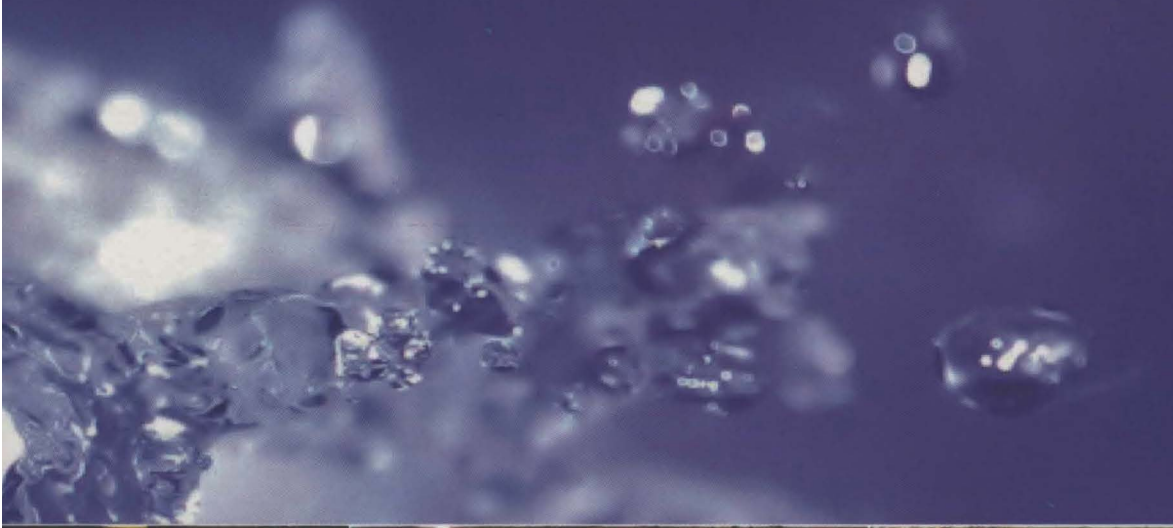


# HIDROLOGÍA URBANA

Dr. Agustín Felipe Breña Puyol





### **Dr. Agustín Felipe Breña Puyol**

Profesor-Investigador de la UAM-Iztapalapa, Ingeniero Civil y Maestro en Ingeniería, Facultad de Ingeniería y División de Estudios de Posgrado, UNAM; Doctor en Ingeniería Civil (Ph. D), Universidad Laval, Québec, Canadá. Imparte cursos en la Licenciatura en Ingeniería Hidrológica, así como en el Posgrado de Hidráulica de la Universidad Autónoma de Querétaro. Ha coordinado proyectos de Investigación, dirigido Proyectos Terminales y Servicios Sociales en la UAM-I y Tesis de Maestría relacionadas con el tema del agua. Ha sido Coordinador de la Licenciatura en Ingeniería Hidrológica, Consejero Divisional de Ciencias Básicas e Ingeniería y miembro del Comité de Carrera de la Licenciatura de Ingeniería Hidrológica y de Comisiones Dictaminadoras por evaluación curricular. En la investigación sobre el tema del Agua es autor de varios artículos publicados en revistas y congresos nacionales e internacionales. Asimismo ha impartido numerosas conferencias sobre diversos temas del agua en foros nacionales e internacionales.





**Universidad Autónoma Metropolitana**

*Rector General*

Dr. Enrique Pablo Alfonso Fernández Fassnacht

*Secretaria General*

Mtra. Iris Edith Santacruz Fabila

**Unidad Iztapalapa**

*Rector*

Dr. Javier Velázquez Moctezuma

*Secretario*

Dr. Oscar Comas Rodríguez

**División de Ciencias Básicas e Ingeniería**

*Director*

Dr. José Antonio de los Reyes Heredia

*Secretario Académico*

Dr. José Gilberto Córdoba Herrera



# **HIDROLOGÍA URBANA**

Agustín Felipe Breña Puyol



**Primera edición, 2010**

Los derechos de reproducción de esta obra pertenecen al autor

**Universidad Autónoma Metropolitana**

Prolongación Canal de Miramontes No. 3855,

Col. Ex Hacienda San Juan de Dios.

Delegación Tlalpan C.P. 14387 México D.F.

**Universidad Autónoma Metropolitana Unidad Iztapalapa**

División de Ciencias Básicas e Ingeniería

**ISBN 978-607-477-269-2**

Se prohíbe la reproducción por cualquier medio, sin el consentimiento  
de los titulares de los derechos de la obra

**Impreso en México/Printed in Mexico**

# Contenido

---

## Prefacio

|                                                                                     |           |
|-------------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>1. Introducción.....</b>                                                         | <b>13</b> |
| 1.1. Definición y objetivos.....                                                    | 13        |
| 1.2. Urbanización y población urbana .....                                          | 14        |
| 1.3. Elementos de un sistema de drenaje.....                                        | 16        |
| 1.4. Sistema de drenaje de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM)..... | 18        |
| 1.5. Hundimientos diferenciales en la ZMCM .....                                    | 27        |
| 1.6. Evolución y problemas de la hidrología urbana .....                            | 28        |
| 1.7. Efectos de la urbanización en el proceso lluvia-escurrimiento.....             | 29        |
| 1.8. Métodos para el control de las inundaciones .....                              | 30        |
| Referencias .....                                                                   | 30        |
| <b>2. Tormentas de diseño en zonas urbanas .....</b>                                | <b>33</b> |
| 2.1. Aspectos generales .....                                                       | 33        |
| 2.2. Tormentas puntuales .....                                                      | 34        |
| 2.3. Tormentas asociadas a áreas de diferente tamaño .....                          | 46        |
| 2.4. Tormentas regionales .....                                                     | 47        |
| Referencias.....                                                                    | 69        |
| <b>3 Relación lluvia-escurrimiento en zonas urbanas.....</b>                        | <b>71</b> |
| 3.1. Descripción general del proceso lluvia-escurrimiento en zonas urbanas .....    | 71        |
| 3.2. Estimación de los volúmenes de pérdidas.....                                   | 73        |
| 3.3. Métodos para estimar relaciones lluvia-escurrimiento en zonas urbanas .....    | 79        |
| 3.3.1. Métodos directos o empíricos .....                                           | 80        |
| 3.3.2. Hidrogramas sintéticos.....                                                  | 114       |
| 3.4. Recomendaciones para la selección de los métodos .....                         | 128       |
| Referencias.....                                                                    | 130       |

|                                                                         |            |
|-------------------------------------------------------------------------|------------|
| <b>4. Conceptos básicos para diseñar redes de drenaje pluvial .....</b> | <b>131</b> |
| 4.1. Sistemas de drenaje mayor y menor .....                            | 131        |
| 4.2. Aspectos básicos para diseñar una red de drenaje .....             | 132        |
| 4.3. Manejo integral del drenaje .....                                  | 133        |
| 4.4. Control de inundaciones .....                                      | 134        |
| 4.5. Planeación de las redes de alcantarillado .....                    | 136        |
| 4.5.1. Recopilación de información básica.....                          | 136        |
| 4.5.2. Definición de cuencas.....                                       | 137        |
| 4.5.3. Regionalización del sistema.....                                 | 137        |
| 4.5.4. Definición de las estructuras del sistema.....                   | 138        |
| 4.5.5. Definición de las estructuras especiales.....                    | 138        |
| 4.5.6. Consideración de áreas de retraso.....                           | 138        |
| 4.5.7. Definición del desalojo de las aguas .....                       | 139        |
| 4.5.8. Ubicación de estructuras de descarga .....                       | 139        |
| 4.5.9. Posibilidades de reuso.....                                      | 139        |
| 4.6. Datos de un Proyecto de Red de Alcantarillado Pluvial .....        | 139        |
| 4.6.1. Generalidades.....                                               | 139        |
| 4.6.2. Estado actual de la red de alcantarillado pluvial.....           | 140        |
| 4.6.3. Información topográfica .....                                    | 141        |
| 4.6.4. Información adicional para el proyecto.....                      | 142        |
| 4.6.5. Datos básicos para diseñar una red de alcantarillado.....        | 142        |
| 4.7. Trazo de una red de alcantarillado pluvial.....                    | 143        |
| 4.7.1. Configuración de un sistema de alcantarillado.....               | 143        |
| 4.7.2. Configuración de la red de atarjeas.....                         | 145        |
| 4.7.3. Ubicación de sumideros o coladeras pluviales.....                | 148        |
| 4.7.4. Colectores y emisores.....                                       | 154        |
| 4.8. Condiciones óptimas de diseño y de funcionamiento hidráulicos..... | 154        |
| 4.8.1. Diámetro mínimo de diseño de la tubería.....                     | 155        |
| 4.8.2. Velocidades permisibles de escurrimiento .....                   | 155        |
| 4.8.3. Pendientes de diseño.....                                        | 156        |
| 4.8.4. Zanjas para la instalación de la tubería.....                    | 156        |
| 4.8.5. Conexiones de tubería.....                                       | 159        |
| 4.9. Diseño hidráulico de la red de alcantarillado pluvial.....         | 162        |
| 4.9.1. Diseño de la red de atarjeas (red secundaria).....               | 163        |
| 4.9.2. Diseño de colectores (red primaria) .....                        | 165        |
| 4.9.3. Diseño de emisores.....                                          | 166        |
| 4.9.4. Pérdidas de lluvia .....                                         | 166        |
| 4.10. Elaboración de un proyecto de alcantarillado pluvial .....        | 169        |
| 4.10.1. Memoria descriptiva.....                                        | 170        |
| 4.10.2. Planos constructivos.....                                       | 170        |
| 4.10.3. Catálogo de conceptos, cantidades de obra y presupuesto .....   | 171        |

|                                                                  |            |
|------------------------------------------------------------------|------------|
| 4.11. Operación y mantenimiento de la red de alcantarillado..... | 172        |
| 4.11.1. Maniobras de operación.....                              | 172        |
| 4.11.2. Medidas de conservación y limpieza.....                  | 172        |
| 4.11.3. Acciones para una operación eficiente.....               | 183        |
| 4.12. Glosario de términos.....                                  | 184        |
| Referencias.....                                                 | 185        |
| <b>5. Diseño de una red de alcantarillado pluvial .....</b>      | <b>187</b> |
| 5.1. Método del Road Research Laboratory .....                   | 187        |
| 5.1.1. Cálculos preliminares .....                               | 188        |
| 5.1.2. Diseño de los tramos.....                                 | 195        |
| 5.1.3. Conclusiones.....                                         | 235        |
| Referencias.....                                                 | 235        |





# Prefacio

---

**L**a hidrología urbana es la rama de la hidrología superficial que estudia el ciclo hidrológico que ocurre en zonas urbanas y metropolitanas, donde predominan las superficies casi impermeables y el relieve artificial de terreno, aspecto que modifica drásticamente la transformación de la lluvia en escurrimiento.

En un concepto amplió, la hidrología urbana abarca los conceptos de cantidad y calidad del agua; y en este texto solamente se analiza la cantidad, ya que la calidad requiere de conocimientos relacionados con aspectos de niveles de contaminación del agua residual y de los métodos para llevar a cabo su purificación.

Así, la hidrología urbana es la disciplina que estudia el agua en las ciudades, su ocurrencia, circulación, uso y distribución; sus propiedades físicas y químicas y su relación con los habitantes, así como aspectos legales, administrativos, civiles, históricos, normativos y jurídicos, entre otros relacionados con el desarrollo urbano.

Por su parte, una de las manifestaciones de mayor incidencia en los núcleos urbanos son las inundaciones, producto de precipitaciones no siempre intensas durante la temporada de lluvias y tal situación se deriva del diseño, operación y mantenimiento inadecuado de las redes de alcantarillado público y de la carencia de textos que aborden el problema mencionado. A lo anterior hay que añadir que dos de los efectos más significativos de la urbanización, proceso en constante crecimiento, son la disminución de la infiltración y la capacidad de almacenamiento debido al cambio de uso del suelo.

Hidrología urbana es un libro que reúne las experiencias del autor a lo largo de 30 años. Su lectura proporcionará al lector las bases teóricas y prácticas del diseño de redes de alcantarillado pluvial en zonas urbanas, tema que es de interés para estudiantes de ingeniería hidrológica, ingenieros hidrólogos y civiles en ejercicio de su profesión, así como para especialistas responsables del diseño de servicios públicos en núcleos urbanos.

El texto inicia con una introducción de los elementos que conforman un sistema de drenaje, después se tratan los aspectos relevantes de las tormentas de diseño de tipo pluvial y su transformación en escurrimiento.

Posteriormente se describen los conceptos básicos en el diseño de redes de alcantarillado pluvial y el libro concluye con un ejemplo práctico del diseño de una red de alcantarillado pluvial en un área urbana de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (zmcm). En el ejemplo se aborda con detalle uno de los métodos de mayor difusión en el diseño de redes de drenaje pluvial en áreas urbanas: el método RRL.

Además, en cada capítulo se incluye una bibliografía básica, que servirá de apoyo al lector interesado en profundizar en este tema tan relevante para el desarrollo urbano.

Agustín Felipe Breña Puyol  
abril de 2010

# Introducción

## 1.1. Definición y objetivos

La rama de la hidrología que estudia la hidrología de zonas urbanas y metropolitanas, en donde predominan las superficies casi impermeables y el relieve artificial de terreno, analizando en particular el efecto del desarrollo urbano, se denomina hidrología urbana.

La hidrología urbana abarca los conceptos de cantidad y calidad del agua pero en este texto solamente se analiza la cantidad, ya que la calidad requiere el uso de conceptos relacionados con aspectos de niveles de contaminación de las aguas residuales y de los métodos para llevar a cabo su depuración.

Así, la hidrología urbana es la disciplina que trata el agua en las ciudades, su ocurrencia, circulación, uso y distribución, sus propiedades físicas y químicas y su relación con los habitantes. Esta definición engloba aspectos jurídicos, administrativos, normativos, históricos, de gestión y manejo, motivo por el cual esta disciplina requiere de la participación interdisciplinaria de expertos que analicen las diversas facetas relacionadas con esta disciplina.

México es un país urbano, ya que en el año 2000, 70% de la población total vivía en ciudades urbanas y zonas metropolitanas y uno de los problemas cruciales es el diseño deficiente y obsoleto de las redes de alcantarillado pluvial. Por tal situación, una de las manifestaciones más relevantes son las inundaciones que ocurren en estos espacios urbanos, año tras año, durante la época de lluvias.

En consecuencia, para atenuar o reducir la incidencia de inundaciones frecuentes en zonas urbanas, el objetivo que persigue el texto sobre la Hidrología urbana es diseñar o revisar redes de alcantarillado pluvial a partir de los conceptos hidrológicos que se han desarrollado para llevar a cabo tal acción.

## 1.2. Urbanización y población urbana

El crecimiento acelerado de la urbanización y de la población urbana está provocando el surgimiento de nuevas ciudades y por consiguiente una gran demanda de servicios relacionados con las vías de comunicación, vivienda, sistemas de drenaje pluvial, agua potable, y saneamiento entre otros.

En el ámbito mundial la urbanización se ha incrementado en forma alarmante en los últimos 40 años, por el desplazamiento de los habitantes rurales hacia las ciudades, en particular de las regiones menos desarrolladas. Este proceso ha aumentado la proporción de la población que vivía en áreas urbanas, desde un tercio en 1960 hasta 47% en 1999, con una población de 2,800 millones de personas.

La población urbana del mundo está aumentando actualmente a razón de 60 millones de personas por año, cantidad tres veces superior al aumento de la población rural (UNFPA, 2003).

Asimismo la creciente urbanización es resultado del crecimiento poblacional en las áreas urbanas y del continuo desplazamiento de personas desde las áreas rurales. Por tanto, esas fuerzas están impulsando la extensión de las áreas urbanas, ya que los asentamientos suburbanos se van incorporando paulatinamente a las ciudades urbanas o zonas metropolitanas.

En los países en desarrollo, la proporción de personas que viven en ciudades casi se ha duplicado desde 1960 (desde menos de 22% hasta más de 40%), mientras que en las regiones menos desarrolladas la proporción ha aumentado desde 61% hasta 76%. Hay una asociación sustancial entre los desplazamientos de la población desde el campo hacia la ciudad y la disminución en el tamaño medio de la familia.

Entre los continentes en desarrollo, Asia y África son los menos urbanizados, menos de 38% cada uno. Las regiones de América Latina y el Caribe es urbana en más de 75%, proporción casi igual a Europa, y las de América del Norte y Japón, cuyas proporciones oscilan entre 75% y 79%. De acuerdo con las proyecciones actuales, la urbanización seguirá aumentando hasta el 2030 y se estima que vivirán en áreas urbanas aproximadamente 5,000 millones (61%) de los 8,100 millones de habitantes del mundo.

Asimismo, la migración desde las áreas rurales hacia las urbanas no tiene precedentes y conlleva grandes oportunidades y desafíos. Hay una fuerte relación positiva entre el incremento de la proporción de población urbana en América Latina y el crecimiento del PIB por habitante en el periodo 1975-2000. Es más, las economías de los países más urbanizados crecieron más rápido que las naciones menos urbanizadas. La productividad de las empresas y la

mano de obra urbana es considerablemente mayor que la de sus equivalentes rurales.

En general, el estándar de vida de la población urbana es también mejor que el de los habitantes rurales, como consecuencia de las mejores oportunidades de trabajo, mayores ingresos y fácil acceso a servicios sociales y urbanos.

En el caso de México debido a los problemas económicos en el sector agrícola y por los procesos de la emigración rural y la inmigración, la población urbana ha crecido y seguirá incrementándose en forma vertiginosa, así lo indican investigaciones sobre el tema.

La figura 1.1 presenta los porcentajes estimados de población urbana en México para un periodo de 90 años (1910-2000) y de su análisis se deduce que durante este lapso de tiempo la población urbana se ha incrementado 42%, es decir, en 1910 ésta fue de 29%, mientras que en el año 2000 de 75% (CNA, 2005).

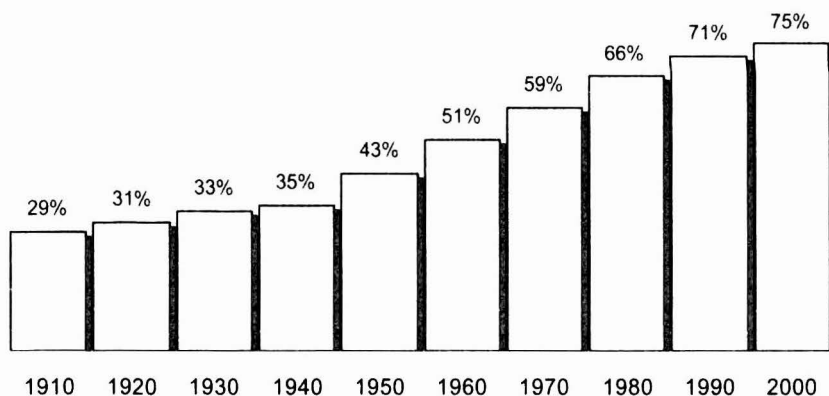


Figura 1.1. Población urbana en México, en porcentaje.

Además, estudios recientes llevados a cabo por el Consejo Nacional de Población (CONAPO, 2003) sobre el crecimiento futuro de las poblaciones urbana y rural en México, han estimado que para el año 2025 el porcentaje de población urbana será de 80%.

Por su parte, la dinámica poblacional y los flujos migratorios han propiciado la dispersión y concentración de la población en localidades rurales y urbanas a lo ancho y largo del territorio mexicano.

La tabla 1.1 presenta un resumen de las localidades urbanas y rurales distribuidas de acuerdo a su tamaño en el país en el año 2000 (INEGI, 2000).

Tabla 1.1. Localidades en el país según su tamaño

| Tamaño de las localidades                   | Número de localidades |
|---------------------------------------------|-----------------------|
| Localidades con 50 000 o más habitantes     | 178                   |
| Localidades entre 2 500 y 49 999 habitantes | 2 863                 |
| Total localidades urbanas                   | 3 041                 |
| Localidades entre 100 y 2 499 habitantes    | 47 771                |
| Localidades con menos de 100 habitantes     | 148 579               |
| Total localidades rurales                   | 196 350               |

Los datos anteriores expresan el problema de México con relación a la concentración urbana de la población y su creciente dispersión rural en un gran número de localidades. En efecto, los datos indican que en 3,041 localidades urbanas se concentra 75% de la población total de México, mientras que en 196,350 localidades rurales únicamente se aglutina 25%.

