calculará de la siguiente forma:

a). Para el escurrimiento dentro de zonas consideradas como suburbanas:

$$\frac{L}{V} = t_e \quad \text{en la cual:}$$

L = Longitud aproximada del recorrido que hacen las gotas

tas de agua de lluvia desde el punto o puntos más - alejados del área de aportación hasta el lugar de su ingreso a la tubería.

V = Velocidad del agua en la superficie del terreno, que se determinará por medio de la fórmula de Babbitt.

$$V = 610 C \sqrt{S} \text{ en la que}$$

V = Velocidad en m/minuto.

C = Coeficiente de escurrimiento.

S = Pendiente del terreno =  $\frac{H}{L}$ .

H = Desnivel entre el sitio desde el que escurre la gota de agua más alejada y el sitio de ingreso a la calle funcionando como canal o a la tubería.

b). Para el escurrimiento dentro de zonas urbanas:

Se obtendrá en forma similar a la anterior con excepción - de la velocidad la que se calculará por medio de la fórmula de Manning, considerando que la calle funciona como canal.

En observaciones directas, de las cuales se considera que se obtienen resultados aceptables, se ha encontrado que - el " $t_e$ " que tarda el agua de lluvia en ingresar a las tuberías de los interceptores en muchos casos varía de 5 a 15 minutos, por lo cual, cuando el valor, calculado mediante las fórmulas sea menor que el promedio, 10 minutos, se efectuarán los cálculos con dicho promedio.

Cuando el valor de " $t_e$ " sea tal que el gasto correspondiente calculado por medio de  $Q = C A i$  genere un tirante sobre la calle funcionando como canal, igual al 85% del - peralte de la guarnición de la banquetta, a partir de esta

condición no se aceptan escurrimientos en forma superficial, debiéndose realizar mediante conductos subterráneos.

El tiempo interior (o tiempo de tránsito) de una cierta área de aportación, es el que tarda el agua llovida en recorrer el tramo completo del interceptor que la sirve. Esto equivale a suponer que toda el agua caída en la porción de área que desagua el tramo de interceptor se concentra en su parte superior y recorre todo el tramo, de manera que en su parte inferior se considera concentrado el mismo volumen.

El valor de " $t_i$ " se calculará dividiendo la longitud del tramo de interceptor entre la velocidad que se estima que tendrá el agua dentro de las alcantarillas, es decir:

$$t_i = \frac{\text{longitud del tramo}}{\text{velocidad del agua en el tramo}}$$

Para su aplicación se puede considerar un valor de la velocidad calculada con la fórmula de Manning, eligiendo la pendiente geométrica más adecuada de acuerdo con la topografía, con el trazo de los interceptores y considerando un diámetro probable. La aproximación del valor de " $i$ " que se tiene de esta manera es suficiente para fines de diseño.

Respecto al valor máximo de " $t_e$ ", la condición que se debe satisfacer es que para ningún tramo del interceptor su suma con el " $t_i$ " (tiempo interior) podrá ser mayor de 120 minutos (2 horas) o sea que nunca se calculará con un tiempo total de concentración mayor de 2 horas, (aún tratándose de colectores de gran longitud).

A partir de donde se presenten tiempos de concentración mayores a 120 minutos, el interceptor se continuará calculando con el siguiente criterio:

$$Q_D = Q_{ant} + Q_{AT}$$

$$C_{AT} = 2.7778 \text{ c.l. } \frac{\text{cm}}{\text{h}}$$

$$t = 2t_1 - t_T$$

$$\frac{1}{t_1} = \frac{1}{t} + \frac{1}{t_T}$$

$$\frac{1}{t_T} =$$

1. El gasto de diseño será la suma del correspondiente al tramo anterior y del gasto del área tributaria calculado con el tiempo de coincidencia al paso del gasto máximo del interceptor en estudio.

2. El tiempo de coincidencia se calculará mediante la expresión:

$$t = 2t_1 - t_T, \text{ donde:}$$

$t$  = Tiempo de coincidencia del área tributaria.

$t_1$  = Tiempo de concentración del área tributaria.

$t_T$  = Tiempo de concentración al punto inicial del tramo en estudio.

Cuando  $t_1 \leq \frac{t_T}{2}$  el gasto del área tributaria no será considerado, calculándose el tramo con el gasto del tramo anterior.

### 5.3. PROCEDIMIENTO DE CALCULO DE UN INTERCEPTOR.

El cálculo de un interceptor necesariamente se deberá iniciar con el primer tramo de aguas arriba hacia aguas abajo, procediendo de manera ordenada para calcular el gasto por desalojar y el diámetro de las tuberías, de acuerdo con la siguiente secuela:

1o. Previamente se recabarán los datos hidrológicos de intensidades de lluvias y se efectuarán los ajustes (estadísticos de probabilidad y matemáticos en general) que se hagan necesarios para obtener la fórmula de intensidad de lluvia - - -

$i = f(t)$  de la forma  $i = \frac{a}{b + t}$ , que se utilizará en el cálculo de los gastos  $Q$  y de los diámetros de las tuberías.

2o. Se hará la localización y el trazo del interceptor en un plano topográfico de la localidad y se delimitarán las áreas propia y tributaria a las cuales dará servicio cada tramo de tubería, de acuerdo con la topografía, parteaguas existentes y, tomando en cuenta los obstáculos tales como terraplenes, caminos, vías de ferrocarril y lo indicado en los incisos 5.2.2. (área de aportación pluvial) y 5.5 (traza de la red).

3o. Se calculará para cada tramo de interceptor la suma acumulativa de todas las áreas (propias y tributarias) cuyas aguas pluviales ingresarán al conducto en cuestión.

4o. Se determinará el valor del coeficiente de escurrimiento  $C$  como promedio pesado de los valores correspondientes a los diferentes tipos de áreas que hayan en la zona (ver inciso 5.2.2. y Tabla de coeficientes "C").

5o. Para conocer el tiempo  $t$  de concentración  $t = t_e + t_1$  se procede a calcular el tiempo exterior o de ingreso para el primer tramo, desde el punto del área tributaria que esté más alejado del tramo hasta su sitio de ingreso al interceptor, aplicando  $t_e = \frac{L}{V}$ , en la cual:

$L$  = Distancia del punto más alejado del área de aportación al de ingreso.

$V$  = Velocidad de escurrimiento superficial hasta el inicio del interceptor en metros por minuto.

Si el  $t_e$  así calculado es menor que 10 (diez) minutos, se considerarán éstos como tiempo exterior o de ingreso.

Respecto al tiempo interior y como una primera alternativa de cálculo del tiempo de concentración y para simplificar los cálculos, se desprecia el tiempo de tránsito dentro del propio tramo, obteniendo así un gasto aproximado; es decir en:  $t = t_e + t_i$ , -  $t_i = 0 \therefore t = t_e$ .

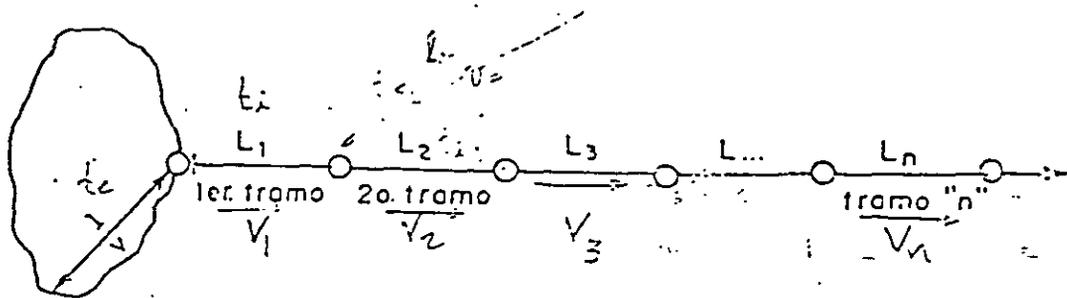
Según lo anterior los tiempos de concentración que se utilizan para obtener los valores de  $i$  con los que se calcularán los gastos de los diferentes tramos del interceptor son los siguientes:

Para el 1er. tramo ....  $t_1 = \frac{L_1}{v_1}$

Para el 2o. tramo ....  $t_2 = \frac{L_1}{v_1} + \frac{L_2}{v_2}$

Para el 3er. tramo ....  $t_3 = \frac{L_1}{v_1} + \frac{L_2}{v_2} + \frac{L_3}{v_3}$

Tramo "n",  $t_n = \frac{L_1}{v_1} + \frac{L_2}{v_2} + \frac{L_3}{v_3} + \dots + \frac{L_{n-1}}{v_{n-1}}$



6o.- Obtenidos los valores de  $C$ ,  $A$ , y  $t$ , se determinan los de  $i = \frac{a}{b+t}$  y de  $Q = CAi$  así como el de los diámetros de las tuberías para cada tramo de interceptor.

7o.- Otra alternativa de cálculo más rigurosa consiste en no despreciar  $t_i$ . Se calcula de manera aproximada dividiendo la longitud-

del tramo de tubería entre la velocidad media (calculada por la fórmula de Manning) que tendría el agua en una tubería de diámetro supuesto (se puede usar el diámetro obtenido en la primera alternativa) trabajando a tubo lleno con una pendiente hidráulica S, igual a la geométrica. Tomando como referencia la figura anterior:

$$\text{Para el 1er tramo} \quad \dots \quad t_1 = \left( \frac{1}{v_1} \right) + \frac{L_1}{v_1}$$

$$\text{Para el 2o. tramo} \quad \dots \quad t_2 = \left( \frac{1}{v_2} \right) + \frac{L_1}{v_1} + \frac{L_2}{v_2}$$

$$\text{Para el 3er. tramo} \quad \dots \quad t_3 = \left( \frac{1}{v_3} \right) + \frac{L_1}{v_1} + \frac{L_2}{v_2} + \frac{L_3}{v_3}$$

$$\text{Tramo "n"} \quad \dots \quad t_n = \left( \frac{1}{v_n} \right) + \frac{L_1}{v_1} + \frac{L_2}{v_2} + \frac{L_3}{v_3} + \dots + \frac{L_n}{v_n}$$

Con los valores de C, A y t obtenidos para cada tramo, se calculan i, Q y el diámetro de las tuberías.

- 8o. Se efectuará el cálculo de la velocidad con el gasto pluvial la cual no deberá ser mayor de 8.00 m/seg.
- 9o. Los cálculos hidráulicos de los interceptores que se tengan se tabularán como se indica en el plano V.C.

#### 5.4. METODO EMPIRICO PARA EL CALCULO DE GASTOS DE DISEÑO.

En los casos de localidades de las que no se tengan datos pluviográficos suficientes (para establecer la fórmula de intensidad) y tampoco puedan ser completados o sustituidos con los de otras localidades con regímenes pluviométricos semejantes, se aplicarán métodos empíricos para calcular los gastos pluviales. En estas normas se recomienda el método de Burkly-Ziegler cuya fórmula es:

$$Q = 2.778 C i A^{3/4} S^{1/4}$$

en la cual:

2.778 = Coeficiente de transformación (de Ha x  $\frac{\text{mm}}{\text{hora}}$ , a lt/seg).

C = Coeficiente de escurrimiento.

i = Intensidad de lluvia en mm/hora.

$$\frac{1,000,000}{2600 \times 100} = \frac{10}{2.6}$$

A = Área de aportación acumulada, en Ha.

S = Pendiente promedio del área de aportación en milésimos -  
(como número entero).

El plano V.C. es una representación gráfica de la fórmula de Burkly-Ziegler.

Coeficiente de escurrimiento. - Su valor se obtendrá como se indica en 5.2.2. a partir de los valores indicados en la tabla V.C.

Intensidad de lluvia. - La intensidad de lluvia "i" con la cual se calcularán los gastos para el diseño de todos los tramos de tubería de los interceptores debe ser la correspondiente al tiempo de duración de una hora con un tiempo de retorno igual al fijado para el diseño. Su valor se seleccionará (o interpolará de ser necesario) entre los datos de intensidad máxima de lluvia para el tiempo de duración de una hora de todos los años que comprenda el lapso de observaciones (cuando se aplican métodos empíricos es porque se cuenta con datos pluviográficos observados de menos de diez años),

Para identificarlo entre los términos de la serie de valores observados, máximo de cada año, es necesario ordenar tales valores en forma descendente y calcular el número de orden que le corresponde en dicha serie (a la intensidad cuyo tiempo de retorno es el aceptado para el diseño) aplicando la siguiente fórmula:

$$T_R = \frac{n}{m}$$

en la cual  $T_R$  = Tiempo de retorno.

$n$  = Número de años que comprende el período observado.

$m$  = Número de orden que en la serie ordenada en forma descendente corresponde a la intensidad buscada.

Serie ordenada:  $i_n, i_{n-1}, i_{n-2}, i_{n-3}, \dots, i_4, i_3, i_2, i_1$

Número de orden: 1 2 3 4 ... (n-3), (n-2), (n-1), n

Despejando el valor de  $m$  de la fórmula anterior se tiene  $m = \frac{n}{T_R}$

Ejemplo:

Suponiendo que para una localidad se conocen las intensidades máximas de lluvia de cada año para los tiempos de duración de 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos de un período de 6 años; los valores útiles para obtener la intensidad  $i$  son los máximos de cada año para el tiempo de duración de 60 minutos y de éstos, el valor  $i$  con un tiempo de retorno igual al de protección elegido, supongamos 2 años, que se debe considerar para sustituirse en la fórmula de Burkly-Ziegler, es el que corresponde el número de orden en la serie ordenada en forma descendente calculado de la siguientes manera:

$$\text{De } T_R = \frac{n}{m}; m = \frac{n}{T_R} = \frac{6 \text{ años}}{2 \text{ años}} = 3$$

En la serie ordenada en forma descendente, a la intensidad  $i_4$  corresponde el número de orden 3.

Serie ordenada  $i_6, i_5, i_4, i_3, i_2, i_1$

Número de orden 1 2 3 4 5 6

Por lo tanto el valor de la intensidad que se utilizará para el cálculo de los gastos es  $i_4$ , con la condición de que  $i_6 > i_5 > i_4 > i_3 > i_2 > i_1$ .

Pendiente promedio.- La determinación de la pendiente promedio del área de aportación de un interceptor se deberá hacer de acuerdo con cualquiera de los dos casos siguientes:

- a). Cuando la topografía del área es sensiblemente uniforme la pendiente promedio se obtendrá dividiendo la diferencia de elevaciones del punto más alto y alejado y el más bajo del área, entre la distancia entre ellos. Ver figura (a) del plano V.C.
- b). Si el área de aportación presenta una topografía muy irregular, se divide en 2 o más áreas que tengan pendientes sensiblemente uniformes pero diferentes entre sí; en este caso se obtendrá el promedio pasado de las pendientes, como se indica en la figura (b) del plano V.C.

Aplicación de la fórmula.- Para sistematizar la aplicación de la fórmula de Burkly-Ziegler, se utiliza el nomograma que se muestra en el plano V.C. que la resuelve en la forma siguiente:

$Q = 2.778 C i A^{3/4} S^{1/4}$ , haciendo  $K = 2.778 C i S^{1/4}$ , se obtiene

$$Q = K A^{3/4}$$

Obtenidos los valores de A en hectáreas y de K, en el nomograma se obtiene directamente el gasto Q en lt/seg. Los cálculos hidráulicos de los interceptores se tabularán como se indica en el plano V.C.

## 5.5 METODO DE COMPARACION.

Cuando sea necesario efectuar el diseño del sistema de alcantarilla do pluvial para una localidad de la cual no se tienen datos pluviográficos, pero se tienen registros pluviométricos, se procederá a localizar estaciones climatológicas ubicadas en la región que cuenten con datos tanto pluviométricos como pluviográficos, haciendo le-

comparación de los primeros así como de las características climatológicas, topográficas y geológicas de la región en la cual se encuentra ubicada esa localidad, con las de la zona correspondiente a cada una de las estaciones elegidas, a fin de utilizar en el diseño los datos de aquella estación que tenga más semejanza con la localidad en estudio.

A continuación, tomando como base los datos pluviográficos de la estación seleccionada por comparación, se procede al cálculo de los gastos pluviales aplicando el método racional o el empírico, según sea que se disponga de datos de 10 o más años o de un lapso menor.

#### 5.6 TRAZA DE LA RED.

Para hacer el trazo de la red de interceptores pluviales es necesario localizar previamente en el plano topográfico de la localidad, las zonas de inundación (lugares más bajos de la zona urbana) el sitio o sitios de vertido más apropiados y la localización de los emisores correspondientes; según esto, conviene tener dos o más sistemas de interceptores con lo cual se logrará manejar diámetros reducidos y permitir la programación de etapas de construcción, de acuerdo con la importancia de las zonas, dinero disponible, etc.

Para el trazo de los emisores e interceptores pluviales, se tomará en cuenta la topografía de la localidad (parteaguas, zonas bajas, etc.), la hidrografía (ríos, arroyos), las restricciones que originan las construcciones existentes de: obra de agua potable y alcantarillado sanitario, vías de ferrocarril, carreteras, bordos, etc. Su localización se hará en la parte baja de la zona urbana y la correcta ubicación de interceptores y bocas de tormenta deberá permitir captar el volumen máximo posible del agua llovida en el área de aportación considerada. En todos los casos, la longitud de la red pluvial deberá representar un bajo porcentaje de la longitud de la red de alcantarillado sanitario.

Para el trazo de los interceptores se deberá considerar la captación de las aguas pluviales que de la zona periférica escurren hacia la zona urbana, cuya afluencia a ésta no se haya planeado impedir mediante otro

tipo de obras como presas, desvío de corrientes, construcción de canales, bordos, etc.

## 5.7 CALCULO HIDRAULICO.

Los cálculos hidráulicos del sistema pluvial se realizan en forma semejante a los del sistema sanitario pues se considera que los conductos-trabajarán también como canales y para determinar los diámetros de las tuberías se empleará la fórmula de Manning. Como referencia se tienen el plano V.C. 1976, y el inciso 2.9.1 de las Normas de Proyecto para Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana.

Los métodos a utilizar para el cálculo de los gastos pluviales máximos que se utilizarán para determinar los diámetros de las tuberías se indican en los incisos anteriores debiendo darse preferencia al método racional.

Velocidades y pendientes. - La velocidad máxima permisible del agua en las tuberías del sistema pluvial será de 8.00 m/seg. ya sea a tubo lleno o a tubo parcialmente lleno, para que no aumente notablemente el efecto abrasivo producido por los materiales de arrastre en las tuberías.

Considerando que en este tipo de alcantarillado en la época de estiaje el escurrimiento pluvial es nulo, es difícil establecer una velocidad-mínima permisible del agua en las tuberías; sin embargo, para limitarla, se aceptará como pendiente mínima la que a tubo lleno sea capaz de producir la velocidad de 0.60 m/seg.

Las pendientes de las tuberías deben ser tan semejantes como sea posible a las del terreno para obtener volúmenes mínimos de excavación.

Los cálculos hidráulicos de cada interceptor se efectuarán indicando claramente para cada tramo de tubería lo siguiente:

- a). Cruceos de calle entre los que se encuentra comprendido.
- b). Areas: propia, tributaria y acumulada.
- c). Longitud del tramo.
- d). Tiempos externo o de ingreso a la tubería, interno o de tránsito dentro de la tubería y de concentración, que es la suma de ambos.
- e). Intensidad de lluvia.
- f). Gasto pluvial.
- g). Pendiente, diámetro y gasto a tubo lleno.
- h). Velocidad de funcionamiento a gasto máximo, es decir cuando el tiempo de concentración es igual al tiempo de duración de la lluvia.

Todo lo anterior deberá quedar debidamente tabulado, como se indica en el plano V.C.

Diámetros de diseño. - En el inciso 4.2.1, de acuerdo con los tipos de bocas de tormenta por utilizar, se indican los diámetros correspondientes a los albañales pluviales.

La experiencia en la operación y conservación de estos sistemas ha demostrado que el diámetro mínimo que deben tener las tuberías de los interceptores atendiendo a los volúmenes por desalojar, es de 30 (treinta) cm.

El diámetro máximo de las tuberías estará prácticamente regido por la capacidad necesaria para el conducto y las características topográficas del tramo en que se instalarán.

## 5.8. ESPECIFICACIONES DE INSTALACION.

### 5.8.1 LOCALIZACION.

#### A. Bocas de tormenta.

- 1. Las bocas de tormenta quedarán localizadas de preferencia en el lado de la calle en que se encuentre situado el interceptor en ca -

bos cuando la calle tenga un mismo nivel y bombeo hacia las aceras de ambos lados.

2. Si en un cruce de calles se considera necesario instalar varias coladeras y por razón de su número, ubicación o ambas, se dificulte la conexión de los albañales al interceptor, se construirá un tramo lateral así como el pozo o pozos de visita necesarios.
3. Generalmente, la distancia entre bocas de tormenta a lo largo de una calle será de 50 m., ésto es aplicable a las bocas de tormenta con coladeras de ; lso, de banqueteta y con la combinación de ambas.

En el caso de las bocas de tormenta transversales y longitudinales de banqueteta se situarán en la proximidad del cruce de calles y/o en sitios estratégicos a fin de lograr una eficiente captación.

4. Localización definitiva del tipo y número de bocas de tormenta a instalar al construir la obra, dependerá de la situación de las instalaciones existentes de agua potable y a canchillado sanitario, gas, etc., y asimismo, supeditada a la mejor situación de los interceptores próximos.

#### B. Alcantarillas

1. Albañales pluviales.- Su localización está supeditada a la situación de las bocas de tormenta y de los interceptores.
2. Interceptores.- Generalmente la representación de éstos en los planos de proyecto se hace a ejes de calles; sin embargo, durante la construcción se deberán situar en la proximidad de las guarniciones de las banquetetas en que no se tengan servicios establecidos tomando en cuenta además, que las elevaciones del terreno sean las más bajas con respecto al lado opuesto de la propia calle. También se deberá considerar la mejor conexión de las bocas de

- de tormenta.
3. Emisor pluvial.- Su localización quedará definida de acuerdo con la mejor situación del sitio o sitios de vertido, procurando minimizar los problemas relativos a la tenencia de la tierra.
- C. Sitios de vertido y estructura de descarga.- De acuerdo con las condiciones topográficas de la zona urbana, su hidrografía y situación de las zonas por proteger contra inundaciones se localizará el sitio de vertido o vertidos tomando en cuenta el mejor aprovechamiento de las corrientes naturales que se tengan dentro o en la periferia de la zona urbana así como la mejor utilización que se pueda dar a las aguas pluviales.

La estructura de descarga se proyectará en cada caso considerando la topografía del sitio elegido, las características hidrológicas en el caso de corrientes superficiales, etc. Si el emisor está constituido por una tubería, se puede permitir la descarga libre sin utilizar estructura.

#### 5.8.2. ZANJAS.

1. Albañales e interceptores pluviales.- Para determinar la profundidad de instalación de los albañales e interceptores pluviales se tomarán en cuenta las características de instalación de las bocas de tormenta así como evitar posibles interferencias con instalaciones existentes de otros servicios. El ancho de la zanjas se tomará de las especificaciones indicadas en el plano V.C. 1979 de las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana.
2. Emisor pluvial.- Si está constituido por una tubería, su profundidad deberá ser compatible con la mejor situación de los interceptores y con la pendiente que se pueda dar al emisor para obtener las mejores condiciones de descarga en el vertido. El ancho se tomará -

del plano V.C. 1979.

Si el emisor está constituido por un canal, su sección geométrica dependerá del mejor funcionamiento hidráulico que se pueda obtener para el gasto máximo a conducir y de las condiciones de topografía y geotecnia del terreno en que quede localizado, así como de las características del sitio de vertido.

### 5.8.3. PLANTILLA.

Los conductos de la red pluvial deberán quedar perfectamente apoyados en una plantilla que deberá estar constituida por material A y/o B exentos de piedras cuyo espesor está dado en los planos V.C. 1980- y V.C. 1981 de las Normas de Proyecto de Alcantarillado Sanitario.

### 5.8.4. CONEXIONES.

1. Albañales pluviales.- Los Albañales de las bocas de tormenta con co-ladera de piso, de banquetas, y de piso y banquetas cuyos diámetros son 15 o 20 cm. se conectarán a los interceptores utilizando slants y codos en forma semejante a las conexiones domiciliarias de los alcantarillados sanitarios.

La conexión de las bocas de tormenta transversales y longitudinales de banquetas cuyos diámetros varían de 38 a 51 cm., se pueden hacer directamente al pozo de visita más próximo del interceptor inmediato.

2. Interceptores y emisor.- Las conexiones entre tramos de interceptores de emisores, y entre sí se harán empleando pozos de visita. En el plano se indicarán las elevaciones de plantilla de los diferentes conductos en la conexión, la que deberá hacerse instalado al mismo nivel -- las claves.

Si se dispone de poco desnivel topográfico las conexiones se podrán efectuar haciendo coincidir los ejes o las plantillas de los tramos de diferentes diámetros, es decir eje con eje o plantilla con plantilla de acuerdo con lo indicado en la tabla siguiente:

D	30	38	45	61	76	91	107	122	152	183	213	244
D												
20	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C	C
25	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C	C
30	P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C	C
38		P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C	C
45			P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C	C
61				P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C	C
76					P	PEC	PEC	EC	EC	C	C	C
91						P	PEC	PEC	EC	EC	C	C
107							P	PEC	PEC	EC	EC	C
122								P	PEC	PEC	EC	EC
152									P	PEC	PEC	EC
183										P	PEC	PEC
213											P	PEC
244												P

En la cual

P = Conexión a plantillas.

E = Conexión a ejes.

C = Conexión a claves.

#### 5.8.5. POZOS DE VISITA.

Los pozos de visita se utilizarán como se indica en el inciso 4.3.1, en las uniones de los diferentes tramos de interceptores o emisores, en los cambios de diámetro, pendiente y/o de dirección horizontal, - atendiendo además a las consideraciones establecidas en la tabla de estructuras V.C.

Disposición de plantilla.- La disposición de las plantillas de las tuberías en los pozos de visita deberá facilitar las operaciones de limpieza para lo cual se deberá satisfacer lo indicado en el plano V.C. 1984 de las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario.

Brocales.- Los pozos de visita estarán provistos de un brocal con tapa preferentemente de fierro fundido según plano V.C. 1994.

Los brocales de los pozos de visita que se tengan en el emisor, podrán tener tapa de concreto.

#### 5.8.6. CONDUCTOS POR UTILIZAR.

Red pluvial.

La tubería por utilizar en la construcción de albañales y de interceptores de la red pluvial, para los diámetros de 15, 20, 30, 38 y 45 cm. serán de concreto sin refuerzo y para los diámetros de 61 cm. y mayores, de concreto reforzado.

Se deberá cumplir con las especificaciones anotadas en los planos V.C. 2066, 2061, 2062, 2063 y 2064 de las Especificaciones Generales y Técnicas de Construcción de Obras de Agua Potable y Alcantarillado.

En caso de utilizarse tuberías para construir el emisor, podrán ser éstas de concreto simple o reforzado.

En el caso de conductos hechos en el lugar o de canales a cielo abierto, se establecerán las especificaciones en los proyectos correspondientes.

se produzcan al operar los equipos y las características topográficas que se tengan.

#### 5.8.7. SIFONES.

El sifón invertido estará constituido por dos cajas (de entrada y de salida) y los conductos del sifón. La caja de entrada deberá actuar como pequeño desarenador para lo cual las plantillas del interceptor y de los conductos que forman el sifón deberán quedar situados un diámetro arriba del piso de la caja, como mínimo.

Las plantillas del sifón, del piso de la caja de salida y del interceptor posterior, deberán tener la misma elevación; sin embargo, se puede aceptar el dar una pequeña pendiente al piso de la caja.

Las cajas indicadas deberán funcionar hidráulicamente como transiciones y la pérdida de carga que se tenga deberá ser lo más baja que sea posible, garantizando la velocidad mínima recomendable de 1.00 m/s.

El sifón invertido deberá estar constituido por dos o tres conductos dependiendo de los espacios disponibles, diámetros a manejar, tipo de tuberías, etc. Su diseño se hará considerando tuberías de concreto sin refuerzo o con refuerzo, de acuerdo con las características del tramo de interceptor inmediato anterior. En sifones de diámetros pequeños (300 y 350 mm.) se puede emplear tubería de plástico P.V.C. para alcantarillado.

## CAPITULO 6. ESTACIONES DE BOMBEO DE AGUA PLUVIAL.-

### 6.1. JUSTIFICACION.

Siendo uno de los objetivos de la Dirección General de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado ejecutar obras con el menor costo posible se tratará siempre de evitar la construcción de estaciones de bombeo para aguas pluviales; sin embargo, de acuerdo con las condiciones topográficas de la localidad de que se trate y de la utilización que se requiera del agua, habrá ocasiones en que sea justificable el bombeo, dependiendo principalmente de:

1. La topografía.
2. El afe de aportación pluvial.
3. La protección que sea necesario dar a la localidad.

### 6.2. INSTALACIONES.

La localización del terreno por utilizar, su topografía y su superficie disponible, el tipo de equipo y estructura más conveniente y el aspecto arquitectónico son las consideraciones básicas para el proyecto.

Una estación de bombeo para aguas pluviales deberá estar constituida por los siguientes elementos:

1. Estructura de descarga del emisor y reja.
2. Cárcamo de bombeo.
3. Bombas y motores.
4. Aparatos de control.
5. Instrumentos de medición y protección.
6. Subestación eléctrica.

7. Equipo de emergencia.
8. Aspectos arquitectónicos.
9. Instalaciones complementarias.

#### 6.2.1. Estructura de descarga del emisor y reja.

El emisor pluvial se unirá al cárcamo por medio de un pozo de visita especial en cuyo interior se instalará una reja para evitar el paso de cuerpos gruesos y flotantes, con el fin de proteger a los equipos de bombeo. La rejilla tendrá una apertura entre barras de 4 cm; la limpieza se hará en forma manual debiendo tener las barras un ángulo de inclinación de  $30^{\circ}$  con la vertical. En la parte superior de la reja se deberá construir una losa de maniobras para su inspección y limpieza.

#### 6.2.2. Cárcamo.

Es un depósito situado al final del emisor por gravedad del cual habrá que desalojar el agua de lluvia bombeándola a un sitio más elevado desde el que pueda conducirse nuevamente por gravedad hasta el sitio de vertido o de utilización final. Según las condiciones del proyecto, se puedan tener los siguientes casos:

1. Cárcamo húmedo.
2. Estructura constituida por 2 depósitos: cárcamo húmedo y cámara seca.
3. Cárcamo húmedo funcionando como depósito de absorción.

Primer caso. La capacidad del cárcamo quedará determinada por el gasto máximo de conducción del emisor, la capacidad y número de equipos de bombeo necesarios, el tiempo de retención y los niveles de operación que se consideren como los más adecuados para lograr que los equipos no tengan un funcionamiento excesivo

Las dimensiones del cárcamo en planta (circular o rectangular)-- serán las adecuadas a fin de permitir la instalación y operación apropiada de los equipos y el acceso a su interior. La profundidad a la que llegue el emisor, la sumergencia requerida para las bombas y algunas veces las condiciones de cimentación determinarán la profundidad de la estructura.

Las bombas por instalar serán centrífugas verticales del tipo -- inatacable (non clog) para gastos pequeños y medianos (de 100 -- a 300 l.p.s. aproximadamente). Para gastos mayores, se utilizarán las de propela o las de flujo mixto. Generalmente en ambos -- casos, la carga dinámica total no deberá exceder de 25 m. Las -- bombas quedarán situadas en el lado opuesto de la descarga del -- emisor, y se dará al piso pendiente hacia la succión de las bombas.

El tiempo de retención el cual está íntimamente ligado a los niveles de operación para el arranque y parada de los equipos, deberá fijarse evitando que el tiempo entre dos arranques sea menor de 30 minutos.

Segundo caso.- La estación de bombeo estará constituida por dos cámaras: la húmeda y la seca. La primera, que recibirá el agua -- del emisor, podrá tener sección circular o rectangular y su profundidad prácticamente podrá ser igual que en el primer caso.

La cámara seca (cuarto de máquinas) deberá tener igual profundidad que la húmeda, se diseñará para instalar bombas tipo vertical para manejar gastos pequeños y medianos (de 100 a 300 l.p.s.) y para gastos mayores, se utilizarán bombas horizontales de flujo mixto.

Tercer caso.- Cuando el subsuelo lo permita (terrenos granulares no confinados, constituidos por gravas y arenas principalmente y el nivel freático se encuentre 2 o más metros por debajo de la

plantilla del emisor durante las épocas de lluvia, es recomendable construir un depósito rectangular, permitiendo que el agua se infiltre al terreno a través de las paredes, a un nivel inferior que la plantilla del emisor y el fondo de la estructura.

Las características de las bombas serán iguales que las indicadas para el primer caso.

### 6.2.3. Bombas y motores.

Equipo de bombeo.- Para seleccionar las bombas y motores, se deberán analizar con detalle, de acuerdo con las condiciones regionales y de la localidad en lo que se refiere a la confiabilidad del suministro de energía eléctrica y la frecuencia de tempestades eléctricas, las siguientes soluciones:

1. Equipo constituido por dos bombas con motores eléctricos de la misma capacidad, igual a  $\frac{Q}{2}$ , siendo Q el gasto de diseño del emisor; además, se deberá tener otra bomba con capacidad igual a Q, que sea movida por motor de combustión interna.
2. Equipo constituido por dos bombas con capacidad cada una de  $\frac{Q}{2}$ , movidas exclusivamente con motores de combustión interna. En este caso se puede disponer de un tercer equipo de emergencia o reserva, de la misma capacidad.
3. Tres bombas con capacidad de  $\frac{Q}{2}$  cada una, con motores eléctricos, movidos por una planta eléctrica de capacidad adecuada para mover los 3 equipos, de los cuales uno será de reserva.

Las bombas pueden ser de tipo horizontal o de tipo vertical, -- las que sean más adecuadas al proyecto. El tipo del impulsor puede ser abierto, de álabes o de propela con determinado paode esfera, según el tamaño de la bomba. Sus velocidades de operación deben ser: para gastos pequeños y medianos de 3500 (velocidad alta) o de 1750 r.p.m. (velocidad normal o estándar); para gastos mayores, de 870 a 225 r.p.m., en bombas de flujo mixto.

Motores.- Deben ser del tipo vertical de inducción, flecha sólida para servicio interior o exterior, con velocidades que fluctúan desde 3500 r.p.m. hasta 225 r.p.m. según sean los volúmenes que manejen las bombas y con columna de descarga de 10 m. como máximo. Los voltajes de operación varían desde los 440 volts. a los 550 volts. Estos deben instalarse en lugares bastante ventilados.

Los motores de combustión interna deben ser preferentemente para combustible diesel, y por lo menos de 4 cilindros, en friados con agua por medio de un radiador, arranque eléctrico con baterías de no menos de 12 volts, con regulador de velocidad manual o automático; con filtros de aire y para combustible y bomba de agua. Debe contarse con un tanque de combustible de reserva.

Los motores de combustión interna se pueden acoplar a la bomba, mediante una flecha flexible tipo cardán y un cabezal de engranes en ángulo recto, o por medio de un juego de poleas y banda plana o en V siendo el de cabezal de engranes el más usual y recomendable.

#### 6.2.4. Aparatos de Control.

- a). En toda instalación eléctrica para estaciones de bombeo, debe haber para cada motor un interruptor general en aire del tipo de navajas con cartuchos fusibles, llamados de seguridad.
- b). Un interruptor termo-magnético de disparo automático y cierre manual con capacidad conductiva adecuada para el amperaje que tome el motor a plena carga, combinado con arrancador magnético ya sea a tensión completa o a voltaje reducido, tipo auto-transformador, con protección contra sobre-carga o bajo voltaje, en dos fases de capacidad adecuada a la potencia del motor eléctrico. Un se-

lector de tres posiciones para operar el motor ya sea manual automático o fuera. Un interruptor de transferencia para que cuando falte el fluido eléctrico entre a trabajar el equipo de emergencia.

Es conveniente que estos dispositivos se tengan en un solo gabinete autosoportado.

- c). Dispositivos de protección, como son: un aparta-rayos autovalvular conectado sólidamente a tierra mediante una varilla copperwel.
- d). Juego de electroniveles con 4 electrodos para controlar la operación de las bombas de acuerdo con los niveles pre-establecidos, con el siguiente criterio.

Arranque bomba No. 1 y parada de la bomba No. 2, al nivel del eje del emisor.

Arranque bomba No. 2 al nivel de la clave del emisor parada bomba No. 1 al nivel de la plantilla del emisor (nivel mínimo de bombeo).

Los electrodos deberán instalarse dentro de un tubo de plástico P.V.C. o de acero galvanizado para que el oleaje no ocasione falsos contactos de arranque y parada de los motores eléctricos.

El desnivel entre el piso del sitio en que se instalen las bombas y la plantilla del emisor, debe ser no menor de 1.20 m.

Cuando se tenga bomba de emergencia, se operará manualmente.

#### 6.2.5. Instrumentos de medición y protección.

Estos aparatos deberán instalarse empotrados en el frente del tablero de control para tener a la vista el buen funcionamiento de la estación de bombeo y constarán de los siguientes elementos por

ra cada uno de los motores.

- a). Un voltímetro para corriente alterna con escala de 0 a 600 volts, carátula cuadrada de 114 mm. por lado, con números y aguja de color negro y fondo blanco, para servicio interior.
- b). Un amperímetro para corriente alterna con escala de 0 a 1000 amperes con carátula cuadrada de 114 mm. por lado, precisión de  $\pm 1\%$  del total de la escala, números y aguja de color negro y fondo blanco, para servicio interior.
- c). Estación de botones "arrancar-parar" de contacto momentáneo.
- d). Luces piloto roja y verde.
- e). Tres transformadores de corriente alterna para servicio interior, tipo dana, con aislamiento para 1 KV. 60 c.p.s., con relación de transformación de 1000/5 amp.
- f). Un conmutador de fases de cuatro pasos para voltímetro.
- g). Un conmutador de fases de cuatro pasos para amperímetro.

#### 6.2.6. Subestación Eléctrica.

Estará constituida por una estructura metálica y los postes necesarios para instalar la acometida en líneas de alta tensión, apartarreyos, cuchillas desconectadoras, sistemas de tierra, parrillas para soportar el o los transformadores de la capacidad adecuada en KVA para operar todos los motores. Toda la infraestructura para conexión en baja tensión a los aparatos de control y motores.

Transformador en seco monofásico para el alumbrado y otros aparatos domésticos. Cuando el transformador es de alta capacidad, (más de 500 KVA) se instalará sobre el terreno en una base de concreto, protegido por una capa de alambra

#### 6.2.7 . Equipo de Emergencia.

Estará constituido por un motor de combustión interna para diesel, acoplado a la bomba de mayor capacidad mediante cabezal de engranes en ángulo recto, entrando en operación automáticamente cuando se interrumpe por causa fortuita el suministro de energía eléctrica, mediante un interruptor en el tablero de transferencia, que activa el arranque eléctrico por medio de la batería del motor diesel, parando éste cuando se reanuda el suministro de energía eléctrica.

También se puede utilizar una planta eléctrica, constituida por un generador eléctrico acoplado directamente a un motor de combustión interna con arranque eléctrico por medio de baterías. El generador debe ser de capacidad adecuada para accionar todos los motores eléctricos por instalar en la estación de bombeo; su voltaje y frecuencia deberán ser iguales a los de operación de los motores eléctricos. En la misma forma que en el caso anterior, deberá entrar en operación y parar automáticamente.

#### 6.2.8. Aspectos Arquitectónicos.

La formulación del programa de aspectos arquitectónicos deberá tomar en cuenta los conceptos esenciales sobre dimensionamiento, espacio, estructuras y ornato así también como el uso apropiado de materiales y el tipo de arquitectura regional. Los aspectos por considerar para el diseño arquitectónico son los siguientes:

- a). Edificio de operación.
- b). Caseta de vigilancia.
- c). Taller, bodega y baño.
- d). Patios de maniobras.
- e). Acceso, protecciones y jardinería.

Edificio de operación.- Deberá tomar en cuenta su dimensionamiento adecuado para alojar los equipos de control, medición y protección, la subestación eléctrica cuando ésta sea de tipo compacto --

y las áreas de trabajo para su operación. Además de satisfacer -- las funciones anteriores, debe responder a un sentido estético, -- a sensación de limpieza y eficiencia. :

Caseta de vigilancia.- Deberá quedar localizada de preferencia -- a la entrada de la estación, procurando que el vigilante tenga vi sibilidad adecuada hacia el acceso a la planta y hacia su inte - terior.

Taller, bodega y baño.- Formarán una unidad estas partes, la cual puede estar ligada al edificio de operación o separada.

Patios de maniobras.- Respecto al espacio exterior que rodea al - edificio de operación y a las otras unidades, debe ser cuidadosa- mente estudiado para evitar que se tenga mucho o poco terreno, -- por que teniendo áreas sobradas se incrementan las labores de man , tenimiento y el costo de adquisición del terreno, y siendo esca - sas se originan maniobras complicadas. Dentro del conjunto se de- ben definir los espacios necesarios para las maniobras adecua das de los vehículos que transporten los equipos, para la adecuada instalación de éstos y finalmente, los espacios jardinados que ayu den a crear una sensación placentera.

Acceso, protección y jardinería.- El acceso estará constituido por dos puertas: una para vehículos y la otra para personas. Respecto a la protección del predio, será la adecuada para la delimitación de las instalaciones por medio de bardas o cercas de malla de alam bre. Respecto a la jardinería se utilizarán especies vegetales dis ponibles en la región para el ornato e interior de los edificios.

#### 6.2.9. Instalaciones complementarias.

Para efectuar las labores de operación y mantenimiento de la plan- ta de bombeo se debe contar con el equipo e instalaciones comple - mentarias siguientes:

- a). Equipo de maniobras para instalación de equipos.
- b). Instalaciones de alumbrado (interior y exterior).
- c). Instalaciones sanitarias.

Equipo de maniobras.- Generalmente estará constituido por un trípé construido por tubos de acero galvanizado de 100 mm. de diámetro por 6.00 m. de largo y un polipasto de 3 ton. de capacidad. Se completará el equipo con las herramientas necesarias para instalarlo y efectuar las operaciones que se requieran durante la -- instalación de bombas y motores, así como cuando sea necesario -- retirarlos para realizar las operaciones de mantenimiento.

Cuando se considere conveniente, se podrá instalar una viga de -- acero fija con garrucha móvil.

Instalaciones de alumbrado. El alumbrado interior de los edifi -- cios, estará constituido de lámparas fluorescentes de 80 watts, -- cuyo número dependerá del área por iluminar. Para el alumbrado -- exterior se utilizarán arbotantes con unidades lumínicas de va -- por de sodio y su instalación deberá tomar en cuenta principal -- mente la iluminación de la subestación eléctrica y de la zona de maniobras de los equipos.

Instalaciones sanitarias.- La localización del servicio sanita -- rio (excusado, lavabo y regadera) se hará de acuerdo con el pro -- yecto.

Las aguas residuales domésticas deberán conducirse por medio de -- tubería al conducto más próximo del sistema de alcantarillado sa -- nitario; si no es posible, se deberán conducir a una fosa sépti -- ca con pozo de absorción. Las aguas llovidas en la zona de edifi -- cios y patios se deberán conducir al cárcamo.

## CAPITULO 7. SIMBOLOGIA E INDICACIONES GENERALES DE LOS PLANOS DE PROYECTO.

### 7.1. Simbología de la red.

En los planos de proyecto del sistema de alcantarillado pluvial se utilizarán algunos de los signos que para el alcantarillado sanitario se muestran en la Norma correspondiente en el plano V.C. 1998, complementándose con otros que son propios del alcantarillado pluvial y que se muestran en el plano V.C.-

Como ya se indicó en el inciso 5.8, la representación de los interceptores en los planos de proyecto, se hace generalmente a ejes de calles.

### 7.2. Indicaciones generales de proyecto.

1. Plano general.- En este plano se deberá delimitar para cada interceptor el área cuyas aportaciones pluviales desalaja, así como indicar el sitio, o sitios de vertido en el caso de tenerse más de uno, dando sus características topográficas, hidráulicas y de uso del agua. Se deberán indicar los Datos de Proyecto y la Tabla de Gastos para cada interceptor que se tenga, con su área por desaguar, gasto y capacidad.

#### 2. Planos de la red.

a). En la línea que representa un tramo de interceptor entre pozo y pozo, se indicará su longitud en metros, su pendiente en milésimos y el diámetro de la tubería o dimensiones de la sección del conducto, en centímetros, en el orden descrito y separando cada número por un guión. Por ejemplo; 130-30 - 107 significa que el tramo

tiene una longitud de 130 m., una pendiente de 3 milésimos y un diámetro de 107 cm.

- b). En los pozos de visita, pozos caja, etc., se indicarán la elevación del terreno y la o las elevaciones de plantilla del tubo o tubos concurrentes. Se hará en forma de quebrado anotando en el lugar del numerador la del terreno y en el denominador la de la plantilla del tubo
- c): Cantidades de obra.- En uno de los planos de la red o en otro preparado para tal fin, se anotará lo siguiente:
  - 1. Tabla de cantidades de obra para cada interceptor que se tenga: terracerías, tuberías de concreto con y sin refuerzo, pozos de visita (comunes especiales y de caja) bocas de tormenta (con coladera de piso, de banqueta, de piso y banqueta, etc.).
  - 2. Se darán indicaciones respecto a las etapas de construcción (inmediata y futura).
- d). Se anotará la escala numérica y gráfica en todas las hojas del proyecto integral.
- e). Se deberá indicar la orientación.
- f). En todos los planos se indicará en las notas generales correspondientes lo siguiente: unidades del sistema métrico decimal utilizadas en elevaciones, acotaciones, etc., aclaraciones respecto a otros planos de referencia, observaciones o aclaraciones relativas a topografía, diseño, aspectos constructivos, de operación y conservación de la obra proyectada, etc.

## CAPITULO 8 PRESENTACION INTEGRAL DEL PROYECTO.

- 8.1 El proyecto de alcantarillado pluvial de la localidad de que se trate se integrará en un legajo que contenga lo siguiente:
- a). Memoria descriptiva.- Estará formada por dos partes, la primera constituida por una memoria resumida de la localidad y la segunda por una descripción del proyecto. Se deberán incluir las tablas de cálculos hidráulicos de los interceptores y del emisor o emisores, así como los cálculos efectuados para obtener la fórmula de la intensidad de lluvia  $i = f(t)$ .
  - b). Presupuesto desglosado de las obras valuando separadamente los conceptos e importes de cada uno de los interceptores que se tengan. Resumen general del presupuesto.
  - c). Planos de Proyecto.- Plano general y de detalle de la red.
  - d). Planos tipo.
- 8.2 Se integrarán 10 ( diez ) legajos como el descrito en el inciso 8.1 tomando en cuenta para su elaboración lo que se indica en incisos posteriores. En el caso de proyectos dados a contrato, además de los legajos indicados, se entregarán dos copias de los borradores de los cálculos debidamente ordenados y los planos originales limpios, ordenados y bien protegidos.
- En proyectos elaborados a contrato, el contratista deberá solicitar de la Subdirección de Proyectos, los datos de proyecto por utilizar o la asignación de los que haya propuesto así como de la planeación general del sistema por proyectar.
- 8.3 La memoria descriptiva incluirá el desarrollo de los puntos -- que a continuación se indican:

1. Memoria descriptiva de la localidad.
  - a). Datos históricos, geográficos y categoría política.
  - b). Vías de comunicación.
  - c). Clima: vientos, temperaturas, lluvias, (datos de intensidades).
  - d). Clasificación de materiales para excavaciones.
  - e). Aspectos socio-económicos de la población.
  - f). Servicios públicos existentes: abastecimiento de agua potable, red de alcantarillado sanitario y disposición final actual de las aguas residuales, energía eléctrica, pavimentos, mercado y rastros. Centros de beneficencia y de educación.
  - g). Clasificación de zonas atendiendo a su importancia (residenciales, comerciales industriales, etc.). Se indicará que zonas tienen problemas de inundaciones.
  
2. Memoria descriptiva de estudios y del proyecto.
  - a). Estudios efectuados para justificar su elaboración.
  - b). Plano de la localidad con curvas de nivel producto del levantamiento topográfico, de preferencia de nivelaciones directas en el cual se deberá anotar el valor de las elevaciones del terreno en el cruce de las calles y en los cambios de pendiente y dirección.
  - c). Plano predial y de ser posible censal con indicación de las zonas de inundación (residenciales, comerciales e industrial).
  - d). Datos pluviográficos de intensidad de lluvia y fórmula de la intensidad de lluvia.
  - e). Período de protección que se dará a la localidad (tiempo de retorno de las lluvias considerado).

- f). Elección del sitio(s) final(es) de vertido (disposición final de las aguas de lluvia). Localización de los interceptores y emisores.
- g). Planeación del proyecto y cálculos hidráulicos.
- h). Estaciones de bombeo.

Los proyectos relativos a estaciones de bombeo se presentarán por separado. En los planos del proyecto del sistema de alcantarillado, únicamente se consignarán su localización y planos de referencia.

### 3. Presupuesto.

- a). Para la elaboración del presupuesto, en lo relativo a las profundidades de las excavaciones en zanja para la instalación de tuberías y a las profundidades de los pozos de visita comunes, especiales y pozos caja, se atenderá a las consideraciones que se hacen al final del capítulo 4 (páginas 76 y 77) de las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Lo calidades Urbanas de la República Mexicana.
- b). Para la obtención de los volúmenes de excavación y -- plantilla se utilizarán los valores de volúmenes de excavación y plantilla por m .l. de tubería a instalar que se dan en el plano V.C. 1997 de las Normas ci tadas anteriormente.
- c). Se hará un resumen considerando por separado cada uno de los interceptores que se tengan incluyendo su emisor y vertido y, si la hay, el importe de la estación de bombeo.
- d). Si fuera necesario se formulará un catálogo para concursar la obra, idéntico en su formato al presupuesto detallado, pero omitiendo los precios unitarios, e la portes.

#### 4. Planos de Proyecto.

Los planos constructivos del sistema pluvial se harán a escala 1:2000 indicando las elevaciones del terreno, las elevaciones de plantilla de las tuberías en los pozos de visita, las longitudes de los conductos, diámetros y pendien-tes correspondientes a cada tramo situado entre pozo y pozo. Igualmente se consignarán las cantidades de obra y los datos de proyecto como se indica en el inciso 3.1 del capítulo 3.

Cuando se considere necesario se anexarán planos tipo de zanjas, de camas, etc., y además en todos los casos de los pozos de visita que intervengan, de las bocas de tormenta por utilizar y de otras estructuras que se considere necesario a juicio de los ingenieros proyectistas.

NOTA.- En la elaboración de estas Normas intervino personal técnico del Departamento de Alcantarillado de la Oficina de -- Normas y Desarrollo de Tecnologías.

México, D.F., Agosto de 1983.

## A P E N D I C E

### ALCANTARILLADO COMBINADO

#### A.- JUSTIFICACION DEL PROYECTO.

Cuando la eliminación de las aguas residuales y pluviales se realiza - utilizando los mismos conductos, se tiene el Sistema de Alcantarillado Combinado. Para establecer un criterio de planeación de este sistema - se deberán tomar en cuenta las siguientes condiciones:

- a). Que se trate de localidades urbanas de gran importancia con topografía plana o casi plana y con problemas frecuentes de inundaciones.
- b). Que la localidad ya tenga construido y en operación un sistema - - combinado en toda la zona urbana, o al menos en un sector importante de ella.

Cuando se cumplan estas condiciones y de acuerdo con los estudios e - investigaciones de las características constructivas y funcionales de la red existente, se podrá proceder a la elaboración del proyecto y -- ejecución de las obras de ampliación y rehabilitación, condicionado ésto, a que el estudio económico y financiero de las obras y los beneficios a obtener justifiquen las inversiones.

#### B. CONSIDERACIONES GENERALES DE PROYECTO.

1. Para el proyecto del sistema combinado se tomará en cuenta la información requerida en las normas de proyecto del alcantarillado sanitario, así como en las del alcantarillado pluvial.
2. Traza de la red.- Las alcantarillas del sistema combinado quedarán localizadas al centro de todas las calles de la localidad; es decir, se cubrirá toda la zona urbana, como en el caso del sistema de alcantarillado sanitario.

3. Para el diseño hidráulico se tomarán en cuenta las recomendaciones que se dan respecto a velocidades y pendientes en las normas del alcantarillado pluvial.
4. El cálculo de los diámetros de los conductos se hará con los gastos -- pluviales tomando en consideración que los volúmenes de agua de lluvia son mucho mayores que los de las aguas residuales (en ocasiones hasta 100 veces mayores).
5. Los gastos de lluvia se determinarán aplicando los métodos que para el alcantarillado pluvial se recomiendan.
6. La designación de los elementos o partes de la red es similar a la -- del sistema sanitario, agregándose las propias del sistema pluvial; es decir, se tendrán los siguientes:
  - a). Alcantarillas: albañales de aguas negras y pluviales (que constituyen la conexión domiciliaria), atarjeas, subcolectores, colectores y emisor que constituyen la red. Se tendrán además los albañales -- exclusivamente pluviales y los exclusivos para aguas negras.
  - b). Bocas de tormenta.
  - c). Accesorios: pozos de visita comunes, especiales, caja de caída, -- etc., estructura de descarga.
7. En los aspectos relativos al cálculo, instalación y conexiones de tuberías, pozos de visita, bocas de tormenta, vertido, etc., se consultarán las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en -- Localidades Urbanas de la República Mexicana y las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Pluvial en Localidades Urbanas de la República Mexicana.
8. Las alcantarillas deberán satisfacer lo especificado para el alcantarillado pluvial en relación a los materiales de fabricación, diámetros, espesores, etc., de los conductos.

9. Cuando las atarjeas eliminan las aguas residuales y de lluvia exclusivamente del interior de los predios, lo cual generalmente ocurre en los tramos de calles en donde se tienen principios de atarjeas, si el gasto de diseño y la pendiente lo permiten se podrá utilizar como mínimo el diámetro de 20 cm., no obstante, en caso que se juzgue necesario, se justificará mediante el cálculo, que es suficiente.

Si de acuerdo con el proyecto, topografía y ubicación de las bocas de tormenta, las atarjeas deben desalojar las aguas negras y pluviales de los predios y las pluviales de las calles y zonas de influencia por desaguar, el diámetro mínimo recomendable es de 30 cm.; no obstante, si se juzga necesario, se justificará mediante el cálculo, que es suficiente.

#### -C. TRATAMIENTO DE LAS AGUAS.

Para el proyecto de la planta de tratamiento se harán las siguientes consideraciones:

1. Cuando no haya aportación de agua de lluvia al sistema, se efectuarán los cálculos únicamente con los volúmenes de las aguas residuales municipales como sucede en el caso de un alcantarillado sanitario; para ello las unidades se diseñarán según las Normas Técnicas para el Proyecto de Plantas de Tratamiento de Aguas Residuales Municipales y se dimensionará la planta únicamente con el gasto medio de dichas aguas residuales municipales. Se revisará con el gasto máximo instantáneo especificado en el punto 2.8.3 de las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana, esto con el fin de que se tenga capacidad para tratar los excedentes de gasto debidos a variaciones del gasto de aguas residuales.

2. En los días de precipitaciones pluviales, el excedente del gasto máximo instantáneo se derivará antes de la planta, por medio de una obra hidráulica (v.gr. vertedor lateral en el emisor de llegada).

3. En ambos casos se elaborará una memoria de operación de la planta, ya que pudiera haber un vertido o derrame en las unidades de proceso particularmente durante las máximas aportaciones pluviales.

D. ESTRUCTURA DE DESCARGA.

Para el vertido o disposición final de las aguas que entrega el emisor se tomarán en cuenta las indicaciones que se dan en el inciso 3.9 de las Normas de Proyecto para Obras de Alcantarillado Sanitario en Localidades Urbanas de la República Mexicana.

FORMULO: OFICINA DE NORMAS Y DESARROLLO DE TECNOLOGIAS.

México, D.F., agosto de 1983.



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

**CURSOS INSTITUCIONALES  
COMISIÓN DEL AGUA DEL ESTADO DE MÉXICO**

**DISEÑO DE DRENAJES PLUVIALES**  
Del 30 de agosto al 3 de septiembre de 1999.

*Temas:* 1) *Salto Hidráulico*  
2) *Flujo Variado*  
3) *Transiciones en Canales*

Ing. Jorge L. Navarro Ponce  
Palacio de Minería  
1999.

la existencia de obstrucciones. Se puede concluir que la velocidad de la onda  $c = \sqrt{gy}$  es aquella con que un disturbio tiende a moverse sobre la superficie libre de un canal y - que, por supuesto, es con relación al agua y no a los bordos del canal.

De la ec (3.4 a),  $V = \sqrt{g Y_c}$  en el estado crítico el agua se mueve con la misma velocidad (referida a los bordos) con que una onda, producida por un pequeño - disturbio, se movería con respecto al agua. Un frente de dicha onda parecería estacionaria a un observador colocado sobre el bordo. En el caso de que la onda se moviera hacia aguas arriba y hacia aguas abajo, el frente que se dirige en esta última dirección parecería al observador como si se moviera con el doble de velocidad que el agua. Por ello, - las ondas estacionarias "son características del flujo que está en estado crítico o próximo a él. En el caso de un régimen subcrítico la velocidad es  $V < \sqrt{g Y_c}$  y la onda producida por un disturbio puede moverse hacia aguas arriba. Cuando el régimen es supercrítico,  $V > \sqrt{g Y_c}$ , la onda es arrastrada hacia aguas abajo y ningún disturbio puede propagar su influencia hacia aguas arriba.

De acuerdo con estas consideraciones, un flujo subcrítico está sujeto a un "control" desde aguas abajo, debido a que cualquier disturbio puede transmitirse en dirección hacia aguas arriba. Si el flujo es supercrítico, no puede quedar influenciado por ninguna situación desde aguas abajo, quedando controlado desde aguas arriba. Por estas razones, entre los ingenieros prácticos se acostumbra decir que "en flujo supercrítico el agua no sabe lo que está ocurriendo del lado aguas abajo".

## CAPITULO 4. SALTO HIDRAULICO

### 4.1 Aspectos generales

Consideremos el comportamiento del flujo en un canal de sección uniforme cuya pendiente de plantilla se incrementa gradualmente de  $S_0 < S_c$  a  $S_0 > S_c$  (fig 5.1 a). Siendo el gasto constante y la sección uniforme, la línea de tirante crítico es paralela a la plantilla y en la parte superior del descenso, el perfil de la superficie libre queda por encima de la línea de tirante crítico y la energía específica es mayor que la mínima. El tirante (y con él la energía específica) disminuye continuamente a medida que aumenta la pendiente y se alcanzan las condiciones críticas en el punto en que la pendiente es la crítica ( $S_0 = S_c$ ). La reducción que experimenta la energía específica, desde el valor inicial en el canal hasta la mínima en la sección crítica, se disipa por el efecto de fricción. De la sección crítica en adelante, el tirante continúa disminuyendo con el incremento de pendiente, al cual abastece de mayor energía al flujo que la que se disipa por fricción.

En el caso de intersección brusca de las dos pendientes (nuevamente de subcrítica a supercrítica) (fig. 4.1b), el efecto general es muy similar al del caso anterior aunque es factible que el perfil de la superficie se altere todavía más en la zona de transición. Aguas arriba de la intersección, el tirante no puede, al menos teóricamente, ser menor que el crítico, ya que esto requeriría el abastecimiento de energía desde el exterior, lo cual no es posible mientras no se alcance la pendiente pronunciada.

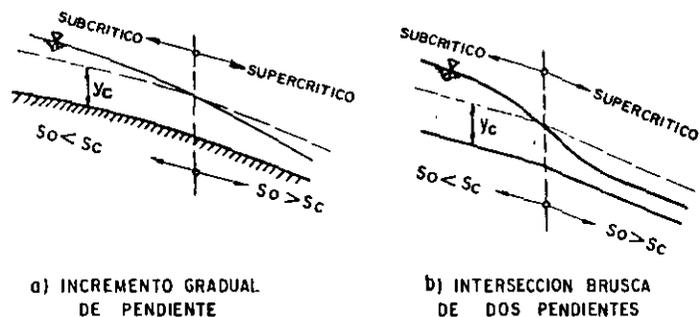


Fig 4.1 Transición de régimen subcrítico a supercrítico

De esta manera, se concluye que la transición de régimen subcrítico a supercrítico es gradual, acompañada de poca turbulencia y de pérdida de energía debida exclusivamente a la fricción en el movimiento. Dicho proceso puede seguirse al recorrer la curva E - y de la fig 3.2, desde un punto de la rama superior, que representa las condiciones originales de régimen subcrítico en el canal, a otro punto sobre la rama inferior de la misma curva, que representa las condiciones de régimen supercrítico aguas abajo.

Estudiemos ahora el proceso inverso de transición de régimen supercrítico a subcrítico. En el subcapítulo 3.2 se ha visto que esta transición puede ocurrir únicamente si se produce una reducción local del ancho del canal. Sin embargo, dicha transición también puede ocurrir si en el canal de sección uniforme hay una transición en la pendiente, cambiando de supercrítico a subcrítica, tal como ocurriría al pie de una rápida o caída (fig 4.2). El régimen, aguas arriba de la intersección, es supercrítico, mientras que, aguas abajo, la pendiente impone un tirante normal en régimen subcrítico; ocurriendo en algún punto intermedio la transición entre ambos.

Para explicar el proceso de transición podemos recurrir a un análisis semejante al del caso anterior. El flujo (inicialmente en régimen supercrítico) se frena por efecto de la fricción y de la reducción de pendiente, aumenta gradualmente su tirante y disminuye su energía específica hasta alcanzar la condición crítica. Toda vez que aguas abajo

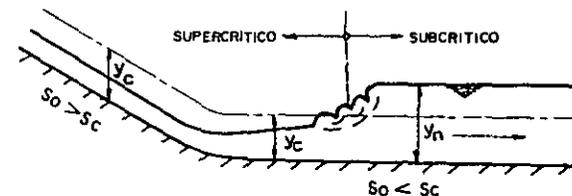


Fig. 4.2 Transición de régimen supercrítico a subcrítico

existe régimen subcrítico, esto implica que la energía específica del flujo debe ser mayor que la mínima. Sin embargo, una vez alcanzado el tirante crítico, no hay posibilidad de que la energía específica crezca por arriba de la mínima. Ello se debe a que la poca pendiente del canal no abastece al flujo de energía adicional. Esto impide continuar con una explicación semejante del fenómeno.

Para encontrar la forma de la transición del régimen se puede apelar a la evidencia experimental, la cual muestra con toda claridad que, por el contrario del caso anterior, la transición de régimen supercrítico a subcrítico es en forma violenta y se acompaña de mucha turbulencia y gran pérdida de energía. Al entrar el agua a la zona de pendiente menor, se reduce la gran velocidad del flujo por efecto de la resistencia de fricción y se produce un incremento brusco del tirante que, virtualmente, rompe el perfil del flujo y produce un estado de gran turbulencia y una fuerte pérdida de energía. A cierta distancia aguas arriba del punto hipotético de intersección del perfil de la superficie libre (que se va elevando) y la línea de tirante crítico, la energía específica está en exceso de aquella que corresponde a la del flujo uniforme de aguas abajo; se produce así la discontinuidad y la superficie libre se eleva rápidamente hasta el tirante normal. El salto ocurre con fuertes pulsaciones y como si el agua entrara en ebullición, indicación visible de la inclusión de aire. Después de un crecimiento irregular y brusco de la superficie del agua, hasta alcanzar un tirante igual aproximadamente al normal  $y_n$  en un tramo relativamente corto, el frente turbulento se regulariza de manera inmediata y continúa libremente en régimen subcrítico.

La expansión turbulenta y desaceleración del chorro de gran velocidad están asociados con una pérdida apreciable de energía (disipada principalmente como calor) y la energía específica final frecuentemente es la apropiada para el tirante normal.

La rápida variación del tirante toma lugar en un tramo relativamente corto y, por ello, la pérdida de fricción en la frontera es relativamente pequeña y, en muchos casos, insignificante en comparación con la pérdida por la turbulencia del fenómeno.

El fenómeno antes descrito se conoce como "salto hidráulico u onda estacionaria" y representa la única manera en que es posible el cambio de régimen supercrítico a subcrítico. Ocurre frecuentemente al pie de la descarga de una compuerta reguladora o de un cimacio o en un cambio de pendiente como el antes expuesto.

Aunque se utiliza más comúnmente en relación con los aforadores de canales, algunos autores consideran más adecuado el nombre de "onda estacionaria" que el de "salto hidráulico" y para ello argumentan dos razones: en primer lugar, las partículas de agua tienen un movimiento como el de una onda giratoria debajo del remolino superficial que se desarrolla (fig 4.3); en segundo lugar, el remolino es estacionario debido a que la corriente misma en el extremo de aguas arriba del salto, arremete constantemente contra la corriente superficial que regresa, sin existir movimiento del conjunto hacia aguas arriba. Se satisface así el requerimiento de que la velocidad de viaje de la onda hacia aguas arriba es igual a la velocidad de la corriente hacia aguas abajo.

Normalmente, el salto hidráulico adquiere la forma directa descrita anteriormente e ilustrada en la fig 4.3a. Cuando el tirante de aguas abajo es ligeramente mayor que el crítico, el salto adquiere el carácter de "ondular", para el cual las ondas ascienden y descienden con un movimiento oscilatorio amortiguado hasta que, finalmente, se obtienen las condiciones permanentes del flujo aguas abajo (fig 4.3b). Existen, desde luego, muchas formas intermedias; pero la pérdida de energía aumenta con la altura del salto y por tanto es menor que en el tipo ondular.

Además de su gran mérito como disipador natural de energía, el salto hidráulico tiene muchos otros usos prácticos, entre los cuales se pueden mencionar los siguientes:

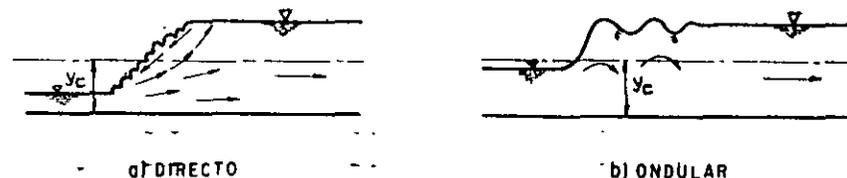


Fig. 4.3 Tipos de salto hidráulico

a) Prevención o confinamiento de la socavación -- aguas abajo de las estructuras hidráulicas donde es necesario disipar energía.

b) El mezclado eficiente de fluidos o de sustancias químicas usadas en la purificación de aguas, debido a la naturaleza fuertemente turbulenta del fenómeno. Este atributo tiene ventajas particulares cuando se involucra la contaminación.

c) Incremento del gasto descargado por una compuerta deslizante al rechazar el retroceso del agua contra la compuerta. Esto aumenta la carga efectiva y con ella la descarga.

d) La recuperación de carga aguas abajo de un aforador (ver capítulo 6.2) y mantenimiento de un nivel alto del agua en el canal de riego o de distribución del agua.

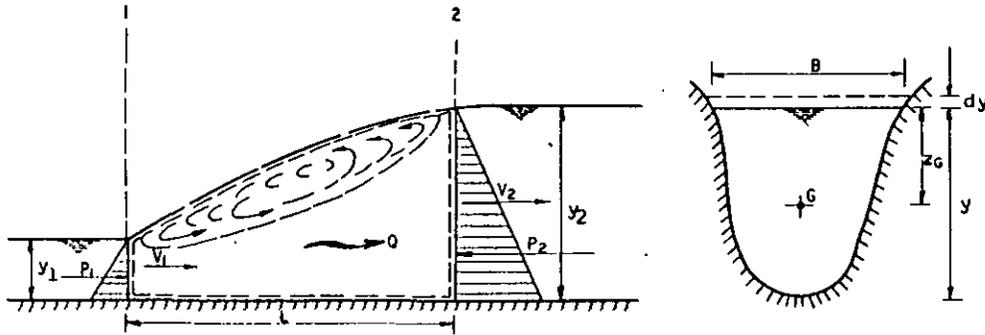
e) El aireamiento del agua destinada al abastecimiento de ciudades.

f) Remoción de bolsas de aire en líneas de abastecimiento de agua y prevención del atrepe de aire.

Debido a que en principio se desconoce la pérdida de energía asociada con el salto hidráulico, la aplicación de la ecuación de energía antes y después del salto no proporciona un medio adecuado de análisis. Por otra parte, debido a la gran variación de velocidad media entre los dos extremos del salto y el hecho de que no se requiere conocer los cambios de energía interna, es más adecuada la aplicación del principio de la cantidad de movimiento en el análisis del fenómeno. La concordancia general entre los resultados teóricos y los experimentales, confirman la seguridad de un análisis general del fenómeno con base en este principio, tal como se presenta a continuación.

#### 4.2 La función "momentum"

Consideremos un tramo horizontal de un canal de sección transversal cualquiera donde se produce el salto hidráulico y el volumen de control limitado por las secciones 1 y 2 (antes y después del salto), por el piso del canal y -- por la superficie libre (fig 4.4).



a) VOLUMEN DE CONTROL

b) SECCION TRANSVERSAL

Fig 4.4 Análisis del salto hidráulico

Para la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento, consideramos que se satisfacen las siguientes condiciones:

- El canal es horizontal y de sección constante
- Se desprecia la resistencia de fricción originada en la pared del canal, debido a la poca longitud del tramo en que se desarrolla el salto.
- Dentro del tramo, no existe ningún obstáculo que pudiera ocasionar una fuerza de empuje dinámico desde el exterior.
- Se considera que la distribución de velocidades en las secciones 1 y 2 es prácticamente uniforme y que los coeficientes  $\beta_1 = \beta_2 = 1$ .

Aplicando la ecuación de la cantidad de movimiento (ec 1.10) al volumen de control en estudio, se obtiene:

$$P_1 - P_2 = \frac{\gamma Q}{g} (V_2 - V_1)$$

Si A representa el área de la sección, por el principio de continuidad la ecuación anterior se puede escribir de la manera siguiente:

$$P_1 - P_2 = \frac{\gamma Q^2}{g} \left( \frac{1}{A_2} - \frac{1}{A_1} \right) \quad (4.1)$$

Los empujes totales debidos a la presión hidrostática se pueden calcular como sigue:

$$P_1 = \gamma z_{G1} A_1$$

$$P_2 = \gamma z_{G2} A_2$$

donde  $z_{G1}$  y  $z_{G2}$  son las profundidades de los centros de gravedad de las áreas en las secciones 1 y 2 respectivamente (fig. 4.4b). Por tanto, sustituyendo los valores de  $P_1$  y  $P_2$  en la ec (4.1) y simplificando, resulta que

$$\frac{Q^2}{g A_1} + z_{G1} A_1 = \frac{Q^2}{g A_2} + z_{G2} A_2 \quad (4.2)$$

En esta ecuación se observa que los términos antes y después del signo "igual" son análogos, pudiendo expresarlos mediante la función llamada "momentum":

$$M = \frac{Q^2}{g A} + z_G A$$

la cual se compone de dos términos: el primero representa la cantidad de movimiento del flujo que atraviesa la sección del canal en la unidad de tiempo y por unidad de peso del agua; el segundo, el empuje hidrostático por unidad de peso y también el momento estático del área respecto de la superficie libre. Debido a que ambos términos tienen las dimensiones de una fuerza por unidad de peso, a la función "momentum" se le conoce también como "fuerza específica".

Para un gasto dado, la función M es únicamente del tirante, de manera similar a la energía específica. Su representación geométrica en un plano M - y consiste en una curva similar a la de E - y con la única diferencia que tiene asíntota exclusivamente en la rama inferior AC, correspondiente a  $y = 0$  (fig 4.5). La rama superior BC se eleva y extiende indefinidamente a la derecha. Así mismo, para un valor dado de la función M, la curva tiene dos posibles tirantes  $y_1$  y  $y_2$  que reciben el nombre de "conjugados", y que, de acuerdo con la ec (4.2) ( $M_1 = M_2$ ), corresponde a los tirantes antes y después del salto de la fig 4.4.

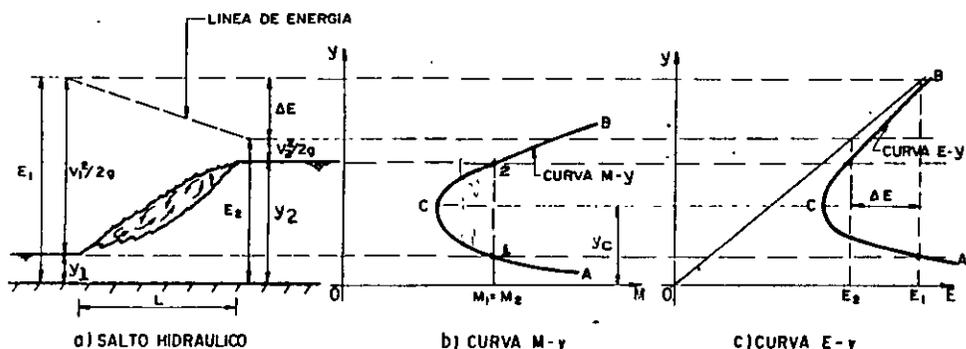


Fig. 4.5 Curvas de momentum y energía específica para un salto hidráulico

El punto C de la fig 4.5b corresponde al mínimo de Momentum y sus condiciones se pueden obtener del criterio de la primera derivada de M en la ec (4.3), como sigue:

$$\frac{dM}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^2} \left| \frac{dA}{dy} + \frac{d(z_G A)}{dy} \right| = 0$$

A un cambio  $dy$  en el tirante corresponde un cambio  $d(z_G A)$  en el momento estático del área hidráulica respecto de la superficie libre (fig 4.4b), el cual es:

$$d(z_G A) = \left[ A(z_G + dy) + B(dy)^2/2 \right] - z_G A$$

Despreciando diferenciales de orden superior  $(dy)^2 = 0$ , el cambio en el momento estático es:  $d(z_G A) = A dy$  y la ecuación anterior resulta:

$$\frac{dM}{dy} = -\frac{Q^2}{gA^2} \left| \frac{dA}{dy} + A \right| = 0$$

Siendo  $B = dA/dy$ , la ecuación anterior se simplifica como sigue:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{g}$$

que es la condición de estado crítico (ec 3.4b). Esto significa que, para un gasto dado, el momentum mínimo corresponde también al tirante crítico y, por ello, al estado ---

crítico (fig 4.5c). El tirante conjugado menor debe corresponder a régimen supercrítico y el mayor a subcrítico. Al referir los tirantes conjugados  $y_1$  y  $y_2$  (antes y después del salto a la curva de energía específica, en la fig 4.5c se observa que corresponden a energías específicas  $E_1$  y  $E_2$  distintas, cuya diferencia  $\Delta E$  es la pérdida de energía interna debida a las turbulencias propias del salto hidráulico.

La discusión anterior permite llegar a las siguientes conclusiones:

- El cambio de régimen supercrítico a subcrítico se produce de manera violenta (únicamente a través del salto hidráulico), con pérdida apreciable de energía. El cambio de subcrítico a supercrítico sí es posible de manera gradual (sin salto) y sin pérdidas apreciable de energía.
- Para estudiar el fenómeno se requiere aplicar la ecuación de la cantidad de movimiento debido a que en principio se desconoce la pérdida de energía en el salto.
- De la aplicación de la ecuación de la cantidad de movimiento se concluye que el fenómeno se produce únicamente cuando se iguala el momentum en las secciones antes y después del salto.
- Para un gasto dado, si el conjugado mayor  $y_1$  (aguas arriba del salto) aumenta, el conjugado menor  $y_2$  (aguas abajo) disminuye.

### 4.3 Longitud del salto

La longitud del salto ha recibido gran atención de los investigadores pero hasta ahora no se ha desarrollado un procedimiento satisfactorio para su cálculo. Sin duda, esto se debe al hecho de que el problema no ha sido analizado teóricamente, así como a las complicaciones prácticas derivadas de la inestabilidad general del fenómeno y la dificultad en definir las secciones de inicio y fin del salto.

Se acepta comúnmente que la longitud  $L$  del salto se define como la distancia medida entre la sección de inicio y la sección inmediatamente aguas abajo en que termina la zona turbulenta (fig 4.5e).

Según el U. S. Bureau of Reclamation, la longitud del salto en un canal rectangular horizontal varía de acuerdo con la tabla 4.1, o bien curva  $S_0 = 0$  en la fig 4.31.

Tabla 4.1 Longitud del salto en canales rectangulares

$F_{r1} = \frac{v_1}{\sqrt{g y_1}}$	1.7	2	2.5	3	3.5	4	5	6	8	10
$L/y_2$	4	4.35	4.85	5.20	5.55	5.8	6	6.1	6.12	6.1

La longitud del salto en un canal trapezoidal es mayor debido a la asimetría que se produce por efecto de la distribución no uniforme de las velocidades.

Según Sieñchin (ref 17) vale que:

$$L = A (y_2 - y_1)$$

donde A depende del talud del canal según la tabla 4.2

Tabla 4.2 Coeficiente A en la fórmula de Sieñchin para la longitud del salto en canales trapeziales.

talud k	0	0.5	0.75	1	1.25	1.5
A	5	7.9	9.2	10.6	12.6	15

Según Hsing, la longitud del salto en un canal trapezoidal es mucho mayor, de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$L = 5 y_2 (1 + 4 \sqrt{(y_2 - y_1)/y_1})$$

#### 4.4 Ecuaciones del salto para diferentes formas de sección

##### 4.4.1 Ecuación general

Aunque la condición general para que ocurra el salto está expresada por la ec (4.2), para cualquier forma geométrica de la sección conviene desarrollar ecuaciones particulares para las secciones más usuales que, aunadas a sus representaciones gráficas, permitan el cálculo directo del conjugado mayor, a partir de las condiciones en la sección de conjugado menor o viceversa (ref 18).

En cualquier forma de sección, la profundidad  $z_G$  de su centro de gravedad se puede calcular de la ecuación.

$$z_G = k'y$$

donde  $k'$  es un coeficiente que depende de la geometría de la sección. Por tanto, la ec (4.2) se puede escribir como sigue:

$$A_2 k'_2 y_2 - A_1 k'_1 y_1 - \frac{Q^2}{g} \left( \frac{A_2 - A_1}{A_1 A_2} \right) = 0 \quad (4.4)$$

que es la ecuación general del salto hidráulico en un canal de sección transversal cualquiera.