En síntesis, se concluye que en 2000 había un total de 199,395 localidades (urbanas y rurales) y que para satisfacer sus necesidades es necesario tener acceso a los servicios que requieren los habitantes de una localidad.

El sector agua tiene un gran reto para dotar los servicios de agua potable, redes de alcantarillado pluvial y saneamiento, tanto a las localidades urbanas, como a las rurales.

### 1.3. Elementos de un sistema de drenaje

Un sistema de drenaje urbano está integrado por los tres elementos fundamentales cada uno con características propias. La figura 1.2 indica los elementos básicos que integran un sistema de drenaje.

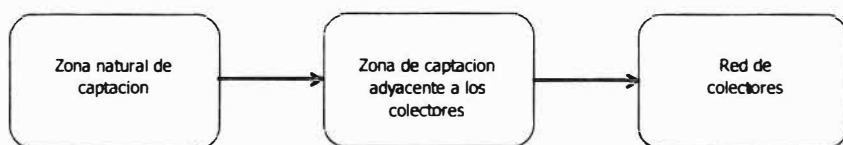


Figura 1.2. Elementos básicos de un sistema de drenaje.

Cada elemento presenta un conjunto de características peculiares y para tener una percepción más o menos detallada a continuación se describe lo más relevante.

a) Zona natural de captación.

- Área constituida por el río principal y una serie de afluentes que descargan al mismo.
- El drenaje de la precipitación ocurre a través de la topografía natural del terreno y puede presentar cualquiera de las características siguientes: son áreas que no han experimentado desarrollo alguno; pueden ser regiones boscosas de vegetación abundante, que no permiten altas velocidades en el escurrimiento, originando infiltraciones fuertes y aumentando los tiempos de retraso en el escurrimiento; o bien pueden ser zonas altas de las cuencas donde el terreno no está protegido por vegetación, ocasionando que los tiempos de concentración sean bajos y los coeficientes de escurrimientos altos.
- En esta zona se presentan variaciones en los escurrimientos y en sus respectivos coeficientes, debido fundamentalmente al tipo de vegetación, al uso del suelo que predomina en la cuenca de estudio, a su pendiente y en general a las características fisiográficas de la misma.

b) Zona de captación adyacente a los colectores.

- Zona más o menos urbanizada en la que el agua precipitada escurre sobre tramos relativamente cortos, llevándola hacia colectores que se han construido para llevar a cabo tal acción.
- Al analizarlas pueden tratarse como las zonas naturales, teniendo en cuenta que la presencia de una mayor urbanización reduce la infiltración y el tiempo de concentración, lo cual aumenta el coeficiente de escurrimiento.
- Son áreas modificadas por la mano del hombre; pudiéndose citar los casos generales siguientes: superficies dedicadas a la agricultura, expuestas al flujo rápido y por tanto a erosiones considerables; zonas pequeñas, semiurbanizadas, sin drenaje pluvial y cuya urbanización



tiene grados diferentes; áreas totalmente urbanizadas con grandes extensiones pavimentadas, donde predominan las zonas residenciales, comerciales y de jardines, los estacionamientos, un elevado número de vías de comunicación, etcétera, y la red de drenaje en esta zona, por lo regular, en su totalidad es subterránea.

c) Red de colectores.

- Consiste de una serie de elementos cuya geometría está bien definida y en el caso de los drenajes urbanos puede constituir una parte muy importante del drenaje general.
- Este elemento está integrado por un conjunto de canales y tuberías, conectados entre sí formando una red, cuyo objetivo es conducir el agua a zonas en las que no cause problemas.
- En las grandes urbes, esta red se construye tanto superficial como subterráneamente.
- En general, en las grandes ciudades el drenaje urbano es muy complejo.

#### **1.4. Sistema de drenaje de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM)**

A nivel mundial los sistemas de drenaje de las ciudades urbanas o zonas metropolitanas presentan atributos propios y sería imposible describir, en este texto, las características de las estructuras hidráulicas que integran los sistemas de drenaje de los principales núcleos urbanos de nuestro planeta.

A modo de ejemplo, se describe una síntesis del sistema de drenaje de la ZMCM, considerada actualmente como una de las áreas urbanas de mayor extensión y donde habitan más de 20 millones de habitantes.

**a) Aspectos generales**

El área de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México (ZMCM) la integran, en el año 2000, las 16 delegaciones del Gobierno del Distrito Federal, 58 municipios del Estado de México y 1 municipio del estado de Hidalgo y se encuentra localizada, desde el punto de vista geográfico, en la cuenca de México, ubicada en la parte sur de la Mesa Central entre los paralelos 19° 03' 53" y 20° 11' 09" de latitud norte y entre los meridianos 98° 11' 53" y 99° 30' 24" de longitud oeste. En la figura 1.3 se observa la ubicación geográfica de la cuenca de México (Instituto de Geografía, 1991).

La superficie de la cuenca de México es de 9,600 km<sup>2</sup> y está constituida por porciones de diferente extensión de los estados de Hidalgo, Tlaxcala, Puebla y México y la totalidad del Distrito Federal. Además, posee tres zonas típicas con características diferentes: la zona plana que corresponde al área impermeable de los antiguos lagos lacustres, la zona de lomeríos, y la zona montañosa.

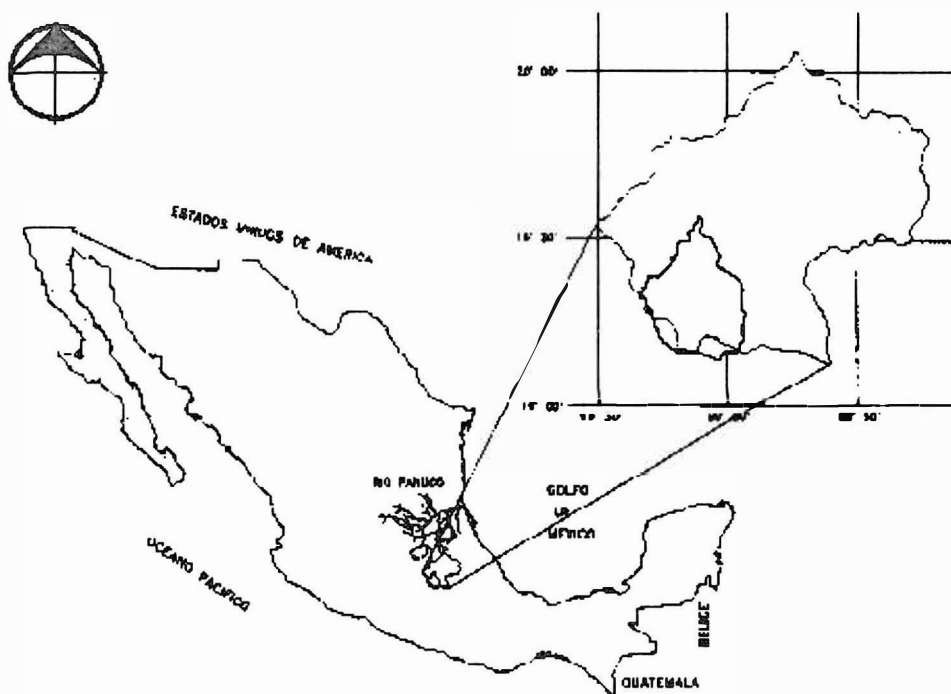


Figura 1.3. Localización geográfica de la cuenca de México.

Ahora bien, el área urbana de la ZMCM ha evolucionado de forma vertiginosa en los últimos cien años y de acuerdo con los análisis que se han efectuado en el año de 1910 la zona urbana tenía una superficie de 27 km<sup>2</sup>, en el año de 1960, aumentó a 382 km<sup>2</sup>, para 1990 el crecimiento de la zona urbana continúa era de 1,209 km<sup>2</sup>, mientras que para el año 2000 la cifra fue de 1,350 km<sup>2</sup>. Con la tendencia observada se espera que la superficie de la mancha urbana alcance una magnitud de 1,475 km<sup>2</sup> para el año 2010. En la figura 1.4 se observa a partir de un diagrama de barras la evolución del crecimiento del área urbana durante un lapso de 100 años (DDF, 1997).

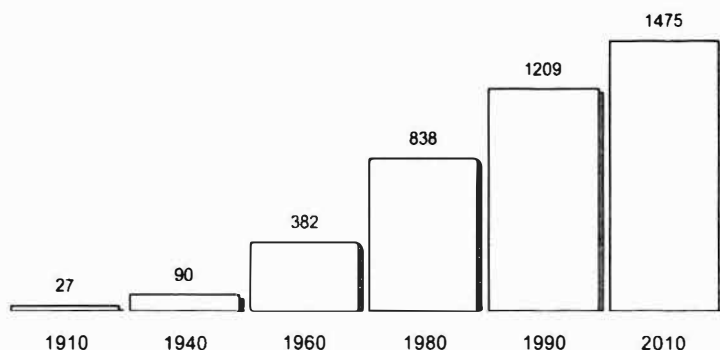


Figura 1.4. Evolución del área urbana de la ZMCM, en km<sup>2</sup>.

Desde el punto de vista poblacional, la ZMCM ha presentado una dinámica de crecimiento de gran magnitud. En un lapso de 50 años (1950-2000) aumentó 5.25 veces el número de habitantes (INEGI, 1950, 1960, 1970, 1980, 1990, 2000).

En el año de 1950 el área urbana censaba 3'442,557 habitantes, mientras que 50 años después la población de la ZMCM era de 18'076,572 habitantes. En la figura 1.5 se presenta, a partir de un diagrama de barras, el crecimiento poblacional de la ZMCM durante el periodo 1950-2000.

Los incrementos poblacionales por décadas, en los últimos 50 años, han presentado una variación muy acentuada. En efecto, en la década de los ochenta por la ocurrencia del terremoto de 1985 la población emigra a ciudades del interior de la República Mexicana, presentándose el menor incremento de población el cual fue de 1.3 millones de habitantes. No obstante, en la década de los noventa el incremento poblacional casi se duplica, ya que en este periodo el incremento alcanza un valor de 2.5 millones de habitantes.

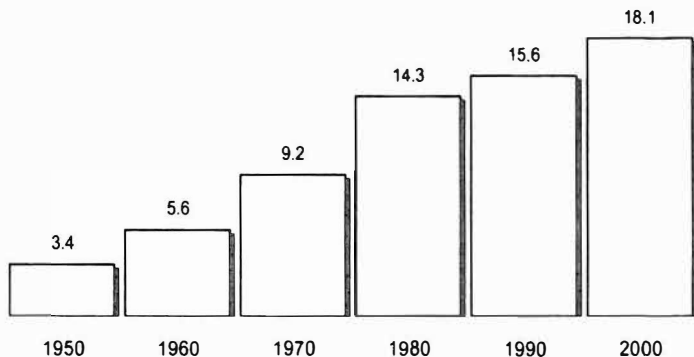


Figura 1.5. Crecimiento poblacional de la ZMCM, en millones de habitantes.

## b) Estructuras hidráulicas.

El sistema de drenaje de la ZMCM es muy complejo, cuya finalidad es drenar una cuenca hidrológica cerrada originalmente, formada por una zona lacustre de 5 lagos con poca pendiente e impermeable y con cuatro salidas artificiales construidas a lo largo del tiempo. En general, el sistema de drenaje está integrado por tres tipos de estructuras hidráulicas: salidas artificiales, red secundaria, red primaria.

### Salidas artificiales

La función específica de este tipo de estructuras hidráulicas es desalojar de la cuenca los escurrimientos producidos por las lluvias y evitar las inundaciones en la zona urbanizada que se ha construido en el fondo del sistema lacustre.

En efecto, un gran parte de la ZMCM se encuentra localizada en el fondo de los cinco lagos que integraban el sistema lacustre y a lo largo del tiempo se han construido cuatro salidas artificiales, para desalojar los escurrimientos que se generan por las precipitaciones pluviales.

El desarrollo histórico de las salidas artificiales comienza a principios del siglo XVII, y a continuación se sintetiza su descripción.

1. El Socavón o Túnel de Nochistongo fue proyectado por Francisco Gu-diel en 1555 y construido por Enrico Martínez de noviembre de 1607 a septiembre de 1608. Tenía una longitud de 6,600 m, se construyeron 42 lumbreras para la extracción del material excavado y antes y después de la entrada y salida, había una zanja o tajo abierto. Se removieron 890,000 m<sup>3</sup> de material y trabajaron en su construcción 29,650 hombres y 3,556 mujeres.

Alexander von Humboldt al conocer el Túnel de Nochistongo comentó: "Una galería subterránea que sirve de canal de desagüe, acabada en menos de un año, de 6,600 m de largo, con una sección transversal de 10.5 m<sup>2</sup>, es una obra hidráulica que en nuestros días y aun en Europa llamaría la atención de los ingenieros". El socavón fue clausurado en 1623 por orden del virrey conde de Gelves.

2. En 1640 se reanudaron los trabajos para convertir el socavón en tajo a cielo abierto. El superintendente general de la obra fue fray Luis Flores. El Tajo tiene una longitud 16 km, una profundidad máxima de 80 m, llevo 149 años de trabajo, se removieron 20 millones de m<sup>3</sup> de material. Esta obra es comparable a los canales de Suez y Panamá, pero fue realizada sin contar con las grandes máquinas y tecnología que las hicieron posibles.

Henry G. Ward estima que en las obras del Socavón y del Tajo murieron más de 200 mil personas. En 1789 empieza a funcionar y actualmente, el Tajo desagua los escurrimientos del río Cuautitlán y del Interceptor del Poniente. La obra en sí tiene una apariencia de barranca natural.

3. El Gran Canal del Desagüe es otra de las salidas; tiene dos túneles para desalojar los escurrimientos fuera de la Cuenca del Valle de México. Sus características más relevantes son:
  - Es un canal trapecial de 47 kilómetros de longitud que va de San Lázaro, D.F., a la población de Tequixquiac, Estado de México.
  - Canal a cielo abierto construido con una sección trapecial (ancho de fondo de 5.0 m en los primeros 20 km y de 6.5 m en los restantes 27 km).
  - El Canal tiene taludes a 45° y una pendiente de 20 cm/kilómetro.
  - El primer túnel tiene una longitud de 10,021 m, y un diámetro de cuatro metros y comienza a funcionar en 1,900
  - El segundo túnel tiene un diámetro de cuatro metros e inicia a operar en 1954.
  - Las figuras 1.6 y 1.7 ilustran, respectivamente la entrada y la salida del primer Túnel de Tequixquiac.
4. El Sistema de Drenaje Profundo integrado por un emisor central y nueve interceptores, tiene una longitud de 153.3 km, inicio su operación en 1975 y originalmente se diseño para drenar los escurrimientos de la Ciudad de México.

Posteriormente, se construyeron más interceptores para desalojar los escurrimientos de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México y la tabla 1.2 se muestran las características del emisor central y de los nueve interceptores tales como longitud, diámetro, capacidad de diseño, así como profundidad máxima y mínima que presenta cada uno de los conductos.

En la actualidad, el Sistema de Drenaje Profundo continúa con un proceso de expansión, ya que es un sistema de drenaje subterráneo muy eficiente de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México, situación que no sucede con el drenaje que se construye a poca profundidad, debido a que presenta frecuentes fugas y roturas por los hundimientos diferenciales. En la figura 1.8 se aprecia el esquema general del Sistema de Drenaje Profundo.

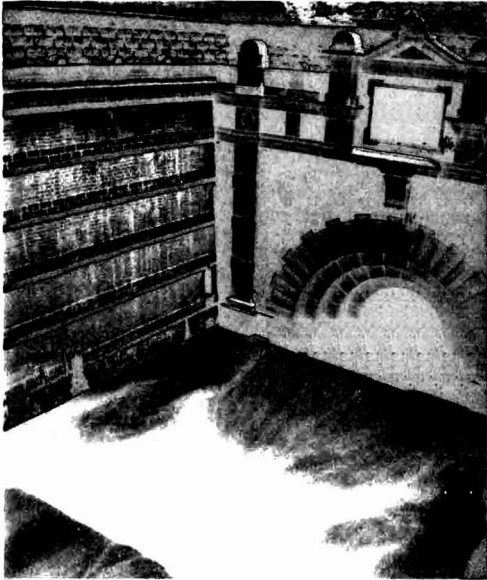


Figura 1.6.  
Portal de entrada del Primer Túnel  
de Teixquiac.

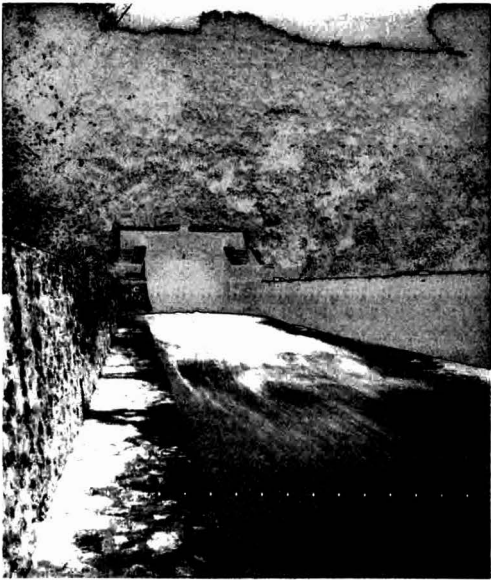


Figura 1.7.  
Portal de salida del Primer Túnel  
de Teixquiac.

Tabla 1.2. Características del emisor central e interceptores.

| Conducto                    | Longitud<br>km | Diámetro<br>m | Capacidad<br>m³/s | Profundidad<br>(mim-max),<br>m |
|-----------------------------|----------------|---------------|-------------------|--------------------------------|
| Emisor Central              | 50.0           | 6.5           | 220               | 48-217                         |
| Interceptor Central         | 16.1           | 5.0           | 90                | 22-41                          |
| Interceptor Centro-Centro   | 3.7            | 5.0           | 90                | 25-26                          |
| Interceptor Oriente         | 22.2           | 5.0           | 85                | 37-55                          |
| Interceptor Centro-Oriente  | 16.0           | 4.0           | 40                | 22-51                          |
| Interceptor del Poniente    | 16.5           | 4.0           | 25                | 20-40                          |
| Interceptor Iztapalapa      | 5.5            | 3.1           | 20                | 11-16                          |
| Interceptor Obrero Mundial  | 0.8            | 3.2           | 20                | 10-16                          |
| Interceptor Oriente Sur     | 13.8           | 5.0           | 85                | 20-23                          |
| Canal Nacional-Canal Chalco | 8.7            | 3.1           | 20                | 15-17                          |

### *Red secundaria*

La red secundaria del sistema de drenaje esta constituida por aquellos colectores o atarjeas cuyo objetivo es drenar los escurrimientos que se generan en las casas habitación. Presenta características muy peculiares, describiendo a continuación sus aspectos más relevantes.

- La red secundaria es un conjunto de sistemas de atarjeas que recolectan las aguas residuales y pluviales provenientes de las descargas domiciliarias.
- En general, este tipo de red esta integrada por conductos cuyo diámetro máximo es de 45 centímetros.
- En el año 2000 el nivel de cobertura en el área urbanizada de la ZMCM, era de 92%.
- La longitud de atarjeas en el D.F., era de 10,237 kilómetros en 2004.
- La población sin drenaje (8%) descarga sus desechos en: fosas sépticas, grietas y barrancas, terrenos baldíos e incluso de forma directa en la calle.

### *Red primaria*

La red primaria es fundamental para el drenaje urbano y para la ZMCM está integrada por diversas estructuras hidráulicas con funciones específicas. A continuación se detallan sus aspectos de mayor importancia.

- La red primaria es una red de drenaje de tipo combinado, es decir conduce agua residual y pluvial en forma simultánea.
- En el año 2000 estaba formada por 128 sistemas de colectores, de los cuales 108 están ubicados en el D.F., y 20 se localizan en el Estado de México.
- La red está integrada por tuberías cuyos diámetros oscilan de 60 cm hasta 4 m.
- En 2004 la zona urbanizada del Distrito Federal tenía una red de colectores con una longitud de 2,106 km.
- Está auxiliada por 303 plantas de bombeo, 12 tanques de tormenta, 22 sifones, 13 lagunas, lagos y vasos de regulación y un sistema de interceptación integrado por 29 presas, cuyo objetivo es almacenar los escurrimientos generados en la zona montañosa del poniente.
- Por los hundimientos del subsuelo producto de la sobreexplotación de los acuíferos, grandes zonas urbanas de la ZMCM se drenan por bombeo y para ello se han construido tanques de tormenta y plantas de bombeo.