##### 4.4.2 Sección rectangular

###### a) Régimen supercrítico conocido

En una sección rectangular de ancho de plantilla  $b$  y tirante  $y$  (fig 4.6), se tienen los siguientes valores:

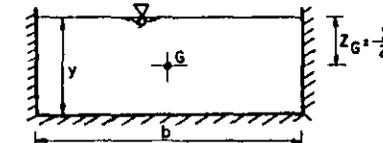


Fig 4.6 Sección rectangular

$$A = by$$

$$k' = \frac{1}{2}$$

que al substituir en la ec (4.4a), se obtiene:

$$\frac{b y_2^2}{2} - \frac{b y_1^2}{2} - \frac{Q^2}{gb} \left( \frac{y_2 - y_1}{y_1 y_2} \right) = 0$$

o bien, simplificando resulta:

$$y_2 + y_1 - \frac{2 Q^2}{g b^2 y_1 y_2} = 0 \quad (4.5)$$

Multiplicando la ecuación anterior por  $y_2/y_1^2$  y ordenando términos se tiene:

$$\left( \frac{y_2}{y_1} \right)^2 + \frac{y_2}{y_1} - \frac{2 Q^2}{g b^2 y_1^3} = 0 \quad (4.6)$$

en la cual, con el último término se pueden hacer las siguientes simplificaciones:

$$\frac{2 Q^2}{g b^2 y_1^3} = \frac{2 v_1^2}{g y_1} = 2 F_{r1}^2$$

donde  $F_{r1} = v_1 / \sqrt{g y_1}$  es el número de Froude antes del salto. Por tanto, la ec (4.6) resulta:

$$\left( \frac{y_2}{y_1} \right)^2 + \frac{y_2}{y_1} - 2 F_{r1}^2 = 0$$

cuya solución es:

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_{r1}^2} - 1) \quad (4.7)$$

La ec (4.7) permite calcular el tirante conjugado mayor en un canal de sección rectangular, conocido el menor y el número de Froude  $F_{r1}$  antes del salto.

b) Régimen subcrítico conocido

Si la ec (4.5) se multiplica ahora por  $y_1/y_2^2$  y en los pasos subsecuentes se hacen consideraciones análogas a las anteriores, se obtiene la ecuación:

$$\frac{y_1}{y_2} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8 F_{r2}^2} - 1) \quad (4.8)$$

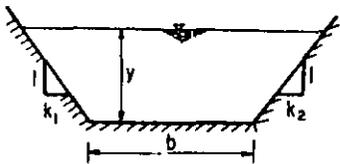
que permite calcular el conjugado menor, conocido el mayor y el número de Froude  $F_{r2} = V_2 / \sqrt{g y_2}$  después del salto.

Las figs 4.6 y 4.7 muestran las curvas que representan a las ecs (4.7) y (4.8) respectivamente y que permiten un cálculo directo de los tirantes conjugados en la sección rectangular.

#### 4.4.3 Sección trapecial

a) Régimen supercrítico conocido

Para esta sección; de taludes  $k_1$  y  $k_2$  (fig 4.8), se tienen los siguientes valores:



$$A = b y + k y^2$$

donde  $k = \frac{k_1 + k_2}{2}$ , además

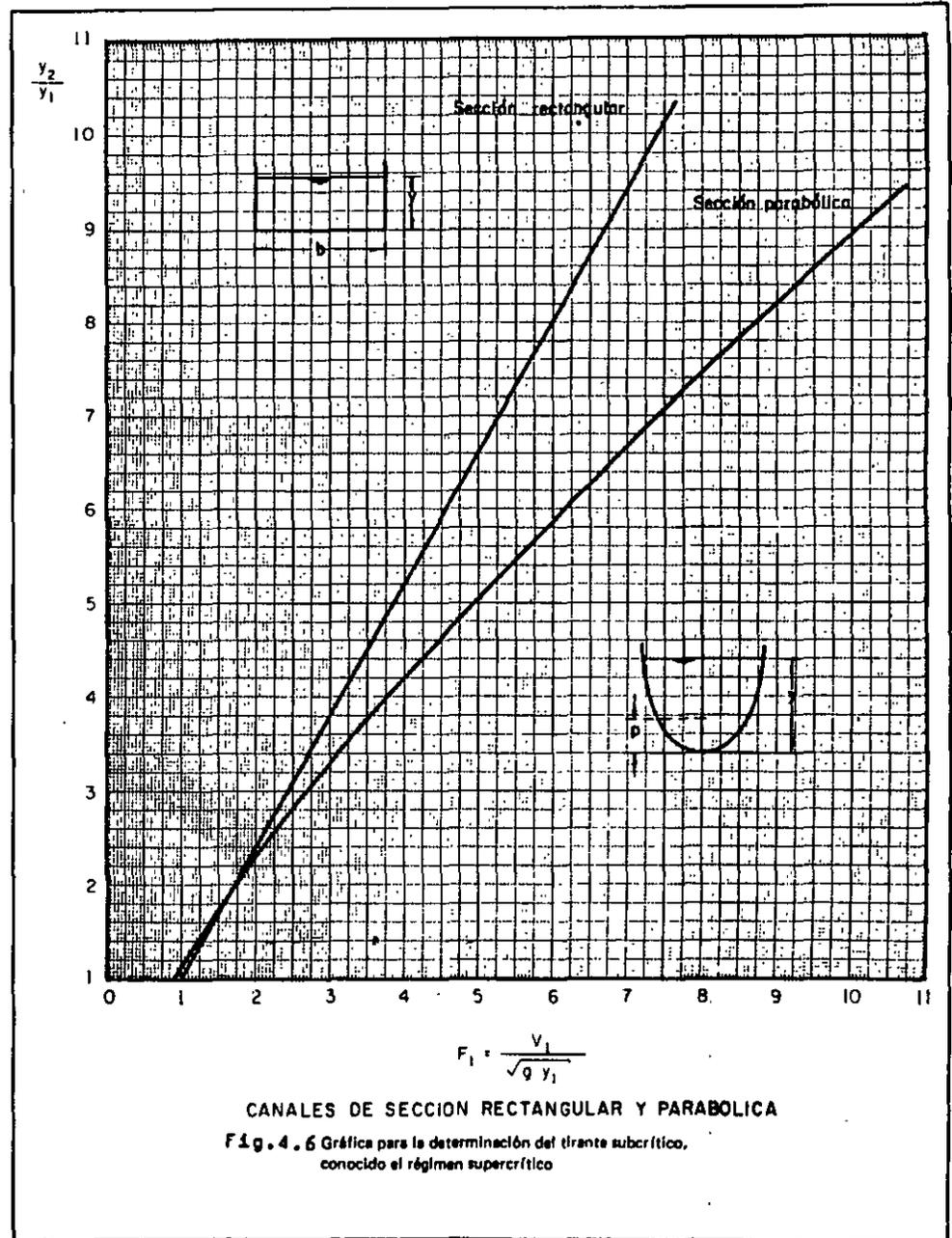
$$k' = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b}{b + ky} = \frac{1}{3} + \frac{1}{6} \frac{b y}{A}$$

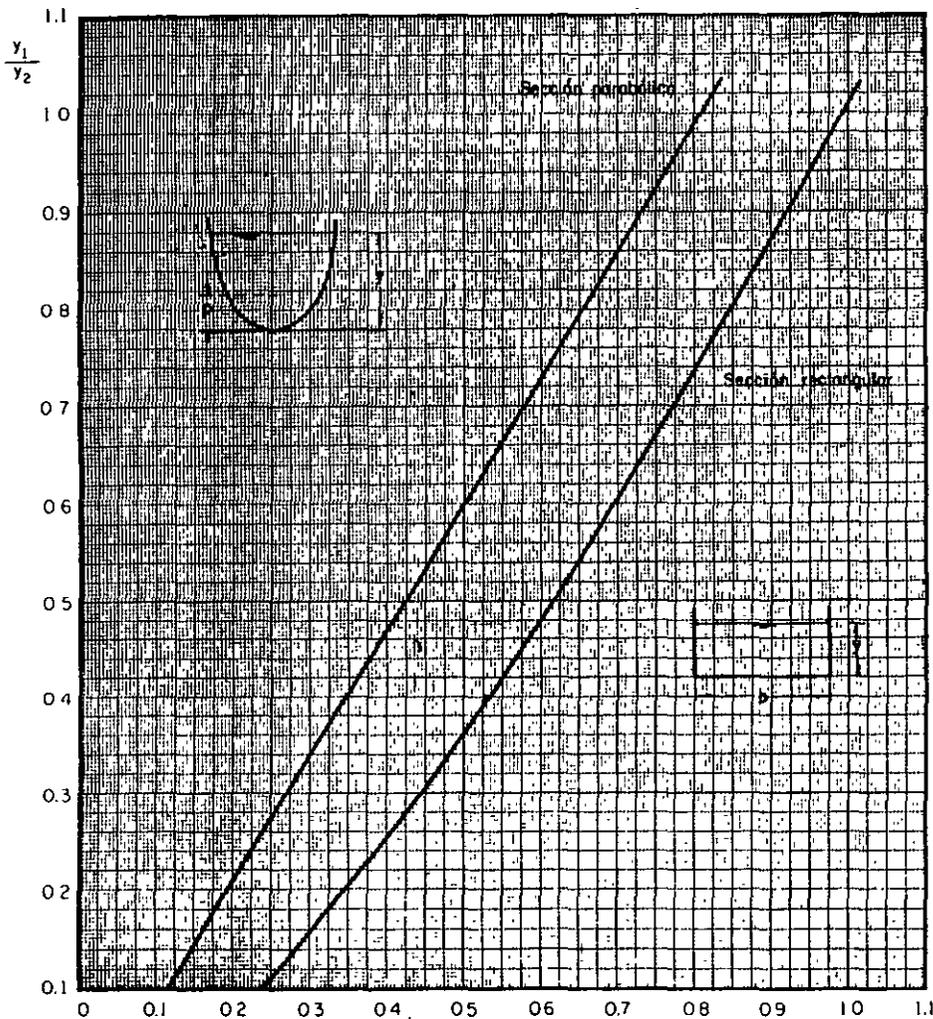
Fig 4.8 Sección trapecial

antes de substituir en la ec (4.4), conviene escribirla como sigue

$$A_2^2 k_2' y_2 - A_1 A_2 k_1' y_1 - \frac{Q^2}{g} \left( \frac{A_2 - A_1}{A_1} \right) = 0 \quad (4.4a)$$

4





$$F_2 = \frac{v_2}{\sqrt{g y_2}}$$

CANALES DE SECCION RECTANGULAR Y PARABOLICA

Fig. 4.7 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

Por tanto, al sustituir resulta:

$$\frac{(b y_2 + k y_2^2)^2 y_2}{3} + \frac{b (b y_2 + k y_2^2) y_2^2}{6} - \frac{(b y_1 + k y_1^2) (b y_2 + k y_2^2) y_1}{3} - \frac{b (b y_2 + k y_2^2) y_1^2}{6} - \frac{q^2}{9} \left[ \frac{(b y_2 + k y_2^2) - (b y_1 + k y_1^2)}{b y_1 + k y_1^2} \right] = 0$$

Al multiplicar la ecuación por  $3/k^2 y_1^5$  y simplificar, llamando

$$F_{M1}^2 = \frac{q^2}{g k^2 y_1^5} \text{ y } t_1 = \frac{b}{k y_1}, \text{ se obtiene:}$$

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^5 + \frac{5}{2} t_1 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \frac{3}{2} t_1^2 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 - \left(\frac{3}{2} t_1 + \frac{3 F_{M1}^2}{t_1 + 1} + 1\right)$$

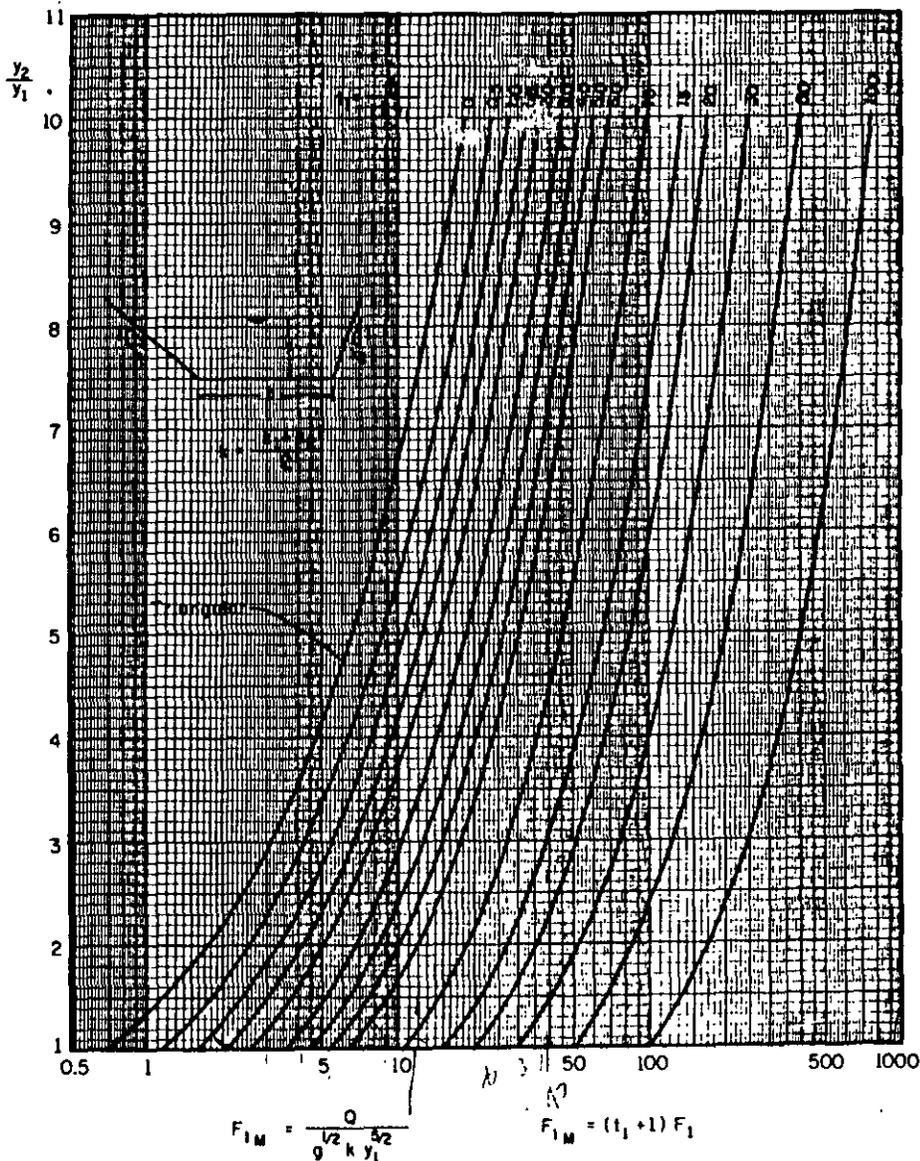
$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 - \left(\frac{3}{2} t_1^2 + t_1 + \frac{3 t_1 F_{M1}^2}{t_1 + 1}\right) \frac{y_2}{y_1} + 3 F_{M1}^2 = 0$$

El grado de la ecuación se reduce al dividir entre  $\left(\frac{y_2}{y_1} - 1\right)$  resultando finalmente:

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \left(\frac{5}{2} t_1 + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 + \left(\frac{3}{2} t_1^2 + \frac{5}{2} t_1 + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 - \left(-\frac{3}{2} t_1^2 - t_1 + \frac{3 F_{M1}^2}{t_1 + 1}\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right) - 3 F_{M1}^2 = 0 \quad (4.9)$$

La ec (4.9) es de cuarto grado con una sola raíz positiva real que permite conocer el conjugado mayor, conocidos: el menor, el parámetro de Massey  $F_{M1} = \frac{q}{\sqrt{g k y_1^{5/2}}}$ , y,  $t_1 = b/k y_1$ .

Para simplificar la solución se puede recurrir a la gráfica de la fig 4.9.



CANALES DE SECCION TRAPEZIAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig. 4.9 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico

b) Régimen subcrítico conocido

Para calcular las condiciones del régimen subcrítico (antes del salto), conocidas las del supercrítico (después del salto), se puede escribir la ec (4.4) como sigue:

$$A_1 A_2 k_1^2 y_2 = A_1^2 k_1^2 y_1 - \frac{Q^2}{g} \left( \frac{A_2 - A_1}{A_2} \right) = 0 \quad (4.4b)$$

y después hacer desarrollos análogos para obtener la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 + \left(\frac{5}{2} t_2 + 1\right) \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^3 + \left(\frac{3}{2} t_2^2 + \frac{5}{2} t_2 + 1\right) \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2 + \left(\frac{3}{2} t_2^2 + t_2 - \frac{3 F_{M2}}{t_2 + 1}\right) \frac{y_1}{y_2} - 3 F_{M2}^2 = 0 \quad (4.10)$$

donde

$$F_{M2} = \frac{Q}{\sqrt{g} k y_2^{5/2}} ; t_2 = \frac{b}{k y_2}$$

La solución gráfica de esta ecuación se presenta en la fig 4.10 para facilitar el cálculo.

4.4.4 Sección circular

Para este tipo de sección cabe la posibilidad de que se llene totalmente después del salto, por lo cual existen dos casos diferentes.

4.4.4.1 Flujo a superficie libre antes y después del salto.

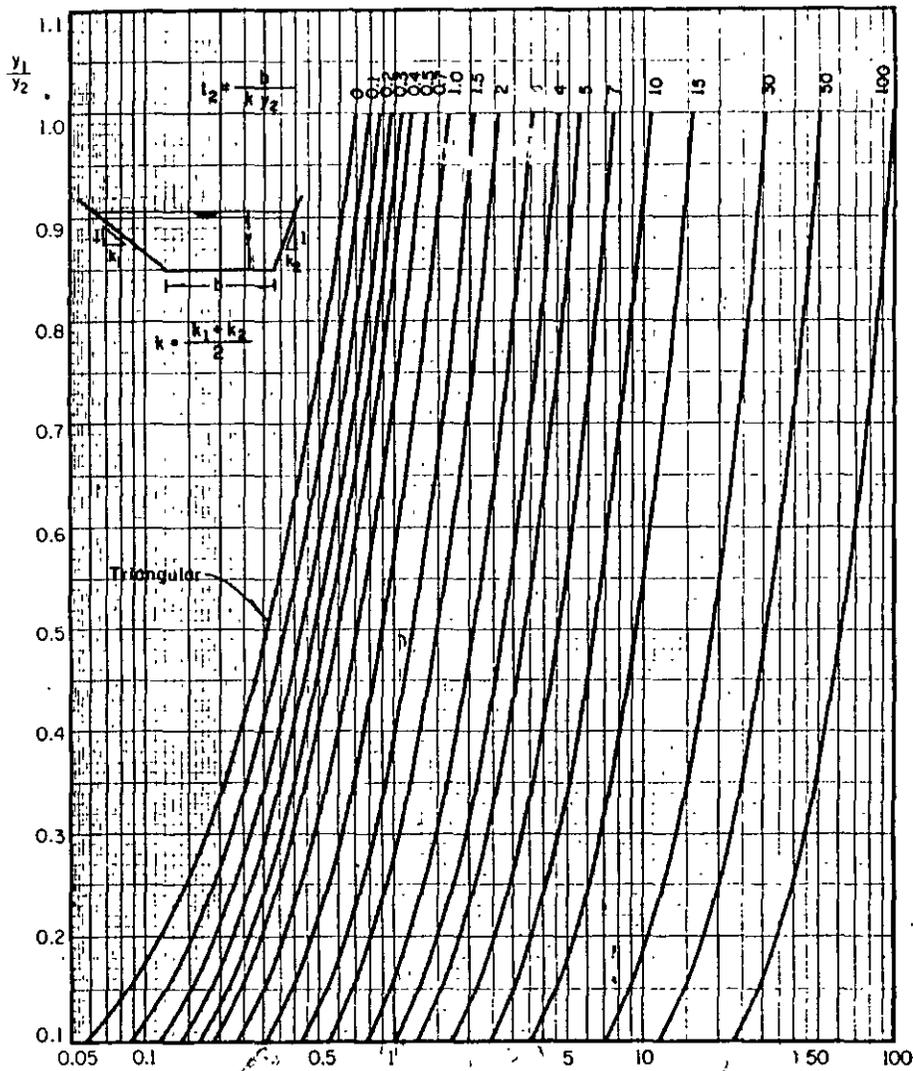
Para cualquier valor del tirante, el área hidráulica es (fig 4.11):

$$A = \left( \frac{D}{4} - \frac{1}{4} \text{sen } \theta \cos^2 \theta \right) D^2$$

Siendo:

$$\text{sen } \theta = \frac{2 \sqrt{Dy - y^2}}{D} = 2 \sqrt{\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2}}$$

$$\cos \theta = \frac{D/2 - y}{D/2} = 1 - 2 \frac{y}{D}$$



$$F_{2M} = \frac{Q^{1/2}}{g^{1/2} k y_2^{5/2}}$$

$$F_{2M} = (t_2 + 1) F_2$$

CANALES DE SECCIÓN TRAPEZOIDAL (TRIANGULAR INCLUIDA)

Fig. 4.10 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico

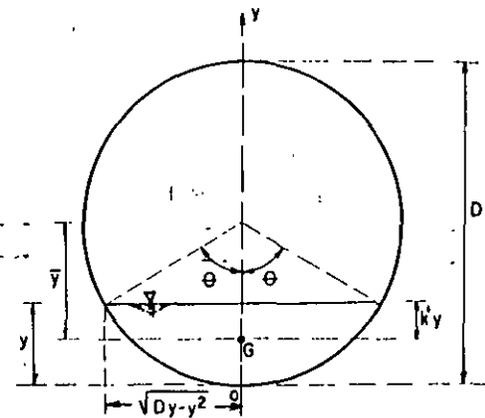


Fig 4.11 Sección circular

Al sustituir en la ecuación del área, resulta:

$$m = \frac{A}{D^2} = \frac{1}{4} \text{ang} \cos \left[ 1 - \frac{2y}{D} \right] - \left[ \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{2y}{D} \right) \sqrt{\frac{y}{D} - \frac{y^2}{D^2}} \right] \quad (4.11)$$

Por otra parte, el coeficiente  $k'$  se obtiene de

$$k' y = \bar{y} - \left( \frac{D}{2} - y \right)$$

donde:

$$\bar{y} = \frac{2 R^3 \text{Sen}^3 \theta}{3A} = \frac{2 D \left( \frac{y}{D} \right)^{3/2} \left( 1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2}}{3m}$$

Por tanto, resulta que:

$$k' = 1 - \frac{1}{2} \frac{D}{y} + \frac{2 \left( 1 - \frac{y}{D} \right)^{3/2} \left( \frac{y}{D} \right)^{1/2}}{3m} \quad (4.12)$$

a) Régimen supercrítico conocido

De la ec (4.4) se tiene que:

$$m_2^2 D^4 k_2' y_2 - m_1 m_2 D^4 k_1' y_1 = \frac{Q^2}{g} \left( \frac{m_2 - m_1}{m_1} \right)$$

Al dividir entre  $y_1^5$  y despejar se obtiene

$$-\frac{Q^2}{g y_1^5} = \frac{m_1 m_2 k_2' \left( \frac{y_2}{y_1} \right) - m_1^2 k_1'}{\left( \frac{y_1}{D} \right)^4 \left( 1 - \frac{m_1}{m_2} \right)} \quad (4.13)$$

donde  $m_1$ ,  $m_2$ ,  $k_1^i$  y  $k_2^i$  están dados por las ecs (4.11) y (4.12) eligiendo para  $y_1$  y el subíndice que corresponda; esto es,  $y_1$  si se trata de  $m_1$  y  $k_1^i$ , y  $y_2$  si se trata de  $m_2$  y  $k_2^i$ .

b) Régimen subcrítico conocido

Por un desarrollo análogo al anterior, se obtiene la siguiente ecuación:

$$\frac{Q^2}{g y_2^5} = \frac{m_2^2 k_2^i - m_1 m_2 k_1^i \left(\frac{y_1}{y_2}\right)}{\left(\frac{y_2}{D}\right)^4 \left(\frac{m_2}{m_1} - 1\right)} \quad (4.14)$$

4.4.4.2 Flujo a presión después del salto

En este caso, vale también la ec (4.4), siempre que  $A_2$  corresponda al área total llena,  $y_2$  a la altura del gradiente de presiones en la sección 2 (fig 4.12). Esto equi-

vale a que  $m_2$  y  $k_2^i$  sean constantes de valor:

$$m_2 = \frac{\pi}{4} \quad (4.15)$$

$$k_2^i = 1 - \frac{1}{2\left(\frac{y_2}{D}\right)} \quad (4.16)$$

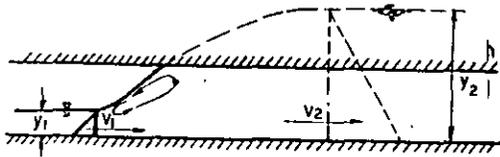
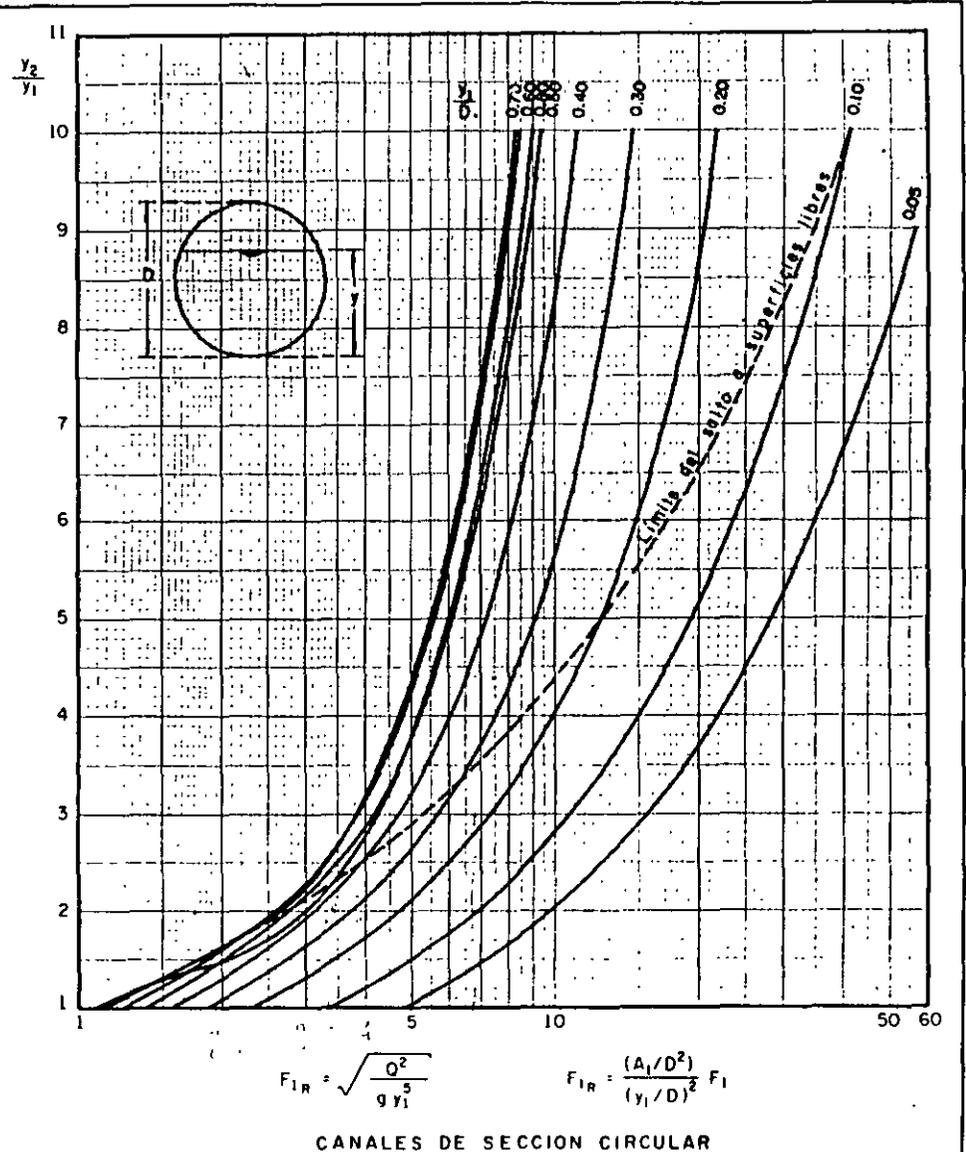


Fig. 4.12 Salto hidráulico forzado en un conducto circular

Por tanto, es válida la ec (4.13) para el régimen supercrítico conocido y la ec (4.14) para el subcrítico, conocido, siempre que  $m_2$  y  $k_2^i$  se calculen de las ecs (4.15) y (4.16). Las figs 4.13 y 4.14 permiten una solución gráfica sencilla para los casos antes analizados, donde se ha utilizado el parámetro  $Q/\sqrt{g y^3}$ .

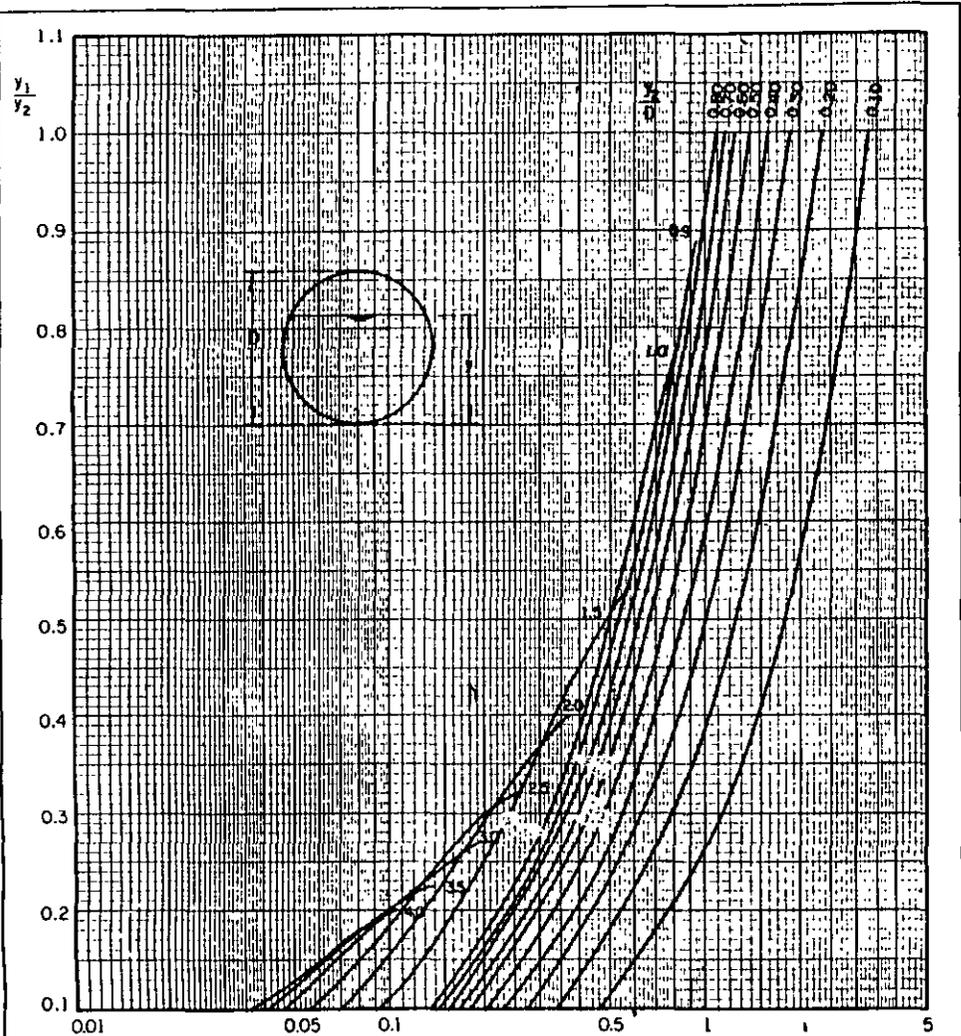
4.4.5 Sección herradura

Para calcular el área, conviene dividir la sección en tres zonas como se muestra en la fig 4.15.



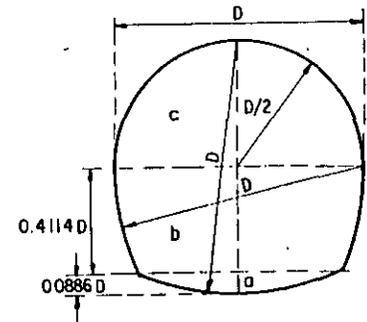
CANALES DE SECCION CIRCULAR

Fig. 4.13 Gráfica para la determinación del tirante subcrítico, conocido el régimen supercrítico



$$F_{2R} = \sqrt{\frac{Q^2}{g y_2^3}} \quad \left\{ \quad \right. \quad F_{2R} = \frac{(A_2/D^2)}{(y_2/D)^2} F_2$$

CANALES DE SECCION CIRCULAR  
 Fig. 4.14 Gráfica para la determinación del tirante supercrítico, conocido el régimen subcrítico



Zona a . Para  $y \leq 0.0886 D$   
 En esta zona son válidas ecuaciones similares a las (4.11) y (4.12), con la única diferencia que en este caso el radio es igual al diámetro ( $R = D$ ). Esto es, se consideran válidas las siguientes ecuaciones:

Fig 4.15 sección herradura

$$m_a = \frac{A_a}{D^2} = \left[ \text{áng} \cos \left( 1 - \frac{y}{D} \right) \right] - \left[ 2 \left( 1 - \frac{y}{D} \right) \sqrt{\frac{y}{2D} - \frac{y^2}{4D^2}} \right] \quad (4.17)$$

$$k'_a = 1 - \frac{D}{y} + \frac{2 \left( 1 - \frac{y}{2D} \right)^{3/2} \left( \frac{y}{2D} \right)^{1/2}}{\frac{3}{4} m_a} \quad (4.18)$$

Cuando  $y = 0.0886 D$ ,  $m_a = 0.04906$  y  $k'_a = 0.40203$

zona b. Para  $0.0886 D \leq y \leq 0.5 D$

Para el área hidráulica con tirantes dentro de la zona b, se tiene:

$$m_b = \frac{A_b}{D^2} = 0.9366240398 - \frac{y}{D} - \left( 0.5 - \frac{y}{D} \right) \sqrt{0.75 + \frac{y}{D} - \left( \frac{y}{D} \right)^2} - \text{áng} \text{sen} \left( 0.5 - \frac{y}{D} \right) \quad (4.19)$$

y el coeficiente  $k'_b$

$$k'_b = \frac{1}{m_b \left( \frac{y}{D} \right)} \left\{ 0.9366240398 \left( \frac{y}{D} \right) - 0.5 \left( \frac{y}{D} \right)^2 - 0.9107993196 + \frac{1}{3} \left[ 2.25 + \left( \frac{y}{D} \right)^2 - \frac{y}{D} \right] \sqrt{0.75 + \frac{y}{D} - \left( \frac{y}{D} \right)^2} \right. \\ \left. + \left( 0.5 - \frac{y}{D} \right) \text{áng} \text{sen} \left( 0.5 - \frac{y}{D} \right) \right\} \dots \quad (4.20)$$

zona c. Para  $0.5D \leq y \leq D$

$$m_c = \frac{Ac}{D^2} = 0.043924958 + 0.25 \operatorname{ang} \cos(1 - 2\frac{y}{D}) - 0.5 \left[ 1 - 2\frac{y}{D} \right] \left[ \frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2 \right]^{1/2} \dots (4.21)$$

$$k'_c = \frac{1}{m_c(\frac{y}{D})} \left\{ \frac{1}{4} \left(\frac{y}{D} - 0.5\right) \operatorname{ang} \cos(1 - 2\frac{y}{D}) + \left(\frac{y}{D} - 0.5\right)^2 \sqrt{\frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2} + \frac{2}{3} \left[ \frac{y}{D} - \left(\frac{y}{D}\right)^2 \right]^{3/2} - 0.006116445 + 0.043924958 \frac{y}{D} \right\} \dots (4.22)$$

Cuando la sección se llená totalmente, el área y  $k'$  valen:

$$A = 0.829323 D^2$$

$$k' = 0.519107$$

#### 4.4.5.1 Flujo a superficie libre antes y después del salto

##### a) Régimen supercrítico conocido

Para la sección herradura también vale la ec (4.13), si  $m$  y  $k'$  se obtienen de las ecs (4.17) a (4.22).

##### b) Régimen subcrítico conocido

vale también la ec (4.14) si  $m$  y  $k'$  se obtienen de las ecs (4.17) a (4.22).

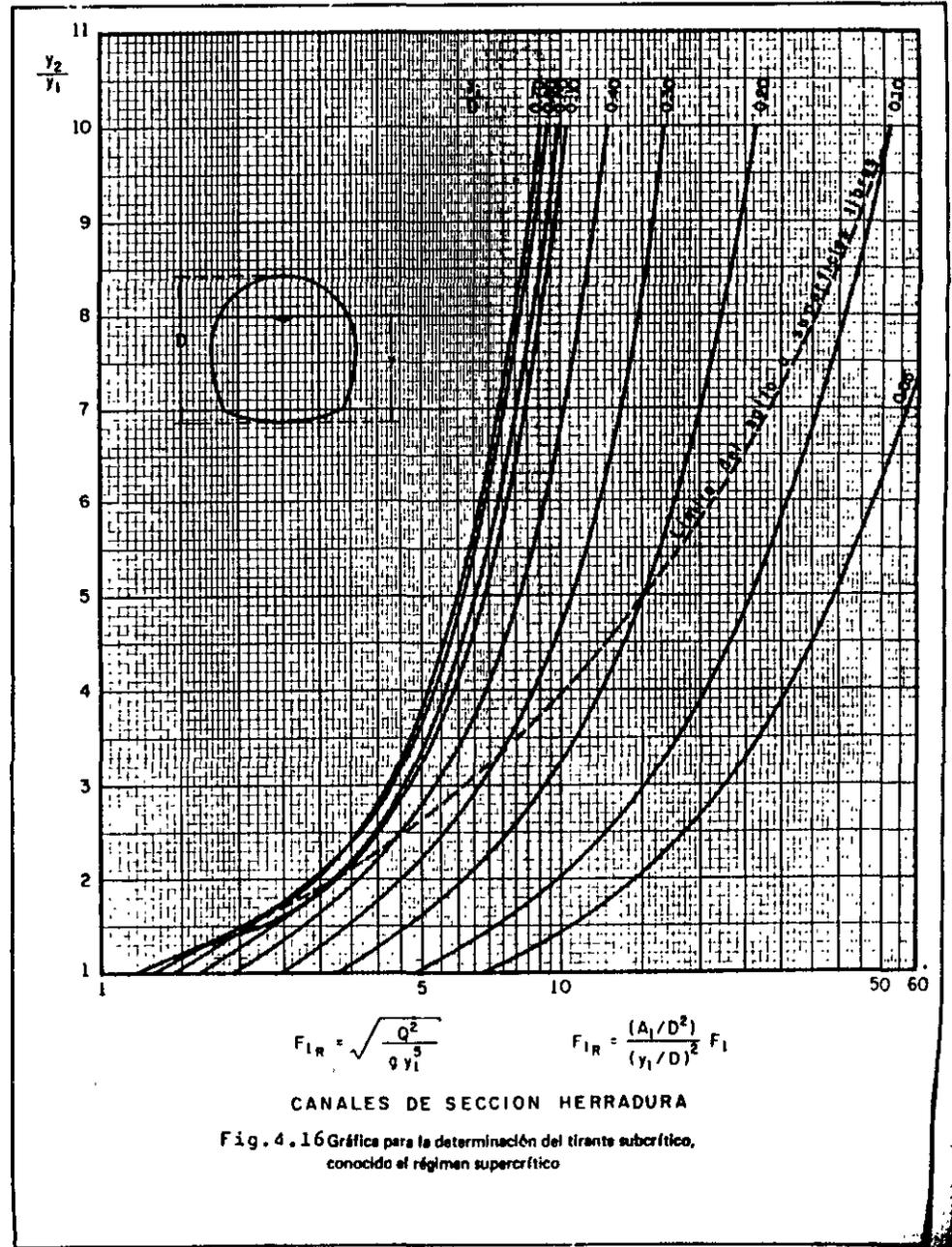
#### 4.4.5.2 Flujo a presión después del salto

Se utiliza la ec (4.13) para régimen supercrítico conocido y la ec (4.14) para régimen subcrítico conocido, siempre que  $m_1$  y  $k'_1$  se calculen con las ecuaciones que correspondan, de acuerdo con la zona de la sección de que se trate. Invariablemente  $m_2$  y  $k'_2$  adoptan los valores constantes siguientes:

$$m_2 = 0.829323$$

$$k'_2 = 1 - 0.480893(D/y_2)$$

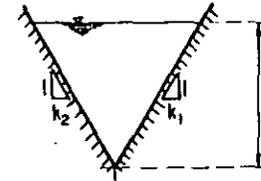
donde  $y_2$  es la altura del gradiente de presiones en la sección 2, según lo indica la fig 4.12.