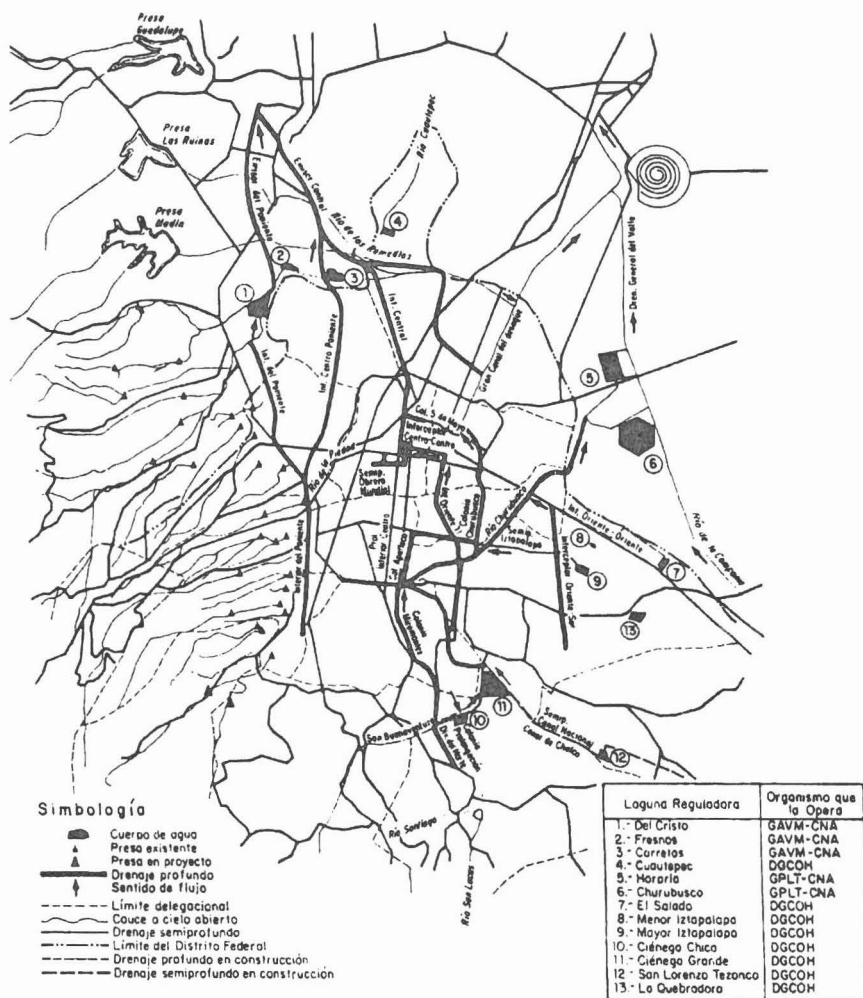


Figura 1.10. Localización de las lagunas, lagos y vasos de regulación

### 1.5. Hundimientos diferenciales en la ZMCM

Un problema grave que repercute en las redes de abastecimiento de agua potable, en el sistema de drenaje urbano y, en general en las construcciones del área urbanizada de la ZMCM son los hundimientos del suelo provocados por la sobreexplotación de los acuíferos utilizados para abastecer de agua potable a los usuarios y en menor proporción por el peso de las grandes construcciones.

Los hundimientos diferenciales han presentado un comportamiento variable en el tiempo y su evolución es producto del incremento y perforación acelerada de pozos profundos en los acuíferos de la ZMCM. En la tabla 1.3 se hallan los valores medios anuales de los hundimientos durante un periodo de 105 años.

Tabla 1.3. Hundimientos diferenciales en la Ciudad de México y zona conurbada.

| Periodo   | Hundimiento medio anual, en cm                    |
|-----------|---------------------------------------------------|
| 1900-1936 | 5                                                 |
| 1938-1948 | 18                                                |
| 1950-1980 | 30 a 50                                           |
| 1985-2005 | En áreas muy específicas han superado los 100 cm. |

A nivel regional, las áreas donde se han detectado los mayores hundimientos y, por consiguiente problemas importantes de inundaciones y fugas en las redes de agua potable y de drenaje pluvial son: Distrito Federal, ZMCM, San Vicente Chicoloapan, Tizayuca, Cuautitlán, Tultitlán, Tepetzotlán, Teoloyucan, Ecatepec, Coacalco, Zumpango, Chalco, Amecameca y Tláhuac.

1.6. Evolución y problemas de la hidrología urbana

Los sistemas de drenaje han cambiado de zanjas primitivas a complejas redes de alcantarillas y conductos superficiales y subterráneos.

Las fórmulas empíricas tradicionales empleadas durante las últimas décadas, resultan hoy día inadecuadas. La aproximación a través de gastos máximos promedio, calculados a partir de frecuencia relativa no es suficiente para la mayoría de los diseños actuales.

En consecuencia, para manejar satisfactoriamente los elementos básicos, es necesario actualizarse con nuevas técnicas. Asimismo, es necesario combinar los procesos hidrológicos fundamentales con modelos matemáticos de forma tal que produzcan resultados confiables en puntos de interés en el tiempo y el espacio. Además, las demandas de la sociedad para implantar mejores controles sobre el ambiente, requieren que las consideraciones sobre calidad del agua se superpongan a las estimaciones de cantidad, para un manejo racional del recurso agua.

A continuación se enlistan las objeciones fundamentales sobre los métodos que se han aplicado para diseñar sistemas de drenaje urbano:

- Las fórmulas empíricas utilizadas han sido calibradas en zonas cuyas condiciones son diferentes a las del problema específico que se pretende resolver.
- El sustituir la distribución de una característica por un valor promedio, impide tomar en cuenta el ordenamiento que esa característica presenta en el sistema.
- El integrar los tres elementos de un sistema de drenaje urbano en un todo, impide ver con claridad los efectos que se producen cuando se modifica una de ellas y dificulta por consiguiente, el dilucidar las consecuencias que tiene el establecimiento de una nueva zona urbanizada sobre el drenaje general de una ciudad.

Las limitaciones de los métodos tradicionales de análisis han propiciado un desarrollo anárquico de los sistemas de drenaje urbano en las principales urbes del mundo, lo cual ha derivado en un estado crítico. Esta crisis, ha motivado la revisión de los métodos de diseño y la publicación de un gran número de literatura en las que se desarrollan nuevas herramientas de cálculo cubriendo un espectro muy amplio en cuanto al grado de subdivisión de los elementos que componen al sistema.

En un extremo de este espectro están los métodos tradicionales que, como ya se mencionó, consideran al sistema de drenaje como un todo. En el otro extremo se encuentran los métodos que utilizan una subdivisión detallada en cada uno de los elementos del sistema, pero que requieren gran cantidad información de la que en muchas ocasiones no se dispone.

## **1.7 Efectos de la urbanización en el proceso lluvia-escurrimiento**

La consecuencia más importante de la urbanización es la modificación drástica de las condiciones naturales que gobiernan el movimiento, la distribución y la calidad del agua. En general la urbanización intensifica y acelera el proceso lluvia-escurrimiento.

La urbanización convierte en impermeables áreas que eran permeables e incrementa la porción de lluvia que se convierte en escurrimiento superficial, es decir aumenta el coeficiente de escurrimiento. Además, la aceleración producida en el proceso lluvia-escurrimiento, debida a la sustitución del suelo natural por superficies menos rugosas y mejor alineadas, ocasiona la disminución del tiempo de ocurrencia de las avenidas y, por tanto, un incremento en el gasto máximo de las mismas.

Otros efectos de la urbanización, aunque indirectos son importantes, son las invasiones de los cauces naturales y sus planicies de inundación y la deforestación de las cuencas aportadoras.

## 1.8. Métodos para el control de las inundaciones

El control de inundaciones es un elemento importante en el análisis de los sistemas de drenaje y puede realizarse por alguno o combinando cualesquiera de los métodos descritos a continuación.

- *Métodos para regular avenidas.* Consisten en construir presas en los cauces más importantes que aportan grandes volúmenes hacia las zonas urbanizadas, o bordos perimetrales cuyo fin es formar vasos en las zonas planas hacia las cuales puedan derivarse las avenidas. Otra alternativa podría ser, controlar el uso del suelo mediante la reforestación de la cuenca, creación de áreas verdes, etcétera.
- *Métodos que permiten conducir y desalojar las avenidas de manera eficiente.* Con ello se pretende disminuir el tirante necesario para conducir un gasto dado y confinar el escurrimiento en un cauce definido. La limpieza, desazolve y alineamiento de los cauces, el dragado para aumentar su pendiente, la construcción de bordos y, en general, la de la red de drenaje, son medidas utilizadas en estos métodos.
- *Métodos cuyo fin es disminuir el monto de los daños provocados por las avenidas.* Debido a que los métodos anteriores implican grandes inversiones, se han desarrollado medidas cuyo objetivo es provocar que las inundaciones ocurran en sitios en los que los daños sean mínimos.

## Referencias

- CNA (2005): *Estadísticas del agua en México*, Comisión Nacional del Agua, Sistema Nacional de Información sobre Cantidad, Calidad, Usos y Conservación del Agua (SINA), México.
- CONAPO (2003): *Proyecciones de población 2000-2030*, Consejo Nacional de Población, México.
- DDF (1997): *Plan maestro de drenaje de la zona metropolitana de la Ciudad de México: 1994-2010*, Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica, DDF, México.

- INEGI (2000): *Censo general de población y vivienda de 2000*, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.
- INEGI (1950, 1960, 1970, 1980, 1990, 2000): *Censo general de población y vivienda de 1950 (VII) a 2000 (XII)*, Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, México.
- Instituto de Geografía (1991): *Carta de hidrografía e hidrometría de la república mexicana*, Carta IV.5.1, escala 1:4'000,000, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM), México.
- UNFPA 2003: *Estado de la población mundial 2003*, División de Población de las Naciones Unidas, Nueva York.



## Tormentas de diseño en zonas urbanas

### 2.1. Aspectos generales

Para definir una tormenta de diseño es necesario considerar las variables involucradas con la magnitud, la duración, la frecuencia o probabilidad de ocurrencia, la porción de área que abarca la tormenta y la distribución de la lluvia en el tiempo.

La magnitud se analiza con los valores de las alturas de precipitación máxima ( $h_p$ , mm) o bien a partir de las intensidades máximas de lluvia ( $i$ , mm/h).

La duración es función del intervalo de tiempo utilizado para registrar la precipitación. En hidrología se consideran lluvias de corta duración aquellas cuyo tiempo oscila entre 5 y 120 minutos, mientras que para las de larga duración el tiempo es mayor a 2 horas.

La frecuencia o probabilidad de ocurrencia permite estimar la magnitud de la tormenta de diseño correspondiente a una probabilidad dada. En hidrología se utiliza el concepto del periodo de retorno, expresado en años.

La porción que abarca la tormenta se analiza con el auxilio del Factor de Reducción por Área (FRA), el cual reduce los valores de precipitación puntual máxima, datos que se utilizan para regionalizar las lluvias máximas, a valores medios asociados con áreas de diferentes porciones.

Finalmente, con la distribución temporal de la lluvia se transforma el valor de la tormenta pluvial asociada a la duración total en un hietograma el cual se define como un histograma cuyas barras indican la variación de la altura de precipitación asociada a la duración de la tormenta analizada.



Por su parte, la tormenta de diseño en una cuenca urbana puede determinarse para un punto, para áreas de diferentes tamaños o bien en forma regional y cada una de ellas presenta características y concepciones teóricas distintas.

## 2.2. Tormentas puntuales

Este tipo de tormentas, son las que se presentan en un punto, y para definirla se utilizan los datos puntuales de altura de precipitación o intensidades máximas de lluvia registradas en una estación, además, estas tormentas son válidas para áreas cuya extensión está definida por la zona de influencia de la estación de aforo o bien para superficies que no excedan los 25 km<sup>2</sup>.

Ahora bien, los métodos más comunes que se usan para definir la magnitud de las tormentas puntuales son: el análisis simultáneo de las variables intensidad, duración y periodo de retorno (*i-d-T<sub>r</sub>*), a través de una regresión múltiple; y el análisis independiente de las variables intensidad y periodo de retorno (*i-T<sub>r</sub>*) a partir de funciones de distribución de probabilidad.

### a) Análisis simultáneo

En este caso específico, se realiza un ajuste simultáneo de las variables intensidad-duración-periodo de retorno (*i-d-T<sub>r</sub>*) por medio de una regresión múltiple a través de expresiones matemáticas que se han desarrollado para tal fin.

Por su parte, el objetivo fundamental del análisis simultáneo es calcular el valor de la intensidad máxima de lluvia (*i*) en función de su duración (*d*) y del periodo de retorno (*T<sub>r</sub>*)

A lo largo del tiempo se ha implementado un espectro amplio de expresiones, pero el método más común esta representado por la función matemática del tipo siguiente:

$$i = k \frac{T_r^m}{d^n} \quad (2.1)$$

Donde *i* es el valor de la intensidad máxima de lluvia, en mm/h; *T<sub>r</sub>* es el periodo de retorno, en años; *d* es la duración de la lluvia, en min; y *k*, *m* y *n* son los parámetros que se determinan al ajustar la ecuación (2.1) a los datos registrados.

Para evaluar los parámetros  $k$ ,  $m$  y  $n$ , se transforma la ecuación (2.1) a una forma lineal tomando logaritmos. Al realizar este proceso se obtiene la expresión siguiente:

$$\text{Lni} = \text{Ln}k + m\text{Ln}T_r - n\text{Lnd} \quad (2.2)$$

o bien

$$Y = A_0 + A_1 X_1 + A_2 X_2 \quad (2.3)$$

donde:

$$\begin{aligned} Y &= \text{Lni} & X_1 &= \text{Ln}T_r & X_2 &= \text{Lnd} \\ A_0 &= \text{Ln}k & A_1 &= m & A_2 &= -n \end{aligned}$$

Para calcular las magnitudes de los parámetros  $A_0$ ,  $A_1$  y  $A_2$  se utiliza el sistema de ecuaciones siguiente:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n Y &= N A_0 + A_1 \sum_{i=1}^n X_1 + A_2 \sum_{i=1}^n X_2 \\ \sum_{i=1}^n (X_1 Y) &= A_0 \sum_{i=1}^n X_1 + A_1 \sum_{i=1}^n (X_1^2) + A_2 \sum_{i=1}^n (X_1)(X_2) \\ \sum_{i=1}^n (X_2 Y) &= A_0 \sum_{i=1}^n X_2 + A_1 \sum_{i=1}^n (X_1)(X_2) + A_2 \sum_{i=1}^n (X_2^2) \end{aligned} \quad (2.4)$$

donde  $N$  = Número de sumandos

Con relación a la información requerida para aplicar el esquema de análisis simultáneo, se debe aplicar un procedimiento para la recolección y análisis de las intensidades máximas de lluvia, en una estación pluviométrica, el cual comprende las etapas siguientes:

1. Se selecciona un conjunto de duraciones asociadas a cortas duraciones (5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos).
2. De los registros anuales se eligen las 10 tormentas de mayor magnitud.
3. Se selecciona la intensidad máxima de lluvia para las 10 duraciones de interés. Este proceso se realiza para cada año del registro disponible.
4. Se obtiene un registro que contiene los valores de las intensidades máximas de lluvia para diferentes duraciones y durante un periodo.

5. A cada conjunto de datos asociados a una duración se le asigna su periodo de retorno ( $T_r$ ) correspondiente con el proceso siguiente:
  - Se ordenan de mayor a menor los valores de la intensidad máximas de lluvia y se les asigna un número de orden ( $m= 1$  para el valor mayor,  $m= 2$  valor siguiente y así sucesivamente).
  - Se estima el periodo de retorno ( $T_r$ ) de cada dato de intensidad máxima de lluvia con la expresión:

$$T_r = \frac{N + 1}{m} \quad (2.5)$$

donde  $N$  es el número total de años de registro; y  $m$  es el número de orden asignado a cada valor de la intensidad máxima de lluvia.

6. Se obtiene un registro de datos asociado a las intensidades máximas de lluvia correspondientes a cortas duraciones cuyo valores oscilan entre 5 y 120 minutos.

Al finalizar el proceso de recopilación y análisis de las intensidades máximas de lluvia asociadas a cortas duraciones, se determinan las sumatorias del sistema de ecuaciones (2.4) y al resolverlo se definen los valores de los parámetros  $k$ ,  $m$  y  $n$

En su fase final se sustituyen los valores de los parámetros  $k$ ,  $m$  y  $n$  en la ecuación (2.1), la cual permite evaluar el valor de la intensidad máxima de lluvia ( $i$ ) a partir de su duración ( $d$ ) y del periodo de retorno ( $T_r$ ).

Asimismo, con el auxilio de la ecuación (2.1) se elabora una gráfica, la cual ilustra las curvas intensidad-duración-periodo de retorno para diferentes periodos de retorno, estimadas a partir del método de regresión múltiple, para la estación pluviográfica de análisis.

**Problema 1.** Calcular las curvas intensidad-duración-periodo de retorno ( $i$ - $d$ - $T_r$ ) para un periodo de retorno de 5, 10, 25 y 50 años en la estación pluviométrica Departamento del Distrito Federal, D.F.