La solución gráfica del problema se presenta en las figs 4.16 y 4.17 para los casos antes analizados, donde se ha utilizado el parámetro  $Q/\sqrt{g y^5}$ .

No se conocen las características del salto hidráulico en secciones circular y herradura cuando  $(y_1/D) > 0.8$ . Por esta razón, en las gráficas correspondientes se consideran solamente valores  $0 \leq y_1/D \leq 0.8$ . En las gráficas de régimen subcrítico conocido, algunas curvas no alcanzan el valor  $y_1/y_2 = 1$  debido a la limitación de la variable  $(y_1/y_2)_{\max} = 0.8$ . En las gráficas de régimen supercrítico conocido, se indica el lugar geométrico de los puntos límites del salto a su superficie libre y en las gráficas de régimen subcrítico conocido la curva límite es  $y_2/D = 1$ .

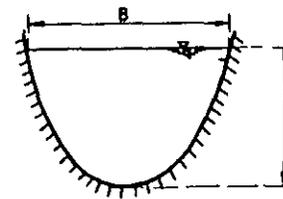
#### 4.4.6 Sección triangular



Para una sección triangular, como en la fig 4.18, es suficiente hacer  $b = 0$  en la solución de las ecs (4.9) y (4.10), o en las figs 4.9 y 4.10 correspondientes a la sección trapezoidal.

Fig. 4.18 Sección triangular

#### 4.4.7 Sección parabólica



a) Régimen supercrítico conocido. En una sección parabólica el área vale:

$$A = \frac{2}{3} B y$$

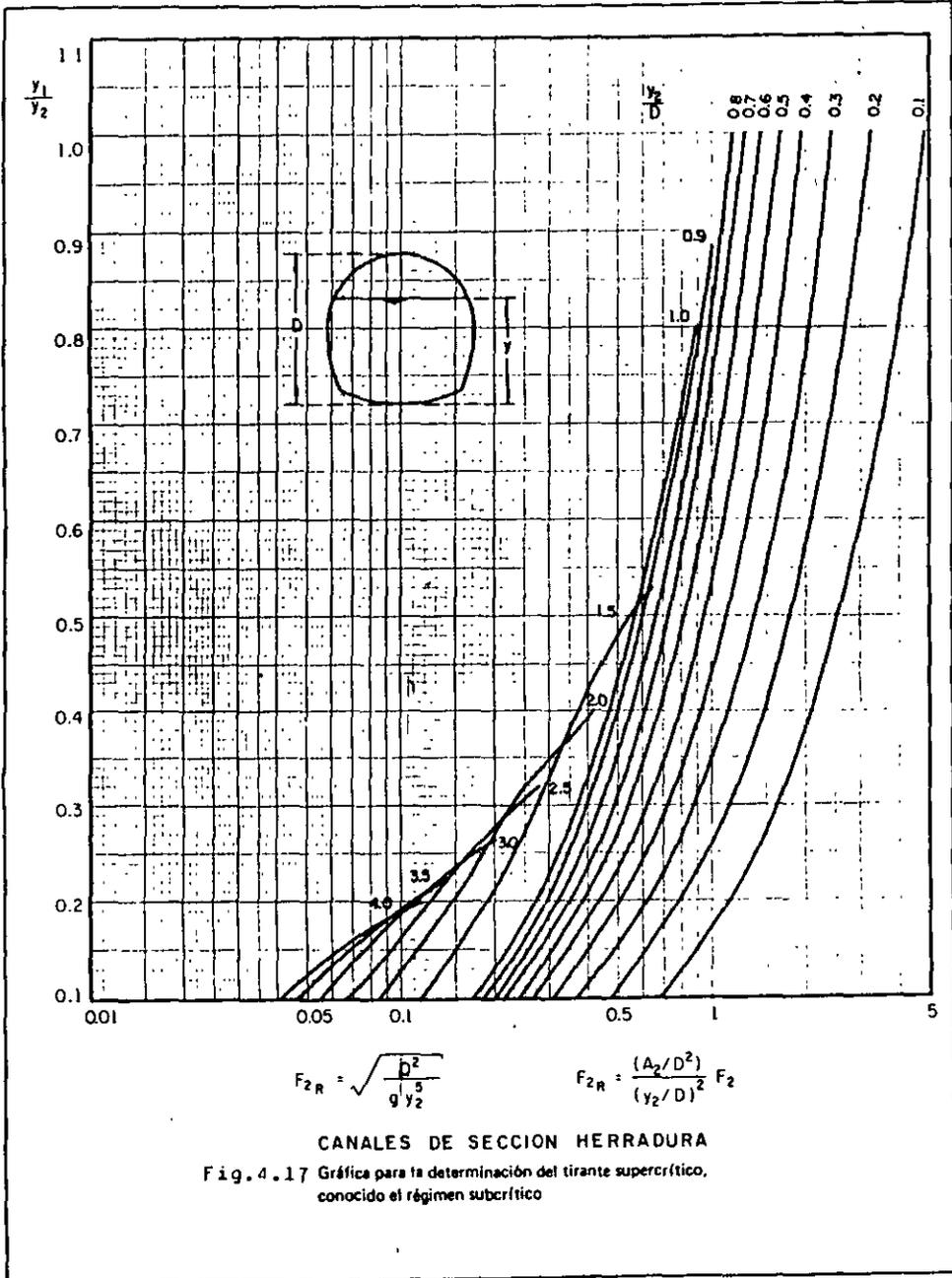
siendo también  $k' = \frac{2}{5}$

multiplicando la ec (4.4) por

Fig. 4.19 Sección parabólica  $B_1 A_2/A_1^3$

se obtiene:

$$\left(\frac{A_2}{A_1}\right)^2 \frac{B_1}{A_1} k'_2 y_2 - \frac{B_1}{A_1} \frac{A_2}{A_1} k'_1 y_1 - \frac{Q^2 B_1}{g A_1^3} \left(\frac{A_2}{A_1} - 1\right) = 0$$



Por otra parte, el cuadrado del número de Froude - - en la sección 1 vale:

$$F_{r1}^2 = \frac{V_1^2}{g Y_1} = \frac{Q^2 B_1}{9 A_1^3}$$

siendo también

$$\frac{B_1}{A_1} = \frac{3}{2 y_1} ; \left(\frac{B_2}{B_1}\right)^2 = \frac{y_2}{y_1}$$

$$\frac{A_2}{A_1} = \frac{B_2 y_2}{B_1 y_1} = \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^{3/2}$$

al substituir resulta:

$$\frac{3}{5} \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 \frac{y_2}{y_1} - \frac{3}{5} \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^{3/2} - F_{r1}^2 \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^{3/2} + F_{r1}^2 = 0$$

que al ordenar, se tiene:

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 - \left(\frac{5}{3} F_{r1}^2 + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^{3/2} + \frac{5}{3} F_{r1}^2 = 0 \quad (4.23a)$$

Por otra parte, el número de Froude  $F_{r1}^2$  también es:

$$F_{r1}^2 = \frac{V_1^2}{g Y_1} = \frac{V_1^2 B_1}{g A_1} = \frac{3 V_1^2 B_1}{2g B_1 y_1} = \frac{3}{2} F_1^2$$

donde  $F_1^2 = V_1^2/g y_1$ . Sustituyendo en la ecuación anterior, resulta:

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 - \left(\frac{5}{2} F_1^2 + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^{3/2} + \frac{5}{2} F_1^2 = 0 \quad (4.23b)$$

La solución gráfica de esta ecuación se presenta en la fig 4.6 para facilitar el cálculo.

b) Régimen subcrítico conocido

Por un desarrollo análogo al de la ec (4.23) se demuestra la siguiente ecuación:

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 - \left(\frac{5}{3} F_{r2}^2 + 1\right) \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^{3/2} + \frac{5}{3} F_{r2}^2 = 0 \quad (4.24a)$$

o bien:

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 - \left(\frac{5}{2} F_{r2}^2 + 1\right) \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^{3/2} + \frac{5}{2} F_{r2}^2 = 0 \quad (4.24b)$$

La fig 4.7 presenta una solución gráfica de esta ecuación para facilitar el cálculo.

**Problema 4.1** Un canal rectangular de 15 m de ancho se inicia al-pié de un cimacio que tiene una altura de 4.27 m (del piso a la cresta) como se muestra en la fig 4.20. Dicho cimacio tiene la misma longitud de cresta que el ancho del canal y, con una carga  $h = 2.43$  m sobre la misma, deberá descargar un gasto  $Q = 112.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ .

El canal será excavado en tierra con un factor de rugosidad de Manning  $n = 0.025$  y el régimen en flujo uniforme debe ser subcrítico. Determinar la pendiente necesaria en el canal para que el salto hidráulico principie justo al pie de la caída, así como la longitud  $L$  de la zona que debe revestirse.

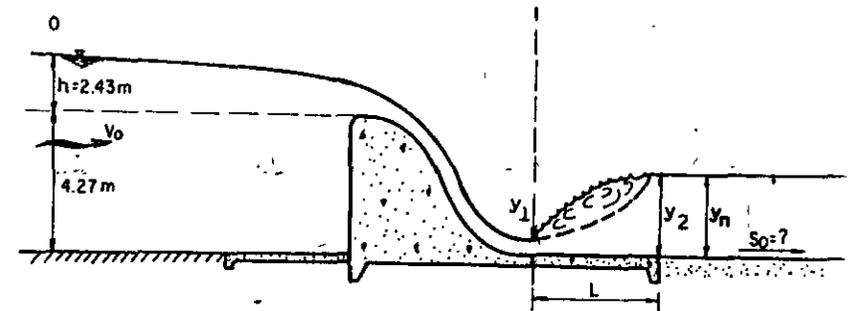


Fig 4.20 Estructura hidráulica del problema 4.1

### Solución

El tirante  $y_1$  al pie del cimacio queda obligado por el gasto y la altura de caída. Dicho tirante debe ser el conjugado menor del salto para que éste se inicie al pie del cimacio. Dicho tirante producirá un conjugado mayor  $y_2$  el cual debe ser el tirante normal en el canal para impedir que se mueva el salto; esto es, si  $y_2 > y_n$  el salto se "correría" hacia aguas abajo y si  $y_2 < y_n$  el salto se "correría" hacia aguas arriba.

El gasto unitario vale:

$$q = \frac{112.5}{15} = 7.5 \text{ m}^3/\text{seg}/\text{m}$$

La velocidad  $V_0$  con que el agua se aproxima al cim  
es

$$V_0 = \frac{7.5}{6.7} = 1.119 \text{ m/seg}$$

a carga de velocidad:  $V_0^2/2g = 0.064$

El tirante vale

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{(7.5)^2}{9.8}} = 1.79 \text{ m}$$

Aplicando la ecuación de energía entre la sección -  
próxima al cimacio y la 1 al pié del mismo considerando co-  
pérdida de energía por fricción sobre el cimacio:  $0.1 V_1^2/2g$ ,  
tiene que:

$$4.27 + 2.43 + 0.064 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + 0.1 \frac{V_1^2}{2g}$$

de:

$$6.764 = y_1 + \frac{q^2 \times 1.1}{2g y_1^2}$$

$$6.764 = y_1 + \frac{(7.5)^2 \times 1.1}{2g y_1^2}$$

solución para régimen supercrítico es  $y_1 = 0.723 \text{ m}$ .

La velocidad en la sección 1 es entonces:

$$V_1 = \frac{7.5}{0.723} = 10.373 \text{ m/seg}; \frac{V_1^2}{2g} = 5.49; E_1 = 6.213 \text{ m}$$

número de Froude en esa sección resulta:

$$Fr_1 = \frac{10.373}{\sqrt{9.8 \times 0.723}} = 3.897$$

la ec (4.7) el conjugado mayor vale:

$$y_2 = \frac{0.723}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \times (3.897)^2} - 1 \right) = 3.639 \text{ m}$$

do la velocidad y carga de velocidad respectivamente:

$$V_2 = \frac{7.5}{3.639} = 2.061 \text{ m/seg}; \frac{V_2^2}{2g} = 0.217 \text{ m}$$

y la pérdida de energía en el salto:

$$\Delta h = E_1 - E_2 = 6.213 - (3.639 + 0.217) = 2.357 \text{ m}$$

El tirante normal en el canal debe ser  $y_n = 3.639 \text{ m}$ .

Los elementos geométricos en la sección del canal --  
son:

$$A = 15 \times 3.639 = 54.585 \text{ m}^2$$

$$P = 15 + 2 \times 3.639 = 22.278 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{54.585}{22.278} = 2.450; R_h^{2/3} = 1.817$$

De la fórmula de Manning; la pendiente necesaria es:

$$S_0 = \left( \frac{q n}{A R_h^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{112.5 \times 0.025}{54.585 \times 1.817} \right)^2 = 0.000804$$

Al iniciarse el salto en la sección 1, deberá reves-  
tirse por lo menos hasta la sección 2 que es donde termina. Por-  
tanto, de acuerdo con la tabla 4.1, resulta que  $L/y_2 = 5.75$  y la  
distancia  $L$  vale:

$$L = 5.75 \times 3.639 = 20.92 \approx 21 \text{ m}$$

Se observa que si la pendiente  $S_0$  fuese menor que la  
calculada, se formaría un tirante normal  $y_n > y_2$  lo cual haría -  
que el salto se corriera hacia aguas arriba ahogando al pié del  
vertedor (fig 4.21); por el contrario, si la pendiente  $S_0$  fuera-  
mayor que la calculada;  $y_n < y_2$ , el salto se correría hacia aguas  
abajo y su lugar de formación correspondería a aquel en el que -  
se satisficieran las condiciones de igualdad de "momentum", en-  
tre las secciones antes y después del salto (fig 4.22). (Véase -  
problema 5.6).

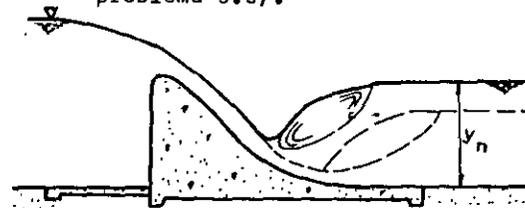


Fig 4.21 Salto "ahogado"

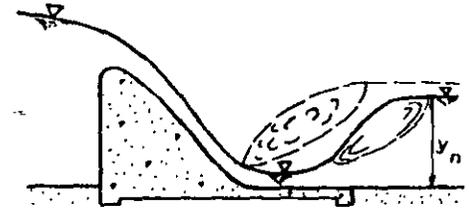
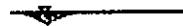


Fig 4.22 Salto "barrido"

en la fig 4.23 -  
 l m. El tirante an  
 esta regula las --  
 cho que será exca-  
 nte necesaria en-  
 iforme subcrítico  
 hidráulico normal),  
 estimiento de con



S<sub>0</sub>?

deslizante del --

cargado por la --  
 te de descarga de  
 compuerta y la aber-  
 del Vol 1 dicho --  
 y de la ec (6.25)

$$V = 5.322 \text{ m}^3/\text{seg}$$

el coeficiente -

ción es:

$$\left(\frac{0.57}{0.986}\right)^2 = 0.625$$

cia "1" a la que

$$1 = \frac{0.51}{0.625} = 0.816 \text{ m}$$

y el tirante en dicha sección resulta:

$$y_1 = C_c a = 0.625 \times 0.51 = 0.3188 \text{ m}$$

Para que ocurra descarga libre y salto hidráulico normal, éste se debe iniciar a partir de esta sección contractiva, siendo  $y_1$  el conjugado menor. En dicha sección la velocidad es:

$$V_1 = \frac{5.322}{3 \times 0.3188} = 5.565 \text{ m/seg}$$

y el número de Froude resulta:

$$F_{r1} = \frac{5.565}{\sqrt{9.8 \times 0.3188}} = 3.148$$

De la ec (4.7) se obtiene el tirante conjugado mayor que vale:

$$y_2 = \frac{0.3188}{2} \left( \sqrt{1 + 8 \times 3.148^2} - 1 \right) = 1.269 \text{ m}$$

Este tirante debe ser igual al normal en el canal. El área, radio hidráulico y velocidad valen:

$$A = 3 \times 1.269 = 3.807 \text{ m}^2$$

$$R_h = \frac{3.807}{3 + 2 \times 1.269} = 0.687 \text{ m}$$

$$V = \frac{5.322}{3.807} = 1.398 \text{ m/seg}$$

La pendiente del canal debe ser entonces:

$$S_0 = \left( \frac{1.398 \times 0.025}{0.687^{2/3}} \right)^2 = 0.002$$

Con  $F_{r1} = 3.148$ ; de la tabla 4.1 resulta que  $L/y_2 = 5.36$  y la longitud vale:

$$L = 5.36 \times 1.269 = 6.8 \text{ m}$$

**Problema 4.3.** Un canal trapezoidal tiene un ancho de plantilla  $b = 5 \text{ m}$ , taludes  $k = 1$  y para una pendiente  $S_0 = 0.0004$ , adopta un tirante normal  $y_n = 1.75 \text{ m}$  en flujo uniforme para  $n = 0.025$ . Debido a razones topográficas, existe un tramo intermedio en el canal, con suficiente longitud y pendiente para que se establezca también flujo uniforme pero supercrítico. Calcular la pendiente del tramo intermedio de manera que se produzca un salto claro inmediatamente después que termina dicho tramo (fig 4.24)

el cual deberá revestirse de concreto debido al aumento de velocidad ( $n = 0.015$ ).

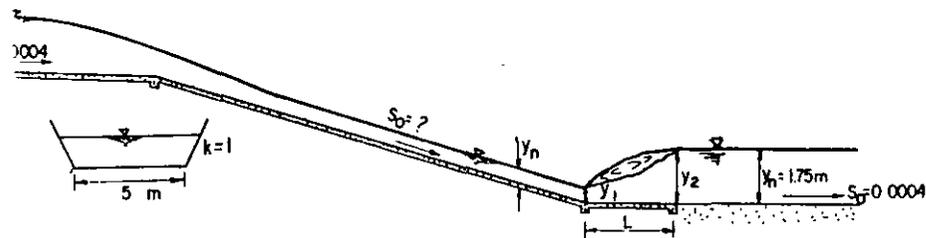


Fig 4.24 Esquema ilustrativo del problema 4.3

Solución

Para calcular el gasto en el canal, se determinan a continuación los elementos geométricos de la sección para el tirante normal  $y_n = 1.75$  m

$$A = (5 + 1 \times 1.75) \cdot 1.75 = 11.8125 \text{ m}^2$$

$$P = 5 + 2 \sqrt{2} \times 1.75 = 9.9497 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{11.8125}{9.9497} = 1.1872 \text{ m}$$

La velocidad media y el gasto valen:

$$V = \frac{1}{0.025} (1.1872)^{2/3} (0.0004)^{1/2} = 0.897 \text{ m/seg}$$

$$Q = 11.8125 \times 0.897 = 10.5953 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Es conveniente calcular el tirante crítico  $y_c$ ; siguiendo el procedimiento, se obtiene el valor del parámetro:

$$\frac{Q k^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \frac{10.5953 \times 1}{5^{5/2} \sqrt{9.8}} = 0.0660$$

De la fig 2.8 resulta que  $k y_c/b = 0.146$ , por lo-

$$y_c = \frac{0.146 \times 5}{1} = 0.73 \text{ m}$$

el cual es menor que el tirante normal  $y_n = 1.75$  m en el canal, por tanto el flujo uniforme es con régimen subcrítico.

Para forzar a un salto hidráulico que se inicie en la sección donde se efectúa el cambio de pendiente, el tirante conjugado mayor debe ser igual al tirante normal en el canal. Para determinar el conjugado menor calcularemos los siguientes parámetros:

$$F_{M2} = \frac{Q}{\sqrt{g} k y_2^{5/2}} = \frac{10.5953}{\sqrt{9.8} \times 1 \times 1.75^{5/2}} = 0.8354$$

$$t_2 = \frac{b}{k y_2} = \frac{5}{1 \times 1.75} = 2.8571$$

De la fig 4.10:  $y_1/y_2 = 0.128$  y por tanto, el conjugado menor vale:

$$y_1 = 0.128 \times 1.75 = 0.224 \text{ m}$$

Si se requiere un valor más preciso se puede recurrir a la ec (4.10), la cual, al substituir los diferentes términos, resulta:

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 + 8.1428 \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^3 + 20.3873 \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2 + 14.5588 \frac{y_1}{y_2} - 2.0937 = 0$$

La solución correcta es:  $y_1/y_2 = 0.122$ , esto es:

$$y_1 = 0.122 \times 1.75 = 0.2135 \text{ m}$$

Este tirante debe ser el normal para el tramo intermedio; por tanto, los elementos hidráulicos de la sección son:

$$A = (5 + 1 \times 0.2135) \cdot 0.2135 = 1.1131 \text{ m}^2$$

$$P = 5 + 2 \sqrt{2} \cdot 0.2135 = 5.6039 \text{ m}$$

$$R_h = \frac{1.1131}{5.6039} = 0.199 \text{ m}$$

y para  $n = 0.015$ , la pendiente necesaria en el tramo intermedio vale:

$$S = \left(\frac{Qn}{A R_h^{2/3}}\right)^2 = \left[\frac{10.5953 \times 0.015}{1.1131 (0.199)^{2/3}}\right]^2 = 0.17591$$

La longitud  $L$  del revestimiento debe ser, como mínimo, la del salto hidráulico que, de acuerdo con la fórmula de Sieñchin y la tabla 4.2 vale:

$$L = 10.6 (1.75 - 0.2135) = 16.29 \text{ m}$$

**Problema 4.4** Un canal trapezoidal de 2.50 m de ancho de plantilla, talud  $k = 0.5$  y pendiente  $S_1 = 0.02$  conduce un gasto  $Q = 12 \text{ m}^3/\text{seg}$  y continúa a través de la montaña por un túnel de sección herradura de diámetro  $D = 3 \text{ m}$  (fig 4.25). El canal está revestido de concreto con acabado liso ( $n_1 = 0.013$ ) y el túnel revestido de concreto de acabado regular ( $n_2 = 0.018$ ).

- Calcular la pendiente  $S_2$  necesaria para que se inicie un salto hidráulico en la sección del portal de entrada.
- Si  $S_2 = 0.01$ , indicar qué ocurriría con el salto hidráulico.
- Calcular  $S_2$  mínima que elimine el salto hidráulico.
- Calcular el desnivel  $\Delta z$  entre las dos secciones que limitan la transición, así como la pendiente  $S_2$  necesaria, de tal manera que se mantenga el mismo tirante del canal (normal) a lo largo de la transición y del túnel.

**Solución a.**

Calcularemos el tirante crítico en el canal y en el túnel, así como el tirante normal en el primero.

Tirante crítico en el canal: Calculamos el siguiente parámetro:

$$\frac{Q k^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \frac{12 \times 0.5^{3/2}}{2.5^{5/2} \sqrt{9.8}} = 0.1371$$

De la fig 3.9 resulta que:  $k y_c/b = 0.255$ , por tanto:

$$y_c = \frac{0.255 \times 2.5}{0.5} = 1.275 \text{ m}$$

Tirante crítico en el túnel. Calculamos el siguiente parámetro

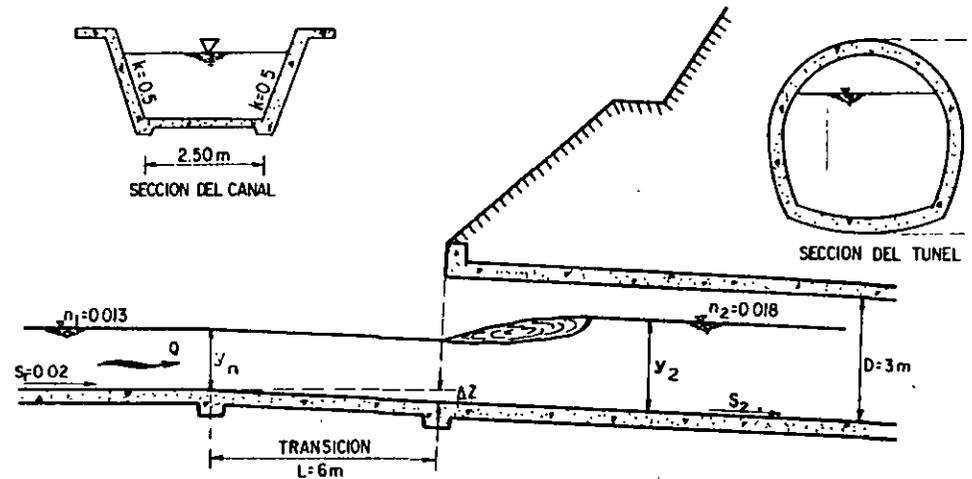


Fig 4.25 Esquema ilustrativo del problema 4.4.

$$\frac{Q}{\sqrt{g} D^{5/2}} = \frac{12}{\sqrt{9.8} \times 3^{5/2}} = 0.2459$$

y de la fig 3.10 ó de la tabla 2.6 resulta que  $y_c/D = 0.456$ . - Por tanto:

$$y_c = 0.456 \times 3 = 1.368 \text{ m}$$

Tirante normal en el canal. Calculamos el módulo de sección

$$\frac{Q n_1}{b^{8/3} S_1^{1/2}} = \frac{12 \times 0.013}{2.5^{8/3} \sqrt{0.02}} = 0.0958$$

De la fig 2.7 resulta que  $y_n/b = 0.27$  y por tanto el tirante normal es:

$y_n = 0.27 \times 2.5 = 0.675 \text{ m} < 1.275 \text{ m}$ , el cual es menor que el crítico y el régimen en el canal es supercrítico. - El área hidráulica, velocidad y carga de velocidad en el canal,

respectivamente valen:

$$A_n = (2.5 + 0.5 \times 0.675)0.675 = 1.9153 \text{ m}^2$$

$$V_n = \frac{12}{1.9153} = 6.265 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_n^2}{2g} = 2.035 \text{ m}$$

De esta manera, a partir de la ecuación de la energía, se puede calcular el tirante  $y_1$  que se presentaría en el portal de entrada al túnel. Despreciando las pérdidas en el tramo de transición y considerando que en la transición se mantiene la misma pendiente que en el canal ( $\Delta z = S_1 \times L$ ), se tiene que:

$$0.02 \times 6 + 0.675 + 2.035 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

o sea que:

$$2.83 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} \quad (a)$$

Se debe cumplir también la ecuación de continuidad:

$$A_1 V_1 = 12 \quad (b)$$

La solución del sistema de ecuaciones (a) y (b) es por tanteos. Por ejemplo, con  $y_1/D = 0.27$ ,  $y_1 = 0.81 \text{ m}$ , de la tabla 2.6:  $A_1/D^2 = 0.2107$ ,  $A_1 = 1.8963 \text{ m}^2$ ; siendo la velocidad y carga de velocidad respectivamente:

$$V_1 = \frac{12}{1.8963} = 6.328 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 2.043$$

y la energía específica vale:

$$E_1 = 0.81 + 2.043 = 2.853 \text{ m} > 2.83$$

Después de una serie de tanteos adicionales se tiene: para  $y_1/D = 0.2715$ ,  $y_1 = 0.8145 \text{ m}$  e interpolando en la tabla 2.6;  $A_1/D^2 = 0.212125$ ,  $A_1 = 1.9091 \text{ m}^2$ , siendo la velocidad y la carga de velocidad:

$$V_1 = \frac{12}{1.9091} = 6.286 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 2.016 \text{ m}$$

La energía específica vale:

$$E_1 = 0.8145 + 2.016 \text{ m} = 2.83 \text{ m}$$

que es el valor requerido. Por tanto, el tirante a la entrada del túnel es  $y_1 = 0.8145 \text{ m}$  que es menor que el crítico de  $1.368 \text{ m}$  dentro del mismo, siendo factible que se produzca el salto hidráulico.

El conjugado menor de dicho salto debe ser  $y_1 = 0.8145 \text{ m}$ . Para determinar el mayor calculamos los parámetros siguientes:

$$\frac{Q}{\sqrt{g y_1^3}} = \frac{12}{\sqrt{9.8 \times (0.8145)^3}} = 6.402$$

$$\frac{y_1}{D} = \frac{0.8145}{3} = 0.2715$$

De la fig 4.6 resulta que:  $y_2/y_1 = 2.62$  y por tanto el conjugado mayor vale:

$$y_2 = 2.62 \times 0.8145 = 2.134 \text{ m} < 3 \text{ m}$$

por lo cual el túnel no se ahoga.

Para que el salto se inicie en la sección del portal de entrada, se necesita que el tirante conjugado mayor calculado, sea el tirante normal dentro del túnel. Los elementos geométricos para dicho tirante se calculan de la tabla 2.6 para  $y_2/D = 2.134/3 = 0.7113$ . Mediante interpolaciones lineales resulta que:  $A_2/D^2 = 0.64147$ ,  $R_{h2}/D = 0.300756$  y por tanto se obtiene que:

$$A_2 = 0.64147 \times 3^2 = 5.7732 \text{ m}^2$$

$$R_{h2} = 0.300756 \times 3 = 0.9023 \text{ m}$$

$$V = \frac{12}{5.7732} = 2.0786 \text{ m/seg}$$

De la fórmula de Manning, la pendiente en el túnel-

debe ser:

$$S_2 = \left( \frac{V_2 n_2}{R_{h2}} \right)^2 = \left( \frac{2.0786 \times 0.018}{(0.9023)^{2/3}} \right)^2 = 0.001606$$

Solución b.

Para  $S_2 = 0.01$  en el túnel, será necesario determinar el tirante normal que se produciría. Para ello calculamos el siguiente parámetro:

$$\frac{Q n_2}{D^{8/3} S_2^{1/2}} = \frac{12 \times 0.018}{3^{8/3} \times \sqrt{0.01}} = 0.11538$$

De acuerdo con la ec (2.36), de la fig 2.7 (o de la tabla 2.6) resulta que:

$y/D = 0.381$ , o sea que el tirante normal en el túnel vale:

$$y_n = 0.381 \times 3 = 1.143 \text{ m} < y_c = 1.368 \text{ m}$$

Esto es, para  $S_2 = 0.01$  en el túnel, el flujo uniforme se produce con tirante normal menor que el crítico, o sea, a régimen subcrítico igual que en el canal. Por tanto, no se presenta el salto hidráulico en ninguna sección.

Solución c. Para eliminar el salto hidráulico bastaría que la pendiente dentro del túnel fuese la crítica. Una pendiente menor forzaría a un régimen subcrítico y a un salto hidráulico. Por tanto, la pendiente crítica dentro del túnel sería la mínima para evitar el salto. De este modo, se debe tener que:

$$\frac{y_n}{D} = \frac{y_c}{D} = \frac{1.368}{3} = 0.456$$

De la tabla 2.6 resulta que  $A_c/D^2 = 0.39264$ ,  $R_{hc}/D = 0.24412$ , y por tanto:

$$A_c = 0.39264 \times (3)^2 = 3.5338 \text{ m}^2$$

$$R_{hc} = 0.24412 \times 3 = 0.7324 \text{ m}$$

Siendo la velocidad crítica:

$$V_c = \frac{12}{3.5338} = 3.396 \text{ m/seg}$$

y la pendiente crítica vale:

$$S_c = \left[ \frac{V_c n_2}{R_{hc}^{2/3}} \right]^2 = \left[ \frac{3.396 \times 0.018}{(0.7324)^{2/3}} \right]^2 = 0.00566$$

Solución d. De acuerdo con la solución a, la energía específica para el flujo uniforme en el canal vale:

$$E_n = 0.675 + 2.035 = 2.71 \text{ m}$$

Si se desea el mismo tirante dentro del túnel ( $y_1 = 0.675 \text{ m}$ ), será necesario calcular la energía específica para dicho tirante. De este modo:

$$\frac{y_1}{D} = \frac{0.675}{3} = 0.225$$

Para este parámetro, de la tabla 2.6 resulta que:  $A_2/D^2 = 0.16865$  y  $R_{h2}/D = 0.1481$  resultando así los siguientes valores:

$$A_1 = 0.16865 \times 3^2 = 1.5179 \text{ m}^2$$

$$R_{h1} = 0.1481 \times 3 = 0.4443 \text{ m}$$

$$V_1 = \frac{12}{1.5179} = 7.906 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 3.189 \text{ m}$$

$$E_1 = 0.675 + 3.189 = 3.864 \text{ m}$$

Si  $\Delta z$  representa el desnivel entre las secciones inicial y final de la transición y además se desprecian las pérdidas en la misma, la ecuación de energía entre las dos secciones resultaría ser:

$$\Delta z + 2.71 = 3.864$$

Por tanto, se tiene que:

$$\Delta z = 1.154 \text{ m}$$

Esto es, para que se presente el mismo tirante  $y_n = 0.675 \text{ m}$  en la sección de entrada al túnel, se necesita que dicha sección quede a 1.154 m por debajo de la sección en que se inicia la transición. Esto se aclara en la fig 4.25.

Finalmente, para conservar el mismo tirante a lo largo del túnel, será necesario calcular la pendiente en el mismo que garantice el flujo uniforme con dicho tirante normal. Aplicando la fórmula de Manning, dicha pendiente vale

$$S_2 = \left( \frac{V_1 n_2}{R_{h1}} \right)^2 = \left( \frac{7.906 \times 0.018}{0.4443^{2/3}} \right)^2 = 0.05973$$

#### 4.5. Compuerta con descarga sumergida.

Considere la disposición del flujo en la descarga sumergida de la compuerta deslizante rectangular mostrada en la fig. 4.26. El tirante  $y_2$  corresponde al de la sección contraída del flujo y  $y_3$  al producido por algún control desde aguas abajo. Si  $y_3$  es mayor que el tirante conjugado de  $y_2$  - esto es, el tirante necesario para formar un salto hidráulico con  $y_2$  - entonces la descarga de la compuerta se ahoga tal como se muestra en la figura. Esto ocasiona que el chorro descargado por la compuerta quede sumergido debajo de una masa de agua, la cual, aunque con gran turbulencia, no tiene un movimiento claro en ninguna dirección.

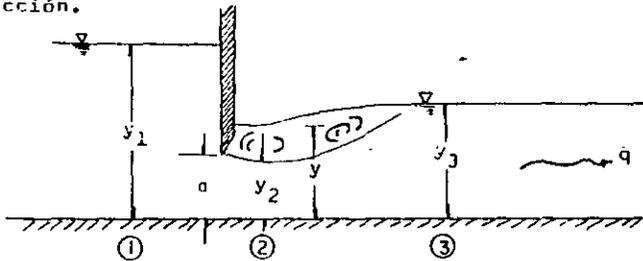


Fig 4.26 Descarga sumergida de una compuerta

Un análisis aproximado se puede hacer tratando el caso de un "flujo dividido" en el cual, parte de la sección del flujo ocupado por el agua en movimiento y parte por agua "estancada". Si bien existirá alguna pérdida de energía entre las secciones 1 y 2, una gran proporción de la misma ocurrirá al expandirse el flujo entre las secciones 2 y 3 y la cual, en principio, se desconoce. En la sección 2 la velocidad efectiva del flujo será la correspondiente al tirante  $y_2$ , si bien la carga de presión en la misma será igual al tirante  $y$  y no a  $y_2$ .

La ec (4.2) de igualdad de momentum en las secciones 2 y 3 implica que

$$\frac{q^2}{g y_2} + \frac{y^2}{2} = \frac{q^2}{g y_3} + \frac{y_3^2}{2} \quad (4.25)$$

donde se ha considerado el gasto unitario  $q = Q/b$  y que  $z_G = y/2$

Dividiendo entre  $y_3^2$ , al despejar resulta:

$$\left(\frac{y}{y_3}\right)^2 = 1 + \frac{2q^2}{g y_3^3} \left(1 - \frac{y_3}{y_2}\right)$$

22

siendo  $F_{r3}^2 = q^2/g y_3^3$  el número de Froude en la sección 3, se obtiene la relación de sumergencia:

$$\frac{y}{y_3} = \sqrt{1 + 2 F_{r3}^2 \left(1 - \frac{y_3}{y_2}\right)} \quad (4.26)$$

La relación de tirante  $y/y_3$  variará entre 0 y 1. Sin embargo, si se observa que el régimen aguas abajo (sección 3) debe ser subcrítico, se tendrá que  $0 < F_{r3}^2 < 1$ ; además se tendrá que  $y/y_2 > 1$  y  $2 F_{r3}^2 \left(1 - \frac{y_3}{y_2}\right) < 0$  por lo cual, de acuerdo con la magnitud de  $F_{r3}^2$ , podría no existir solución para el tirante  $y$  dentro de los intervalos señalados. En efecto,  $y$  podrá disminuir cuando más al valor del tirante  $y_2$  lo cual transformaría la ec (4.25) a la del salto hidráulico "claro" (sin ahogamiento) y forzaría a la condición límite de solución, independientemente del valor  $F_{r3}^2$  dentro del intervalo considerado.

Es importante señalar que al aceptar la misma energía en las secciones 1 y 2, esto es que:

$$y_1 + \frac{q^2}{2g y_1^2} = y_2 + \frac{q^2}{2g y_2^2} \quad (4.27)$$

(aceptando que  $y_2 = C_c a$ ), la solución simultánea de las ecuaciones (4.25) y (4.27) conduce al resultado teórico del coeficiente de descarga  $C_d$  utilizado en la ec (6.16) del Vol. I. Si dicho resultado (considerando que  $C_c = 0.6$ ) se compara con el experimental presentado en la fig 6.16<sup>c</sup> del Vol I para  $y_3/a = 5$ , se obtiene que el teórico es aproximadamente 3 a 5 por ciento mayor que el experimental, lo cual confirma la validez de la teoría aquí presentada.

Según Woycicki, la longitud del salto en este caso se puede calcular con la siguiente fórmula experimental:

$$\frac{L}{y_3 - y_2} = 6 - 0.05 \frac{y_3}{y_2} \quad (4.28)$$

**Problema 4.5.** a) En el problema 4.2, determinar la reducción que experimentaría el gasto descargado por la compuerta si se mantiene el mismo tirante-aguas arriba de 1.90 m, la misma abertura y la pendiente del canal se reduce a  $S_0 = 0.0049$ . b) Si la compuerta es alimentada por un canal donde se mantiene

el gasto original de  $5.322 \text{ m}^3/\text{seg}$ , calcular a cuanto ascenderá el tirante aguas arriba de la compuerta al producirse el ahogamiento, si se mantiene la misma abertura y  $S_0 = 0.0009$ .

Solución: Es obvio que al reducir la pendiente del canal, el tirante normal en el mismo aumentará forzando seguramente a una descarga ahogada de la compuerta que, a su vez, reducirá el gasto, con ello el tirante normal y a su vez el grado de ahogamiento, etc. La solución tendría que ser entonces por tanteos. El comportamiento del flujo será como se muestra en la fig 4.26 y usaremos la simbología empleada en esta figura: esto es,  $y_1 = 1.90 \text{ m}$  y  $a = 0.51 \text{ m}$  y  $S_0 = 0.0009$ .

Los tanteos consistirán en proponer un gasto, menor que el de descarga libre, con el cual se hará el cálculo completo para ser después verificado. Aquí únicamente se explica el tanteo definitivo.

Se supone  $Q = 4.108 \text{ m}^3/\text{seg}$ . Se obtiene así el siguiente parámetro:

$$\frac{Qn}{b^{8/3} S^{1/2}} = \frac{4.108 \times 0.025}{3^{8/3} \sqrt{0.0009}} = 0.183$$

De la fig 2.7 resulta que  $y_3/b = 0.47$  y el tirante normal sería:

$$y_3 = 0.47 \times 3 = 1.41 \text{ m}$$

Al afinar el resultado de la gráfica de la fig 2.7, por un procedimiento de tanteos, resulta que el valor correcto de  $y_3$  es  $1.411 \text{ m}$ , como fácilmente puede verificarse calculando el gasto.

En el problema 4.2 se calculó que  $y_2 = 0.3188 \text{ m}$ , por otra parte se tiene que:

$$Fr_3^2 = \frac{q^2}{g y_3^3} = \frac{(4.108/3)^2}{9.8 \times (1.411)^3} = 0.06011$$

Substituyendo en la ec (4.26), resulta que:

$$y = 1.411 \sqrt{1 + 2 \times 0.06011 (1 - 1.411/0.3188)} = 1.030 \text{ m}$$

que es mayor que  $y_2$  y menor que  $y_3$ , por tanto la descarga es ahogada.

Para determinar el coeficiente de descarga de la compuerta será necesario calcular los siguientes parámetros:

$$\frac{y_1}{a} = \frac{1.90}{0.51} = 3.725$$

$$\frac{y_3}{a} = \frac{1.411}{0.51} = 2.767$$

Con estos valores, de la fig 6.16 del Vol. I resulta que  $C_d = 0.44$  siendo el gasto

$$Q = 0.44 \times 3 \times 0.51 \sqrt{2 \times 9.8 \times 1.90} = 4.108 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

que coincide con el valor original supuesto. De la ec (4.28), la longitud del salto vale:

$$L = (6 - 0.05 \frac{1.411}{0.3188}) (1.411 - 0.3188) = 6.311 \text{ m}$$

Solución D. Al mantenerse el gasto  $Q = 5.322 \text{ m}^3/\text{seg}$ , será necesario calcular el nuevo tirante normal para  $S_0 = 0.0009$ . Para ello, determinamos el siguiente parámetro:

$$\frac{Qn}{b^{8/3} S^{1/2}} = \frac{5.322 \times 0.025}{3^{8/3} \sqrt{0.0009}} = 0.2369$$

De la fig 2.7 resulta que  $y_n/b = 0.568$  y el tirante normal vale:

$$y_n = 0.572 \times 3 = 1.716 \text{ m}$$

Al afinar el resultado se obtiene que el valor correcto de  $y_n$  es  $1.715 \text{ m}$ . El cuadrado del número de froude vale:

$$Fr_3^2 = \frac{q^2}{g y_3^3} = \frac{(5.322/3)^2}{9.8 (1.715)^3} = 0.06366$$

Substituyendo en la ec (4.26), resulta que:

$$y = 1.715 \sqrt{1 + 2 \times 0.06366 (1 - 1.715/0.3188)} = 1.141 \text{ m}$$

que es mayor que  $y_2$  y menor que  $y_3$ , por tanto la descarga es ahogada.

El cálculo de  $y_1$  será por tanteos y aquí solo se presenta el definitivo. El parámetro  $y_3/a$  vale:

$$\frac{y_3}{a} = \frac{1.715}{0.51} = 3.363$$

Se supone  $y_1 = 2.8$  m y por tanto:  $y_1/a = 5.49$  y - de la fig 6.16 del Vol. I se obtiene:  $C_d = 0.47$ . De la ec. (6.25) del mismo volumen.

$$y_1 = \left( \frac{Q}{C_d \times a \times b \sqrt{2g}} \right)^2 = \left( \frac{5.322}{0.47 \times 0.51 \times 3 \times \sqrt{2 \times 9.8}} \right)^2 = 2.795 \text{ m}$$

que es el valor supuesto. Por tanto, el tirante aguas arriba de la compuerta ascenderá de 1.90 a 2.80 m.

**Problema 4.6.** La obra de desvío de una presa consiste de dos -- túneles circulares de 3 m de diámetro y 300 m de longitud, re-- vestidos de concreto (rugosidad absoluta  $\epsilon = 2$  mm), que descar-- gan al río aguas abajo de la presa, a través de un tajo de sec-- ción trapecial, talud 0.5:1 y 9 m en la base. El nivel del agua en el río alcanza la El. 13.00 m constante. Si el nivel del -- agua arriba de la atagufa rebasa la El. 28.00 m, funcionará el -- vertedor de excedencias de  $L = 25$  m de longitud de cresta, cuya ley de descargas está dada por la ecuación:  $Q_v = 2 L H^{3/2}$ . Determinar las condiciones de funcionamiento cuando el gasto total -- en los túneles es de  $160 \text{ m}^3/\text{seg}$  (fig 4.27).

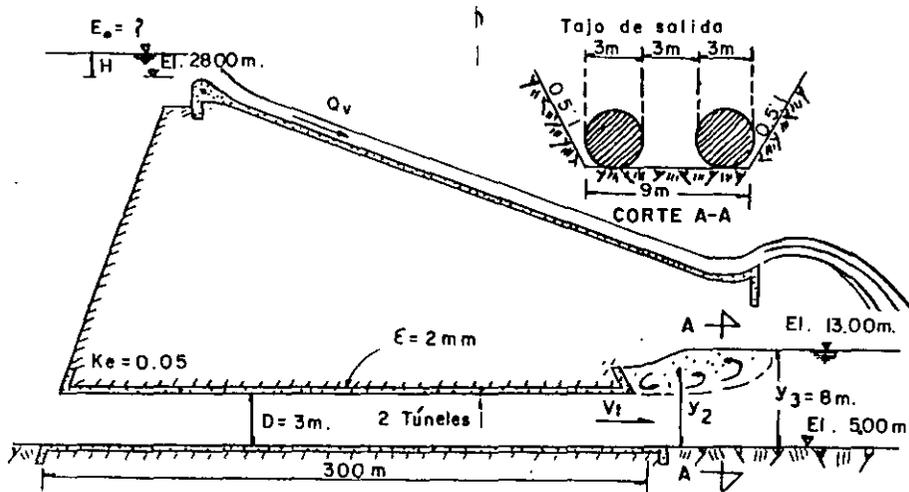


Fig 4.27. Obra de desvío del problema 4.6

**Solución.** El tirante  $y_3 = 8$  m en el tajo de salida de los túneles es mayor que el diámetro de los mismos, por lo cual la descarga será seguramente sumergida y será necesario conocer el tirante "y" de sumergencia. La solución propuesta en el subcapítulo anterior, puede generalizarse para este problema si se acepta que en la sección de salida de los túneles la velocidad efectiva del flujo será  $V_t$  (en los túneles), si bien la carga de presión corresponderá al tirante "y" de sumergencia.

El área de un túnel será:

$$A_1 = \frac{\pi}{4} (3)^2 = 7.0686 \text{ m}^2$$

y el de los dos túneles:

$$A_t = 2 \times 7.0686 = 14.1372 \text{ m}^2$$

La velocidad y carga de velocidad en el túnel valen:

$$V_t = \frac{160}{14.1372} = 11.318 \text{ m/seg}$$

$$\frac{V_t^2}{2g} = 6.5352 \text{ m}$$

La presencia de un salto hidráulico ahogado en el tajo de descarga obligará a la igualdad de momentum entre la sección de salida y la sección 3. Esto es, según la ec (4.2) -- se tiene que:

$$\frac{Q^2}{g A_t} + \zeta G_2 A_2 = \frac{Q^2}{g A_3} + \zeta G_3 A_3$$

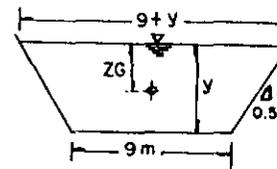


Fig.4.28 Sección del tajo de salida.

De acuerdo con la fig 4.28, el área de la sección 3 vale:

$$A_3 = (9 + 0.5 \times 8) \times 8 = 104 \text{ m}^2$$

y la profundidad del centro de gravedad es:

$$Z_{G_3} = y_3 \left( 1 - \frac{1}{3} \frac{2(9 + y_3) + 9}{9 + y_3 + 9} \right)$$

y para  $y_3 = 8$  m vale  $Z_{G_3} = 3.5897$  m

Por lo tanto, el momentum en la sección 3 resulta ser:

$$M_3 = \frac{Q^2}{g A_3} + \zeta G_3 A_3 = \frac{160^2}{9.8 \times 104} + 3.5897 \times 104 = 398.4511$$

De manera análoga, el momentum en la sección 2 de salida vale:

$$M_1 = \frac{U^2}{y A_t} + Z_{G2} A_2 = \frac{160^2}{9.8 \times 14.1372} +$$

$$+ y_2 \left( 1 - \frac{1}{3} \frac{2(9 + \frac{y_2}{9} + 9)}{9 + y_2 + 9} \right) (9 + 0.5 y_2) y_2$$

Simplificando resulta:

$$M_1 = 184.7781 + \left( 1 - \frac{27 + 2 \frac{y_2}{9}}{54 + 3 y_2} \right) (9 + 0.5 y_2) y_2^2$$

Por tanteos se puede calcular el tirante "y" que produzca un momentum  $M_1 = M_2 = 398.4511$ . dicho valor es  $y_2 = 6.213$  m.

En efecto, se obtiene:

$$M_1 = 184.7781 + \left( 1 - \frac{27 + 2 \times 6.213}{54 + 3 \times 6.213} \right) (9 + 0.5 \times 6.213) 6.213^2 = 398.456$$

que es prácticamente el valor de  $M_2$ .

Por tanto,  $y_2 = 6.213$  m.

Para calcular el nivel en el embalse, será necesario aplicar la ecuación de energía entre una sección antes de la entrada al túnel y la de salida, utilizando como nivel de referencia la elevación cero. Debe recordarse que en la sección de salida la energía disponible es la suma de la carga de presión en el fondo ( $y_2$ ) y la carga de velocidad en los túneles  $\frac{V_t^2}{2g}$ . El coeficiente de pérdida por entrada es  $K_e = 0.05$  y para  $2g$  la pérdida por fricción se aplicará la fórmula dearcy-Weisbach.

El número de Reynolds en el túnel, para

$$\nu = 0.011 \text{ cm}^2/\text{seg}, \text{ vale:}$$

$$Re = \frac{V_t D}{\nu} = \frac{1131.8 \times 300}{0.011} = 3.087 \times 10^7$$

esto es, el flujo es turbulento. La rugosidad relativa es:

$$\frac{\epsilon}{D} = \frac{0.002}{3} = 0.00067$$

Del diagrama universal de Moody (Vol 1) resulta:

$$f = 0.018 \text{ y de la ecuación de energía, se tiene que:}$$

$$E_o = 5 + y_2 + \frac{V_t^2}{2g} + \left( K_e + f \frac{L}{D} \right) \frac{V_t^2}{2g}$$

Substituyendo resulta:

$$E_o = 5 + 6.213 + 6.5352 + (0.05 + 0.018 \frac{300}{3}) 6.5352$$

$$E_o = 29.8383 \text{ m}$$

que es la elevación en el embalse y que rebasa la elevación de la cresta del vertedor. La carga sobre el mismo será entonces:

$$H = 29.8383 - 28.00 = 1.8383 \text{ m}$$

y finalmente el gasto que descarga será:

$$Q_v = 2 \times 25 \times 1.8383^{3/2} = 124.622 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El gasto total desviado por las obras será

$$Q_t = 160 + 124.622 = 284.622 \text{ m}^3/\text{seg}$$

#### 4.6 Salto en canales rectangulares con pendiente

En el análisis del salto hidráulico en canales con pendiente será necesario considerar el efecto de la componente del peso del prisma del volumen de control de la fig 4.4, el cual no fue considerado en el subcapítulo 4.2 por considerar que el canal es horizontal.

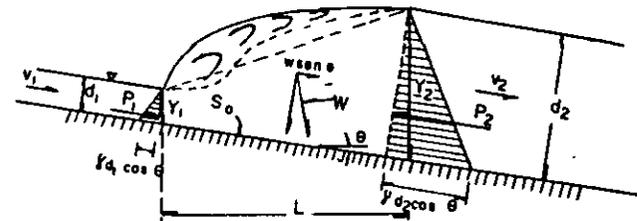


Fig 4.29.- Salto hidráulico en canales con pendiente

La ecuación de cantidad de movimiento (4.1) aplicada al volumen de control de la fig 4.29 de sección rectangular resulta ser:

$$P_1 + W \text{ sen } \theta - P_2 = \frac{\gamma q^2}{g} \left( \frac{1}{d_2} - \frac{1}{d_1} \right) \quad (4.28)$$

Las fuerzas de superficie  $P_1$  y  $P_2$  de la ec (4.28) valen:

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma d_1^2 \cos \theta$$

$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma d_2^2 \cos \theta$$

Para calcular la fuerza de cuerpo (peso) se puede considerar que el perfil de la superficie libre es plana y que este error se corrija a través de un coeficiente  $K$ , como sigue:

$$W = \frac{1}{2} \gamma K L (d_1 + d_2)$$

donde  $L$  es la distancia que separa las secciones 1 y 2 (longitud del salto). De esta manera, la ec (4.28) resulta:

$$\frac{1}{2} \cos \theta d_1^2 + \frac{1}{2} K L \sin \theta (d_1 + d_2) - \frac{1}{2} \gamma \cos \theta d_2^2 - \frac{q^2}{g} \left( \frac{d_1 - d_2}{d_1 d_2} \right) = 0$$

Haciendo operaciones algebraicas con la ecuación anterior, resulta:

$$\left( \frac{d_2}{d_1} \right)^3 - (2G^2 + 1) \frac{d_2}{d_1} + 2G^2 = 0 \quad (4.29)$$

donde

$$G = \frac{F_{r1}^2}{\sqrt{\cos \theta - \frac{K L \sin \theta}{d_2 - d_1}}} \quad (4.30)$$

siendo  $F_{r1}^2 = q^2/gd_1^3$  el número de Froude en la sección 1.

La solución de la ec. (4.29) es:

$$\frac{d_2}{d_1} = \frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left( \sqrt{1 + 8G^2} - 1 \right) \quad (4.31)$$

debido a que  $d_1 = y_1 \cos \theta$  y  $d_2 = y_2 \cos \theta$

La ec (4.31) es análoga a la ec (4.8). Debido a que  $G = f(F_{r1}, \theta)$ , esta ecuación indica que  $d_2/d_1$  y  $y_2/y_1$  son funciones de  $F_{r1}$  y  $\theta$  (o bien  $S_0$ ). La fig 4.30 muestra los resultados experimentales de Hickox, Kindsvater y del U.S. Bureau of Reclamation. De manera análoga, la longitud relativa

del salto  $L/y_2$  se puede presentar como una función de  $F_{r1}$  y  $S_0$ , como se muestra en la fig 4.31, basado en los resultados experimentales del U.S. Bureau of Reclamation.

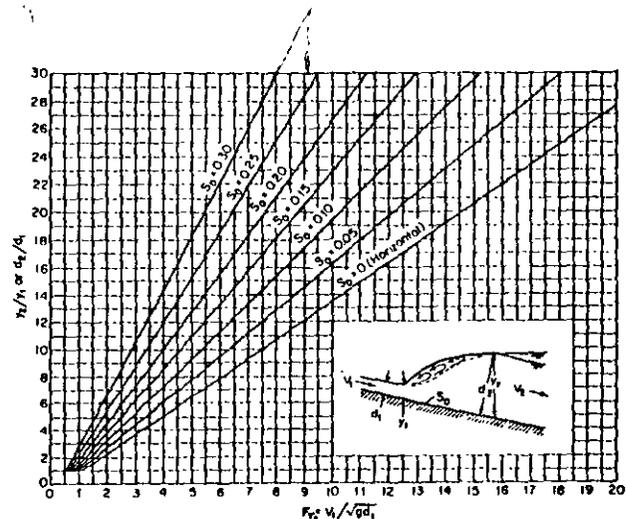


Fig.4.30 relaciones experimentales entre  $F_{r1}$  y  $y_2/y_1$  ó de  $d_2/d_1$  para el salto en canales con pendientes (según Ven te Chow) ref.2 .

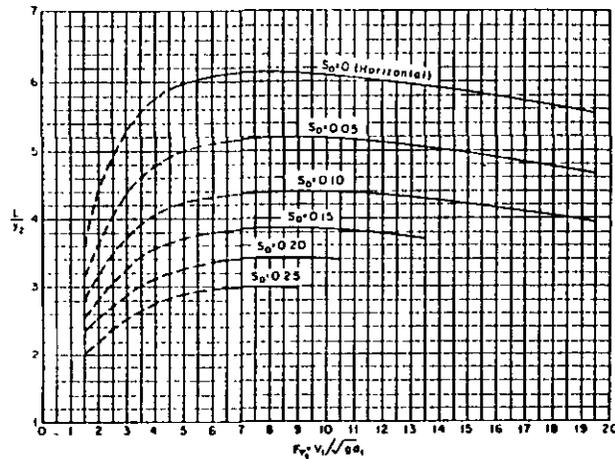


Fig 4.31 Longitud del salto en canales con pendiente según el U.S. Bureau of Reclamation (ref 20)

## CAPITULO 5. FLUJO VARIADO

### 5.1 Ecuación dinámica

El flujo gradualmente variado que se discutirá en este capítulo se refiere a un flujo permanente cuyo tirante varía gradualmente en la dirección del canal, de tal manera que las líneas de corriente son rectas y prácticamente paralelas y, por lo mismo, la distribución hidrostática de presiones prevalece en cada sección. Debido a que el flujo gradualmente variado involucra cambios pequeños de tirante, dicho flujo se refiere a longitudes grandes del canal.

Para el desarrollo de la teoría se establecen, además, las siguientes hipótesis:

1. La pendiente de plantilla en el canal es uniforme y pequeña de tal manera que se confunde el tirante de la sección normal con el vertical ( $\cos \theta = 1$  en la ecuación de energía) y, además, no ocurre arrastre de aire al interior del flujo.

2. La curva de distribución de velocidades tiene la misma forma en cualquier sección del canal, por lo tanto, el coeficiente de energía  $\alpha$  es constante.

3. La pérdida de energía mas importante es la de fricción. Para el cálculo de la pendiente de la línea de energía en una sección se utilizan las mismas fórmulas que en flujo uniforme, utilizando la velocidad media, el radio hidráulico y el coeficiente de rugosidad de la propia sección. Esta

suposición nunca ha sido verificado ni teórica, ni experimentalmente, sin embargo, los errores que induce son pequeños si se comparan con los que se incurre al seleccionar el coeficiente de rugosidad en flujo uniforme. Además, la suposición es más precisa cuando la velocidad aumenta que cuando disminuye debido a que en el primer caso, la pérdida de energía es causada casi enteramente por fricción, y en el segundo, pueden existir además pérdidas por turbulencia en gran escala

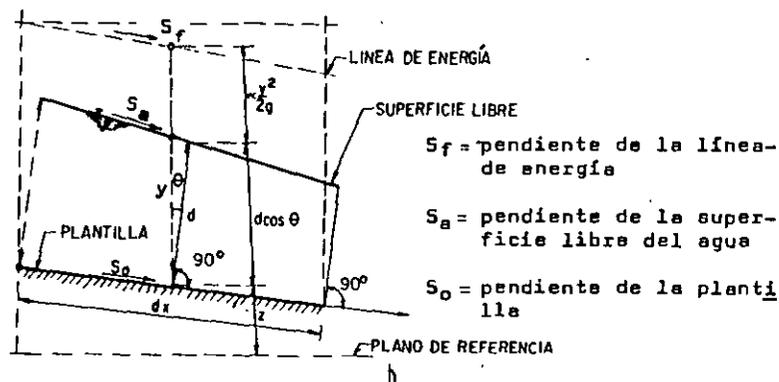


Fig. 5.1 Derivación de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado

La ecuación diferencial de la energía (1.8) se aplica, desde luego al flujo gradualmente variado. Si se considera que  $p/\gamma = d \cos \theta$ ,  $s = x$  (fig 5.1, y  $\alpha =$  constante, resulta:

$$\frac{dz}{dx} + \frac{d}{dx} \left( d \cos \theta + \alpha \frac{v^2}{2g} \right) + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad (5.1a)$$

o bien, con  $E = d \cos \theta + \alpha v^2 / 2g = y \cos^2 \theta + \alpha v^2 / 2g$  (energía específica, ec 3.1), resulta que:

$$\frac{dz}{dx} + \frac{dE}{dx} + \frac{dh_f}{dx} = 0 \quad (5.1b)$$

La pendiente de la plantilla  $S_0$  se ha definido como el seno del ángulo  $\theta$  de inclinación respecto de la horizontal y se supone positiva si la inclinación es descendente hacia aguas abajo ( $z$  decreciente cuando  $x$  crece) y negativa en caso contrario. Esto es, que:

$$S_0 = \text{sen } \theta = - \frac{dz}{dx} \quad (5.2)$$

También, la pendiente de la línea de energía es:

$$S_f = \frac{dh_f}{dx} \quad (5.3)$$

Siendo, además,  $dE/dx = (dE/dy)(dy/dx)$ , de la ec. (3.3b) resulta que:

$$\frac{dE}{dx} = (1 - F_r^2) \frac{dy}{dx} \quad (5.4)$$

donde

$$F_r = V / \sqrt{g Y / \alpha} = Q / A \sqrt{g Y / \alpha}$$

Substituyendo las ecs. (5.2), (5.3) y (5.4) en (5.1b), se obtiene que:

$$\frac{dy}{dx} = \frac{S_0 - S_f}{1 - F_r^2} = S_0 \frac{1 - S_f/S_0}{1 - F_r^2} \quad (5.5)$$

que es la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado.  $dy/dx$  representa la pendiente  $S_a$  de la superficie libre del agua referida al eje  $x$ , coincidente con la plantilla del canal.

En el caso de canales muy anchos,  $y \approx R_h$  y usando la fórmula de Chezy para valuar  $S_f$  resulta que:

$$S_f = \frac{Q^2}{A^2 C^2 y} = \frac{Q^2}{b^2 C^2 y^3} \quad (5.6)$$

y para flujo uniforme ( $y_n$ , tirante normal) sería:

$$S_0 = \frac{Q^2}{b^2 C^2 y_n^3} \quad (5.7)$$

Además,

$$F_r^2 = \frac{\alpha Q^2 B}{g A^3} = \frac{A_c^3 B}{A^3 B_c} = \frac{y_c^3 b^4}{y^3 b^4} = \frac{y_c^3}{y^3} \quad (5.8)$$

Sustituyendo las ecs (5.6), (5.7) y (5.8) en la (5.5), resulta:

$$\frac{dy}{dx} = S_0 \frac{1 - (y_n/y)^3}{1 - (y_c/y)^3} \quad (5.9)$$

que es la conocida ecuación de Bresse para el flujo gradualmente variado en canales muy anchos.

## 5.2 Características y clasificación de los perfiles de flujo

La primera clasificación de los perfiles de flujo-variado fue hecha por Bakhmeteff, y esta basada en la pendiente del canal y la "zona" en que se aloja el perfil.

Para un valor dado de  $Q$  y sección transversal de forma cualquiera,  $S_f$  y  $F_r^2$  no son funciones sencillas de  $y$ , de tal modo que la ec (5.5), en general, no tiene una solución explícita inmediata. Sin embargo, no se desea aquí obtener dicha solución sino el aspecto semicuantitativo de la variación de  $y$  con  $x$  en diferentes circunstancias; esto es, se desea determinar la forma que adopta el perfil de la superficie libre. Para este fin es necesario considerar los signos del numerador y del denominador de la ec (5.5) (y de estos el de  $dy/dx$ ) y, además, cómo dependen estos signos de la magnitud de  $y$ .

La forma que adopta el perfil está directamente asociado con la pendiente de la plantilla  $S_0$  y con los valores de  $S_f$  y  $F_r^2$ ; para simplificar la discusión, se acepta que el canal sea prismático.

Por lo que respecta a la pendiente de la plantilla,  $S_0$  será positiva si el fondo desciende en la dirección del flujo, negativa si asciende y cero si es horizontal. En el caso de

pendiente positiva, sobre ella se puede establecer un flujo uniforme de tirante  $y_n$ , por lo cual dicha pendiente (positiva) podría también ser:

"suave" si  $y_n > y_c$ , perfiles tipo "M"

"crítica" si  $y_n = y_c$ , perfiles tipo "C"

"pronunciada" si  $y_n < y_c$ , perfiles tipo "S"

La clasificación de la pendiente en uno de estos tipos dependerá de la rugosidad, de la magnitud misma de la pendiente y en menor grado del gasto.

En el caso de pendiente cero o negativa, no existe posibilidad de flujo uniforme. En efecto, para  $S_0 = 0$  el tirante normal es  $y_n = \infty$  y para  $S_0 < 0$  un valor positivo finito de  $y_n$  es físicamente imposible.

De la fórmula de Manning, la pendiente de fricción vale

$$S_f = \left( \frac{V_n}{R_h} \right)^2 = \left( \frac{Qn}{AR_h} \right)^2 \quad (5.10)$$

Por otra parte, de la ec. (3.4a) se observa que para el régimen crítico ( $y = y_c$ ) el cuadrado del número de Froude  $F_r^2$  adopta el valor 1; esto es, dicho término será mayor que 1 si los tirantes del perfil de flujo son menores que el crítico y menor que 1 en caso contrario.

Para un gasto dado y para la mayoría de las secciones usuales,  $S_f$  y  $F_r^2$  son decrecientes en forma continua a medida que el tirante crece. Esto es particularmente cierto en secciones anchas donde, al crecer el tirante,  $R_h$  y  $B$  prácticamente no cambian en comparación con los cambios que experimenta  $A$ .

Por definición de flujo uniforme:  $S_f = S_0$  cuando  $y = y_n$ , por lo cual se concluye que

$$S_f \geq S_0 \text{ según que } y \leq y_n$$

$$F_r^2 \geq 1 \text{ según que } y \leq y_c$$

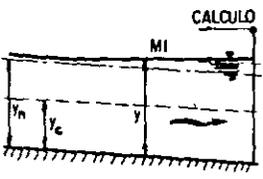
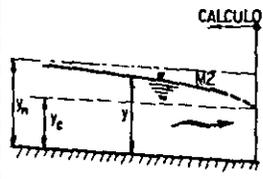
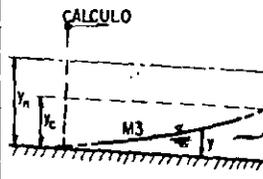
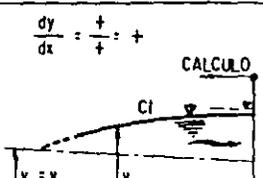
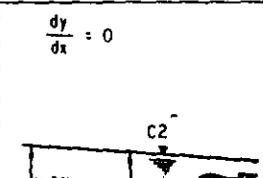
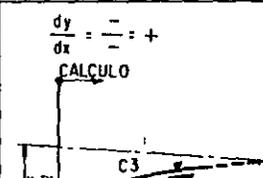
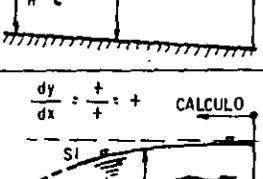
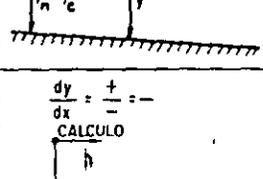
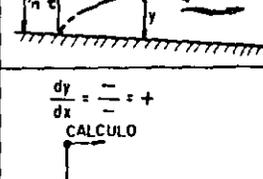
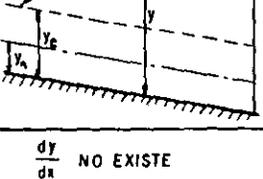
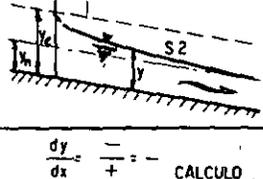
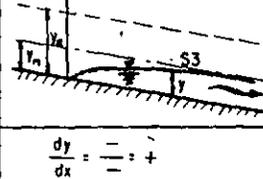
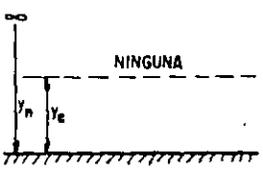
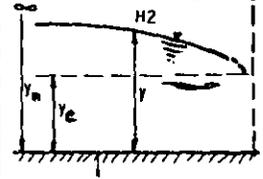
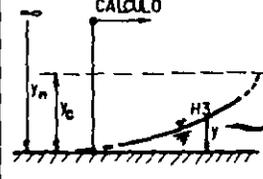
	PERFILES EN LA ZONA 1 $y > y_n$ ; $S_0 > S_f$ $y > y_c$ ; $Ff < 1$	PERFILES EN LA ZONA 2 $y_n \geq y > y_c$ ; $S_0 = S_f$ ; $Ff = 1$ $y_c \geq y \geq y_n$ ; $S_0 = S_f$ ; $Ff = 1$	PERFILES EN LA ZONA 3 $y < y_n$ ; $S_0 < S_f$ $y < y_c$ ; $Ff > 1$
PENDIENTE POSITIVA $S_0 > 0$	SUBCRITICA: $y_n > y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	CALCULO 	CALCULO 
	CRITICA: $y_n = y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	CALCULO 	CALCULO 
	SUPERCRITICA: $y_n < y_c$ $\frac{dy}{dx} = \frac{+}{+} = +$ CALCULO 	CALCULO 	CALCULO 
PENDIENTE HORIZONTAL $S_0 = 0$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 
PENDIENTE NEGATIVA $S_0 < 0$	$\frac{dy}{dx}$ NO EXISTE NINGUNA 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 	$\frac{dy}{dx} = \frac{-}{+} = -$ CALCULO 

Fig.5.2 Clasificación de los perfiles en flujo gradualmente variado.

Con la ayuda de estas desigualdades se puede determinar rápidamente cómo se ve afectado el comportamiento de  $\frac{dy}{dx}$  por las magnitudes de,  $y$ ,  $y_n$  y  $y_c$ .

Cualquiera que sea la pendiente, para un gasto dado y sección del canal, las líneas (referidas a la plantilla), que indicarían la altura del tirante normal y del crítico, dividen el espacio en que podría desarrollarse el perfil del flujo en tres zonas que se llamarán:

Zona 1. El espacio arriba de la línea superior

Zona 2. El espacio entre las dos líneas

Zona 3. El espacio abajo de la línea inferior, dentro de las cuales quede alojado cualquier perfil de tirante  $y$ .

Se recuerda también que si:

$\frac{dy}{dx} > 0$ , el perfil de la superficie libre diverge de la plantilla.

$\frac{dy}{dx} = 0$ , el perfil de la superficie libre es paralelo a la plantilla.

$\frac{dy}{dx} < 0$ , el perfil de la superficie libre converge con la plantilla.

De acuerdo con estas consideraciones, existen diferentes formas para el perfil de la superficie libre en un flujo gradualmente variado (12 en total) y que se muestran en la fig 5.2. La forma del perfil depende de las condiciones particulares en el canal, el incremento o disminución del tirante depende del signo que resulte de dichas condiciones al imponerlas en la ec (5.4).

En cada zona existe un perfil distinto que es válido dentro de los límites de esa zona. La forma del perfil al acercarse a las fronteras de la zona se puede estudiar como sigue

1. Cuando  $y \rightarrow \infty$ ,  $Ff^2$  y  $S_f \rightarrow 0$  y, de la ec. (5.5)  $\frac{dy}{dx} \rightarrow S_0$ . Esto significa que la superficie del agua es asintótica a la horizontal (curvas H2, A2). Cuando  $y \rightarrow y_0$  ( $S_0 = S_f$ ),  $\frac{dy}{dx} \rightarrow 0$  y el perfil del flujo es paralelo a la plantilla del canal, esto es, tiende al flujo uniforme (curvas M1, M2, C2, C3, S2, S3).

2. Cuando  $y \rightarrow y_c$ ,  $dy/dx \rightarrow \infty$ ; esto es, el perfil del flujo se vuelve vertical en la proximidad del tirante crítico. Esto significa que si el perfil se desarrolla en régimen supercrítico ocurre una discontinuidad, presentándose un salto hidráulico antes de que  $y$  alcance el valor  $y_c$  (curvas M3, H3, -- A3), por el contrario si el perfil se desarrolla en régimen subcrítico, dicho perfil logra una gran curvatura al aproximarse y al valor  $y_c$  para volverse vertical en el punto en que  $y = y_c$  (curvas M2, H2, A2). En ambos casos, se presenta un flujo rápidamente variado (curvilíneo) que no puede tratarse con la teoría aquí desarrollada.

3. Cuando  $y \rightarrow 0$ , tanto  $S_f$  como  $F_r^2 \rightarrow \infty$ , de tal manera que  $dy/dx$  tiende a un límite positivo finito, cuya magnitud depende de la sección particular que se trate. Este resultado es de poco interés práctico debido a que no puede existir un tirante cero.

En la fig 5.3 se presentan algunos ejemplos prácticos de los perfiles indicados en la fig 5.2 y a continuación algunos comentarios acerca de dichos perfiles:

**Tipo M.** El perfil M1 es muy común. Las estructuras de control, tales como vertederos y compuertas, y otros accidentes naturales, como estrechamientos y curvas, pueden producir un efecto de remanso en un canal o río, extendiéndose varios kilómetros hacia aguas arriba, tomándose como límite o longitud de dicho remanso aquella sección en que el tirante difiere en uno por ciento respecto del normal. El perfil M2 ocurre cuando el tirante se reduce, por ejemplo, en un estrechamiento de la sección o en la proximidad de una caída. El perfil M3 se puede encontrar aguas abajo de un cambio de pendiente de supercrítica a subcrítica, o después de la descarga de una compuerta. Este perfil está rígido por las condiciones aguas abajo y termina normalmente en un salto hidráulico. Los perfiles M2 y M3 son muy cortos en comparación con el M1.

**Tipo S.** El perfil S1 es producido por una estructura de control como una presa o compuerta situada en un canal de gran pendiente. Principia después de un salto hidráulico y termina en la obstrucción. El perfil S2 es generalmente muy corto y se encuentra, comúnmente, a la entrada de un canal de gran pendiente o en un cambio de pendiente suave a pronunciada. El perfil S3 se puede producir aguas abajo de una compuerta situada sobre un canal de gran pendiente o aguas abajo de la intersección de un cambio de gran pendiente a otra de menos pendiente.

**Tipo C.** Como los tirantes normal y crítico coinciden, hay sólo dos perfiles. Estos son aproximadamente horizontales pero, por supuesto, la inestabilidad propia del estado crítico se manifiesta en la forma de una ondulación superficial apreciable.

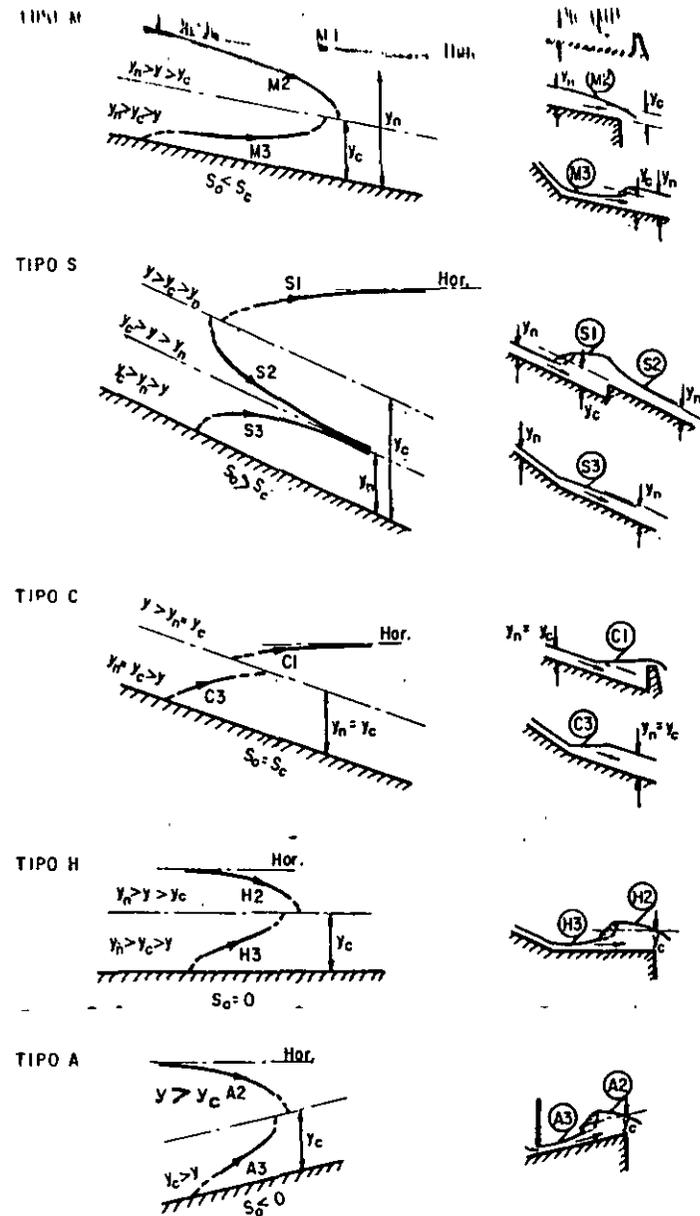


FIG. 5.3 EJEMPLOS PRACTICOS DE PERFILES DE FLUJO

Tipo H. Este perfil es el límite inferior de una pendiente suave. El tirante normal es infinito, por lo cual hay solo dos perfiles.

Tipo A. La pendiente  $S_0$  negativa es rara. Cuando el tirante es infinito,  $dy/dx = 1/S_0$ , lo que significa un perfil asintótico a la horizontal. Los perfiles son extremadamente cortos.

En cualquier caso de flujo variado, es aplicable uno solo de estos tipos de perfil y resulta conveniente familiarizarse con su clasificación. La habilidad para clasificar correctamente el flujo en un problema particular es un requisito esencial en el cálculo del perfil de flujo.