**Solución:**

1. La tabla 2.1 contiene los datos de la intensidad máxima de lluvia asociada a las 10 duraciones de registro.

Tabla 2.1. Intensidades máximas de lluvia registradas en la estación pluviométrica Departamento del Distrito Federal, en mm/h.

| m  | Tr    | Duración, en min |       |       |       |      |      |      |      |      |      |
|----|-------|------------------|-------|-------|-------|------|------|------|------|------|------|
|    |       | 5                | 10    | 15    | 20    | 30   | 45   | 60   | 80   | 100  | 120  |
| 1  | 25.00 | 240.0            | 147.6 | 129.6 | 115.5 | 85.2 | 59.9 | 51.0 | 38.3 | 30.6 | 25.5 |
| 2  | 12.50 | 234.0            | 140.4 | 112.8 | 105.0 | 76.0 | 58.5 | 44.0 | 33.5 | 28.2 | 23.8 |
| 3  | 8.33  | 184.8            | 124.8 | 110.7 | 105.0 | 73.5 | 52.0 | 43.0 | 33.0 | 27.9 | 23.6 |
| 4  | 6.25  | 180.0            | 122.0 | 104.0 | 84.0  | 62.0 | 52.0 | 40.6 | 32.3 | 26.4 | 22.0 |
| 5  | 5.00  | 177.6            | 120.0 | 98.8  | 81.0  | 60.0 | 50.1 | 39.2 | 32.0 | 25.8 | 21.5 |
| 6  | 4.17  | 175.2            | 117.0 | 89.6  | 76.5  | 58.5 | 45.7 | 39.1 | 29.6 | 23.8 | 20.0 |
| 7  | 3.57  | 168.0            | 112.2 | 80.0  | 72.0  | 58.0 | 45.2 | 38.2 | 29.4 | 23.6 | 19.7 |
| 8  | 3.13  | 156.0            | 102.0 | 78.0  | 69.0  | 56.2 | 42.7 | 33.3 | 25.1 | 20.4 | 17.0 |
| 9  | 2.78  | 144.0            | 90.0  | 72.0  | 69.0  | 56.0 | 40.0 | 32.0 | 24.0 | 19.2 | 16.0 |
| 10 | 2.50  | 132.0            | 90.0  | 71.5  | 63.5  | 48.4 | 37.9 | 30.7 | 23.1 | 18.5 | 15.4 |
| 11 | 2.27  | 128.4            | 87.6  | 69.6  | 61.8  | 48.0 | 36.0 | 28.0 | 21.0 | 16.8 | 14.1 |
| 12 | 2.08  | 120.0            | 87.0  | 66.4  | 60.0  | 46.0 | 32.4 | 26.0 | 20.0 | 16.6 | 14.0 |
| 13 | 1.92  | 120.0            | 84.0  | 66.0  | 60.0  | 44.6 | 30.7 | 24.5 | 18.8 | 16.0 | 13.9 |
| 14 | 1.79  | 117.6            | 82.5  | 64.0  | 57.0  | 41.0 | 29.7 | 24.3 | 18.6 | 15.0 | 13.0 |
| 15 | 1.67  | 108.0            | 72.0  | 58.0  | 47.0  | 39.0 | 27.3 | 22.6 | 18.0 | 15.0 | 12.5 |
| 16 | 1.56  | 108.0            | 69.6  | 52.0  | 44.4  | 36.0 | 26.6 | 22.3 | 17.3 | 14.0 | 12.5 |
| 17 | 1.47  | 96.0             | 66.0  | 52.0  | 42.0  | 34.0 | 25.3 | 21.4 | 16.8 | 13.8 | 12.1 |
| 18 | 1.39  | 96.0             | 66.0  | 49.8  | 42.0  | 32.0 | 24.1 | 20.6 | 16.7 | 13.4 | 12.0 |
| 19 | 1.32  | 90.0             | 63.0  | 48.0  | 40.5  | 31.0 | 24.0 | 20.0 | 16.2 | 13.2 | 11.5 |
| 20 | 1.25  | 84.0             | 60.6  | 48.0  | 39.9  | 31.0 | 24.0 | 20.0 | 15.8 | 13.1 | 11.3 |
| 21 | 1.19  | 84.0             | 60.0  | 44.0  | 37.5  | 30.0 | 23.9 | 19.0 | 15.0 | 12.6 | 11.0 |
| 22 | 1.14  | 84.0             | 54.0  | 44.0  | 36.0  | 28.0 | 22.6 | 18.0 | 14.6 | 12.2 | 10.8 |
| 23 | 1.09  | 75.6             | 48.0  | 40.0  | 36.0  | 28.0 | 21.3 | 17.7 | 13.8 | 11.5 | 10.2 |
| 24 | 1.04  | 39.6             | 26.1  | 22.0  | 18.0  | 14.0 | 11.5 | 9.7  | 7.8  | 7.4  | 7.2  |

- En la tabla 2.2 se indica una síntesis del procedimiento que se utiliza para determinar las sumatorias del sistema de ecuaciones (2.4).
- Con los valores de las sumatorias señaladas en la tabla 2.2 se obtiene el sistema de ecuaciones siguiente:

$$240.000 A_0 + 224.742 A_1 + 832.624 A_2 = 875.884$$

$$224.742 A_0 + 368.951 A_1 + 779.692 A_2 = 885.986 \quad (2.6)$$

$$832.624 A_0 + 779.692 A_1 + 3128.458 A_2 = 2879.486$$

- Resolviendo el sistema de ecuaciones (2.6) se obtienen los valores de los parámetros  $A_0$ ,  $A_1$  y  $A_2$ , cuyas magnitudes son:

$$A_0 = 5.56$$

$$A_1 = 0.42$$

$$A_2 = -0.66$$

5. Finalmente se obtienen los valores de los parámetros

$$k = 259.823$$

$$m = 0.42$$

$$y \quad n = 0.66$$

6. Sustituyendo los valores de  $k$ ,  $m$  y  $n$  en la ecuación (2.1), se define la expresión de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno ( $i$ - $d$ - $T_r$ ):

$$i = \frac{259.823 T_r^{0.42}}{d^{0.66}} \quad (2.7)$$

Tabla 2.2. Procedimiento para determinar las sumatorias del sistema de ecuaciones (2.4).

| n     | Y<br>Ln i | X <sub>1</sub><br>Ln Tr | X <sub>2</sub><br>Ln d | (X <sub>1</sub> ) <sup>2</sup> | (X <sub>2</sub> ) <sup>2</sup> | X <sub>1</sub> X <sub>2</sub> | X <sub>1</sub> Y | X <sub>2</sub> Y |
|-------|-----------|-------------------------|------------------------|--------------------------------|--------------------------------|-------------------------------|------------------|------------------|
| 1     | 5.480     | 3.219                   | 1.609                  | 10.361                         | 2.590                          | 5.181                         | 17.639           | 8.820            |
| 2     | 5.455     | 2.526                   | 1.609                  | 6.379                          | 2.590                          | 4.065                         | 13.778           | 8.779            |
| 3     | 5.216     | 2.120                   | 1.609                  | 4.496                          | 2.590                          | 3.412                         | 11.059           | 8.395            |
| 4     | 5.192     | 1.833                   | 1.609                  | 3.358                          | 2.590                          | 2.949                         | 9.515            | 8.356            |
| 5     | 5.179     | 1.609                   | 1.609                  | 2.590                          | 2.590                          | 2.590                         | 8.335            | 8.335            |
| 6     | 5.165     | 1.427                   | 1.609                  | 2.037                          | 2.590                          | 2.297                         | 7.371            | 8.313            |
| 7     | 5.123     | 1.273                   | 1.609                  | 1.620                          | 2.590                          | 2.049                         | 6.521            | 8.245            |
| 8     | 5.049     | 1.139                   | 1.609                  | 1.298                          | 2.590                          | 1.834                         | 5.753            | 8.126            |
| 9     | 4.969     | 1.022                   | 1.609                  | 1.044                          | 2.590                          | 1.644                         | 5.077            | 7.997            |
| 10    | 4.882     | 0.916                   | 1.609                  | 0.840                          | 2.590                          | 1.475                         | 4.473            | 7.857            |
| 11    | 4.855     | 0.821                   | 1.609                  | 0.674                          | 2.590                          | 1.321                         | 3.986            | 7.814            |
| 12    | 4.787     | 0.734                   | 1.609                  | 0.539                          | 2.590                          | 1.181                         | 3.514            | 7.704            |
| 13    | 4.787     | 0.654                   | 1.609                  | 0.428                          | 2.590                          | 1.052                         | 3.130            | 7.704            |
| 14    | 4.767     | 0.580                   | 1.609                  | 0.336                          | 2.590                          | 0.933                         | 2.764            | 7.672            |
| 15    | 4.682     | 0.511                   | 1.609                  | 0.261                          | 2.590                          | 0.822                         | 2.392            | 7.535            |
| 16    | 4.682     | 0.446                   | 1.609                  | 0.199                          | 2.590                          | 0.718                         | 2.090            | 7.535            |
| 17    | 4.564     | 0.386                   | 1.609                  | 0.149                          | 2.590                          | 0.621                         | 1.760            | 7.345            |
| 18    | 4.564     | 0.329                   | 1.609                  | 0.108                          | 2.590                          | 0.529                         | 1.499            | 7.345            |
| 19    | 4.499     | 0.274                   | 1.609                  | 0.075                          | 2.590                          | 0.442                         | 1.235            | 7.241            |
| 20    | 4.430     | 0.223                   | 1.609                  | 0.050                          | 2.590                          | 0.359                         | 0.989            | 7.130            |
| 21    | 4.430     | 0.174                   | 1.609                  | 0.030                          | 2.590                          | 0.281                         | 0.772            | 7.130            |
| 22    | 4.430     | 0.128                   | 1.609                  | 0.016                          | 2.590                          | 0.206                         | 0.566            | 7.130            |
| 23    | 4.325     | 0.083                   | 1.609                  | 0.007                          | 2.590                          | 0.134                         | 0.361            | 6.961            |
| 24    | 3.678     | 0.041                   | 1.609                  | 0.002                          | 2.590                          | 0.066                         | 0.150            | 5.920            |
| .     | .         | .                       | .                      | .                              | .                              | .                             | .                | .                |
| .     | .         | .                       | .                      | .                              | .                              | .                             | .                | .                |
| .     | .         | .                       | .                      | .                              | .                              | .                             | .                | .                |
| .     | .         | .                       | .                      | .                              | .                              | .                             | .                | .                |
| 239   | 2.322     | 0.083                   | 4.787                  | 0.007                          | 22.920                         | 0.399                         | 0.194            | 11.117           |
| 240   | 1.974     | 0.041                   | 4.787                  | 0.002                          | 22.920                         | 0.195                         | 0.081            | 9.451            |
| Sumas | 875.884   | 224.742                 | 832.624                | 368.951                        | 3128.458                       | 779.692                       | 885.986          | 2879.486         |

7. En la figura 2.1 se indican las curvas intensidad-duración-periodo de retorno para diferentes periodos de retorno, estimadas a partir del método de regresión múltiple para la estación pluviométrica Departamento del Distrito Federal, D. F.

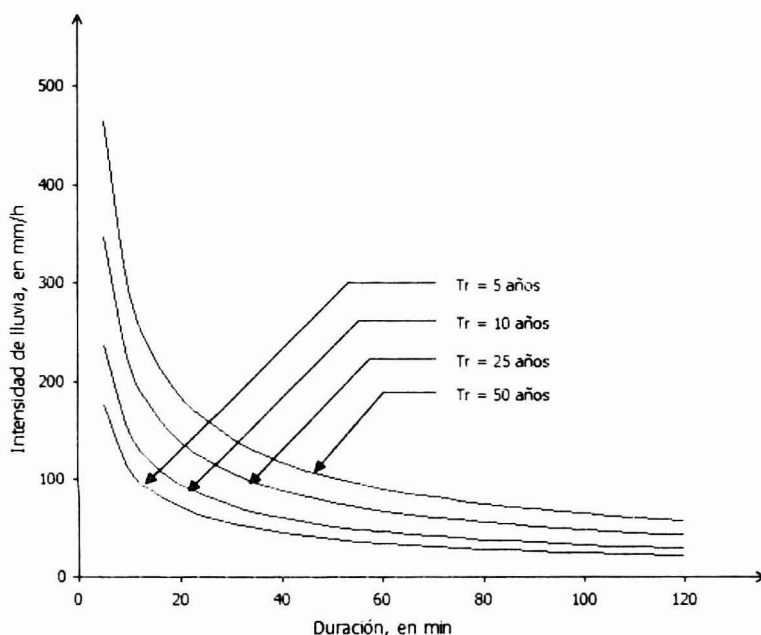


Figura 2.1. Curvas intensidad-duración-periodo de retorno para la estación pluviométrica Departamento del Distrito Federal, DF.

### b) Análisis independiente.

El objetivo de este tipo de esquema es efectuar un análisis independiente para cada duración, es decir, definir una función que relacione la duración y el periodo de retorno. La técnica más usual es la función de distribución de probabilidad (fdp) y en hidrología estadística existe un espectro amplio de funciones que es posible utilizar para estimar la frecuencia de fenómenos de tipo hidrológico.

Ahora bien, el análisis de frecuencia de valores máximos anuales, a partir de diferentes funciones de distribución de probabilidad con un número variable de parámetros, ha tenido una aplicación continua a lo largo del tiempo. Al respecto, puede decirse que durante un periodo de 75 años (1914-1988), se han desarrollado análisis de frecuencia de eventos máximos anuales por

diversos autores, sobresaliendo las aplicaciones realizadas por Hazen (1914), Gumbel (1941, 1958), Chow (1951, 1964), Jenkinson (1955), Houghton (1978), Ahmad y Al (1988), Ahmad (1988) entre otros.

También, es importante definir en términos matemáticos, el concepto de función de distribución de probabilidad, herramienta básica para estimar la frecuencia de valores extremos en el dominio de la hidrología.

Sea una variable aleatoria continua  $X$ . La función  $f(x)$  es una función de densidad de probabilidad (fdp) si:

$$1) \quad f(x) \geq 0, \text{ para cualquier valor } x \text{ real} \quad (2.8)$$

$$2) \quad \int_{-\infty}^{\infty} f(x) \, dx = 1 \quad (2.9)$$

$$3) \quad P \left[ a \leq x \leq b \right] = \int_a^b f(x) \, dx, \text{ para } a \text{ y } b \text{ reales} \quad (2.10)$$

La función de distribución  $F(x)$  está definida por:

$$F(x) = P \left[ X \leq x \right], \text{ para cualquier valor } x \text{ real} \quad (2.11)$$

y está asociada a la función de densidad de probabilidad por la relación:

$$F(x) = \int_{-\infty}^x f(t) \, dt \quad (2.12)$$

donde  $F(x)$  es una función continua, monótona creciente, tal que  $F(-\infty) = 0$  y  $F(+\infty) = 1$ . Asimismo, es importante precisar que la función  $F(x)$  está definida únicamente en el intervalo  $(0,1)$ .

Ahora bien, en hidrología lo que interesa es la probabilidad de excedencia (probabilidad de que la variable aleatoria exceda un determinado valor) y para ello se ha introducido el concepto del periodo de retorno ( $T_r$ ), que se define como el número de años promedio en el que un evento hidrológico puede ser igualado o excedido.

Por su parte, la variable aleatoria  $x$  puede representar los valores máximos anuales (gastos, precipitaciones, intensidades, etcétera) y es posible estimar su periodo de retorno ( $T_r$ ) con la expresión:

$$T_r(x) = \frac{1}{1-F(x)} \quad (2.13)$$

Asimismo, la función de distribución de probabilidad  $F(x)$  podrá definirse con el apoyo del periodo de retorno ( $T_r$ ) con la expresión:

$$F(x) = 1 - \frac{1}{T_r(x)} \quad (2.14)$$

donde ( $T_r$ ) es el periodo de retorno asociado a un valor  $x$ , en años; y  $F(x)$  es la función de distribución de los valores máximos anuales.

Tal como se mencionó, existe un espectro amplio de funciones de distribución de probabilidad que pueden utilizarse para estimar la probabilidad de excedencia de eventos hidrológicos máximos relacionados con las alturas de lluvia máxima o bien con las intensidades máximas de lluvia.

De acuerdo con aplicaciones prácticas de datos de intensidades máximas de lluvia, las funciones de distribución de probabilidad que proporcionan los resultados de mayor precisión son: la distribución normal de 2 parámetros; la lognormal de 2 y 3 parámetros; la distribución Gumbel de 2 parámetros; la exponencial de 2 parámetros; la gamma de 2 y 3 parámetros; y la doble Gumbel que se aplica para estimar la frecuencia de muestras integradas por 2 poblaciones.

Un aspecto relevante en la estimación de frecuencia de eventos hidrológicos a partir de funciones de distribución de probabilidad, es la selección de la función de distribución que proporciona el mejor ajuste entre los valores registrados y los teóricos.

El proceso que permite detectar el mejor ajuste entre los valores registrados y teóricos de una muestra de intensidades máximas de lluvia se denomina "bondad de ajuste" y para tal efecto se pueden utilizar métodos gráficos o bien métodos analíticos.

El método gráfico consiste en trazar los valores de la muestra contra su probabilidad de no-excedencia, como puntos en los papeles de probabilidad que se han diseñado para las principales distribuciones de probabilidad. El ajuste de mayor precisión lo proporcionará aquella función de distribución cuyos puntos prácticamente forman una línea recta.

Asimismo, los papeles de probabilidad son muy útiles para identificar el comportamiento asintótico anormal de las funciones de distribución de probabilidad de tres parámetros, tales como la lognormal de tres parámetros, la Pearson Tipo 3 y la distribución general de valores extremos, entre otras.



Ahora bien, para trazar sobre un papel de probabilidad los valores de una muestra es necesario asignar a cada elemento una probabilidad de no-excedencia observada  $F_0(x)$ . Para tal propósito, varios autores han propuesto diferentes fórmulas que permiten calcular la probabilidad de no-excedencia observada de una muestra de datos, a partir del número de orden  $m$  y del número total de años del registro  $n$ .

Para el caso de eventos máximos anuales, los datos de la muestra se ordenan de mayor a menor y el lugar que ocupan dentro de la lista le corresponde el valor de  $m$ , es decir, el valor mayor tiene un número de orden igual a  $m = 1$ , mientras que para el más pequeño el número de orden es  $m = n$ .

Para ilustrar la aplicación de los métodos gráficos determinar con el auxilio del papel de probabilidad Gumbel si los elementos de la muestra de lluvias máximas anuales en 24 horas registrada en la estación del Servicio Meteorológico Nacional, Tacubaya, D. F., durante un periodo de 99 años (1901-1999), se ajustan con precisión a la función de distribución Gumbel.

Aplicando el procedimiento desarrollado para construir el papel de probabilidad Gumbel, se ha obtenido el resultado indicado en la figura 2.2 y de su análisis se deduce que los valores máximos de lluvia en 24 horas, se ajustan de manera precisa con la función de Gumbel.

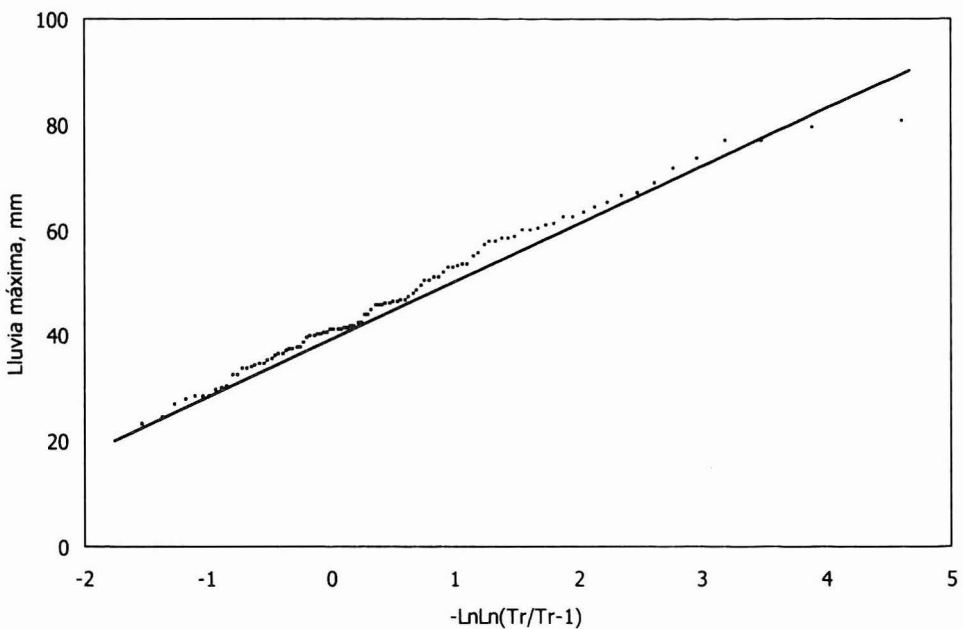


Figura 2.2. Análisis gráfico con el papel de probabilidad Gumbel para definir el nivel de ajuste entre valores registrados y teóricos.

Con relación a los métodos analíticos, se pueden utilizar diferentes criterios y uno de los más comunes es el criterio del error cuadrático mínimo (C), el cual se estima con la expresión siguiente:

$$C = \left[ \sum_{i=1}^n (x_{e_i} - x_{o_i})^2 \right]^{1/2} \quad (2.15)$$

donde:  $x_{e_i}$  es el i-ésimo dato estimado con la función de distribución bajo análisis; y  $x_{o_i}$  es el i-ésimo dato observado o registrado.

**Problema 2.** Calcular la función de distribución de probabilidad de mejor ajuste para los datos de intensidades máximas anuales de la tabla 2.3, asociadas a una duración de 5 minutos y registradas en la estación pluviográfica Departamento del Distrito Federal, D.F.

**Solución:**

1. En la tabla 2.3 se muestran los datos registrados de las intensidades máximas anuales, en mm/h, registrados para una duración de 5 minutos en la estación pluviográfica Departamento del Distrito Federal, D.F.

Tabla 2.3. Intensidades máximas anuales, en mm/h.

| n  | i, mm/h | n  | i, mm/h |
|----|---------|----|---------|
| 1  | 240.0   | 13 | 120.0   |
| 2  | 234.0   | 14 | 117.6   |
| 3  | 184.8   | 15 | 108.0   |
| 4  | 180.0   | 16 | 108.0   |
| 5  | 177.6   | 17 | 96.0    |
| 6  | 175.2   | 18 | 96.0    |
| 7  | 168.0   | 19 | 90.0    |
| 8  | 156.0   | 20 | 84.0    |
| 9  | 144.0   | 21 | 84.0    |
| 10 | 132.0   | 22 | 84.0    |
| 11 | 128.4   | 23 | 75.6    |
| 12 | 120.0   | 24 | 39.6    |

2. Se utiliza un programa computacional elaborado para estimar los errores cuadráticos de las funciones de distribución de probabilidad normal de 2 parámetros, lognormal de 2 y 3 parámetros, Gumbel de 2 parámetros, exponencial de 2 parámetros, gamma de 2 y 3 parámetros y la doble Gumbel de 2 poblaciones (Ruiz Urbano, 2002).
3. Para estimar los parámetros de las funciones de distribución se utilizaron los métodos de momentos y de máxima verosimilitud.
4. En la tabla 2.4 se muestra el resumen de los errores cuadráticos de las 8 funciones de distribución utilizadas para evaluar la frecuencia de las intensidades máximas anuales registradas en la estación Departamento del Distrito Federal.