### 5.3. Sección de control

La sección de un canal en la que sea posible establecer una relación definida entre el nivel de la superficie libre del agua y el gasto correspondiente, se conoce como "sección de control". En general, dicha sección "controla"

el flujo, tanto en dirección aguas arriba como en dirección aguas abajo. Por sus propiedades, una sección de control es siempre un sitio adecuado para una estación de aforos.

Volvemos a insistir en la discusión del inciso ---

#### 3.3.5.

Una sección crítica es una sección de control debido a que de la ec (3.4b) se puede establecer una relación definida entre tirante y gasto, independientemente de la rugosidad del canal y otras circunstancias no controladas. Por otra parte, de la ec (3.4a) se obtiene que para la sección crítica la velocidad del agua vale:

$$V_c = \sqrt{g Y_c}$$

Si dicha velocidad se compara con el valor de la celeridad de las ondas de pequeña amplitud (ec d del problema 1.2), se observa que en el estado crítico la velocidad crítica es igual a la celeridad de dichas ondas. Si el régimen es subcrítico, la velocidad del flujo es menor que la crítica y que la celeridad de dichas ondas, por tanto, en este tipo de régimen, es posible la transmisión de disturbios hacia aguas arriba. Lo contrario acontece con el régimen supercrítico en el que los disturbios sólo se transmiten hacia aguas abajo.

En la práctica, esto significa que un mecanismo de control como una compuerta (fig 5.4) puede hacer sentir su ---

influencia hacia aguas arriba del flujo; esto es, el régimen subcrítico está sujeto a un control desde aguas abajo. Por el contrario, el régimen supercrítico no puede quedar influenciado por lo que ocurre aguas abajo, y sólo puede quedar controlado desde aguas arriba.

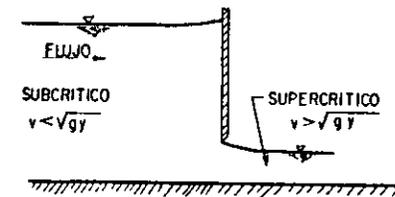


Fig. 5.4. Una compuerta deslizante que genera régimen subcrítico y supercrítico

Para el cálculo de un perfil en flujo variado es necesario establecer la sección de control que proporcione las condiciones iniciales.

Se procede hacia aguas arriba de la sección de control o hacia aguas abajo, según que el régimen en que se desarrolla el perfil sea subcrítico o supercrítico y dicho régimen depende a su vez de la pendiente de plantilla. Estas direcciones de cálculo se indican en la fig 5.2 para todos los tipos de perfil.

Algunos ejemplos de secciones de control lo son las presas, vertederos y compuertas, debido a que el gasto está relacionado con la carga a través de una curva llamada de "gasto - tirante". Como el tirante crítico depende únicamente del gasto y de la forma de la sección, cualquier intersección definida de la línea del perfil de flujo y la correspondiente al tirante crítico constituyen una sección de control. En efecto, considérese el caso de que  $S_0 = S_f$ . De la ec. (5.5) esto significa que  $dy/dx = 0$ , o bien que  $F_r^2 = 1$ .

La primera alternativa implica evidentemente un flujo uniforme. Conviene averiguar si la segunda alternativa tiene algún significado físico real. Considérese un canal compuesto de dos tramos, el de aguas arriba de pendiente suave y el de aguas abajo de pendiente pronunciada, siendo la sección 0 donde se produce el cambio (fig 5.5). El flujo cambiará gradualmente de subcrítico en el tramo de aguas arriba a supercrí

tico en algún punto intermedio.

En la región aguas arriba de 0 se formará un perfil M2 ( $S_f > S_0$ ) y en la de aguas abajo un perfil S2 ( $S_f < S_0$ ). Aguas arriba y aguas abajo de 0 se formará un perfil corto de transición entre los dos perfiles, dentro del cual habrá una sección en la que  $S_f = S_0$  y, además, puesto que en esta zona no es claro que  $dy/dx = 0$ , la única posibilidad es que  $F_r^2 = 1$  y que ocurra el estado crítico en la vecindad de la sección 0. Esto demuestra la discusión del inciso 4.1.

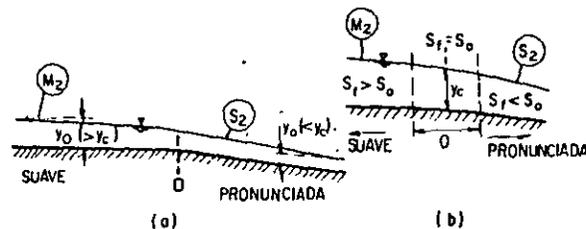


Fig 5.5. Ocurrencia de flujo crítico en un cambio de pendiente

Un análisis semejante vale, en el caso de que aguas abajo de 0 exista una caída libre (problema 3.8), si bien, en este caso, en la sección en que se inicie la caída, la distribución de presiones es hidrostática, haciendo que se mueva la sección crítica hacia aguas arriba.

En ambos casos, el análisis muestra que en la proximidad de la sección 0 existe una sección crítica, esto es, "un control". Sin embargo, este control es efectivo sólo en la transición de régimen subcrítico a supercrítico debido a que en el proceso inverso ocurre antes el salto hidráulico.

Las secciones de control también existen a la entrada o salida de un canal. Es importante el conocimiento de las características del perfil en estas regiones y, para ilustrarlo, se considera el caso de un canal prismático largo que conecta dos vasos de almacenamiento. Debido a la considerable longitud del canal, la tendencia es hacia el flujo uniforme. La fig 5.6 muestra los perfiles a la entrada y salida para pendientes suave y pronunciada y para una variedad de niveles en el vaso de salida. Las secciones de control se indican por medio de puntos encerrados dentro de un cuadrado.

A la entrada de un canal con pendiente pequeña (fig 5.6a), la condición de flujo uniforme empieza muy cerca de la entrada. Una caída brusca en la superficie del agua ocurre a la entrada por efecto de la conversión de energía cinética a potencial y de las pérdidas debidas a la turbulencia. El problema consiste en encontrar los valores de  $y$  y  $Q$  tales que, satisfaciendo a la fórmula de Manning para la pendiente  $S_0$ , satisfagan también la ecuación:

$$E = y_n + Q^2/2g A_n^2 + \Delta h_e \quad (5.11)$$

donde el subíndice  $n$  corresponde a la condición de flujo uniforme y  $\Delta h_e$  la pérdida por entrada.

A la entrada de un canal de pendiente pronunciada (fig 5.6b) el perfil cae hasta el tirante crítico y después --- tiende hacia la línea de tirante normal a través de un perfil corto tipo S2. La sección de control es crítica a la entrada del canal, de tal manera que

$$E = y_c + \frac{Q^2}{2gA_c} + \Delta h_e \quad (5.12)$$

existiendo para cada valor de  $E$ , un par  $Q$  que produzca un crítico que satisfaga la eq (5.12).

Por lo que respecta a las condiciones de salida, un nivel alto en el depósito, en que descarga un canal de pendiente suave (fig 5.6c) produce una curva del tipo M1 que termine del lado aguas abajo con el nivel horizontal del recipiente. Teóricamente, debería haber un ligero ascenso del nivel de la superficie del agua en la sección de salida y que es igual a la carga de velocidad. En la práctica, no hay recuperación de energía debido a que se disipa en turbulencia. Si el nivel en el depósito está debajo de la línea de tirante normal (fig 5.6d) se produce un perfil M2, el cual, en el límite tiene el tirante crítico en la sección de control. Cualquier descenso del nivel en el depósito (fig 5.6c) no tiene influencia sobre el perfil.

Un nivel alto en el depósito en que descarga un canal de pendiente pronunciada (fig 5.6f) produce un perfil S1, empezando aguas arriba con un salto hidráulico localizado donde el tirante es conjugado del normal. A la salida los perfiles descenden con el nivel de la superficie en el depósito haciendo que el salto se "corra" hacia abajo (fig 5.6g). Dicho salto

uede llegar a tener una forma imperfecta para diferencias pequeñas entre los niveles aguas arriba y aguas abajo. Finalmente, cuando el nivel del depósito está abajo del tirante normal (fig 5.6h) y el flujo uniforme persiste en la salida (con excepción del perfil S1), el flujo es supercrítico y las condiciones de aguas arriba no quedan afectados, por los niveles en el depósito de aguas abajo.

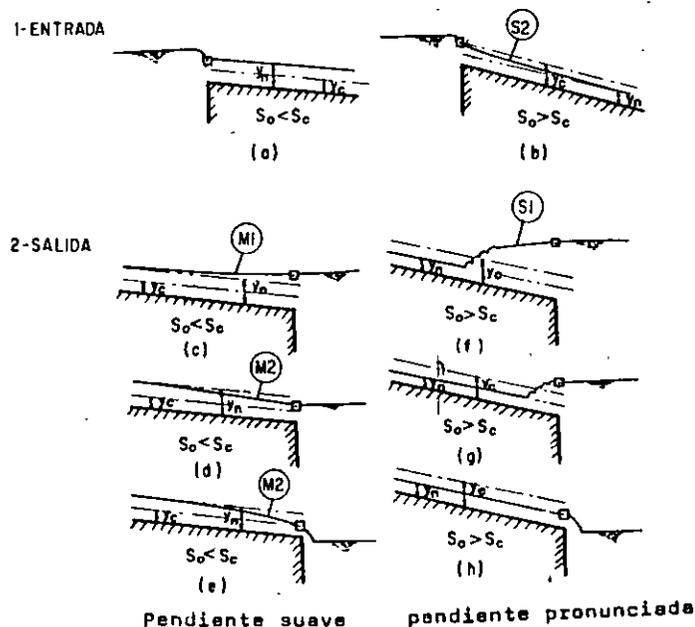


Fig 5.6 Perfiles a la entrada y salida de un canal

#### 5.4 Síntesis de perfiles compuestos

Con las explicaciones dadas anteriormente se pueden interpretar cualitativamente los perfiles de la superficie libre en un canal largo, de sección uniforme, y con una gran variedad de pendientes, secciones de control y tipos de perfil. La fig 5.7 muestra dos canales, cada uno con una compuerta deslizante cerca del extremo aguas abajo, para ilustrar el procedimiento. Se supone que la abertura de la compuerta y el gasto permanecen constantes.

El primer paso consiste en dibujar las líneas de -

tirante normal y crítico, las cuales son paralelas a la plantilla. Siendo el canal prismático, el tirante crítico es el mismo en toda su longitud. En seguida, se localizan las secciones de control en los sitios apropiados de entrada y salida, en los cambios de pendiente de suave a pronunciada y en la compuerta; esta última, válida en ambas direcciones debido a que los tirantes hacia aguas arriba y hacia aguas abajo están gobernados por la ecuación de descarga de la compuerta.

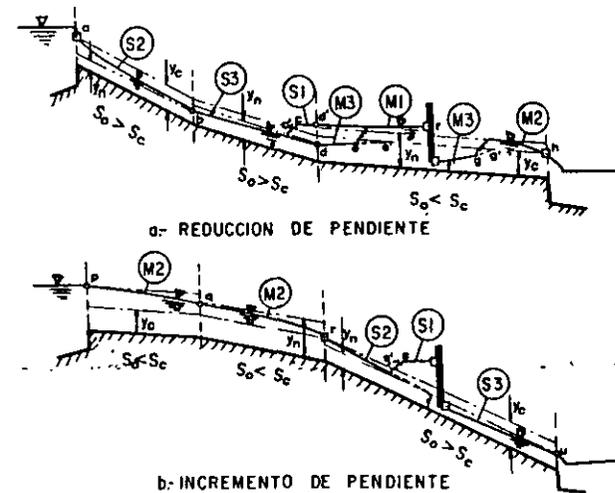


Fig 5.7 Identificación de perfiles y secciones de control

Con referencia a cada canal, se puede hacer el siguiente análisis.

Canal a. Siendo la compuerta una sección de control, se procede hacia aguas abajo de la sección f (debido a que el régimen es supercrítico), generando el perfil M3 que termina en la sección donde se produzca el salto hidráulico. En efecto, al proceder hacia aguas arriba de la sección crítica (de control) h, se genera un perfil M2 (a régimen subcrítico). La sección g donde ocurre el salto hidráulico (que una los perfiles M3 y M2) se puede localizar tomando en consideración las condiciones que deben reunirse para que éste ocurra. En particular, debemos referirnos a la condición de igualdad de "momen

tum antes y después del salto; esto es, teóricamente el fenómeno ocurrirá cuando los tirantes conjugados, (menor y mayor), -- así como las características hidráulicas del flujo antes del -- salto satisfagan la ec. (4.2) adecuada a la forma de sección ( -- subcapítulo 4.4). Sin embargo, para una localización más precisa, deberá tomarse en cuenta su longitud.

La fig. 5.8a presenta una ampliación de la región que se analiza en el canal 1. La curva A'D corresponde a la línea de los tirantes conjugados mayores calculados (con la ec -- 4.2 adaptada a la forma de la sección) correspondientes a los tirantes de perfil M3 (considerados como conjugados menores). -- Por la posición del punto F' se puede estimar la longitud del salto. Por tanteos se busca la posición de una distancia horizontal igual a la longitud del salto entre las curvas A'B y CD. Por ejemplo, la distancia horizontal EF es igual a la longitud del salto correspondiente al tirante  $y_2$  en r. De este modo, el salto se formará entre G y F, debido a que el tirante en F es el conjugado del tirante en G y la distancia GF mide la longitud del salto. Debe observarse que si no se tomara en cuenta la longitud del salto en el análisis, el salto se formaría en el punto F', resultando así un error representado por F'F. Se observa también que a medida que crezca la distancia entre la compuerta y la sección crítica (fig 5.7a), el salto se moverá hacia aguas arriba o viceversa. Volviendo al canal, se procede en la dirección de aguas abajo de la sección de control a (debido a que el régimen es supercrítico) y se pueden trazar los perfiles S2, S3 y M3 hasta el punto e' en la intersección con la línea de tirante crítico. De manera análoga, se procede hacia aguas arriba de la sección de control f debido a que el flujo es subcrítico; -- los perfiles M1 y S1 se extienden hasta la línea de tirante crítico en e'. En alguna sección entre c' y e', el perfil superior tiene un tirante conjugado en el inferior ocurriendo el salto -- hidráulico de transición. Esto se analiza mejor si nos referimos a las figs 5.8b y c. El salto puede ocurrir tanto en el tramo de pendiente pronunciada o suave dependiendo de que el tirante  $y_2$  aguas abajo sea mayor o menor que el tirante  $y_1$  conjugado mayor del tirante aguas arriba  $y_1$ . Si el tirante  $y_2$  es mayor -- que  $y_1$ , el salto ocurrirá en el tramo de pendiente pronunciada, siendo la curva DC de la superficie del tipo S1. Determinemos -- ahora una distancia horizontal IJ entre A'P y CQ que sea igual a la longitud del salto. El salto HJ empezará en la sección que contenga a I. Si el tirante  $y_2$  baja aproximadamente a menos que  $y_1$ , el salto empezará a moverse hacia el tramo de pendiente suave -- y en este caso el salto se localizará como en la fig. 5.8a. Por lo que respecta a los perfiles del canal a (fig 5.7 a) se deduce que realmente la compuerta no ayuda a controlar el gasto y más bien éste queda definido por las condiciones en la sección "a" de entrada al canal. El régimen después de la entrada es subcrítico (curva S2) independientemente de la presencia o no de la compuerta aguas abajo, esto es, la sección a es de control.

Sin embargo, si se cerrara la compuerta a tal grado que el remanero producido forzase a que el salto hidráulico alcanzara la sección de entrada (llegando incluso al ahogamiento), esto permitiría que todo el flujo aguas arriba de la compuerta fuera en régimen subcrítico y ella serviría efectivamente para controlar los gastos.

También se concluye que si se desea que la compuerta controle efectivamente las descargas, ésta debe quedar sobre la sección a, a una distancia corta aguas abajo.

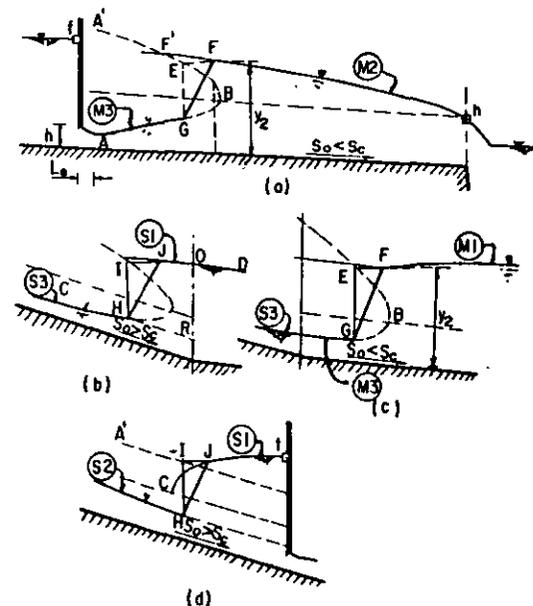


Fig 5.8 Localización del salto hidráulico en los canales de la fig 5.7

Del análisis se concluye que se debe conocer el gasto antes de determinar los perfiles de flujo. En la mayoría de los casos (como el de la fig 5.7 b), no se conoce previamente, pero puede determinarse a partir de la información necesaria --

sobre los niveles del depósito, pendientes, etc. Suponiendo un cierto valor del gasto, se calculan los valores de  $y_n$  y  $y_c$  y se determinan los perfiles de flujo aguas arriba y aguas abajo de los controles. El perfil calculado aguas arriba de la compuerta llega al depósito con ciertos valores de  $y$  y  $V$ , a partir de los cuales, se obtiene la energía específica que debería ser la disponible en la sección de entrada (fig 5.6a) para el gasto considerado. Si esto no es cierto, significa que el valor supuesto es erróneo y que debe elegirse un nuevo valor hasta que se llegue a la sección de entrada con la energía disponible.

Dada una cierta pendiente del canal, es necesario primeramente definir si es suave o pronunciada, comparando el valor de los tirantes crítico y normal para decidir sobre el tipo de flujo en el tramo inicial (Problema 5.1).

El tratamiento anterior es típico. Por supuesto, el rango de posibles condiciones del canal es tan grande que no tiene objeto una explicación más detallada. Después de identificar los perfiles, los niveles reales se evalúan por alguno de los métodos que se explicarán posteriormente.

Canal b. Supuesto que el tirante en la compuerta no es mucho mayor que el crítico, se encuentra una sección de control en  $r$ , punto de transición de subcrítico a supercrítico. De este modo, un salto hidráulico en el punto  $s'$  sirve de transición entre los perfiles  $S1$  y  $S2$ . En la fig 5.8 d se muestra dicha transición, siendo la localización del salto análogo al del caso de la fig 5.8 b.

Procediendo en la dirección aguas arriba de  $r$  (debido a que el régimen es subcrítico), existen dos perfiles  $M2$  distintos que llegan hasta el depósito superior en  $p$ , cuyo nivel de superficie debe ser apropiado al gasto, haciendo la consideración de una pequeña caída del nivel a la entrada del canal.

Aguas abajo de la compuerta se genera un perfil  $S3$  que termina en una caída libre hacia el recipiente inferior.

Problema 5.1 Un canal de sección rectangular de 3 m de ancho, factor de fricción de Manning  $n = 0.14$  y pendiente  $S_0 = 0.001$  es alimentado por un embalse cuyo nivel de superficie se encuentra 3 m arriba de la plantilla a la entrada del canal (fig 5.9). Encontrar el gasto que entra al canal.

Solución. Puesto que la energía específica a la entrada debe ser constante, del estado crítico en la misma resultaría que:

$$y_c = \frac{2}{3} \times 3 = 2 \text{ m}$$

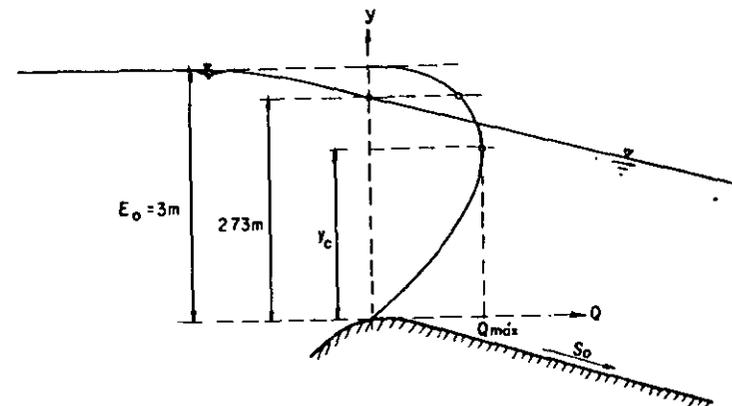


Fig 5.9. Canal del problema 5.1

Siendo entonces la velocidad crítica:

$$V_c = \sqrt{g y_c} = 4.427 \text{ m/seg}$$

y el gasto máximo que descargaría el canal sería:

$$Q_{\max} = b y_c V_c = 3 \times 2 \times 4.427 = 26.563 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para el tirante crítico, el área hidráulica, perímetro mojado y radio hidráulico valen

$$A = 3 \times 2 = 6 \text{ m}^2$$

$$P = 3 + 2 \times 2 = 7 \text{ m}$$

$$R_h = 6/7 = 0.857 \text{ m}$$

$$R_h^{2/3} = 0.9022$$

y de la ecuación de Manning la pendiente crítica vale:

$$S_c = \left( \frac{V_c^n}{R_{hc}^{2/3}} \right)^2 = \left( \frac{4.427 \times 0.014}{0.9022} \right)^2 = 0.004718$$

Este exámen preliminar implica que  $S_0 < S_c$  por lo cual se tendría que la pendiente es suave y que el gasto que entra al canal es menor que el máximo; esto es, el tirante a la entrada -- tendrá que ser mayor que el crítico.

El tirante normal se presentaría casi a la entrada debiendo cumplirse que

$$3 = y_n + \frac{V_n^2}{2g}$$

en donde no se ha considerado pérdida de energía por la entrada. Se probarán entonces diferentes tirantes normales que, satisfaciendo la ecuación de Manning (para  $S_0 = 0.001$ ), satisfagan también la ecuación anterior. Los cálculos se resumen en -- la tabla 5.1 utilizando la ecuación.

$$V = \sqrt[3]{0.001 R_n^{2/3}} / 0.014 = 2.2588 R_n^{2/3}$$

Tabla 5.1. Cálculos relativos al problema 5.1.

$y_n$	A	P	$R_h$	$R_h^{2/3}$	V	Q	$\frac{V^2}{2g}$	E
m	m <sup>2</sup>	m	m		m/seg	m <sup>3</sup> /seg	m	m
2	6	7	0.857	0.902	2.038	12.228	0.21	2.21 / 3
2.79	8.37	8.58	0.976	0.984	2.223	18.602	0.252	3.04 / 3
2.77	8.31	8.31	1	1	2.2587	18.77	0.26	3.03
2.73	8.19	8.46	0.968	0.979	2.210	18.010	0.249	2.979

Los resultados del último renglón de la tabla anterior indican que el gasto que entrará al canal será de 18.010 m<sup>3</sup>/seg. La velocidad en el canal es de 2.210 m/seg, menor que la crítica y el

tirante normal de 2.73 m mayor que el crítico. Si en este problema la pendiente hubiese resultado pronunciada, el gasto habría quedado determinado por la condición de estado crítico y correspondería al máximo ya calculado. El tirante normal para este gasto sería menor que el crítico y se presentaría hacia aguas abajo de la entrada.

## 5.5 Métodos de integración de la ecuación dinámica

### 5.5.1 Integración gráfica

La solución de la ecuación dinámica del flujo gradualmente variado permite determinar cuantitativamente la forma del perfil del flujo. La solución se refiere a la integral de la ec (5.5), esta última expresada en la forma

$$dx = \frac{1 - F_r^2}{S_0 - S_f} dy = \frac{1 - F_r^2}{S_0 - S_f} dy = f(y) dy \quad (5.13)$$

cuya solución permite determinar la distancia x en términos de y.

La solución de la ec (5.13) es bastante compleja para ser realizada en forma general para cualquier sección transversal y perfil del flujo. Sin embargo, siempre es posible seguir un procedimiento gráfico como el que se explica a continuación.

Considérense dos secciones de un canal (fig 5.10a) a las distancias  $x_1$  y  $x_2$  respectivamente (medidas desde un origen arbitrario) y en las cuales se presentan los tirantes  $y_1$  y  $y_2$ . La distancia entre las dos secciones (medida sobre la plantilla del canal) de la ec (5.13) es

$$x_2 - x_1 = \int_{y_1}^{y_2} f(y) dy \quad (5.14)$$

La función  $f(y)$  está expresada por la ec (5.13) y depende únicamente de y, de tal manera que, considerando varios valores de y, es posible calcular los de  $f(y)$  y dibujar una curva de y contra  $f(y)$  (fig 5.10 b). De acuerdo con la ec (5.14), el valor de x es igual al área sombreada: entre la curva, el eje y y las ordenadas  $f(y)$  correspondientes a las abscisas  $y_1$  y  $y_2$ . Dicha área puede ser determinada por medio de un planímetro, por el uso de la regla de Simpson o por cualquier otro procedimiento.

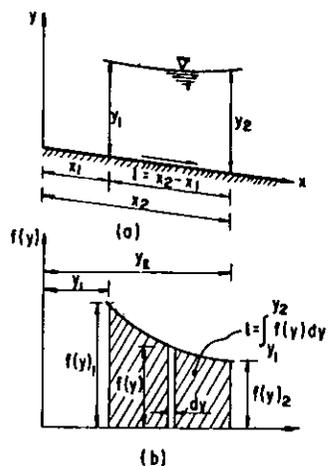
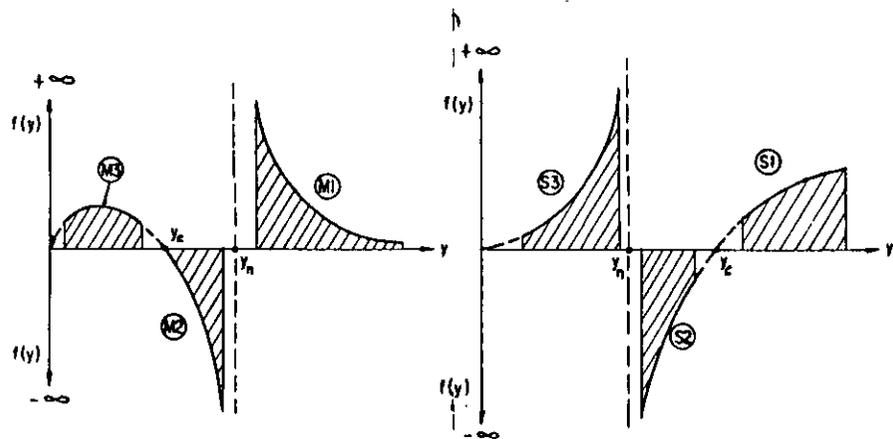


Fig 5.10 Método de integración gráfica.

que proporcione la precisión requerida.

El método se aplica a cualquier tipo de perfil de flujo en canales prismáticos y no prismáticos de cualquier forma y pendiente  $y$ , en general, es fácil de seguir. Su valor depende de la relativa facilidad con que pueda ser calculada la función  $f(y)$  pero, en general, es más tedioso y menos satisfactorio que el método numérico de incrementos finitos que después se presentará. La fig. 5.11 muestra la forma de las curvas de  $f(y)$  para diferentes tipos de perfil.



a) Pendiente subcrítica

b) Pendiente supercrítica

Fig 5.11 Curvas que relacionan  $f(y)$  con  $y$  para diferentes tipos de perfil

Problema 5.2. Un canal de sección trapezoidal con anchos de planta

llos  $b = 8$  m y taludes  $k = 1.5$ , está excavado en tierra (factor de fricción de Manning  $n = 0.025$ ) con una pendiente de planta  $S_0 = 0.0009$  y deberá transportar un gasto de  $15$  m<sup>3</sup>/seg (fig 5.12). Con objeto de dar carga sobre una serie de orificios laterales, se desea utilizar un vertedor de cresta redonda y forma rectangular con un ancho de cresta  $L = 12$  m. La ley de gastos de vertido sobre el mismo es  $Q = 2 L h^{3/2}$  (ver capítulo 7 Vol 1) y la altura de la cresta al fondo es  $w = 1.77$  m.

Calcular el perfil de flujo y la longitud total  $L$  del remanso considerando que termina al alcanzar un tirante que sea 3 por ciento mayor que el normal. Considere que  $\alpha C = 1$ .

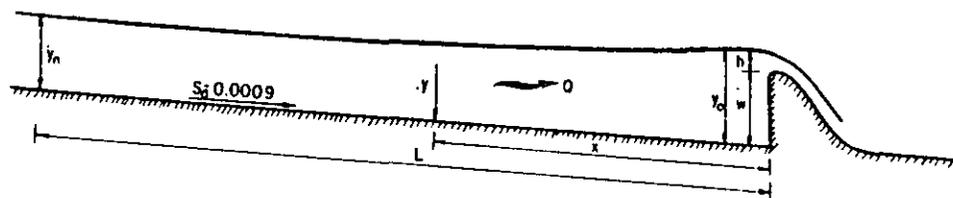


Fig 5.12 Canal del problema 5.2

**Solución.** Antes de determinar el perfil de flujo se requieren algunos cálculos preliminares, tales como el de tirante normal y crítico.

**Tirante normal.** De no existir el efecto del remanso, el flujo uniforme se establecería en el canal con un tirante normal que se obtiene con el procedimiento señalado en el capítulo anterior.

De la ec (2.35) resulta:

$$\frac{nQ}{b^{8/3} \sqrt{S_0}} = \frac{0.025 \times 15}{8^{8/3} \sqrt{0.0009}} = 0.04883$$

Esto es,  $A R_h^{2/3} / b^{8/3} = 0.04883$  y de la fig 3.7, para  $k = 1.5$ , se obtiene  $y_n / b = 0.1581$ , por tanto el tirante normal vale:

$$y_n = 0.1581 \times 8 = 1.265 \text{ m}$$

## 6. TRANSICIONES EN CANALES

### 6.1 Introducción

En el diseño hidráulico de canales, con frecuencia se requiere modificar la forma y dimensiones de la sección transversal, o cambiar la dirección del trazo en planta o en elevación, a fin de satisfacer requerimientos hidráulicos, topográficos o de tipo estructural. Los cambios en la sección o en el alineamiento de las paredes, normalmente se realizan de manera gradual y en tramos relativamente cortos, con el fin de producir un cambio continuo en las condiciones del escurrimiento. En otros casos -como el de las curvas en canales- se producen cambios transitorios en los que el escurrimiento eventualmente retorna a su estado original. Los cambios producidos pueden afectar al escurrimiento a una gran distancia, hacia aguas arriba o hacia aguas abajo, del sitio en que se producen.

La estructura que permite lograr estos cambios en el flujo, tanto en dirección, pendiente, sección transversal o elevación de la plantilla del canal, se conoce como transición. Su función es lograr la modificación gradual del escurrimiento, de manera de reducir los efectos de pérdidas excesivas de energía, ondas cruzadas y otras turbulencias, así como proporcionar seguridad a

la conducción. La forma de la transición puede variar, desde muros de cabeza rectos y normales al escurrimiento que produzcan contracciones o ampliaciones bruscas, hasta estructuras con diseños muy elaborados, como los que se utilizan para conectar un canal con la entrada o salida de un túnel o sifón, o bien después del tubo de succión de una turbina. Aunque las pilas de puente, rejillas u otro tipo de obstáculos interpuestos al paso del agua, por sí mismos no constituyen una transición, su acción produce los mismos efectos en el escurrimiento que las transiciones.

Antes de presentar los diferentes problemas relacionados con el tema, conviene aclarar algunos aspectos para evitar confusiones. Como antes se ha definido, las estructuras de control en un canal (natural o artificial) son aquellas que presentan características tales que fijan una relación entre tirante y gasto en la zona próxima a la estructura; dentro de esta definición quedarían comprendidas algunas de las transiciones que aquí se estudian. Esto significa que todos los controles son transiciones, pero no todas las transiciones son controles y por esta razón, conviene tratar los problemas separadamente. Existen transiciones que siempre actúan como controles, como es el caso de los aforadores tipo venturi. Otras transiciones pueden, en algunas circunstancias, actuar como controles, como en el caso de las pilas de puente, alcantarillas, etc., que actúan parcialmente como controles definiendo la relación tirante-gasto mediante su geometría y las condiciones aguas arriba o aguas abajo de las mismas. De este tipo de transiciones nos ocupamos principalmente en este capítulo.

En el estudio de las transiciones es necesario distinguir si en ellas se produce o no un cambio de régimen. En muchos casos el diseño y funcionamiento se ve afectado de manera importante por la presencia de fenómenos exclusivos de cada tipo de régimen. En el caso de régimen subcrítico, cualquier perturbación en la velocidad o en el tirante puede transmitirse hacia aguas arriba; en el caso de régimen supercrítico, la transmisión es únicamente hacia aguas abajo.

40 Antes de presentar el diseño propiamente de transiciones, iniciamos con el medidor tipo venturi que actúa totalmente como control, y que se utiliza como aforador de canales en sus diferentes modalidades.

## 6.2 Aforadores

El mismo principio del venturímetro se utiliza para aforar canales de dimensiones pequeñas. Para ello es necesario un tramo de canal con pendiente pequeña y sección rectangular, en el cual se produce un estrangulamiento, bien en las paredes laterales, en el fondo mediante un umbral, o por una combinación de ambos.

De acuerdo con la Fig. 6.1, sean  $b_1$ ,  $y_1$  y  $V_1$  el ancho, el tirante y la velocidad en la sección normal del canal y  $b_2$ ,  $y_2$ ,  $V_2$  las mismas características en la sección del estrangulamiento. De las ecuaciones de continuidad y de Bernoulli resulta que:

$$\frac{V_1^2}{2g} = \left( \frac{b_2 y_2}{b_1 y_1} \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

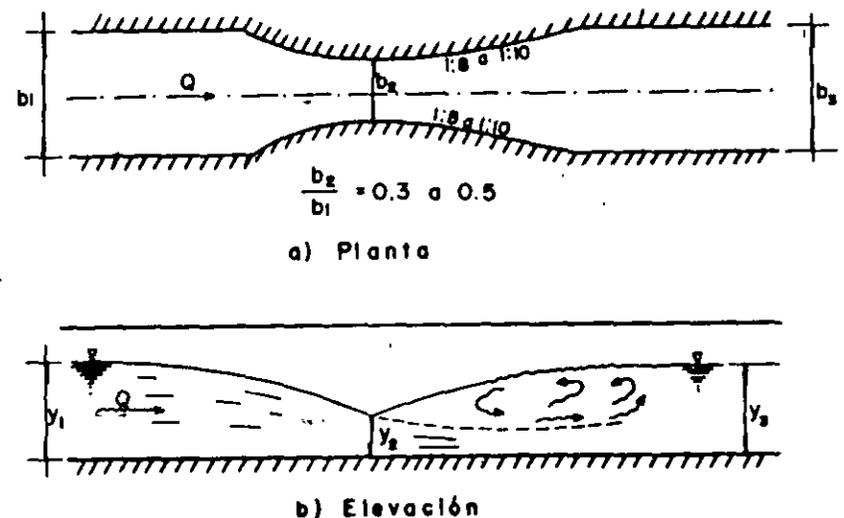


Fig. 6.1 Aforador tipo Venturi

De las ecuaciones anteriores resulta que:

$$\left[ 1 - \left( \frac{b_2 y_2}{b_1 y_1} \right)^2 \right] \frac{V_2^2}{2g} = y_1 - y_2$$

y de manera análoga al venturímetro para tuberías, el gasto real vale:

$$Q = \frac{C_d b_2 y_2}{\sqrt{1 - \left( \frac{b_2 y_2}{b_1 y_1} \right)^2}} \sqrt{2g (y_1 - y_2)} \quad (6.1)$$

donde  $C_d$  es un coeficiente que corrige el error de considerar  $\alpha_1 = \alpha_2 = 1$  y despreciar la pérdida de energía en la ecuación de Bernoulli; varía entre 0.96 y 0.99 (Ref. 15).

En el caso de utilizar un umbral en el fondo del venturímetro (Fig. 6.2) con altura  $w$ , además de la contracción en el ancho, se puede usar la Ec. (6.1), transformándola como sigue:

$$Q = 0.99 C \sqrt{g} b_2 h_1^{3/2} \quad (6.2)$$

donde  $h_1$  representa el desnivel entre la superficie aguas arriba de la contracción y el del umbral y  $C$  un coeficiente que, según Garthe, depende de la relación

$\frac{b_2}{b_1} \left( \frac{h_1}{h_1 + w} \right)$  y cuyos valores medios se obtienen de la Fig. 6.3, en la cual, para  $w = 0$ , se cubre el caso de la Fig. 6.1 (Ref. 28).

Los medidores de Venturi antes indicados han resultado poco satisfactorios debido a que ocurren diferencias  $y_2 - y_1$  pequeñas para números de Froude bajos. Por esta razón se han desarrollado los "medidores de onda estacionaria" cuya geometría en el estrangulamiento produce una sección crítica, seguida por una longitud corta de régimen supercrítico y un salto hidráulico. El resultado es un medidor de tirante crítico el cual no con

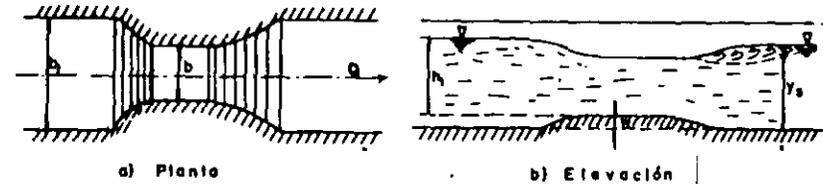


Fig. 6.2 Aforador con reducción de ancho y umbral de fondo

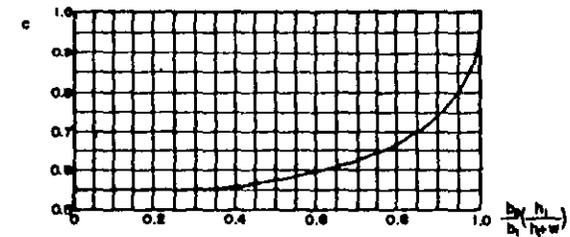


Fig. 6.3 Coeficiente C en la ec. (6.2)

tiene regiones de agua muerta y poca pérdida de energía, aunque tiene las dificultades usuales concernientes a la localización del tirante crítico.

El medidor mejor desarrollado, dentro de los de este tipo, se debe a Parshall (1920) y ha sido muy utilizado en plantas de tratamiento y en sistemas de riego (Fig. 6.4). Consiste en un tramo corto, llamado garganta, de paredes paralelas y piso descendente, precedido por otro tramo de paredes que convergen uniformemente con piso horizontal y seguido de otro de paredes que divergen uniformemente, con piso ascendente en la dirección del escurrimiento. La sección de control, para la que el tirante es crítico, ocurre cerca del extremo aguas abajo del tramo convergente y aguas arriba de la cresta.

El aforador Parshall puede operar con descarga libre o

sumergida. En el primer caso, es suficiente con medir el tirante o carga  $h_1$  en el tramo convergente; en el segundo caso es necesario medir, además de  $h_1$ , a la carga  $h_2$  a partir del nivel del agua en el extremo aguas abajo del tramo de garganta y la altura de la cresta. La tabla de la Fig. 6.4 indica el sitio preciso en que deben medirse  $h_1$  y  $h_2$ .