Tabla 2.4. Resumen de los errores cuadráticos de las funciones de distribución.

| Función      | Momentos     |              | Máxima verosimilitud |              |
|--------------|--------------|--------------|----------------------|--------------|
|              | 3 parámetros | 2 parámetros | 3 parámetros         | 2 parámetros |
| Normal       | -----        | 11.7         | -----                | 11.7         |
| Lognormal    | 10.0         | 10.8         | 8.6                  | 9.1          |
| Gumbel       | -----        | 10.4         | -----                | 8.9          |
| Exponencial  | -----        | 89.0         | -----                | 63.4         |
| Gamma        | 9.9          | 9.8          | 11111.0              | 10.1         |
| Doble Gumbel | 10.0         |              |                      |              |

5. Al analizar los valores de la tabla 2.4 se deduce que la función de distribución de mejor ajuste, es la lognormal de 3 parámetros, la cual presenta el error cuadrático de menor magnitud equivalente a 8.6 mm/h. Con el apoyo de la función de distribución lognormal de 3 parámetros se calculan los valores de las intensidades máximas asociadas a diferentes  $T_p$  y en la tabla 2.5 indica los resultados obtenidos.
6. Finalmente, se elabora la curva de ajuste de los valores de intensidades máximas de lluvia para diferentes periodos de retorno y los resultados se observan en la figura 2.3.

Tabla 2.5. Intensidades máximas de lluvia asociadas a diferentes  $T_r$ .

| Periodo de retorno,<br>en años | Intensidad máxima de lluvia,<br>en mm/h |
|--------------------------------|-----------------------------------------|
| 100.0                          | 316.0                                   |
| 50.0                           | 282.9                                   |
| 25.0                           | 250.1                                   |
| 8.3                            | 197.9                                   |
| 5.0                            | 172.7                                   |
| 2.5                            | 135.5                                   |
| 1.9                            | 119.4                                   |
| 1.5                            | 100.3                                   |
| 1.3                            | 85.8                                    |
| 1.0                            | 57.6                                    |

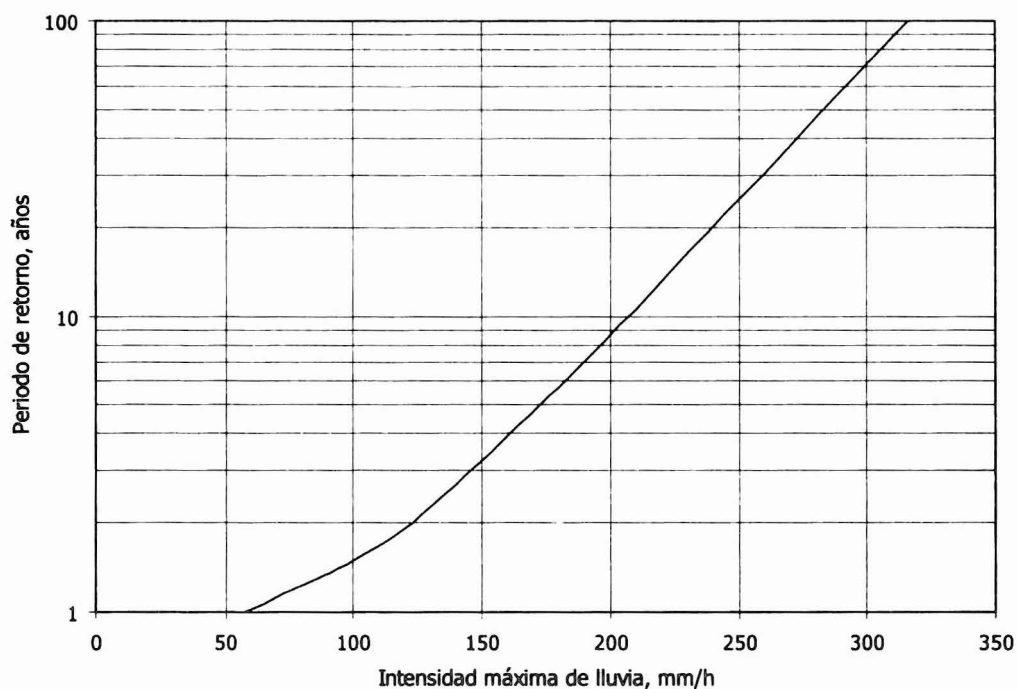


Figura 2.3. Curva de ajuste a partir de la distribución lognormal de 3 parámetros.

### 2.3. Tormentas asociadas a áreas de diferente tamaño

Se definen a partir de las curvas altura de precipitación-área-duración, es decir, se analizan de forma espacial y temporal las condiciones más desfavorables de una tormenta. Esto ocurre cuando la precipitación es de gran magnitud dentro de un cierto intervalo de tiempo y se distribuye en áreas de diferentes tamaños, tal como ocurre con las precipitaciones ciclónicas que se presentan en las zonas costeras de la república mexicana.

El proceso del cálculo propuesto se sintetiza en las etapas siguientes:

1. Se obtiene la curva masa de cada estación que cuenta con registro pluviográfico.
2. Se calcula la precipitación media para la duración total, empleando pluviógrafos y pluviómetros, con el método de isoyetas.
3. Se selecciona el intervalo de tiempo a considerar.
4. Se obtiene la precipitación registrada por cada estación pluviográfica y para cada intervalo de tiempo.
5. Para cada zona encerrada por una isoyeta, empezando por la isoyeta de mayor valor, se calcula el área encerrada por la isoyeta y la precipitación media correspondiente.
6. Se trazan los polígonos de Thiessen asociados a las estaciones pluviográficas y se superponen al plano de isoyetas para determinar que porcentaje del área encerrada por cada isoyeta le corresponde a cada pluviógrafo.
7. Se calcula la curva masa media para cada área encerrada entre isoyetas multiplicando la curva masa de cada estación pluviográfica por el porcentaje correspondiente obtenido en el paso anterior.
8. Para cada área encerrada entre isoyetas se calcula la curva masa media ajustada (obteniendo el factor de ajuste y multiplicándolo por las curvas masa).
9. Para todas las duraciones de interés, las cuales deben ser múltiplos del intervalo de tiempo utilizado en el análisis, y para cada área, se calculan los incrementos máximos de precipitación.
10. Se construyen las gráficas considerando los valores de altura de precipitación en el eje horizontal, los valores de área en el eje vertical (escala logarítmica), y las curvas corresponderán a cada valor de intervalo de tiempo.

## 2.4. Tormentas regionales

Las tormentas de tipo regional se determinan a través de un proceso que involucra un conjunto de aspectos relacionados con la geografía y el tipo de lluvia que ocurre, entre otros.

En general, este proceso equivale a obtener fórmulas o procedimientos factibles de aplicarse a una región hidrológica, aprovechando las características comunes para todos los puntos de la región y señalando las peculiaridades que no lo son.

A lo largo del tiempo, diversos autores han desarrollado este tipo de formulaciones en cuencas hidrológicas localizadas en diversas latitudes del planeta, donde sobresalen los estudios llevados a cabo por Bell (1969), Chen (1983) y Breña (1996),

El proceso de regionalización integra varios aspectos relacionados con las hipótesis de partida, la distribución regional de las lluvias máximas, los factores de ajuste asociados con cortas y largas duraciones, el factor de reducción por periodo de retorno, el factor de reducción por área (FRA) y la distribución temporal de la lluvia.

### a) Hipótesis de partida.

Se ha seleccionado la Cuenca del Valle de México como la región donde se aplicará la regionalización de lluvias máximas. La hipótesis de partida se ha formulado para analizar el comportamiento de las lluvias de tipo convectivo, que es el fenómeno meteorológico de mayor incidencia en la región de estudio.

En otras cuencas hidrológicas ocurren precipitaciones de tipo orográfico o ciclónico y en estos casos las hipótesis que se formulan deben ser útiles para analizar el comportamiento de la lluvia que ocurre con mayor frecuencia.

### b) Distribución regional de las lluvias máximas.

La distribución regional de las lluvias máximas se estructura con el apoyo de la hipótesis establecida y para tal efecto se estipula que los atributos que diferencian un área de otra se reflejan en un mapa de isoyetas, construido con datos de precipitaciones medias anuales; las ventajas que se obtienen son:

1. El mapa de isoyetas ha sido construido con información obtenida en un gran número de estaciones de la cuenca de estudio, registrada durante un periodo para, lo cual garantiza su confiabilidad.

2. El valor de la variancia de los datos de precipitación media anual es menor que los valores asociadas con duraciones menores.
3. La hipótesis establecida, como punto de partida, puede ser aceptada o rechazada de acuerdo con los resultados obtenidos.

El proceso de la distribución regional de lluvias máximas debe realizarse para precipitaciones máximas asociadas a cortas y largas duraciones; para llevar a cabo tal procedimiento se construyen tres planos de isoyetas de apoyo con las características siguientes:

1. El primero se construye con datos de precipitación media anual.
2. El segundo se elabora con datos de precipitación máxima anual asociada a una duración de 30 minutos, y un periodo de retorno de cinco años.
3. El tercero se construye para el mismo periodo de retorno con datos de lluvia máxima anual asociados a una duración de 24 horas.

El plano de isoyetas medias anuales, el cual muestra las diferencias de lluvias de cada punto de la región de estudio, fue construido con valores de lluvias medias anuales registrados en las estaciones climatológicas (periodo de registro: 40 años, 1951-1990). Los resultados se indican en la figura 2.4.

El plano de isoyetas asociado a cortas duraciones fue construido con datos de lluvias máximas asociadas a una duración de 30 min y un  $T_r = 5$  años. Previo análisis de los datos disponibles y de la bondad de ajuste, entre datos observados y teóricos, fue seleccionada la función de Gumbel, como el criterio más preciso para evaluar tormentas pluviales asociadas a cortas duraciones. El plano de isoyetas se muestra en la figura 2.5.

El plano de isoyetas correspondiente a largas duraciones fue construido con datos de lluvias máximas asociadas a una duración de 24 h. Al igual que el plano anterior se estimó, con el método de Gumbel, el valor de la lluvia máxima para una duración de 24 h y un  $T_r = 5$  años. El plano de isoyetas se muestra en la figura 2.6.

Al finalizar el proceso de la distribución regional de las lluvias máximas, se procedió a analizar si la hipótesis de partida se aceptaba o rechazaba con el auxilio de los resultados obtenidos al elaborar los planos de isoyetas de apoyo.

La regionalización de lluvias máximas asociadas a cortas y largas duraciones se formuló con la hipótesis de que la distribución de precipitaciones máximas permanece constante para cualquier duración y para aceptar o rechazar la hipótesis se efectuó un análisis comparativo entre los resultados obtenidos con el análisis regional (lluvia media anual) y el análisis independiente (lluvias asociadas a 30 minutos y 24 horas).

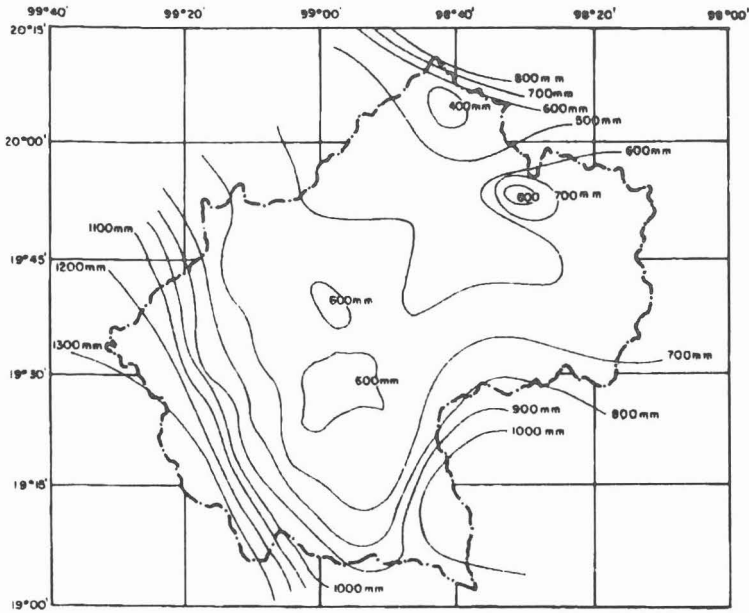


Figura 2.4. Plano de isoyetas medias anuales en la Cuenca del Valle de México.

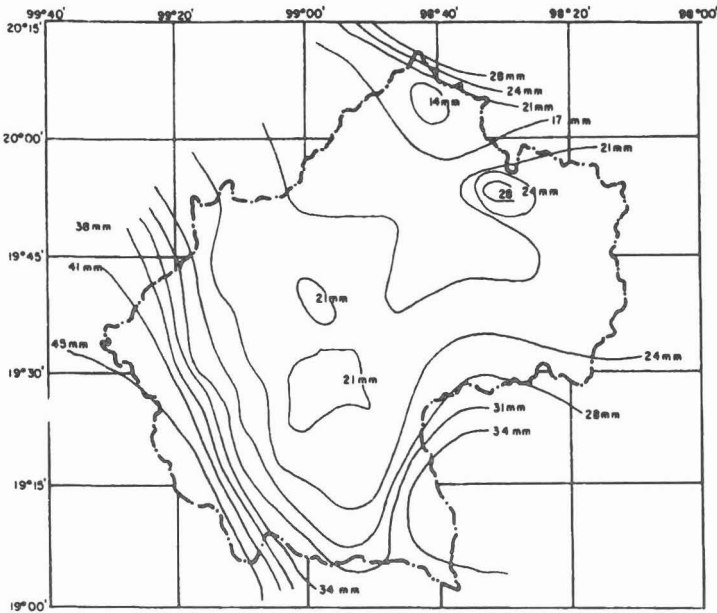


Figura 2.5. Plano de isoyetas para  $d=30$  min y  $T_r=5$  años, en la Cuenca del Valle de México.



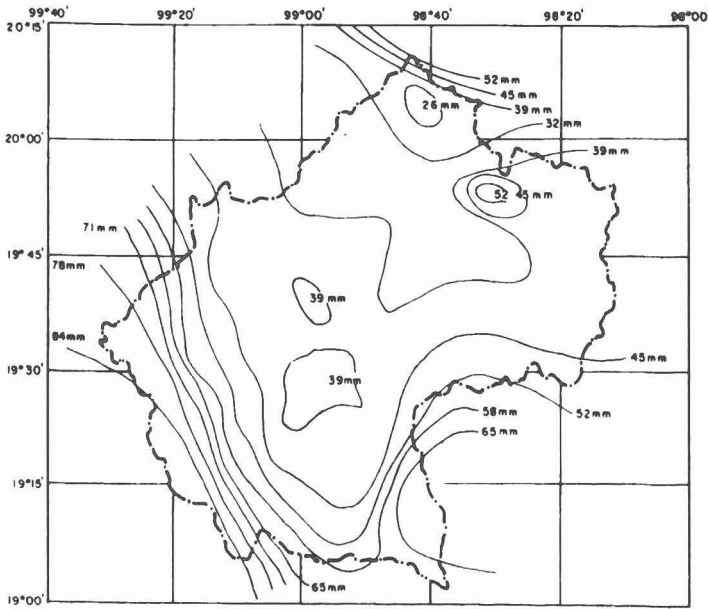


Figura 2.6. Plano de isoyetas para  $d=24$  h y  $T_r=5$  años, en la Cuenca del Valle de México.

La norma establecida para aceptar o rechazar la hipótesis establece que se eliminarán aquellas lluvias con diferencias mayores de 10% entre el valor puntual y el valor medio estimado con las dos isoyetas adyacentes.

De un total de 96 valores puntuales de lluvias máximas asociadas a 30 minutos y 24 horas, solamente se eliminaron 11 valores (12% del total de valores puntuales) y de acuerdo con estos resultados se concluye que la hipótesis formulada no se rechaza y que el plano de isoyetas de la figura 2.5 se utilizó para definir lluvias de diseño asociadas a tormentas concentradas, aisladas y de corta duración ( $d \leq 2$ h), mientras que el plano de la figura 2.6, es posible utilizarlo para lluvias de diseño asociadas a áreas relativamente grandes, donde las condiciones de precipitación corresponden a tormentas extensas de larga duración ( $4\text{h} \leq d \leq 24\text{h}$ ).

### c) Factores de ajuste.

El objetivo del factor de ajuste asociado a cortas duraciones ( $F_1$ ) es ampliar el rango de aplicación de cortas duraciones entre 5 y 120 min. El valor base elegido fue la duración de 30 min y un  $T_r = 5$  años y la función matemática que define el factor es:

$$F_1 = 0.27 + 2.11d - 1.52d^2 + 0.37d^3 \quad (2.16)$$

donde  $F_1$  es el factor de ajuste asociado a cortas duraciones; y  $d$  es la duración de la tormenta, en h.

El factor de ajuste asociado a largas duraciones ( $F_2$ ), es válido para el intervalo de tiempo comprendido entre 4 y 24 horas. El valor base elegido fue la lluvia asociada a 24 h y un  $T_r = 5$  años y la expresión matemática que lo define es:

$$F_2 = 0.74 + 0.03d - 0.0013d^2 + 0.0000213d^3 \quad (2.17)$$

donde  $F_2$  es el factor de ajuste asociado a largas duraciones; y  $d$  es la duración de la tormenta, en h.

El objetivo del factor de ajuste por periodo de retorno ( $F_3$ ), es pasar del periodo de retorno base equivalente a 5 años, al periodo de retorno que se requiere evaluar. La expresión matemática, válida para valores comprendidos entre 1 y 100 años, está definida por:

$$F_3 = 0.583 + 0.26\text{Ln}(T_r) \quad (2.18)$$

donde  $F_3$  es el valor del factor de ajuste por periodo de retorno;  $\text{Ln}$  es el logaritmo natural; y  $T_r$  es el periodo de retorno, en años.

El factor de reducción por área (FRA), es una de las variables más importantes que intervienen en el cálculo de una tormenta de diseño. Con este factor se podrá estimar la lluvia media a medida que va aumentando el tamaño del área de estudio, tal como se observan en la figura 2.7.

En general, el proceso para estimar el FRA en una cuenca hidrológica consiste en seleccionar un conjunto de tormentas asociada a una duración, calcular para cada una de ellas la curva altura de lluvia-área y finalmente estimar una curva media.

Existen diversos métodos para estimar el FRA, entre los que sobresalen los métodos de las tormentas centradas, el de áreas fijas y las expresiones matemáticas.

Una de las expresiones matemáticas que se han desarrollado para cuencas hidrológicas del oeste de Estados Unidos, tiene la forma siguiente:

$$\text{FRA} = 1 - \exp\left\{-1.1d^{0.25}\right\} + \exp\left\{-1.1d^{0.25} - 0.01A\right\} \quad (2.19)$$

donde  $d$  es la duración de la tormenta, en h; y  $A$  es la magnitud del área de análisis, en  $\text{km}^2$ .

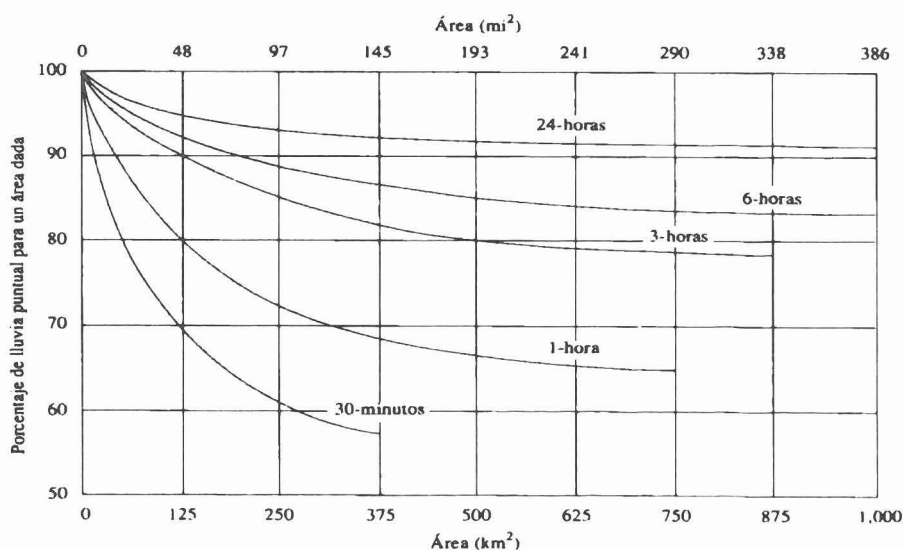


Figura 2.7 Curvas altura de lluvia-área para reducir la lluvia puntual a valores medios asociados a áreas de diferentes magnitudes.

En la Cuenca del Valle de México Breña (1996) utilizó un método combinado de áreas fijas y tormentas centradas. En el método de tormentas centradas se supone que la magnitud del área de estudio está determinada por la forma de las isoyetas, lo cual implica que dicha superficie sea variable para cada tormenta, mientras que en el método de áreas fijas, la superficie de la cuenca de análisis permanece constante.

En síntesis, por las características descritas cada método está estructurado con una argumentación teórica diferente y para el caso de la Cuenca del Valle de México, el método de áreas fijas es adecuado para zonas urbanas de pequeña magnitud, mientras que el de tormentas centradas es idóneo para áreas urbanas de gran magnitud.

Ahora bien, considerando las bases teóricas de ambos métodos Breña (1984) diseñó un método para evaluar el factor de reducción por área (FRA) para la cuenca de estudio. Los resultados obtenidos con este método se indican en la tabla 2.6.

#### d) Distribución temporal de la lluvia de diseño.

La distribución temporal de la lluvia es una de las variables más relevantes que intervienen en las tormentas de diseño. Este concepto se determina a

partir de un hietograma, el cual se define como un histograma cuyas barras indican la variación de la altura de lluvia asociada a la duración de la tormenta analizada. Existen al respecto varios métodos para evaluar los hietogramas de diseño y en el caso de la Cuenca del Valle de México fue seleccionado el método de Tholin y Keifer (1959).

Tabla 2.6. FRA para diferentes duraciones y porciones de área.

| Duración | Area, en km <sup>2</sup> |      |      |      |      |      |      |
|----------|--------------------------|------|------|------|------|------|------|
|          | 0                        | 10   | 50   | 100  | 200  | 500  | 1000 |
| 5 min    | 1.00                     | 0.86 | 0.67 | 0.58 | 0.42 | 0.20 | 0.11 |
| 15 min   | 1.00                     | 0.88 | 0.69 | 0.59 | 0.44 | 0.24 | 0.15 |
| 1 h      | 1.00                     | 0.90 | 0.70 | 0.60 | 0.47 | 0.28 | 0.20 |
| 2 h      | 1.00                     | 0.91 | 0.71 | 0.61 | 0.48 | 0.31 | 0.23 |
| 4 h      | 1.00                     | 0.92 | 0.72 | 0.62 | 0.49 | 0.33 | 0.26 |
| 8 h      | 1.00                     | 0.93 | 0.73 | 0.63 | 0.51 | 0.35 | 0.28 |
| 12 h     | 1.00                     | 0.94 | 0.74 | 0.64 | 0.52 | 0.36 | 0.30 |
| 24 h     | 1.00                     | 0.97 | 0.75 | 0.65 | 0.53 | 0.38 | 0.33 |
| 1 mes    | 1.00                     | 0.98 | 0.93 | 0.88 | 0.82 | 0.71 | 0.61 |
| 1 año    | 1.00                     | 0.99 | 0.95 | 0.91 | 0.87 | 0.79 | 0.71 |

El método diseñado por Tholin y Keifer considera como fundamental la forma típica de las curvas masas acumuladas de precipitación registradas en el pasado, es decir, se recopila la información de las principales tormentas que han sido registradas durante un tiempo lo suficientemente confiable en las estaciones pluviográficas de la cuenca o región de análisis.

Posteriormente se efectúa un análisis espacial de la información disponible para detectar si la distribución de las curvas masas de precipitación, registradas en la red de estaciones de medición presenta comportamientos homogéneo y/o heterogéneo.

En el primer caso, con el auxilio de las curvas masas individuales de cada tormenta, se estima una curva masa media la cual será válida para la región de estudio, mientras que para el segundo caso se procede a regionalizar la zona de análisis, es decir, se agrupan las tormentas en áreas donde la distribución sea homogénea.

Asimismo, en un análisis preliminar de la información disponible, procurando tener datos confiables durante un periodo de larga duración, únicamente se eligieron 47 estaciones localizadas en la cuenca de análisis.

En la tabla 2.7 se presentan las coordenadas geográficas del conjunto de estaciones que fueron seleccionadas para definir el hietograma de diseño, en la zona de análisis.

Tabla 2.7. Coordenadas geográficas de las estaciones climatológicas.

| No | Nombre                                 | Latitud     | Longitud    | No | Nombre                           | Latitud     | Longitud    |
|----|----------------------------------------|-------------|-------------|----|----------------------------------|-------------|-------------|
| 1  | Aeropuerto Internacional, D. F.        | 19° 26' 12" | 99° 04' 48" | 25 | Presa La Concepción, Méx         | 19° 41' 31" | 99° 18' 10" |
| 2  | Ajusco, D. F.                          | 19° 13' 38" | 99° 12' 15" | 26 | Presa Las Ruinas, Méx            | 19° 34' 55" | 99° 16' 42" |
| 3  | Col. Agrícola Oriental, D. F.          | 19° 23' 49" | 99° 04' 30" | 27 | Presa San Joaquín, Méx           | 19° 26' 07" | 99° 13' 40" |
| 4  | Desierto de los Leones, D. F.          | 19° 18' 48" | 99° 18' 33" | 28 | San Juan Totolapan, Méx          | 19° 32' 00" | 98° 43' 45" |
| 5  | Desviación Alta al Pedregal, D. F.     | 19° 17' 49" | 99° 14' 56" | 29 | San Luis Ayucan, Méx             | 19° 29' 40" | 99° 21' 45" |
| 6  | El Guarda, D. F.                       | 19° 08' 04" | 99° 10' 23" | 30 | San Pedro Nexapa, Méx            | 19° 05' 03" | 98° 44' 15" |
| 7  | Iztapalapa, D. F.                      | 19° 21' 34" | 99° 05' 10" | 31 | San Rafael, Méx                  | 19° 12' 30" | 98° 45' 15" |
| 8  | Km 6 + 250, D. F.                      | 19° 29' 00" | 99° 05' 00" | 32 | Sta. Ma. Magdalena Cahuacan, Méx | 19° 36' 45" | 99° 25' 00" |
| 9  | Monte Alegre, D. F.                    | 19° 13' 41" | 99° 16' 48" | 33 | Santiago Tlazala, Méx            | 19° 33' 30" | 99° 25' 00" |
| 10 | San Juan de Aragón, D. F.              | 19° 27' 55" | 99° 04' 45" | 34 | Tepexpan, Méx                    | 19° 36' 45" | 98° 55' 15" |
| 11 | Servicio Meteorológico Nacional, D. F. | 19° 24' 02" | 99° 12' 05" | 35 | Cuamatzingo, Tlax                | 19° 31' 11" | 98° 16' 09" |
| 12 | Vertedor Milpa Alta, D. F.             | 19° 11' 09" | 99° 01' 15" | 36 | Cuauila, Tlax                    | 19° 36' 10" | 98° 38' 54" |
| 13 | Campamento Plan Lago de Texcoco,       | 19° 27' 36" | 99° 01' 10" | 37 | Hueyotlipán, Tlax                | 19° 28' 19" | 98° 20' 43" |
| 14 | Coatepec de los Olivos, Méx.           | 19° 23' 05" | 98° 50' 45" | 38 | San Cristóbal, Tlax              | 19° 34' 10" | 98° 39' 30" |
| 15 | Col. Manuel Ávila Camacho, Méx.        | 19° 19' 30" | 98° 45' 45" | 39 | Ciudad Sahagún, Hgo              | 19° 45' 38" | 98° 35' 23" |
| 16 | Chapingo, Méx.                         | 19° 29' 09" | 98° 53' 05" | 40 | El Manantial, Hgo                | 19° 51' 12" | 98° 56' 15" |
| 17 | El Salitre, Méx.                       | 19° 30' 10" | 99° 17' 50" | 41 | Pachuca, Hgo                     | 19° 08' 00" | 98° 44' 00" |
| 18 | El Tajo de Tequixquiac, Méx.           | 19° 54' 00" | 99° 07' 20" | 42 | San Lorenzo Sayula, Hgo          | 19° 59' 40" | 98° 18' 20" |
| 19 | Huehuetoca, Méx                        | 19° 50' 30" | 99° 12' 40" | 43 | San Miguel Allende, Hgo          | 19° 52' 17" | 98° 23' 52" |
| 20 | Huixquilucan, Méx                      | 19° 21' 45" | 99° 21' 05" | 44 | Singuilucan, Hgo                 | 19° 58' 03" | 98° 31' 06" |
| 21 | Juchitepec, Méx                        | 19° 06' 07" | 98° 52' 50" | 45 | Tezontepec, Hgo                  | 19° 53' 00" | 98° 49' 20" |
| 22 | Los Reyes La Paz, Méx                  | 19° 21' 45" | 98° 57' 44" | 46 | EL Paredón, Pue                  | 19° 52' 00" | 98° 15' 30" |
| 23 | Molino Blanco, Méx                     | 19° 28' 40" | 99° 13' 15" | 47 | Tres Cumbres, Mor                | 19° 03' 30" | 99° 14' 10" |
| 24 | Presa Guadalupe, Méx                   | 19° 38' 00" | 99° 15' 00" |    |                                  |             |             |

En general, para definir el hietograma de diseño se aplicó un procedimiento integrado por las etapas siguientes:

- En la primera, con el auxilio de los *Boletines climatológicos* que publica anualmente la Gerencia Regional de Aguas del Valle de México, se recopiló durante cada uno de los años del periodo que fue seleccionado (1972-1988), las tormentas de mayor magnitud asociadas a cortas duraciones ( $5 \leq d \leq 120$  minutos), en cada una de las 47 estaciones climatológicas. En total se recopiló, durante el periodo seleccionado, un total de 4,845 tormentas.
- A continuación, en cada una de las estaciones se calculó la curva masa media de precipitación con los registros de las tormentas más desfavorables que fueron elegidas durante el periodo de 17 años, en promedio se escogieron, en cada estación pluviográfica, 85 tormentas.
- Posteriormente, se calcularon los parámetros estadísticos de la media, desviación estándar y coeficiente de variación, de cada uno de los valores discretos de lluvia asociados a 5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos, los cuales integran las curvas masas medias de precipitación estimadas en las 47 estaciones. El propósito de este análisis fue detectar si la distribución de las curvas masas medias, en el ámbito regional, presenta comportamientos homogéneo y/o heterogéneo en la cuenca de estudio.

- Los resultados obtenidos indican que las 47 curvas masas medias de precipitación, en la Cuenca del Valle de México presentan una distribución homogénea, es decir su promedio aritmético será válido para cualquier punto o porción de área de la zona de análisis.
- En efecto, el parámetro estadístico del coeficiente de variación de los valores de lluvia, asociados a las diferentes duraciones es de magnitud pequeña, indicando que las curvas masas medias de lluvia presentan un comportamiento homogéneo. Analizando los resultados (tabla 2.8) se concluye que para duraciones de 5 min, los valores de lluvia presentan un coeficiente de variación del 5.8%, mientras que para las lluvias de 120 min, el coeficiente de variación será del 12.3% y su diferencia es de alrededor del 6%, valor de magnitud pequeña.

Tabla 2.8. Parámetros estadísticos de los valores discretos de lluvia.

| Duración, minutos | Lluvia media en mm | Desviación estándar, en mm | Coeficiente de variación, en % |
|-------------------|--------------------|----------------------------|--------------------------------|
| 5                 | 8.5                | 0.5                        | 5.8                            |
| 10                | 11.5               | 0.7                        | 6.5                            |
| 15                | 13.9               | 1.0                        | 7.1                            |
| 20                | 15.7               | 1.2                        | 7.6                            |
| 30                | 18.0               | 1.5                        | 8.6                            |
| 45                | 19.9               | 1.9                        | 9.6                            |
| 60                | 21.1               | 2.2                        | 10.6                           |
| 80                | 22.1               | 2.5                        | 11.2                           |
| 100               | 22.8               | 2.7                        | 11.7                           |
| 120               | 23.3               | 2.9                        | 12.3                           |

- Con los resultados que se muestran en la tabla 2.8 se procedió a determinar la curva media del porcentaje de lluvia total acumulada contra el porcentaje de duración de la tormenta, es decir se definio una curva adimensional, cuyos valores oscilan entre 0 y 100%, para las variables de la altura de lluvia y la duración correspondiente. En la figura 2.8 se indica el resultado obtenido.
- Ahora bien, para la Cuenca del Valle de México se determinó un hietograma de diseño para 10 intervalos constantes, utilizando la curva de la figura 2.8. Para tal efecto, se procedió a realizar la discretización de los 10 intervalos constantes con el proceso descrito en la tabla 2.9.

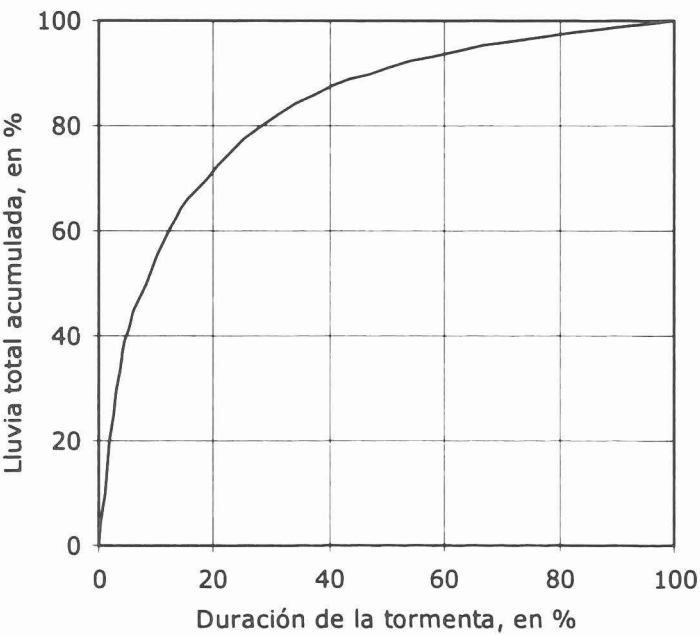


Figura 2.8. Curva lluvia acumulada-duración de la tormenta.

Tabla 2.9. Proceso de discretización.

| % duración de la tormenta | % lluvia acumulada | % incremento |
|---------------------------|--------------------|--------------|
| 0                         | 0                  | 0            |
| 10                        | 54                 | 54           |
| 20                        | 72                 | 18           |
| 30                        | 81                 | 9            |
| 40                        | 87                 | 6            |
| 50                        | 91                 | 4            |
| 60                        | 93                 | 2            |
| 70                        | 96                 | 3            |
| 80                        | 98                 | 2            |
| 90                        | 99                 | 1            |
| 100                       | 100                | 1            |

- Con el apoyo de los valores de la tabla 2.9 se construyó una distribución viable del hietograma de diseño con el método de los bloques alternos, es decir, el valor de mayor magnitud se ubica en la parte central y posteriormente se van colocando los valores decrecientes a la derecha y a la izquierda respectivamente. En la figura 2.9 se muestra el resultado, y de su análisis se desprende que las barras indican el porcentaje de lluvia que ocurre para cada uno de los intervalos de tiempo.

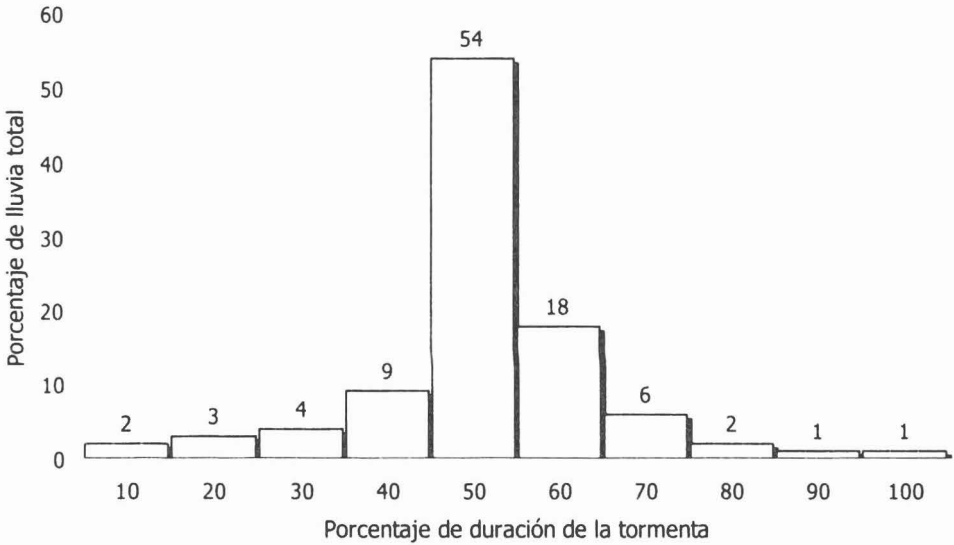


Figura 2.9. Hietograma de diseño para la Cuenca del Valle de México.

**e) Estimación de las tormentas de diseño**

El procedimiento a utilizar para determinar las tormentas de diseño a partir del método de regionalización de lluvias máximas para cualquier punto o porción de área de la Cuenca del Valle de Mexico se describe a continuación:

1. Se determina la lluvia base asociada a un  $T_r = 5$  años ( $h_{T_r=5}$ ) con los datos de las figuras 2.5 ó 2.6, si la duración requerida oscila entre 5 y 120 minutos o bien entre 4 y 24 horas. Para duraciones comprendidas entre 2 y 4 horas, es posible utilizar cualquiera de las dos figuras.
2. Con la ecuación (2.16) se evalúa el factor  $F_1$  asociado a cortas duraciones, mientras que con la ecuación (2.17) se define el factor  $F_2$  corres-



pondiente a largas duraciones. Si se multiplica el valor base de la lluvia base ( $h_{T_r=5}$ ) por los factores  $F_1$  o  $F_2$  se define la magnitud de la lluvia asociada a un  $T_r = 5$  años y a la duración requerida.

3. Para el intervalo de transición ( $2 \leq d \leq 4$  h) se recomienda calcular con cada plano de apoyo la magnitud de la lluvia base y su factor de ajuste correspondiente; posteriormente, estimar un valor promedio.
4. Con la ecuación (2.18) se obtiene el valor del factor  $F_3$  con el cual es posible pasar del periodo de retorno de 5 años al periodo de retorno deseado.
5. Se define el valor del (FRA) asociado a la duración de la tormenta requerida y a la porción del área analizada con los valores de la tabla 2.6.
6. Se calcula la magnitud de la lluvia asociada al área de la cuenca en estudio, para la duración y el periodo de retorno deseado ( $P_{A,d,T_r}$ ), con las expresiones:

a) Cortas duraciones:

$$P_{A,d,T_r} = (h_{T_r=5})(F_1)(F_3)(FRA) \quad (2.20)$$

b) Largas duraciones:

$$P_{A,d,T_r} = (h_{T_r=5})(F_2)(F_3)(FRA) \quad (2.21)$$

7. Finalmente, se define la distribución de la tormenta en el tiempo, a partir del hietograma de la lluvia de diseño.

**Problema 3.** Calcular la curva altura de lluvia media-área para una tormenta convectiva y el factor de reducción por área (FRA) correspondiente.

Utilizar la tormenta convectiva asociada a una duración de 24 h, registrada el 24 de agosto de 1974 en el Valle de México. En la figura 2.10 se muestra un esquema discretizado de su distribución en la cuenca de análisis.