Existen 22 diseños estándar perfectamente calibrados para cubrir un intervalo de gastos desde  $0.0001 \text{ m}^3/\text{s}$ , hasta  $93 \text{ m}^3/\text{s}$  (Ref. 29). Las dimensiones de estos medidores se proporcionan de acuerdo con el ancho  $b$  de la garganta, el que varía desde  $0.0254 \text{ m}$  hasta tamaños de  $15.24 \text{ m}$  y que se muestran en la Fig. 6.4. Aunque la forma básica de los medidores es la misma para todos los diseños estándar, no existe semejanza geométrica entre uno y otro, por lo que la relación entre gasto y carga tuvo que ser obtenida por un programa exhaustivo de calibración, estableciendo las fórmulas empíricas para cada tamaño, como lo indica la tabla de la Fig. 6.4. Por tanto, es esencial construir los medidores con la mayor exactitud posible, de acuerdo con las dimensiones presentadas en la tabla, y medir las cargas  $h_1$  y  $h_2$  (Fig. 6.5) en las posiciones indicadas en dicha tabla.

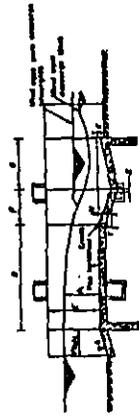
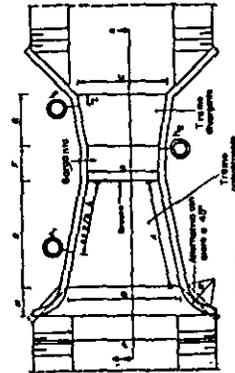
De acuerdo con el tamaño, la descarga es libre hasta los valores de  $h_2/h_1$  que señala la citada tabla. Para estas condiciones, las fórmulas para el gasto son del tipo:

$$Q = k h_1^n$$

donde  $Q$  es el gasto en  $\text{m}^3/\text{s}$  y  $h_1$  la carga aguas arriba en m. Estas permiten el cálculo de  $Q$  con un error de  $\pm 3$  por ciento.

La tabla de la Fig. 6.4 muestra la fórmula para cada ancho de garganta y la Fig. 6.6, las gráficas de variación del gasto con descarga libre para los medidores presentados en la Fig. 6.4.

El flujo es sumergido cuando  $h_2/h_1$  excede los valores señalados en la tabla de la Fig. 6.4, mismos que crecen en la medida que aumenta el ancho de garganta. Las Figs. 6.7a, b y c proporcionan directamente el gasto para condiciones de ahogamiento, en medidores Parshall de  $0.0762 \text{ m}$ ,  $0.1524 \text{ m}$  y  $0.2286 \text{ m}$ . Para medidores de  $0.3048 \text{ m}$ , la Fig. 6.7d proporciona la corrección al gasto que debe restarse al obtenido para la misma carga aguas arriba en condiciones de descarga libre. Cuando



b	Dimensiones para los medidores Parshall de diseño estándar, según se muestra en el dibujo																						Rango de gastos m³/s	Rango de descargas h₂/h₁	Ecuación Q = k h₁ⁿ	Ecuación Q = k h₁ⁿ	Ecuación Q = k h₁ⁿ
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22					
1.5	25.4	38.1	50.8	63.5	76.2	88.9	101.6	114.3	127.0	139.7	152.4	165.1	177.8	190.5	203.2	215.9	228.6	241.3	254.0	266.7	279.4	292.1	304.8	0.0001	0.015	0.21	0.30
2.1	35.4	53.1	70.8	88.5	106.2	123.9	141.6	159.3	177.0	194.7	212.4	230.1	247.8	265.5	283.2	300.9	318.6	336.3	354.0	371.7	389.4	407.1	424.8	0.0001	0.015	0.21	0.30
3.0	50.8	76.2	101.6	127.0	152.4	177.8	203.2	228.6	254.0	279.4	304.8	330.2	355.6	381.0	406.4	431.8	457.2	482.6	508.0	533.4	558.8	584.2	609.6	0.0001	0.015	0.21	0.30
4.2	71.1	106.2	141.3	176.4	211.5	246.6	281.7	316.8	351.9	387.0	422.1	457.2	492.3	527.4	562.5	597.6	632.7	667.8	702.9	738.0	773.1	808.2	843.3	0.0001	0.015	0.21	0.30
5.7	96.5	144.8	193.1	241.4	289.7	338.0	386.3	434.6	482.9	531.2	579.5	627.8	676.1	724.4	772.7	821.0	869.3	917.6	965.9	1014.2	1062.5	1110.8	1159.1	0.0001	0.015	0.21	0.30
7.6	132.7	199.0	265.3	331.6	397.9	464.2	530.5	596.8	663.1	729.4	795.7	862.0	928.3	994.6	1060.9	1127.2	1193.5	1259.8	1326.1	1392.4	1458.7	1525.0	1591.3	0.0001	0.015	0.21	0.30
10.3	177.8	266.7	355.6	444.5	533.4	622.3	711.2	800.1	889.0	977.9	1066.8	1155.7	1244.6	1333.5	1422.4	1511.3	1600.2	1689.1	1778.0	1866.9	1955.8	2044.7	2133.6	0.0001	0.015	0.21	0.30
13.7	238.3	357.4	476.5	595.6	714.7	833.8	952.9	1072.0	1191.1	1310.2	1429.3	1548.4	1667.5	1786.6	1905.7	2024.8	2143.9	2263.0	2382.1	2501.2	2620.3	2739.4	2858.5	0.0001	0.015	0.21	0.30
18.3	317.4	476.5	635.6	794.7	953.8	1112.9	1272.0	1431.1	1590.2	1749.3	1908.4	2067.5	2226.6	2385.7	2544.8	2703.9	2863.0	3022.1	3181.2	3340.3	3499.4	3658.5	3817.6	0.0001	0.015	0.21	0.30
24.4	424.1	635.6	847.1	1058.6	1270.1	1481.6	1693.1	1904.6	2116.1	2327.6	2539.1	2750.6	2962.1	3173.6	3385.1	3596.6	3808.1	4019.6	4231.1	4442.6	4654.1	4865.6	5077.1	0.0001	0.015	0.21	0.30
32.6	567.6	847.1	1126.6	1405.6	1684.6	1963.6	2242.6	2521.6	2800.6	3079.6	3358.6	3637.6	3916.6	4195.6	4474.6	4753.6	5032.6	5311.6	5590.6	5869.6	6148.6	6427.6	6706.6	0.0001	0.015	0.21	0.30
43.3	750.0	1126.6	1503.2	1879.8	2256.4	2633.0	3009.6	3386.2	3762.8	4139.4	4516.0	4892.6	5269.2	5645.8	6022.4	6399.0	6775.6	7152.2	7528.8	7905.4	8282.0	8658.6	9035.2	0.0001	0.015	0.21	0.30
57.9	1000.0	1503.2	2006.4	2509.6	3012.8	3516.0	4019.2	4522.4	5025.6	5528.8	6032.0	6535.2	7038.4	7541.6	8044.8	8548.0	9051.2	9554.4	10057.6	10560.8	11064.0	11567.2	12070.4	0.0001	0.015	0.21	0.30
76.2	1327.0	2006.4	2674.4	3342.8	4011.2	4679.6	5348.0	6016.4	6684.8	7353.2	8021.6	8690.0	9358.4	10026.8	10695.2	11363.6	12032.0	12700.4	13368.8	14037.2	14705.6	15374.0	16042.4	0.0001	0.015	0.21	0.30
100.0	1768.0	2674.4	3542.8	4407.2	5271.6	6136.0	7000.4	7864.8	8729.2	9593.6	10458.0	11322.4	12186.8	13051.2	13915.6	14780.0	15644.4	16508.8	17373.2	18237.6	19102.0	19966.4	20830.8	0.0001	0.015	0.21	0.30

Fig. 6.4. Dimensiones de medidores Parshall de diseño estándar, según se muestra en el dibujo.

el ancho de garganta del medidor está comprendido entre 0.3048 m y 2.438 m, la corrección obtenida para el de 0.3048 m debe multiplicarse por un factor M de corrección que varía con el tamaño del medidor, según lo indica la tabla de la misma Fig. 6.7d. Un razonamiento semejante vale para tamaños de 3.048 m o más, como se muestra en la Fig. 6.7e.

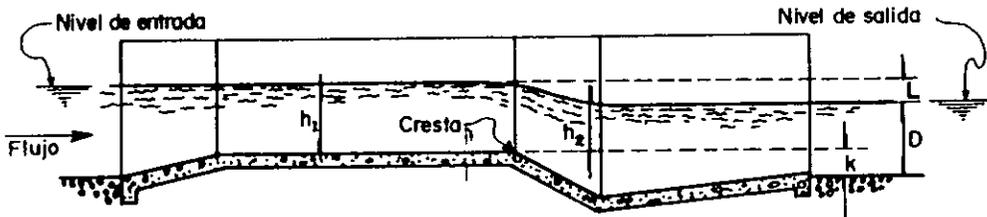


Fig. 6.5 Magnitud de las cargas  $h_1$  y  $h_2$  respecto a la elevación de la cresta del medidor.

Es recomendable localizar la cresta del medidor de modo que la descarga sea libre; si esto no es posible, es conveniente que el porcentaje de ahogamiento se conserve debajo del límite práctico de 95 por ciento. El tamaño y elevación de la cresta depende del gasto por medir, de las dimensiones del canal en que se va a instalar el medidor y de la pérdida de energía o carga a través del mismo. La pérdida se puede determinar de los diagramas en las Figs. 6.8a y b. Como regla general, el tamaño del medidor más económico corresponde al de un tercio o un medio del ancho del canal en que se efectuarán los aforos.

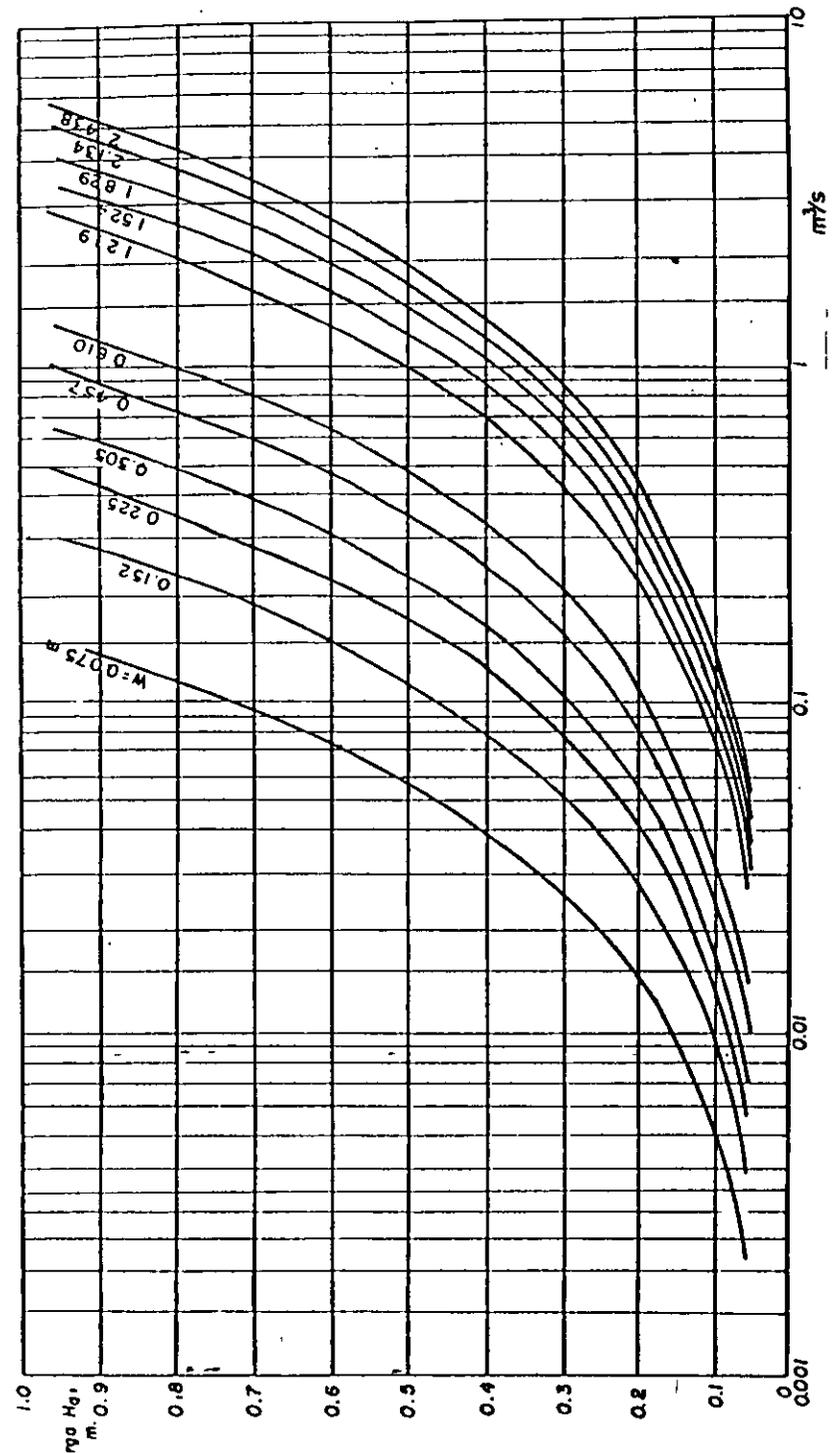


Fig. 6.6 Gráfica para descarga libre a través de medidores Parshall de 0.076 m a 2.44 m, 103-D-873 (Water and Sewage Works)

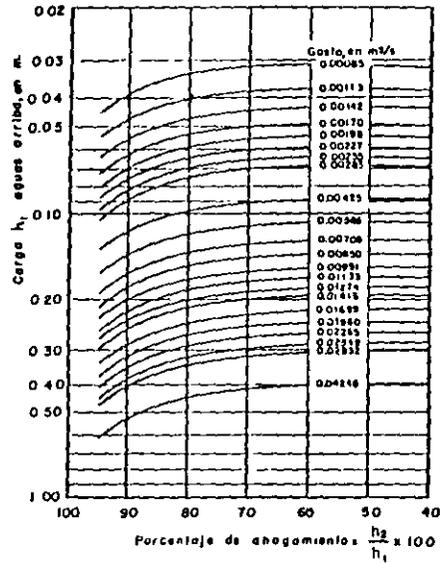


Fig. 6.7a Gasto en condiciones de ahogamiento para medidor Parshall de 0.0762 m 103-D-876. (Colorado State University)

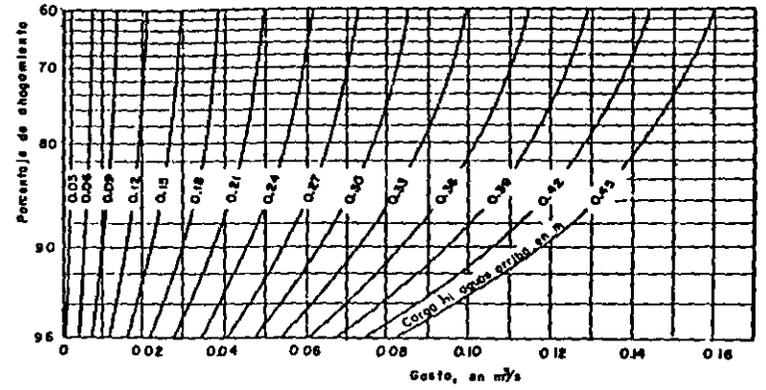


Fig. 6.7c Diagrama para determinar la magnitud del gasto en condiciones de ahogamiento para un medidor Parshall de 0.2286 m, 103-D-898 (U.S. Soil Conservation Service)

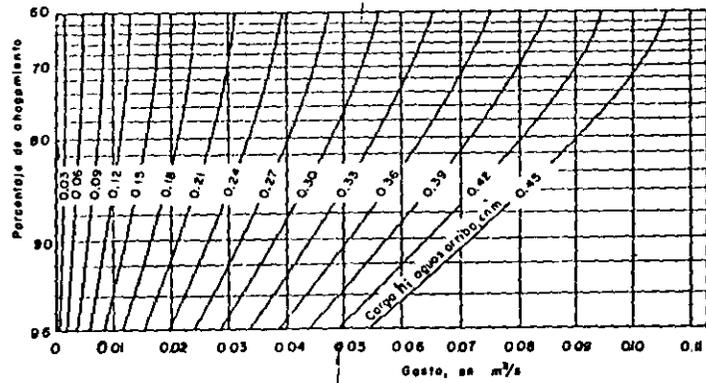


Fig. 6.7b Diagrama para determinar la magnitud del gasto en condiciones de ahogamiento para un medidor Parshall de 0.1524m, 103-D-897 (U.S. Soil Conservation Service)

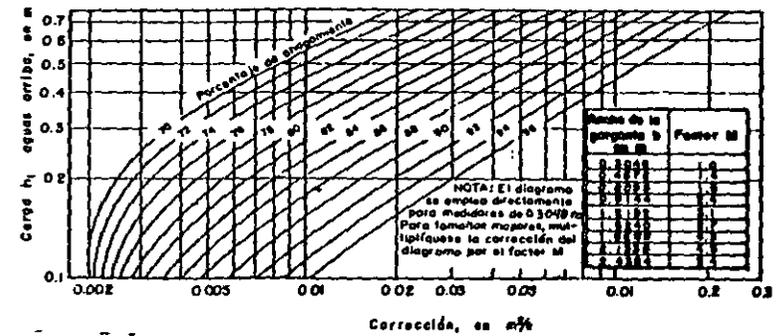


Fig. 6.7d Diagrama para determinar la corrección deducible a la descarga libre, para obtener la descarga ahogada en medidores Parshall, de 0.3048 m a 2.4348 m, 103-D-875. (U.S. Soil Conservation Service)

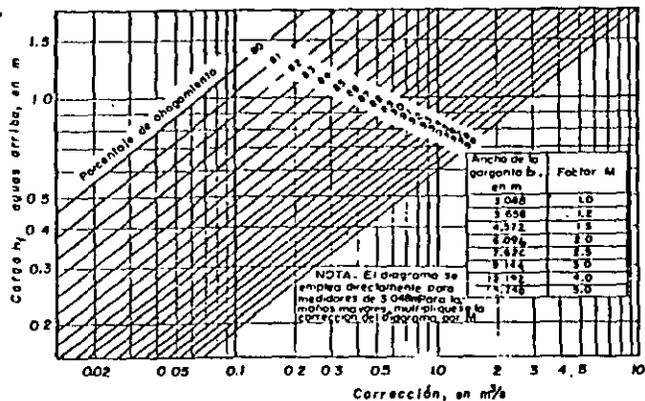


Fig. 6.7 e Diagrama para determinar la corrección deducible a la descarga libre, para obtener la descarga ahogada en medidores Parshall, de 3.048 m a 15.240 m 103-D-882. (Colorado State University)

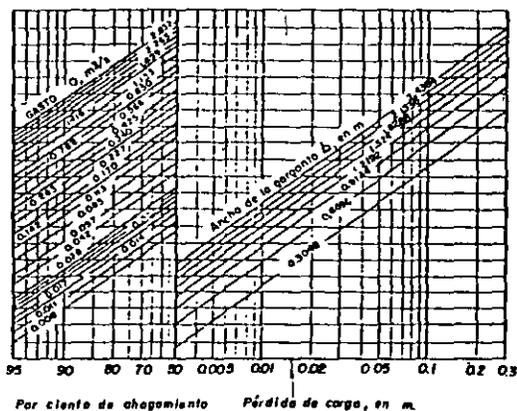


Fig. 6.8 a Pérdida de carga en los medidores Parshall para anchos de 0.3048 m a 2.4384 m, 103-D-881 (U.S. Conservation Service)

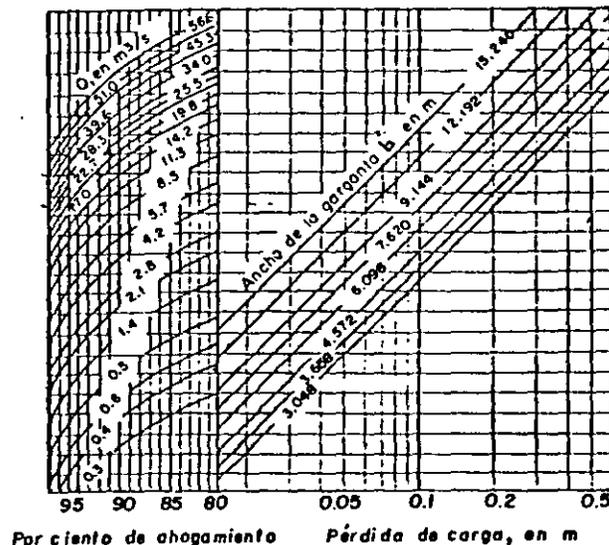


Fig. 6.8 b Pérdida de carga en medidores Parshall de 3.048 m a 15.240 m de ancho, 103-D-863. (Colorado State University)

**Ejemplo 6.1.** Determine el medidor Parshall más adecuado para efectuar aforos en un canal rectangular de 3.00 m de ancho y un tirante de 0.76 m, donde se espera un gasto máximo de  $0.567 \text{ m}^3/\text{s}$ .

**Solución.** De la Fig. 6.6 se concluye que, para una carga libre, los tamaños comprendidos entre 0.6096 y 2.4384 m son los más adecuados. El tamaño de 1.2192 m es el más económico puesto que la tercera parte del ancho es 1.00 m y la mitad del ancho es de 1.50 m. De la Fig. 6.6,  $h_1 = 0.35 \text{ m}$  para el tamaño de 1.2192 m. El máximo ahogamiento tolerable para este medidor es  $h_2/h_1 = 0.7$ , por lo cual  $h_2 = 0.245 \text{ m}$ . Para este ahogamiento la superficie del agua en la garganta del medidor en la escala  $h_2$  se encuentra esencialmente a nivel con la superficie en el canal aguas abajo, esto es, con el tirante de 0.76 m. Con referencia a la Fig. 6.5, este tirante ocurre en D y la dimensión  $K = 0.76 - 0.245 = 0.515 \text{ m}$  es a la que debe quedar la cresta del medidor sobre el fondo del canal. Se debe notar que como resultado de esta disposición, puede requerirse un escalón descendente hacia el canal justamente en

al extremo aguas abajo del medidor. Este escalón no influye en la medición del gasto y es una condición normal para muchas instalaciones.

El propio medidor es una obstrucción en el canal y produce un efecto de remanso que se extiende hacia aguas arriba. La diferencia de niveles antes y después de la instalación del medidor corresponde a la pérdida causada por el mismo. De la Fig. 6.8a, la pérdida correspondiente al 70 por ciento de ahogamiento, gasto de  $0.576 \text{ m}^3/\text{s}$  y medidor de  $1.2192 \text{ m}$  es  $h_r = 0.13 \text{ m}$ , por lo cual el tirante aguas arriba del medidor es de  $0.76 + 0.13 = 0.89 \text{ m}$ .

Si se sigue el mismo análisis, pero con un medidor de  $0.914 \text{ m}$ , se obtiene  $h_2 = 0.30 \text{ m}$ ,  $K = 0.47 \text{ m}$ ,  $L = 0.17 \text{ m}$  y el tirante aguas arriba de  $0.93 \text{ m}$ . De manera análoga para un medidor de  $0.6096 \text{ m}$ :  $h_2 = 0.30 \text{ m}$ ,  $K = 0.38 \text{ m}$ ,  $h_r = 0.22 \text{ m}$  y el tirante en el canal aguas arriba de  $0.98 \text{ m}$ .

Si la altura de bordos en el canal puede absorber cualquiera de estas sobreelevaciones, el medidor de  $0.6096 \text{ m}$  sería obviamente el más económico por su tamaño; sin embargo, la reducción en el ancho del canal implicaría costos grandes en los aleros de la transición para cambiar de  $3 \text{ m}$  en el canal a  $0.6096 \text{ m}$  en el medidor, por lo cual, sería más económico cualquiera de los otros dos tamaños.

## Expansiones y Contracciones

### 6.3.1 Introducción.

Las expansiones y contracciones en canales artificiales constituyen el tramo de unión de dos canales con secciones transversales de forma y dimensiones distintas, a fin de reducir o aumentar la velocidad del flujo e impedir la erosión o depósito de material suelto. Dichas transiciones se diseñan en longitudes relativamente cortas, en las que se producen aceleraciones o desaceleraciones, con el predominio de las fuerzas gravitacionales sobre las de fricción.

El cambio de sección transversal puede ser aumentando o disminuyendo el área de manera brusca o gradual. Manteniendo o no el régimen, se producen aceleraciones o desaceleraciones según las condiciones de aguas arriba y aguas abajo de la transición. Cuando hay cambio

de régimen subcrítico a supercrítico, se produce siempre una aceleración y una sección de control; cuando se invierte el orden, hay desaceleración y disipación de energía por la formación de un salto hidráulico. En cualquier caso, se presentan turbulencias y posibles separaciones y mezclado del flujo hacia zonas de velocidad diferente, lo cual tiene como consecuencia pérdidas internas en el tramo en que ocurren los cambios de sección y con ello, una caída de la línea de energía en la dirección del escurrimiento. En algunos casos es necesario compensar dichas pérdidas por la modificación del nivel de plantilla en la zona de transición.

Cuando el área de la sección transversal del canal aumenta en la dirección del movimiento, la transición se conoce con el nombre de expansión o transición divergente. Cuando el área disminuye, se designa como contracción o transición convergente. El escurrimiento en una contracción se acelera al aumentar la velocidad y debido a que la energía total del agua no puede aumentar, la presión hidrostática de cualquier línea de corriente tiene que disminuir en la dirección del flujo. Los estudios teóricos y experimentales indican que, para esas condiciones, las pérdidas de energía son pequeñas y el escurrimiento no se separa de las paredes. Lo contrario acontece en una expansión, donde hay posibilidad de que la corriente se separe; cuando esto ocurre, las pérdidas de energía son relativamente grandes.

En este subcapítulo sólo se tratan las expansiones o contracciones en las que el régimen se mantiene de subcrítico a subcrítico o de supercrítico a supercrítico. Las transiciones en que hay cambio de régimen se tratan en el capítulo 8.

### 6.3.2 Cambios de sección en régimen subcrítico

Tratamos aquí las contracciones o expansiones para mantener régimen subcrítico. Estas pueden consistir en transiciones bruscas, logradas mediante un escalón positivo en la plantilla que produce contracción (Fig. 6.9a), y con escalón negativo que produce expansión (Fig. 6.9b). Cuando el cambio de geometría es en planta, hay expansión en el caso de las Figs. 6.9c y d y contracción en el de las Figs. 6.9e y f. Para su tratamiento se considera que el canal es de sección rectangular, piso horizontal o pendiente muy pequeña.

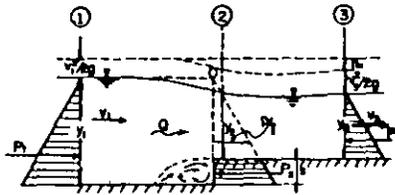


Fig. 6.9a Transición brusca con escalón positivo (contracción)  
 $b_1 = b_2 = b_3 = b$

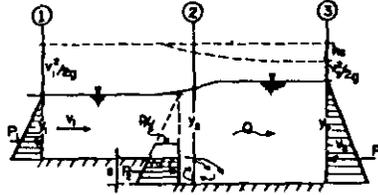


Fig. 6.9b Transición brusca con escalón negativo (expansión)  
 $b_1 = b_2 = b_3 = b$

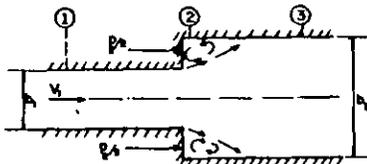


Fig. 6.9c Transición brusca en el ancho (expansión)

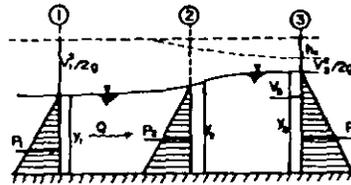


Fig. 6.9d Transición brusca en el ancho (expansión)

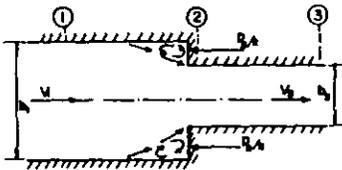


Fig. 6.9e Transición brusca en el ancho (contracción)

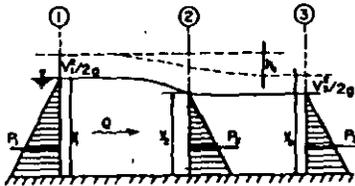


Fig. 6.9f Transición brusca en el ancho (contracción)

Por la aplicación de las ecuaciones de continuidad, energía e impulso y cantidad de movimiento, es factible determinar la magnitud de la pérdida de energía  $h_c$  que se produce por efecto del cambio de sección. En este caso, la pérdida de energía se compone de la pérdida por fricción  $h_f$  y la pérdida por convención  $h_c$ . La pérdida por fricción puede estimarse por medio de una fórmula de fricción (por ejemplo, la de Manning); usualmente tiene poco efecto y puede ignorarse en un diseño preliminar. La pérdida por convención se debe al cambio de velocidad en la transición y es más importante que la de fricción.

En los esquemas presentados en las Figs. 6.9 se indican tres secciones transversales para la aplicación de las tres ecuaciones fundamentales. Para ello establecemos las siguientes hipótesis:

- La fuerza de fricción  $F_f$  producida en la distancia que separa las secciones 1 y 3 es despreciable, debido a que dicha longitud es pequeña y a que la pared es lisa.
- El número de Froude  $Fr_1 = V_1 / \sqrt{gy_1}$  en la sección 1 es menor que uno, debido a que el régimen es subcrítico; por tanto, las potencias  $Fr_1^4$  o mayores son despreciables.

Las transiciones bruscas producidas por un escalón (positivo o negativo) pueden tratarse simultáneamente, si se atiende al signo que debe llevar la fuerza  $P_2$  debida a la presión hidrostática sobre el escalón. Para las Figs. 6.9 a y b, la aplicación de la ley de impulso y cantidad de movimiento (Ec. 1.10) conduce a

$$P_1 - P_2 - P_3 = \frac{\gamma Q}{g} (V_3 - V_1)$$

donde se tiene que:  $P_1 = \gamma b y_1^2 / 2$ ,  $P_3 = \gamma b y_3^2 / 2$ .

En el caso de  $P_2$ , se considera variación hidrostática del tirante  $y_2$  sobre el escalón y entonces resulta que:

$$P_2 = \pm \frac{1}{2} \gamma b s (y_2 - s + y_2) = \pm \frac{1}{2} \gamma b s (2y_2 - s) = \pm \frac{1}{2}$$

$$\gamma b s \left( \frac{2y_2 - s}{y_1 - y_3} \right) (y_1 - y_3)$$

Debido a que en principio se desconoce el tirante  $y_2$ , el paréntesis que lo contiene puede designarse por  $c$  y quedaría sujeto a experimentación. Resulta finalmente que:

$$P_2 = \pm \frac{1}{2} \gamma b s (y_1 - y_3); \text{ el signo a utilizar se}$$

tomaría según el designado para el escalón, como en las Figs. 6.9 a y b. Además, de la ecuación de continuidad se tiene que:  $V_3 = V_1 y_1 / y_3$  y  $Q = V_1 b y_1$ . Por tanto, al sustituir y ordenar la ecuación anterior resulta:

$$y_3^2 - y_1^2 + 2 Fr_1^2 y_1^2 \left( \frac{y_1}{y_3} - 1 \right) + c s (y_1 - y_3) = 0$$

O bien como sigue:

$$\left( \frac{y_3}{y_1} \right)^3 - c \frac{s}{y_1} \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^2 + \left( c \frac{s}{y_1} - 2 Fr_1^2 - 1 \right) \frac{y_3}{y_1} + 2 Fr_1^2 = 0$$

El grado de la ecuación se puede reducir si se divide entre  $(y_3/y_1 - 1)$ , resultando así:

$$\left( \frac{y_3}{y_1} \right)^2 + \left( 1 - c \frac{s}{y_1} \right) \frac{y_3}{y_1} - 2 Fr_1^2 = 0$$

cuya solución es:

$$\frac{y_3}{y_1} = \frac{1}{2} \left[ \sqrt{\left( 1 - c \frac{s}{y_1} \right)^2 + 8 Fr_1^2} - \left( 1 - c \frac{s}{y_1} \right) \right] \quad (6.3)$$

En esta ecuación, el coeficiente  $c$  puede determinarse sólo experimentalmente. Un valor aproximado se puede obtener si se conoce bien la posición del perfil del agua sobre el escalón. Por ejemplo, suponiendo una distribución hidrostática de presiones del tirante  $y_1$  sobre el escalón, la fuerza  $P_2$  sería:

$$P_2 = \gamma b s \left[ \frac{(\pm y_1 + s) \pm y_1}{2} \right] = \frac{1}{2} \gamma b s (\pm 2y_1 + s)$$

Comparando este valor con el anteriormente utili-

zado, resultaría que:

$$c = \frac{+2 - s/y_1}{1 - y_3/y_1}$$

donde el signo más se aplicaría al escalón positivo y el menos al negativo. Cuando  $s = 0$ ; la (6.3) se convierte en la conocida ecuación del salto hidráulico.

Por otra parte, de la ecuación de energía la pérdida por convexión entre las secciones 1 y 3 sería:

$$h_c = y_1 - y_3 + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_3^2}{2g} \mp s$$

siendo  $V_1 y_1 = V_3 y_3$ , de aquí se obtiene que:

$$\frac{h_c}{y_1} = 1 \mp \frac{s}{y_1} - \frac{y_3}{y_1} - \frac{1}{2} Fr_1^2 \left( \frac{1 - (y_3/y_1)^2}{(y_3/y_1)^2} \right) \quad (6.4a)$$

donde  $y_3/y_1$  sería el valor obtenido de la Ec. (6.3) y el signo superior correspondería al escalón positivo y el inferior al negativo. Si la pérdida se expresa en la forma  $h_c = K V_3^2 / 2g$ , el coeficiente  $K$  vale:

$$K = \left( \frac{y_3}{y_1} \right)^2 \left[ 1 + \frac{2}{Fr_1^2} \left( 1 - \frac{y_3}{y_1} \mp \frac{s}{y_1} \right) \right] - 1 \quad (6.4b)$$

La aplicación de la ecuación del impulso y cantidad de movimiento al caso de expansión brusca en el ancho (Figs. 6.9 c y d) conduce a que:

$$\begin{aligned} P_1 + P_2 - P_3 &= \frac{\gamma b_1 y_1^2}{2} + \frac{\gamma (b_3 - b_1) y_2^2}{2} - \frac{\gamma b_3 y_3^2}{2} = \\ &= \frac{\gamma Q}{g} (V_3 - V_1) \end{aligned}$$

Por otra parte, de la ecuación de continuidad se

tiene que:

$$V_3 = \frac{V_1 b_1 y_1}{b_3 y_3} ; \quad Q = V_1 b_1 y_1$$

Además de las hipótesis indicadas, al aceptar  $y_2 \approx y_1$  se tiene que la ecuación anterior se puede escribir como sigue:

$$\frac{b_3}{2} (y_1^2 - y_3^2) = \frac{V_1^2 b_1^2 y_1^2}{g} \left( \frac{1}{b_3 y_3} - \frac{1}{b_1 y_1} \right) = F_{R1}^2$$

$$b_1^2 y_1^3 \left( \frac{1}{b_3 y_3} - \frac{1}{b_1 y_1} \right)$$

Al ordenar los términos resulta que:

$$\left( \frac{y_3}{y_1} \right)^3 - \left( 1 + \frac{2 b_1}{b_3} F_{R1}^2 \right) \frac{y_3}{y_1} + 2 \left( \frac{b_1}{b_3} \right)^2 F_{R1}^2 = 0$$

La solución de esta ecuación es:

$$\frac{y_3}{y_1} = 1 + F_{R1}^2 \frac{b_1}{b_3} \left( 1 - \frac{b_1}{b_3} \right) \quad (6.5)$$

Lo cual puede verificarse por sustitución si se toma en cuenta la hipótesis b.

Por otra parte, de la ecuación de energía la pérdida por convención entre las secciones 1 y 3 vale:

$$h_C = y_1 - y_3 + \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_3^2}{2g}$$

De la que, al sustituir  $V_3$  de la ecuación de continuidad, se obtiene

$$h_C = \frac{2g y_1}{V_1^2} \frac{V_1^2}{2g} \left( 1 - \frac{y_3}{y_1} \right) + \frac{V_1^2}{2g} \left[ 1 - \left( \frac{b_1}{b_3} \right)^2 \left( \frac{y_1}{y_3} \right)^2 \right]$$

o bien:

$$h_C = \frac{V_1^2}{2g} \left[ 1 + \frac{2}{F_{R1}^2} \left( 1 - \frac{y_3}{y_1} \right) - \left( \frac{b_1}{b_3} \right)^2 \left( \frac{y_1}{y_3} \right)^2 \right]$$

Sustituyendo aquí la Ec. (6.5) y tomando en cuenta la hipótesis b, al hacer las simplificaciones necesarias se obtiene finalmente:

rias se obtiene finalmente:

$$h_C = \frac{V_1^2}{2g} \left[ \left( 1 - \frac{b_1}{b_3} \right)^2 + 2 F_{R1}^2 \left( \frac{b_1}{b_3} \right)^3 \left( 1 - \frac{b_1}{b_3} \right) \right] \quad (6.6)$$

El último término dentro del paréntesis de la Ec. (6.6) contiene a  $F_{R1}^2$ , y no tiene mucha influencia en el valor de  $h_C$  a menos que  $F_{R1} > 0.5$  o bien que  $b_1/b_3 > 0.67$ . Esta condición a menudo no se satisface plenamente, por lo que es factible simplificar la Ec. (6.6) aceptando que dicho término desaparezca, de manera que:

$$h_C = \left( 1 - \frac{b_1}{b_3} \right)^2 \frac{V_1^2}{2g} = \left( \frac{b_3}{b_1} - 1 \right)^2 \frac{V_3^2}{2g} = \frac{(V_1 - V_3)^2}{2g} \quad (6.7)$$

ya que de la Ec. (6.5):  $y_1 = y_2 = y_3$  cuando  $F_{R1}$  tiende a cero. La Ec. (6.7) coincide con la fórmula de Borda, para la pérdida de energía en la ampliación brusca de un conducto a presión y se recomienda como más segura para los casos normales. En efecto, los experimentos de Formica (Ref. 30) indican una pérdida en expansiones bruscas 82 por ciento del valor dado por la Ec. (6.7); esto es:

$$h_C = \epsilon \frac{(V_1 - V_3)^2}{2g} \quad (6.8)$$

donde  $\epsilon = 0.82$

Es factible realizar un análisis similar al anterior para una contracción brusca y derivar una ecuación análoga a la (6.6) (Ref. 24); la diferencia en dicho análisis consiste en usar la sección 2 en la vena contraída justo aguas abajo de la entrada al canal más angosto y la 3 donde ya se hubiera uniformizado el flujo también aguas abajo. De cualquier manera, es necesario corregir el resultado ya que se desconoce el ancho efectivo de la sección 2.

De manera análoga a los conductos forzados, la pérdida de energía en una expansión brusca se puede reducir considerablemente si la expansión se realiza de

manera gradual, disminuyendo el ángulo de divergencia. Sin embargo, la longitud de la expansión gradual tiene un límite a partir del cual el aumento en eficiencia llega a ser insignificante.

Las expansiones graduales en canales rectangulares fueron estudiadas experimentalmente en Santiago de Chile, por Mathael y Lewin en 1932, (Ref. 24), quienes encontraron que es factible generalizar la Ec. (6.8) al caso de expansiones graduales con valores de  $\epsilon$  dependientes del ángulo  $\theta$  con que se realiza la expansión y en menor grado, de la relación de anchos  $b_2/b_1$ , según se muestra en la Fig. 6.10a. Esto fue confirmado por Formica (Ref. 30), si bien en este caso no se estudió la dependencia con  $b_2/b_1$ . Ambos resultados se presentan en la Fig. 6.10a en la que se aprecian tendencias de variación similares, si bien con discrepancias en los valores de  $\epsilon$  hasta del 50 por ciento. La Fig. 6.10b muestra valores de  $\epsilon$  para otras formas de expansión estudiadas por Formica, que complementan lo anterior.

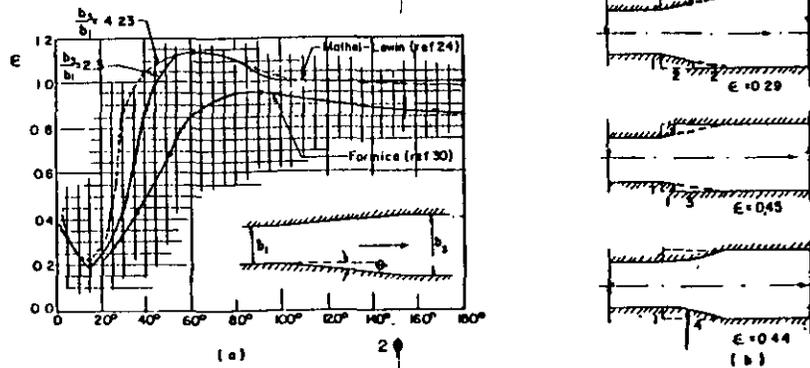


Fig. 6.10 Coeficientes de pérdida  $\epsilon$  en expansiones a régimen subcrítico.

Las expansiones graduales con relaciones de ampliación 1:4 ( $2\theta=28^\circ$ ,  $\epsilon=0.27$ ) a 1:7.6 ( $2\theta=15^\circ$ ,  $\epsilon=0.2$ ) son las que tienen el coeficiente de pérdida mínimo. Hinds recomienda utilizar  $2\theta=25^\circ$  para diseñar la expansión; sin embargo, es recomendable usar la relación 1:4, debido a que no se obtiene una reducción sensible de la pérdida al aumentar la longitud. La forma exacta de las paredes de la transición no es de importancia siempre que siga curvas razonablemente regulares evitando aristas agudas, como se muestra en la Fig. 6.11a. La Fig. 6.11b presenta la forma que podría tener la expansión equivalente con relación 1:4, para cambiar de canal trapecial a rectangular, donde la superficie de la pared es alabeada. En ambos casos, la pérdida puede calcularse con la Ec. (6.8) y los valores de que indican las Figs. 6.11.

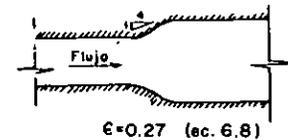


Fig. 6.11a Expansión en un canal rectangular a régimen subcrítico

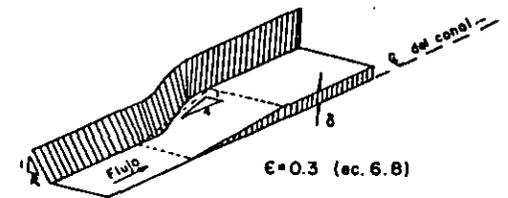


Fig. 6.11b Expansión alabeada de canal trapecial a rectangular

Otras formas de expansión se pueden realizar de la manera que señala la Fig. 6.12. Para estos tipos de geometría, Mostkow y Chow (Ref. 31y2) proponen calcular la pérdida en términos del cambio en la carga de velocidad antes y después de la expansión, mediante la fórmula:

$$h_c = c_o \left( \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right) = c_o \left[ \left( \frac{A_2}{A_1} \right)^2 - 1 \right] \frac{V_2^2}{2g} = K \frac{V_2^2}{2g} \quad (6.9a)$$

donde  $A_1$  y  $A_2$  son las áreas de las secciones aguas arriba y aguas abajo de la expansión respectivamente. Según Mostkow, el coeficiente  $c_o$  se mantiene prácticamente constante entre 0.35 y 0.40. Según Chow,  $c_o$  depende de la forma de la expansión como indica la Fig. 6.12, alcanzando el valor de 0.75 en la expansión brusca. Para estos casos, la longitud de la expansión se calcula siguiendo el criterio de Hinds de utilizar un ángulo de divergencia  $2\theta = 25^\circ$  entre la proyección horizontal del nivel del agua en las secciones aguas arriba y aguas abajo de la transición. Formas de transición más complicadas, como la de cambiar la sección del túnel circular a un canal rectangular, pueden diseñarse utilizando superficies de manto de cono.

Conviene insistir en que los resultados antes señalados se aplican a expansiones con paredes lisas. Si la pared tiene rugosidades importantes, es necesario agregar la pérdida por fricción, calculada a partir de las características hidráulicas medias en el tramo.

En el caso de contracciones es necesario evitar un estrangulamiento excesivo más allá del que permitan las condiciones de régimen crítico aguas abajo, como resultaría de la Fig. 3.7 en el caso de disminuir demasiado el ancho del canal, aumentando excesivamente el gasto unitario.

Los resultados experimentales de G. Formica en contracciones rectangulares bruscas muestran para ellas pérdidas de energía mayores que para las expansiones bruscas. Ello se debe a que en las contracciones el flujo primero se contrae y después se expande, siguiendo un proceso de conversión primero de energía potencial a cinética y después de cinética a potencial. La pérdida de energía se puede seguir calculando en términos del cambio en la carga de velocidad antes y después de la contracción, como en la Ec. (6.9a), pero escrita como sigue:

$$h_c = c_i \left( \frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right) = c_i \left[ 1 - \left( \frac{A_1}{A_2} \right)^2 \right] \frac{V_1^2}{2g} = K \frac{V_1^2}{2g} \quad (6.9b)$$

En la Ec. (6.9b),  $c_i$  y  $K$  son coeficientes de pérdida que dependen de la forma del contorno. Algunos valores de  $K$  se muestran en la Fig. 6.13 para contracciones rectangulares.

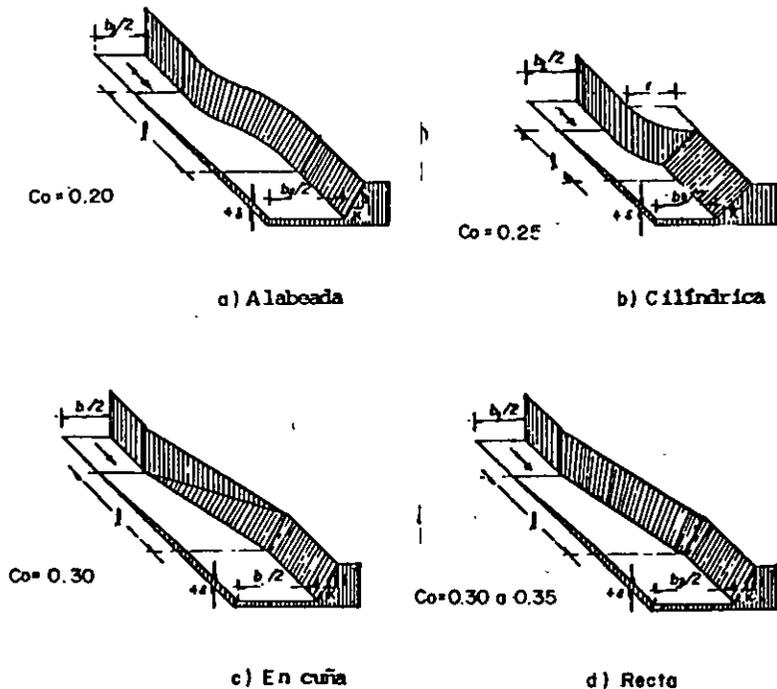


Fig. 6.12 Tipos de expansión y coeficientes de pérdida aplicables a la Ec. (6.9a)

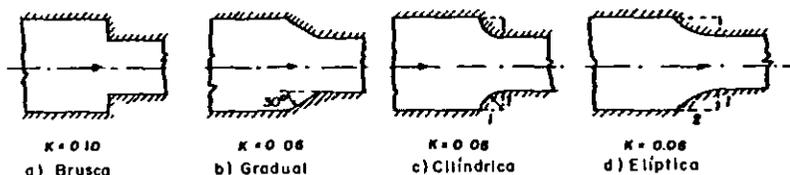


Fig. 6.13 Coeficiente de pérdida K (Ec. 6.9a) en contracciones de un canal rectangular, según Formica (Ref. 30).

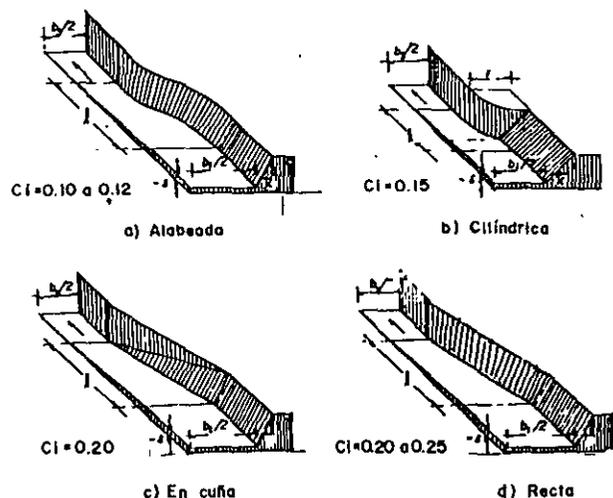


Fig. 6.14 Tipos de contracción y coeficientes de pérdida aplicables a la Ec. (6.9b)

Hinds propone que la contracción de un canal trapezoidal a un rectangular se realice siguiendo el mismo criterio que se ha indicado para la expansión. Algunas formas geométricas para diseñar estas contracciones se presentan en la Fig. 6.14. Para estos casos Mostkow y Chow indican que el coeficiente  $c_1$  de la Ec. (6.9b) tiene los valores indicados en la propia Fig. 6.14 y para una contracción brusca alcanza el valor de 0.30 o más.

Kisieliev (Ref. 32) indica que la pérdida en una contracción alabeada de canal trapecial a trapecial se calcula de la Ec. (6.9b), con  $K = 0.05$  a  $0.10$ .

Por lo que se refiere a la pérdida por contracción a la entrada de un canal, Press (Ref. 33) propone los valores de  $K$  que se indican en la Fig. 6.15 de acuerdo con la forma que tenga la entrada, mismos que fueron considerados en la solución del ejemplo 5.1. Otros valores para la entrada a un conducto abovedado se presentan en la tabla 6.6 correspondientes a una alcantarilla.

La pérdida en una expansión o contracción puede cambiar las condiciones del escurrimiento aguas arriba de la transición. Es más, una contracción con una relación  $b_1/b_2$  grande puede "estrangular" el canal y producir sobreelevaciones del tirante en una distancia aguas arriba de la contracción. Para compensar estos cambios es necesario proporcionar un desnivel  $\delta$  entre el piso de las secciones transversales antes y después de la transición y que se distribuya gradualmente en la longitud de la misma (Fig. 6.14). Dicho desnivel se determina a partir de la ecuación de energía, siendo su magnitud

$$\delta = y_1 + \frac{V_1^2}{2g} - (y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + hc) \quad (6.10)$$

El signo que resulte en esta ecuación define si el piso debe ascender ( $\delta > 0$ ) en la dirección del escurrimiento, o bien descender ( $\delta < 0$ ), como en los casos indicados en las Figs. 6.12 y 6.14. Debe tenerse cuidado que la magnitud de  $y$ , se conserve dentro del régimen subcrítico. Así mismo, es conveniente analizar que en secciones intermedias de la transición no se presenten tirantes iguales o menores que el crítico.

Esta situación podría ocurrir en contracciones donde el cambio de sección es importante.

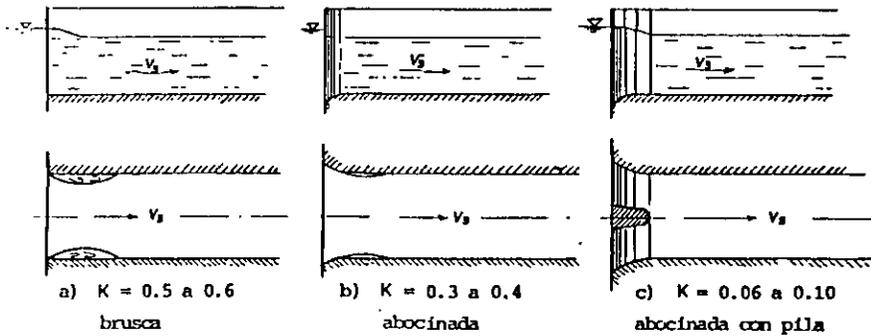


Fig. 6.15 Coeficientes de pérdida por entrada a un canal (en la ec. 6.9a) (ref. 33)

En cualquier caso,  $h_c$  debe incluir no sólo el valor de la pérdida por convención, sino también el de la pérdida por fricción del tramo en que se diseña la transición.

**Ejemplos 6.2.** Un túnel de sección rectangular de 4 m de ancho de plantilla y tirante de 4.63 m, conduce un gasto de  $50 \text{ m}^3/\text{s}$ , para continuar hacia un canal de sección trapezoidal de 4.50 m de ancho de plantilla, talud  $k=1$  y tirante de 3.50 m. La transición entre ambas estructuras tiene un revestimiento cuyo factor de fricción de Manning es  $n=0.018$ . Determinar la geometría completa de la transición, el perfil de la super-

ficie libre del agua y de la línea de energía a lo largo de la misma.

**Solución.** El área hidráulica al principio de la transición (corresponde a la del túnel) vale:  $A_1 = 4 \times 4.63 = 18.52 \text{ m}^2$ , su perímetro mojado es:  
 $P_1 = 4 + 2 \times 4.63 = 13.26 \text{ m}$ ,  
 la velocidad media:  $V_1 = 50/18.52 = 2.70 \text{ m/s}$ ,  
 la carga de velocidad:  $V_1^2/2g = 0.372 \text{ m}$   
 y la energía específica:  $E_1 = 4.63 + 0.372 = 5.002 \text{ m}$ .

De la misma manera, la sección final de la transición corresponde al canal y las magnitudes correspondientes son:  $A_3 = (4.50 + 3.50) \times 3.5 = 28 \text{ m}^2$ ,  
 $P_3 = 4.5 + 2 \sqrt{2} \times 3.5 = 14.399 \text{ m}$ ,  $V_3 = 1.786 \text{ m/s}$ ,  
 $V_3^2/2g = 0.163 \text{ m}$  y  $E_3 = 3.50 + 0.163 = 3.663 \text{ m}$ .

Los números de Froude, al principio y final de la transición respectivamente, son:

$$Fr_1 = 2.70 / \sqrt{9.81 \times 4.63} = 0.4$$

$$Fr_3 = 1.786 / \sqrt{9.81 \left[ \frac{28}{(4.5 + 2 \times 1 \times 3.5)} \right]} = 0.366,$$

éste último calculado con el tirante medio de la sección. Estos valores muestran que la transición se va a realizar para unir dos canales a régimen subcrítico, esto es, manteniendo el régimen.

Siguiendo el criterio de Hinds, la longitud mínima de la transición es:

$$l = \frac{B_3 - B_1}{2 \tan 12^\circ 30'} = \frac{(4.5 + 2 \times 1 \times 3.5) - 4}{2 \tan 12^\circ 30'} = 16.915 \text{ m}$$

Se elige una longitud de 17 m y para el análisis del perfil de la superficie del agua se utilizan 5 tramos de 3.40 m de longitud.

Puesto que las dimensiones de la sección aumentan en el sentido del flujo, se trata de una expansión, eligiendo un diseño recto del tipo mostrado en la Fig. 6.12d. En este caso, la pérdida por convención se determina de la Ec. (6.9a) en la que  $C_0 = 0.30$ :

$$h_c = 0.30 \left[ \left( \frac{28}{18.52} \right)^2 - 1 \right] 0.163 = 0.063 \text{ m}$$

La pérdida de fricción se puede calcular mediante la fórmula de Manning, utilizando la pendiente media de fricción. Esto es, para el túnel, se tiene que:

$$S_{f_1} = \left( \frac{2.7 \times 0.018}{(18.52/13.26)^{2/3}} \right)^2 = 0.001513$$

y para el canal resulta que:

$$S_{f_2} = \left( \frac{1.76 \times 0.018}{(28/14.399)^{2/3}} \right)^2 = 0.000426$$

y la pérdida de fricción es:

$$h_f = \left( \frac{0.001513 + 0.000426}{2} \right) 17 = 0.0165$$

La pérdida total vale  $h_p = 0.063 + 0.0165 = 0.079$  m y de la ec. (6.10) el desnivel total para compensar dicha pérdida resulta:

$$\delta = 5.002 - (3.663 + 0.079) = 1.26 \text{ m}$$

El signo positivo para  $\delta$  indica que el piso del canal debe ascender en el sentido del flujo. También es posible diseñar dicho ascenso mediante un perfil suave, logrado mediante una parábola que revierta alrededor del punto medio de la transición y vértices en la entrada y salida; sin embargo, su trazo puede presentar algunas dificultades durante su construcción. En ese caso es preferible que dicho ascenso se logre con un perfil recto de pendiente constante.

El análisis del perfil de la línea de energía y de la superficie libre del agua en la transición, se realiza utilizando 5 tramos de 3.40 m de longitud y considerando que la pérdida total se reparte proporcionalmente en dichos tramos. El ancho de plantilla y el talud varía también linealmente a lo largo de la transición, para tener una superficie alabeada en las paredes del canal. La Fig. 6.16 muestra estas consideraciones.

De esta manera, la línea de energía desciende uniformemente una cantidad igual a  $0.079/5 = 0.0158$  m y la ta-

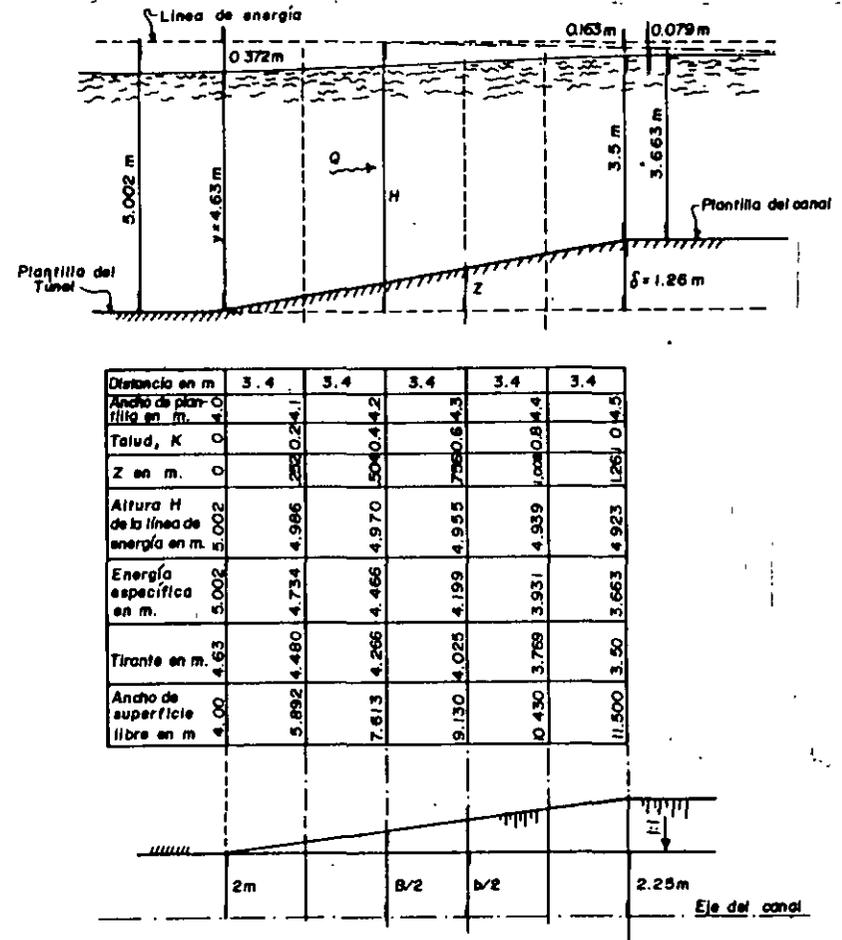


Fig. 6.16 Transición del ejemplo 6.2

bla de la Fig. 6.16 indica la altura H de la línea de energía en cada sección, medida a partir del nivel de plantilla de la sección final del túnel.

Conocida la altura z del piso de la transición en cada sección (medida desde el piso de la sección final del túnel), se puede calcular la energía específica en la misma como sigue:

$$E = H - z$$

Mediante un proceso iterativo se determina el tirante en cada sección para cada energía específica que resulte. Finalmente, el ancho de la superficie libre en cada sección resulta:

$$E = b + 2 k y$$

Estos resultados se presentan en la Fig. 6.16.

**Ejemplo 6.3.** Un canal trapezoidal tiene 5.50 m de ancho de plantilla y talud  $k = 2$ , excavado en tierra con  $n = 0.018$  (Manning) y para una pendiente  $S_0 = 0.00025$ , tiene un tirante normal en flujo uniforme  $y_0 = 1.31$  m. Por razones topográficas se hace necesario continuarlo sobre un puente canal de sección rectangular con 3.80 m de ancho de plantilla y gran longitud, construido de concreto con  $n = 0.014$  (Manning) y una pendiente  $S_0 = 0.0009$ . Una vez terminado el puente - canal, el escurrimiento debe continuar por un canal con la misma sección que el primero, pero con una pendiente  $S_0 = 0.0004$ , manteniendo  $n = 0.018$ . Diseñar la geometría de las transiciones de entrada y salida al puente-canal y calcular el perfil que adopta la superficie libre del agua en las mismas.

**Solución.** Las propiedades geométricas del canal aguas arriba son:

$$A = (5.50 + 2 \times 1.31) \times 1.31 = 10.6372 \text{ m}^2$$

$$P = 5.50 + 2 \sqrt{1 + 2^2} \times 1.31 = 11.3585 \text{ m}$$

$$R_h = 0.9365 \text{ m}$$

La velocidad y gasto en el canal son entonces:

$$V = \frac{1}{0.018} (0.9365)^{2/3} (0.00025)^{1/2} = 0.8408 \text{ m/s}$$

$$Q = 10.6372 \times 0.8408 = 8.9439 \text{ m}^3/\text{s}$$

Para el cálculo del tirante crítico en el canal, se tiene que:

$$\frac{Qk^{3/2}}{b^{5/2} \sqrt{g}} = \frac{8.9439 \times 2^{3/2}}{5.50^{5/2} \sqrt{9.81}} = 0.1139$$

y de la Fig. 3.9 se obtiene que:  $k y_c/b = 0.218$ , o sea que:

$$y_c = \frac{0.218 \times 5.50}{2} = 0.5995 \text{ m} < 1.31$$

Por tanto, el régimen es subcrítico.

Suponiendo que el tirante normal en el puente-canal fuera  $y_0 = 1.304$  m, las propiedades geométricas de la sección serían:

$$A = 3.80 \times 1.304 = 4.9552 \text{ m}^2$$

$$P = 3.80 + 2 \times 1.304 = 6.408 \text{ m}$$

$$R_h = 0.7733 \text{ m}$$

La velocidad y gasto serían entonces:

$$V = \frac{1}{0.014} (0.7733)^{2/3} (0.0009)^{1/2} = 1.8053 \text{ m/s}$$

$$Q = 4.9552 \times 1.8053 = 8.9457 \text{ m}^3/\text{s} \approx 8.9439$$

El gasto calculado coincide prácticamente con el gasto

en el canal, por lo cual el tirante normal  $y_0=1.304$  m (supuesto) es correcto. Por otra parte, con un gasto unitario:  $q = 8.9439/3.80 = 2.3537$  m<sup>3</sup>/seg/m, el tirante crítico es:

$$y_c = \sqrt[3]{\frac{2.3537^2}{9.81}} = 0.827 \text{ m} < 1.304 \text{ m}$$

Por tanto, el régimen en el puente-canal es también subcrítico.

De la misma manera, para el canal aguas abajo del puente-canal suponemos que su tirante normal es  $y_0=1.154$  m y las propiedades geométricas:

$$A = (5.50 + 2 \times 1.154) \times 1.154 = 9.0104 \text{ m}^2$$

$$P = 5.50 + 2 \sqrt{1 + 2^2} \times 1.154 = 10.6608 \text{ m}$$

$$R_h = 0.8452 \text{ m}$$

La velocidad y el gasto serían:

$$V = \frac{1}{0.018} (0.8452)^{2/3} (0.0004)^{1/2} = 0.9933 \text{ m/s}$$

$$Q = 9.0104 \times 0.9933 = 8.9496 \text{ m}^3/\text{s} \approx 8.9439 \text{ m}^3/\text{s}$$

Lo que significa que el tirante normal  $y_0 = 1.154$  m (supuesto) es correcto; además, es mayor que el crítico, por lo que el régimen es también subcrítico.

Longitud de las transiciones. La transición de salida será una expansión alabeada, cuya longitud se podría obtener con la relación de convergencia de la Fig. 6.11b, con la salvedad de que dicha relación se refiere a los anchos que se tengan al nivel de la superficie del agua. Esto es, la longitud resulta:

$$l = 4 \left[ \left( \frac{b_3}{2} + k y_3 \right) - \frac{b_1}{2} \right] =$$

$$4 \left[ \left( \frac{5.50}{2} + 2 \times 1.154 \right) - \frac{3.80}{2} \right] = 12.632 \text{ m}$$

De la misma manera, para la transición de entrada (con tracción) la longitud, con el mismo criterio, vale:

$$l = 4 \left[ \left( \frac{5.50}{2} + 2 \times 1.31 \right) - \frac{3.80}{2} \right] = 13.88 \text{ m}$$

Como en el caso de la contracción el ángulo de convergencia adquiere menos importancia que en la expansión, elegimos la longitud de 12.632 m para ambas transiciones con el fin de obtener diseños geométricos similares.

Pérdida de energía. En el caso de la transición de entrada, la pérdida total de energía -incluida la de fricción- con la Ec. (6.9b) resulta:

$$h_c = c_i \left[ 1 - \left( \frac{A_3}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_3^2}{2g} + \frac{Sf_1 + Sf_2}{2}$$

De la Fig. 6.14a  $c_i$  vale 0.12, siendo la pérdida total como sigue:

$$h_c = 0.12 \left[ 1 - \left( \frac{4.9552}{10.6372} \right)^2 \right] \frac{1.8053^2}{19.62} + \frac{0.00025 + 0.0009}{2} \times 12.632 = 0.016 + 0.007$$

$$h_c = 0.023 \text{ m}$$

De acuerdo con la Ec. (6.10), para compensar la pérdida y el cambio de sección el desnivel en el piso es

$$\delta = 1.31 + \frac{0.8408^2}{19.62} - (1.304 + \frac{1.8053^2}{19.62} + 0.023) = -0.147 \text{ m}$$

Este resultado implica que la plantilla al inicio del puente-canal, debe tener un desnivel de 0.147 m por debajo del piso del canal aguas arriba. Este desnivel se repartirá uniformemente a lo largo de la transición.

Para la transición de salida,  $c_0 = 0.20$  en la ec. (6.9a); en este caso la pérdida total vale:

$$h_c = 0.20 \left[ \left( \frac{9.0104}{4.9552} \right)^2 - 1 \right] \frac{0.9933^2}{2g} + \frac{0.0009 + 0.0004}{2} \times 12.632$$

$$h_c = 0.023 + 0.008 = 0.031 \text{ m}$$

Finalmente, de la Ec. (6.10) resulta:

$$\delta = 1.304 + \frac{1.8053^2}{19.62} - (1.154 + \frac{0.9933^2}{19.62} + 0.031) = 0.235 \text{ m}$$

Ahora resulta signo positivo para  $\delta$ , lo que implica que el piso al inicio del canal aguas abajo debe quedar por encima del piso de la sección final del puente canal. El desnivel se distribuirá a lo largo de la transición.

Por lo que se refiere al bordo libre, se sigue el mismo criterio de la Fig. 2.16, de la cual, para el gasto calculado resulta un bordo libre total de 0.80 m y una altura del revestimiento de 0.30 m.

Diseño geométrico de la transición de entrada. Para reducir gradualmente el ancho de plantilla y de bordos, se utilizan arcos de círculo, tangentes en un punto  $c_0$

locado a una distancia de  $3l/8$  para la de entrada y de  $5l/8$  para la de salida, desde el inicio de la misma, como se indica en la Fig. 6.17a.

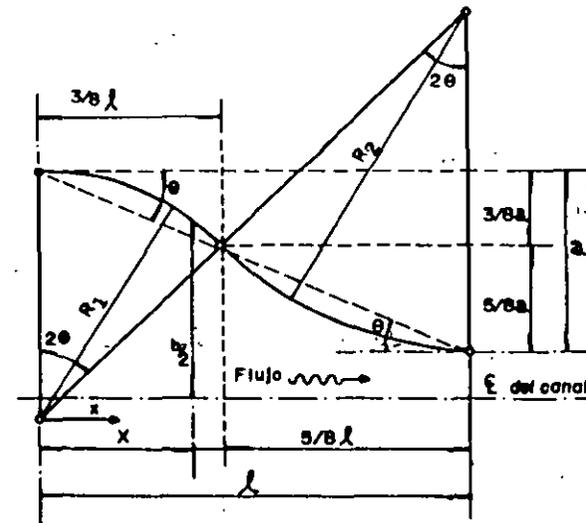


Fig. 6.17a Diseño geométrico en planta de la transición de entrada en el ejemplo 6.3.

De la figura 6.17a resulta que:

$$\tan \theta = \frac{3a/8}{3l/8} = \frac{a}{l}$$

$$\tan 2\theta = \frac{3l/8}{R_1 - \frac{3a}{8}}$$

siendo además:

$$\tan 2\theta = \frac{2 \tan \theta}{1 - \tan^2 \theta}$$

resulta entonces que:

$$R_1 = \frac{3}{16} \left( \frac{l^2}{a} + a \right)$$

Por un desarrollo análogo se obtiene que:

$$R_2 = \frac{5}{16} \left( \frac{l^2}{a} + a \right)$$

Estos resultados se pueden utilizar para el diseño en planta, tanto de la traza de la plantilla como de los bordos. En el caso de la plantilla se tiene que:

$$a = \frac{5.50 - 3.80}{2} = 0.85 \text{ m}; \quad l = 12.632 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{3}{16} \left( \frac{12.632^2}{0.85} + 0.85 \right) = 35.358 \text{ m}$$

$$R_2 = \frac{5}{16} \left( \frac{12.632^2}{0.85} + 0.85 \right) = 58.930 \text{ m}$$

Con estos valores de los radios, se puede obtener la variación del ancho de plantilla mediante las siguientes ecuaciones:

$$\frac{b}{2} = \sqrt{35.358^2 - x^2} - 32.608 \quad \text{para } 0 \leq x \leq 4.737 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} = 60.830 - \sqrt{58.930^2 - (12.632 - x)^2} \quad \text{para } 4.737 \leq x \leq 12.632 \text{ m}$$

donde  $3\ell/8 = 4.737 \text{ m}$

De la misma manera, para los bordos:

$$a = \frac{5.50 + 2 \times 2 (1.31 + 0.80) - 3.80}{2} = 5.07 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{3}{16} \left( \frac{12.632^2}{5.07} + 5.07 \right) = 6.852 \text{ m}$$

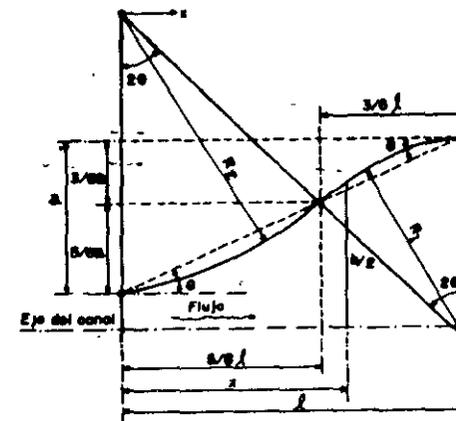
$$R_2 = \frac{5}{16} \left( \frac{12.632^2}{5.07} + 5.07 \right) = 11.42 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} = \sqrt{6.852^2 - x^2} + 0.118 \quad \text{para } 0 \leq x \leq 4.737 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} = 13.32 - \sqrt{11.42^2 - (12.632 - x)^2} \quad \text{para } 4.737 \leq x \leq 12.632$$

Diseño geométrico de la transición de salida. La geometría se diseña de manera similar a la anterior y en planta se presenta en la Fig. 6.17b.

Debido a que "a" es igual que en la transición de entrada, los radios para la plantilla son los mismos para esta transición. Es decir:



$$a = 0.85$$

$$\ell = 12.632 \text{ m}$$

$$R_1 = 35.358 \text{ m}$$

$$R_2 = 58.930 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} = 37.258 - \sqrt{35.358^2 - x^2} \quad \text{para } 0 \leq x \leq 4.737 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} = \sqrt{58.93^2 - (12.632 - x)^2} - 56.18 \quad \text{para } 4.737 \leq x \leq 12.632 \text{ m}$$

En el caso de los bordos, el valor de a difiere del obtenido, en el caso anterior. Ahora vale:

Fig. 6.17b Diseño geométrico en planta de la transición de salida en el ejemplo 6.3.

$$a = \frac{5.50 + 2 \times 2 (1.154 + 0.80) - 3.80}{2} = 4.758 \text{ m}$$

$$R_1 = \frac{3}{16} \left( \frac{12.632^2}{4.758} + 4.758 \right) = 11.967 \text{ m}$$

$$R_2 = \frac{5}{16} \left( \frac{12.632^2}{4.758} + 4.758 \right) = 7.180 \text{ m}$$

$$\frac{b}{2} = 13.867 - \sqrt{11.967^2 - x^2} \quad \text{para } 0 \leq x \leq 7.895 \text{ m}$$

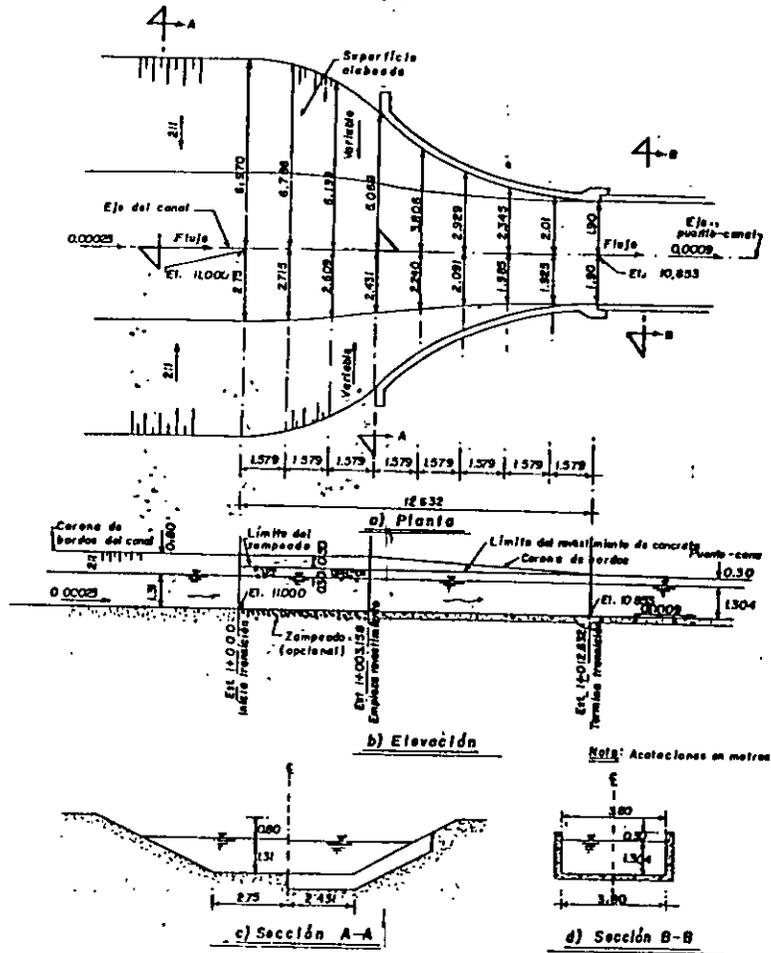


Fig. 6.18 Transición de entrada del ejemplo 6.3

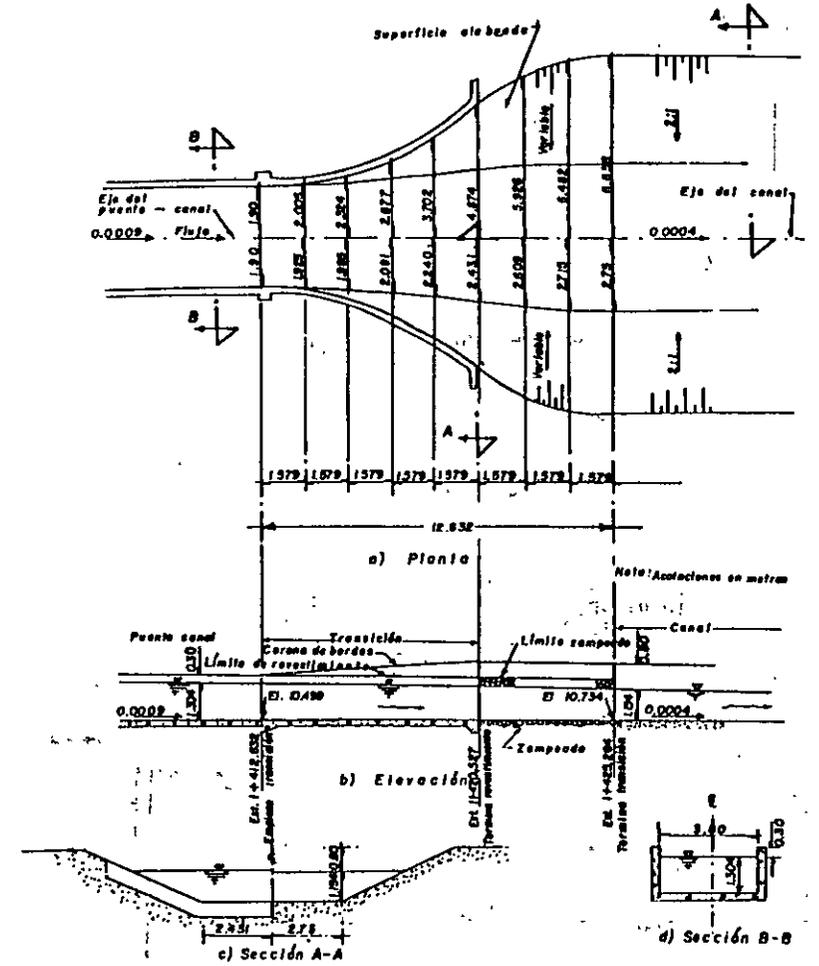


Fig. 6.19 Transición de salida del ejemplo 6.3

59