**Solución:**

1. Se calculan las magnitudes de las áreas parciales entre dos isoyetas consecutivas y las acumuladas. La tabla 2.10 presenta los resultados obtenidos.

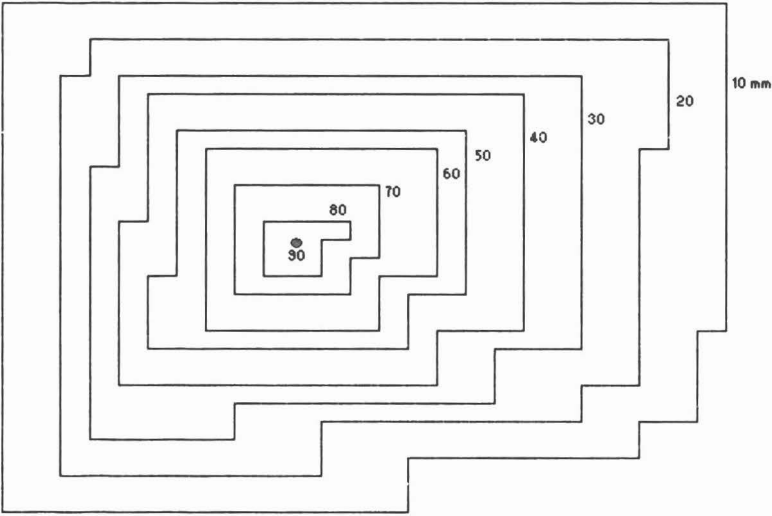


Figura 2.10. Isoyetas de tormenta convectiva discretizada asociada a una duración de 24 h.

Tabla 2.10. Áreas parciales y acumuladas de la tormenta convectiva, en km<sup>2</sup>.

| Isoyeta,<br>mm | Áreas parciales,<br>en km <sup>2</sup> | Áreas acumuladas,<br>en km <sup>2</sup> |
|----------------|----------------------------------------|-----------------------------------------|
| 90-80          | 10                                     | 10                                      |
| 80-70          | 15                                     | 25                                      |
| 70-60          | 25                                     | 50                                      |
| 60-50          | 30                                     | 80                                      |
| 50-40          | 42                                     | 122                                     |
| 40-30          | 45                                     | 167                                     |
| 30-20          | 180                                    | 347                                     |
| 20 10          | 105                                    | 452                                     |

2. Se estima para cada porción de área asociada a dos isoyetas adyacentes, la altura de lluvia media con el proceso siguiente:

Si  $A=0\text{ km}^2$  ;

$$h_p = 90\text{ mm}$$

Si  $A=10\text{ km}^2$  ;

$$h_p = \frac{90 + 80}{2} = 85.0\text{ mm}$$

$$\text{Si } A=25 \text{ km}^2; \quad \bar{h}_p = \frac{15(75)+10(85)}{25} = 79.0 \text{ mm}$$

$$\text{Si } A=50 \text{ km}^2; \quad \bar{h}_p = \frac{25(65)+25(79)}{50} = 72.0 \text{ mm}$$

$$\text{Si } A=80 \text{ km}^2; \quad \bar{h}_p = \frac{30(55)+50(72)}{80} = 65.6 \text{ mm}$$

$$\text{Si } A=122 \text{ km}^2; \quad \bar{h}_p = \frac{42(45)+80(65.6)}{122} = 58.5 \text{ mm}$$

$$\text{Si } A=167 \text{ km}^2; \quad \bar{h}_p = \frac{45(35)+122(58.5)}{167} = 52.2 \text{ mm}$$

$$\text{Si } A=347 \text{ km}^2; \quad \bar{h}_p = \frac{180(25)+167(52.2)}{347} = 38.1 \text{ mm}$$

$$\text{Si } A=452 \text{ km}^2; \quad \bar{h}_p = \frac{105(15)+347(38.1)}{452} = 32.7 \text{ mm}$$

3. Se construye la curva altura de lluvia media-área con los datos anteriores. En la figura 2.11 se indica la distribución de la lluvia media a medida que aumenta el área.

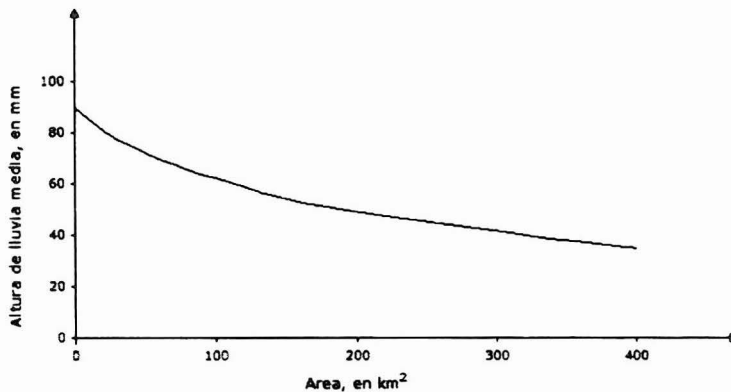


Figura 2.11. Curva altura de lluvia media-área de la tormenta convectiva

4. Se calcula el valor del factor de reducción por área (FRA) con el procedimiento indicado en la tabla 2.11.

Tabla 2.11. Procedimiento para estimar el FRA.

| Area acumulada,<br>en km <sup>2</sup> | $h_p$ , mm | FRA = $h_p/90$ |
|---------------------------------------|------------|----------------|
| 0                                     | 90.0       | 1.00           |
| 10                                    | 85.0       | 0.94           |
| 25                                    | 79.0       | 0.88           |
| 50                                    | 72.0       | 0.80           |
| 80                                    | 65.6       | 0.73           |
| 122                                   | 58.5       | 0.65           |
| 167                                   | 52.2       | 0.58           |
| 347                                   | 38.1       | 0.42           |
| 452                                   | 32.7       | 0.36           |

5. Se determina la gráfica del FRA para la tormenta convectiva cuya duración es de 24 horas. En la figura 2.12 se muestra el resultado.

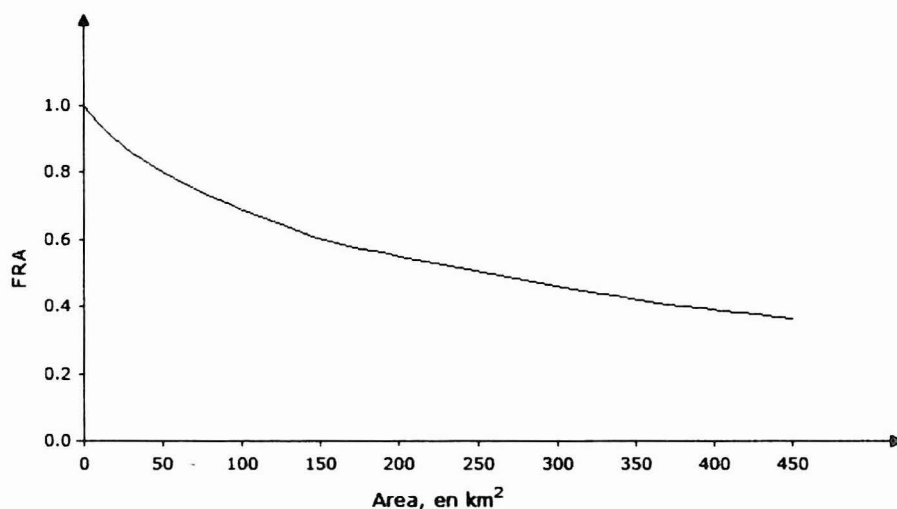


Figura 2.12. FRA de una tormenta convectiva para una duración de 24h.

**Problema 4.** Determinar la tormenta de diseño, con el método de regionalización de lluvias máximas, para la cuenca urbana localizada en el Valle de México e indicada en la figura 2.13.

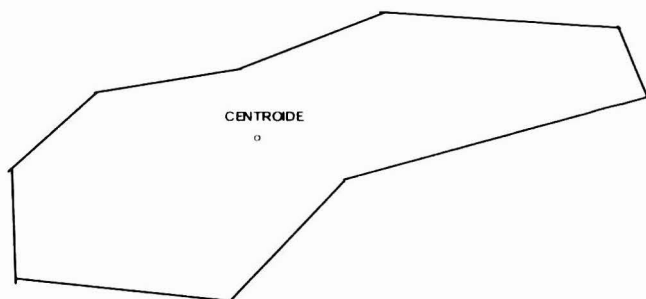


Figura 2.13. Cuenca urbana localizada en la Cuenca del Valle de México.

### Características de la cuenca urbana de estudio:

- Área drenada: 10 km<sup>2</sup>
- Duración tormenta ( $t_c$ ): 50 min
- Coordenada geográficas centroide: 19° 30' N y 99° 00' W
- Periodo de retorno: 25 años

Solución:

1. Se ubican las coordenadas geográficas del centroide de la cuenca urbana de estudio, en la figura 2.5 y se determina la lluvia base asociada a una duración de 30 min y un  $T_r = 5$  años:

$$h_{T_r=5} = 21 \text{ mm}$$

2. Se estima el factor  $F_1$  asociado a cortas duraciones, con el apoyo de la ecuación (2.16):

$$F_1 = 0.27 + 2.11d - 1.52d^2 + 0.37d^3$$

$$F_1 = 0.27 + 2.11(0.833) - 1.52(0.833)^2 + 0.37(0.833)^3 = 1.187$$

$$F_1 = 1.187$$

3. Se obtiene el valor del factor  $F_3$  con el cual es posible pasar del periodo de retorno de 5 años al periodo de retorno de 25 años:

$$F_3 = 0.583 + 0.26 \ln(\text{Tr}) = 0.583 + 0.26 \ln(25)$$

$$F_3 = 0.583 + 0.837 = 1.420$$

$$F_3 = 1.420$$

4. Se determina el valor del FRA, asociado a la duración de la tormenta (50 min) y a la porción del área analizada (10 km<sup>2</sup>) con los valores de la tabla (2.6):

$$\text{FRA} = 0.89$$

5. Se calcula la magnitud de la lluvia asociada al área de 10 km<sup>2</sup>, para la duración de la tormenta de 50 min y para el periodo de retorno de 25 años ( $P_{A,d,\text{Tr}}$ ).

$$P_{A,d,\text{Tr}} = (h_{\text{Tr}=5}) (F_1) (F_3) (\text{FRA}) = (21) (1.187) (1.420) (0.89) = 31.5$$

$$P_{A,d,\text{Tr}} = 31.5 \text{ mm}$$

6. Finalmente, se define la distribución de la tormenta en el tiempo a partir del hietograma de la lluvia de diseño que se ha definido para 10 intervalos constantes.

Intervalo de tiempo para el Hietograma:

$$\Delta t = \frac{50}{10} = 5 \text{ min}$$

$$\Delta_t = 5 \text{ min}$$

Las alturas de lluvia asociados a cada intervalo se obtienen al multiplicar la lluvia total (31.5 mm) por los porcentajes de la figura 2.9. El resultado final se observa en la figura 2.14.

**Problema 5.** Determinar la tormenta de diseño, con el método de regionalización de lluvias máximas, en una cuenca urbana localizada en el Valle de México cuya duración se ubica en el intervalo de transición.

#### Características de la cuenca urbana de estudio:

- Área: 20 km<sup>2</sup>
- Duración de la tormenta: 3 h.
- Periodo de retorno: 50 años
- Coordenadas geográficas del centroide: 19° 15' N y 99° 00' W

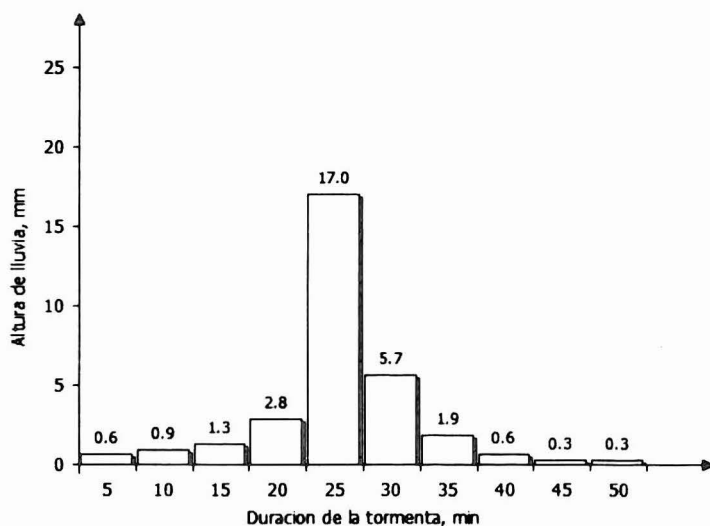


Figura 2.14. Hietograma de la tormenta de diseño.

Solución:

- Se ubican las coordenadas geográficas del centroide de la cuenca urbana de estudio, en las figuras 2.5 y 2.6 y con el apoyo de estos planos, se determina la lluvia base asociada a duraciones de 30 min y 24 h y un periodo de retorno de 5 años.

Corta duración;  $h_{Tr=5}=24 \text{ mm}$

Larga duración;  $h_{Tr=5}=45 \text{ mm}$

- Se estiman los factores  $F_1$  y  $F_2$  asociados a cortas y largas duraciones:

$$F_1 = 0.27 + 2.11d - 1.52d^2 + 0.37d^3$$

$$F_1 = 0.27 + 2.11(3) - 1.52(3)^2 + 0.37(3)^3$$

$$F_1 = 2.91$$

$$F_2 = 0.74 + 0.03d - 0.0013d^2 + 0.0000213d^3$$

$$F_2 = 0.74 + 0.03(3) - 0.0013(3)^2 + 0.0000213(3)^3$$

$$F_2 = 0.819$$

3. Se obtiene el valor del factor  $F_3$  con el cual es posible pasar del periodo de retorno de 5 años, al periodo de retorno de 50 años:

$$F_3 = 0.583 + 0.26 \ln (Tr) = 0.583 + 0.26 \ln(50)$$

$$F_3 = 0.583 + 1.017 = 1.6$$

$$F_3 = 1.6$$

4. Se determina el valor del FRA asociado a la duración de la tormenta (3 h) y a la porción del área analizada (20 km<sup>2</sup>) con los valores de la tabla 2.6:

$$FRA = 0.86$$

5. Se calcula la magnitud de la lluvia asociada al área de la cuenca de estudio (20 km<sup>2</sup>) para la duración de la tormenta (3 h) y el periodo de retorno deseado (50 años).

Cortas duraciones:

$$P_{A,d,Tr} = (h_{Tr=5})(F_1)(F_3)(FRA)$$

$$P_{A,d,Tr} = (24)(2.91)(1.60)(0.86) = 96.1$$

$$P_{A,d,Tr} = 96.1 \text{ mm}$$

Largas duraciones:

$$P_{A,d,Tr} = (h_{Tr=5})(F_2)(F_3)(FRA)$$

$$P_{A,d,Tr} = (45)(0.819)(1.6)(0.86) = 50.7$$

$$P_{A,d,Tr} = 50.7 \text{ mm}$$

6. Se estima la magnitud media de la lluvia con el auxilio de los dos valores anteriores:

$$P_{A,d,Tr} = \frac{96.1 + 50.7}{2} = 73.4$$

$$P_{A,d,Tr} = 73.4 \text{ mm}$$



7. Finalmente, se define la distribución de la tormenta en el tiempo, a partir del hietograma de la lluvia de diseño que se ha definido para 10 intervalos constantes.

Intervalo de tiempo para el Hietograma:

$$\Delta t = \frac{180}{10} = 18$$

$$\Delta t = 18 \text{ min}$$

Las alturas de lluvia asociadas a cada intervalo se obtienen al multiplicar la lluvia total (73.4 mm) por los porcentajes indicados en la figura 2.9; el resultado se observa en la figura 2.15.

Al respecto es oportuno mencionar que la distribución viable del hietograma de diseño se ha determinado con el método de los bloques alternos, es decir, el valor de mayor magnitud se ubica en la parte central del hietograma y posteriormente se van colocando los valores decrecientes a la derecha y a la izquierda respectivamente.

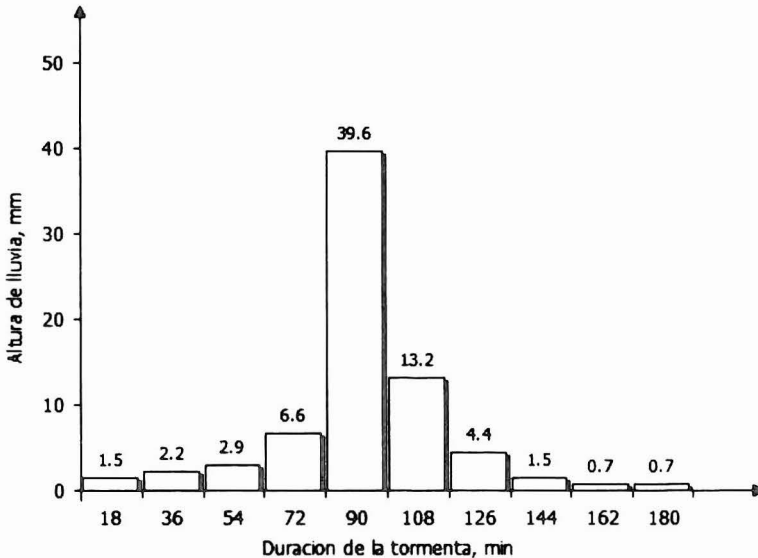


Figura 2.15. Hietograma de la tormenta de diseño.

**Problema 6.** Determinar en la estación Departamento del Distrito Federal, DF, las curvas altura de precipitación-duración-periodo de retorno

( $h_p$ - $d$ - $T_r$ ), utilizando los resultados de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno ( $i$ - $d$ - $T_r$ ).

**Solución:**

1. La expresión matemática que define las curvas  $i$ - $d$ - $T_r$  es:

$$i = \frac{259.823 T_r^{0.42}}{d^{0.66}} \quad (2.22)$$

2. De acuerdo con la definición de intensidad de lluvia se tiene que:

$$i = \frac{h_p}{d}$$

$$h_p = \frac{i \, d \, (\text{min})}{60} \quad (2.23)$$

$$i = \frac{60 \, h_p}{d}$$

3. Sustituyendo la ecuación (2.23) en (2.22) y realizando las transformaciones algebraicas necesarias se obtiene:

$$h_p = \frac{259.823 \, T_r^{0.42} \, d}{60 \, d^{0.66}} \quad (2.24)$$

$$h_p = 4.33 \, T_r^{0.42} \, d^{0.34}$$

4. Cada una de las curvas de la ecuación (2.24), para un periodo de retorno dado, se interpreta como una curva masa de precipitación.
5. Por ejemplo, para un periodo de retorno de 10 años la ecuación (2.24) es:

$$h_p = 4.3 \, (10)^{0.42} \, d^{0.34}$$

$$h_p = 11.39 \, d^{0.34} \quad (2.25)$$

6. La curva masa de precipitación para un periodo de retorno de 10 años, se indica en la figura 2.16.

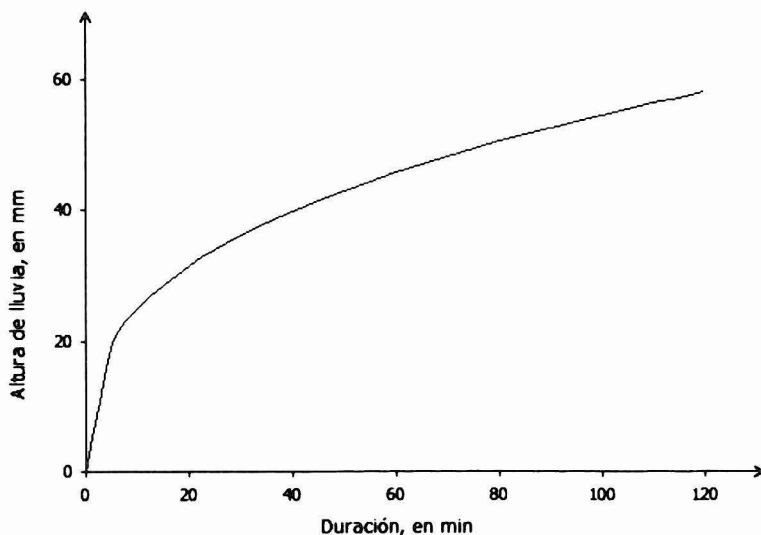


Figura 2.16. Curva masa de precipitación para un periodo de retorno de 10 años.

7. El hietograma de la altura de precipitación para un  $\Delta t = 10$  min, se indica en la figura 2.17.

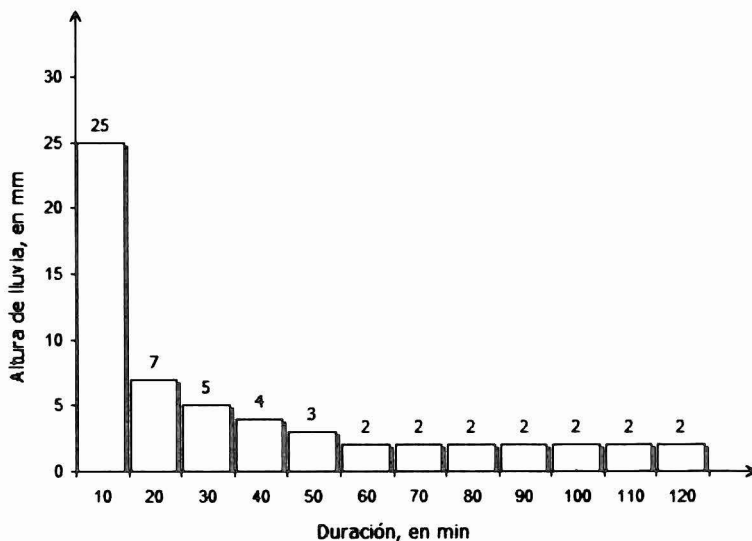


Figura 2.17. Hietograma de la altura de precipitación.

8. Una alternativa viable del hietograma de la altura de precipitación para un  $\Delta t=10$  min y  $T_r=10$  años, de acuerdo con el método de los bloques alternos, se indica en la figura 2.18.

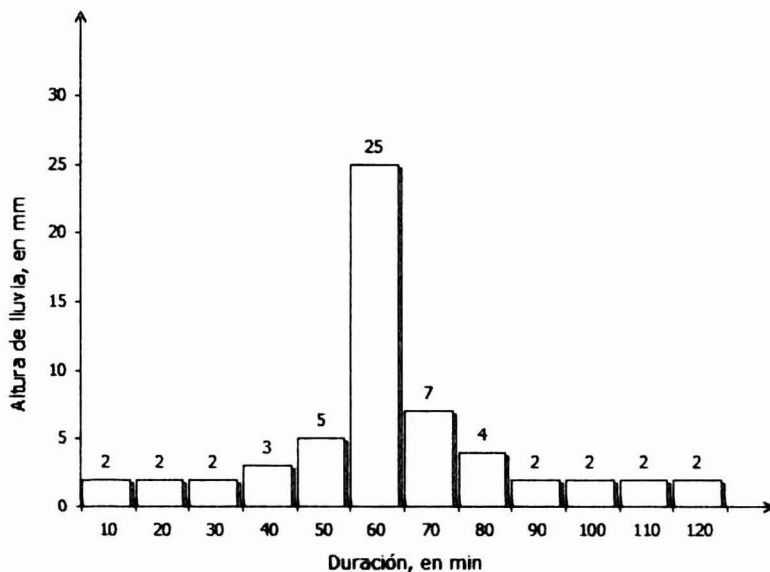


Figura 2.18. Hietograma de la tormenta de diseño

## Referencias

- Ahmad, M.I. (1988): *Application of Statistical Methods to Flood Frequency Analysis*, Thesis pres. in fulfillment of Ph. D. degree, Univ. of St. Andrews, Escocia.
- Ahmad, M.I. Sinclair, C. D. y Werrity, A (1988): *Log-logistic Flood Frequency Analysis*, J. Hydrol., 98, pp. 205-224.
- Bell, F.C. (1969): *Generalized Rainfall-Duration-Frequency Relationships*, en Journal Hydraulic Division, ASCE, 1, pp. 311-327.
- Breña, A.F. (1996): *Análisis de Tormentas en el Valle de México*, Tesis de Maestría, División de Posgrado, Facultad de Ingeniería, UNAM, México.
- Breña, A.F. (1984): *Regionalización de lluvias máximas aplicada al diseño de colectores urbanos*, en revista Contactos núm. 18, pp. 39-46, Universidad Autónoma Metropolitana-Iztapalapa, México.
- Chen, C.L. (1983): *Rainfall Intensity-Duration-Frequency Formulas*, en Journal Hydraulic Division, ACE, 12, pp. 1603-1621.

- Chow, V.T. (1951): *A General Formula for Hydrologic Frequency Analysis*, Trans. Amer. Geophys. Union núm. 32, pp. 231-237.
- Chow, V.T. (1964): *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill, Nueva York.
- Gumbel, E.J. (1941): *The Return Period of Flood Flows*, Ann. Math. Statist., 12(2), pp. 163-190.
- Gumbel, E.J. (1958): *Statistics of Extremes*, Columbia University Press, Nueva York.
- Hazen, A. (1914): *Storage to be Provided in Impounding Reservoirs for Municipal Water Supply*, en Trans. ASCE, 77, Paper No. 1308, pp. 1547-1550.
- Houghton, J.C. (1978): *Birth of a Parent: The Wakeby Distribution for Modelling Flood Flows*, en Water Resources Res. 14(6), pp. 1105-1109.
- Jenkinson, A.F. (1955): *The Frequency Distribution of the Annual Maximum (or minimum) Values of Meteorological Elements*, en Quart. J. Roy. Meteor. Soc., 81, pp. 158-171.
- Ruiz Urbano, M.R. (2002): *Programa de automatización de los métodos estadísticos en hidrología*, Facultad de Ingeniería, Departamento de Hidráulica, (UNAM), México.
- Tholin, A, and Keifer, C. (1959): *The Hydrology of Urban Runoff*, en Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE, 85, pp. 47-106.

## Relación lluvia-escurrimiento en zonas urbanas

### 3.1. Descripción general del proceso lluvia-escurrimiento en zonas urbanas

El proceso lluvia-escurrimiento en zonas urbanas es muy complejo, ya que el hombre lo modifica radicalmente en cantidad y calidad, a través de la modificación del uso del suelo al convertir áreas permeables en zonas impermeables.

Desde un punto de vista estructural en el esquema de la figura 3.1 se muestra las principales estructuras hidráulicas que integran un sistema de drenaje urbano de una zona urbanizada tales como cunetas, alcantarillas, colectores superficiales y subterráneos, lagunas y vasos de regulación, estaciones de bombeo y algunas más.

El proceso lluvia-escurrimiento en zonas urbanas presenta características muy peculiares; a continuación se describen las fases más relevantes.

- a) La lluvia es interceptada parcialmente por la vegetación, principalmente por las ramas de los árboles, antes de llegar al suelo.
- b) Al llegar el agua al suelo ocurren dos fenómenos simultáneos:
  - La lluvia se infiltra en el terreno.
  - Comienza a mojarse la superficie, llenando las depresiones.
- c) Los dos fenómenos anteriores continúan hasta formarse un tirante suficiente que rompa la tensión superficial. Este hecho sucede cuando la intensidad de la lluvia es mayor que la capacidad de infiltración del terreno. Se inicia el escurrimiento superficial.

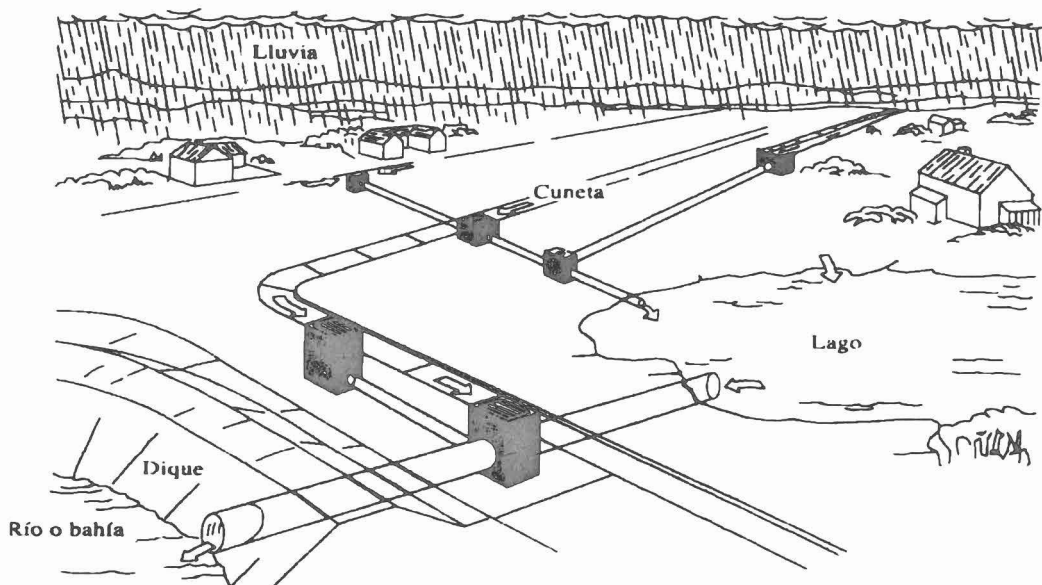


Figura 3.1. Estructuras hidráulicas de un sistema de drenaje urbano.

- d) Al ocurrir el escurrimiento superficial se presentan varios procesos simultáneos:
  - El agua se infiltra con una velocidad variable y, en general, este proceso depende del grado de saturación del terreno, intensidad de la lluvia y volumen de agua almacenado en la superficie.
  - Las depresiones del terreno más grandes continúan llenándose.
  - Se produce el escurrimiento en el cual los tirantes y las velocidades varían en forma continua y son gobernados por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento. Este proceso es alimentado por la lluvia efectiva.
- e) El agua que llega a las cunetas se acumula en ellas, hasta que se forma un tirante suficiente y escurre hacia las coladeras.
- f) El agua que llega a las coladeras ingresa al sistema de drenaje.
- g) El escurrimiento en los colectores de drenaje está gobernado por las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento.
  - Inicialmente el escurrimiento es en la superficie libre; después, cuando la capacidad de los conductores no es suficiente, el agua escurre a presión y en ocasiones puede derramarse.

Ahora bien, a diferencia de las cuencas naturales, en las zonas urbanas los hidrogramas de ingreso están formados por varios componentes básicos.

- Si la intensidad de lluvia ( $i$ ) se multiplica por el área de la cuenca ( $A$ ) de estudio, el fenómeno puede concebirse como un hidrograma de ingreso.
- En el hidrograma de ingreso una parte se pierde por los almacenamientos en las depresiones y por los volúmenes que se infiltran en el subsuelo y otra se regula por los almacenamientos temporales en las superficies, las cunetas y el sistema de alcantarillado.
- En la figura 3.2, se indica de forma cualitativa la importancia relativa de cada uno de los componentes que interviene en el hidrograma de ingreso.

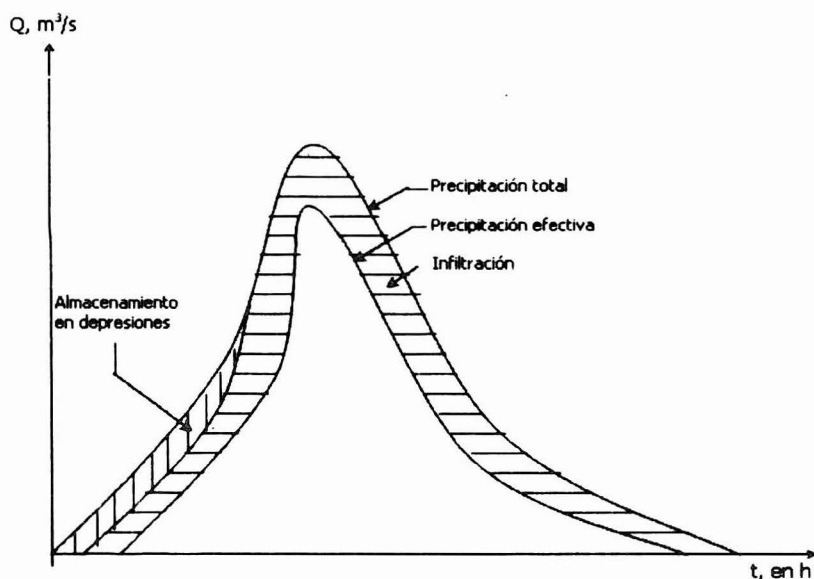


Figura 3.2. Componentes básicos de un hidrograma de ingreso en zonas urbanas.

### 3.2. Estimación de los volúmenes de pérdidas

En la hidrología urbana se acostumbra denominar pérdidas a la parte del volumen precipitado que no escurre por la superficie de la cuenca y sus componentes son:

- Intercepción
- Almacenamiento en depresiones.
- Infiltración.



En la práctica los componentes de las pérdidas son difíciles de separar y para efectos del cálculo del escurrimiento en problemas de drenaje urbano, se estiman de forma conjunta y se llama infiltración a la pérdida total.

En la hidrología se han desarrollado varios criterios para evaluar las pérdidas en el proceso lluvia-escurrimiento con diferentes concepciones teóricas y prácticas.

Ahora bien, los criterios de mayor aplicación son: a) volumen de pérdidas; b) coeficiente de escurrimiento, c) índice de infiltración media, y d) número de escurrimiento.

#### **a) Volumen de pérdidas.**

La parte de la precipitación que queda atrapada en la vegetación de una cuenca, más la interceptada en la superficie del suelo y la que se infiltra se le conoce como “pérdida de precipitación”.

Sin embargo, por la dificultad para estimar por separado cada uno de los tres conceptos mencionados y por que el tercero de ellos es el más grande, se supone que los tres corresponden a la infiltración.

Por su parte, a la altura de precipitación que se obtiene al restar a la total la que producen las pérdidas, se le conoce como altura de precipitación en exceso o efectiva y es la que produce el escurrimiento directo.

El volumen de pérdidas o de infiltración arrojado en el proceso lluvia-escurrimiento, es igual a la diferencia entre el volumen llovido y el volumen de escurrimiento directo, es decir:

$$V_p = V_{LL} - V_{ED} \quad (3.1)$$

donde  $V_p$  es el volumen de pérdidas o de infiltración, en  $m^3$ ;  $V_{LL}$  es el volumen llovido, en  $m^3$ ; y  $V_{ED}$  es el volumen de escurrimiento directo, en  $m^3$ .

El volumen total de lluvia se obtiene al multiplicar el área de la cuenca por la altura de precipitación media de la tormenta analizada y tal altura de precipitación corresponde a la suma de las ordenadas del hietograma de precipitaciones medias de la cuenca.

Por su parte, el volumen de escurrimiento directo,  $V_{ED}$ , es igual al producto del área total de la cuenca por la lluvia en exceso o también es igual al área del hidrograma de escurrimiento directo.

#### **b) Coeficiente de escurrimiento.**

Este criterio supone que las pérdidas son proporcionales a la intensidad de la lluvia y la constante de proporcionalidad es característica de cada tipo de cuenca drenada y se denomina coeficiente de escurrimiento.

El coeficiente se calcula con la expresión siguiente:

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (3.2)$$

donde  $C$  es el coeficiente de escorrentía, adimensional,  $V_{ED}$  es el volumen de escorrentía directa, en  $m^3$ ; y  $V_{LL}$  es el volumen llovido, en  $m^3$ .

En la práctica, por la diversidad de cuencas urbanas a drenar, el coeficiente de escorrentía se estima relacionando los valores de la tabla 3.1. Este tipo de valores se obtuvo de tormentas asociadas a un periodo de retorno de 5 años.

El criterio es empírico y para su aplicación adecuada se necesita una amplia experiencia y de ser posible, contar con mediciones simultáneas de lluvia y escorrentía, para obtener una idea del valor del coeficiente de escorrentía de la zona urbana de estudio.

En el caso específico de que el área urbana de drenaje este constituida por diferentes tipos de cubierta y superficie, el coeficiente de escorrentía,  $C$ , se puede calcular en función de las características fisiográficas de cada porción del área como un promedio pesado, a través de la expresión:

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + C_3 A_3 + \dots + C_n A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad (3.3)$$

donde  $C$  es el coeficiente de escorrentía;  $C_i$  es el coeficiente de escorrentía correspondiente al área parcial  $A_i$ ; y  $A_i$  es el área parcial  $i$  que tiene un cierto tipo de superficie.

### c) Índice de infiltración media.

Este criterio supone que la capacidad de infiltración es constante durante la ocurrencia de una tormenta y a esta capacidad de infiltración se le denomina índice de infiltración media  $\phi$ .

En el caso de tener disponible un registro simultáneo de precipitación y escorrentía de una tormenta, el índice de infiltración media  $\phi$  se determina con el procedimiento siguiente:

1. Del hidrograma de la avenida se separa el gasto base y se calcula el volumen de escorrentía directa.
2. Se estima la altura de lluvia en exceso o efectiva  $P_e$ , al dividir el volumen de escorrentía directa entre el área de la cuenca.

Tabla 3.1. Valores típicos del coeficiente de escurrimiento.

| Tipo de área drenada                                | Coeficiente de escurrimiento |        |
|-----------------------------------------------------|------------------------------|--------|
|                                                     | Mínimo                       | Máximo |
| Zonas comerciales:                                  |                              |        |
| Zona comercial                                      | 0.75                         | 0.95   |
| Zonas mercantiles                                   | 0.70                         | 0.90   |
| Vecindarios                                         | 0.50                         | 0.70   |
| Zonas residenciales:                                |                              |        |
| 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   |
| Zonas industriales:                                 |                              |        |
| 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 y terrenos sin construir      | 0.20                         | 0.40   |
| Zonas suburbanas                                    | 0.10                         | 0.30   |
| Calles:                                             |                              |        |
| Asfaltadas                                          | 0.70                         | 0.95   |
| De concreto hidráulico                              | 0.80                         | 0.95   |
| Adoquinadas o empedradas, junteadas con cemento     | 0.70                         | 0.85   |
| Adoquín sin juntear                                 | 0.50                         | 0.70   |
| Terracerías                                         | 0.25                         | 0.60   |
| Estacionamientos                                    | 0.75                         | 0.85   |
| Techados                                            | 0.75                         | 0.95   |
| Praderas:                                           |                              |        |
| Suelos arenosos planos (pendientes: 0.02 o menos)   | 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   |

3. Se evalúa el índice de infiltración media  $\phi$  trazando una línea horizontal en el hietograma de la tormenta y a partir de un proceso de prueba y error se determina que la suma de las alturas de precipitación que se ubican arriba de esa línea sea igual a la altura de lluvia efectiva  $P_e$ . El índice de infiltración media  $\phi$  será igual a la altura de precipitación correspondiente a la línea horizontal dividida entre el intervalo de tiempo  $\Delta t$  que dure cada barra del hietograma.

#### d) Número de escurrimiento.

Para aplicar los criterios anteriores es necesario que la cuenca esté aforada, es decir, que se hayan medido gastos de salida al mismo tiempo que las precipitaciones que los producen.

Sin embargo, dado que un gran número de cuencas de nuestro país no están aforadas y no disponen de datos, se recurre a métodos estructurados a partir de la lluvia total y de las características de la cuenca.

El Soil Conservation Service (1975) propone un método llamado de los "números de escurrimiento", el cual reúne las características mencionadas.

La altura de lluvia total  $P$  se relaciona con la altura de lluvia efectiva  $P_e$ , a través de la expresión matemática:

$$P_e = \frac{\left[ P - \frac{508}{N} + 5.08 \right]^2}{P + \frac{2032}{N} - 20.32} \quad (3.4)$$

donde  $P$  es la altura de lluvia total, en cm;  $P_e$  es la altura de lluvia efectiva, en cm; y  $N$  es el número de escurrimiento.

El número de escurrimiento  $N$  depende del uso, tipo y composición del suelo y del tratamiento, pendiente y estado de humedad del terreno.

La tabla 3.2 muestra la clasificación de los suelos y posteriormente en función del uso del suelo, de la condición de la superficie de la cuenca y de la pendiente del terreno se podrá conocer el valor del número de escurrimiento  $N$  con el auxilio de la tabla 3.3.

Para diferentes tipos de superficie en la cuenca de estudio, el valor de  $N$  se determina como un promedio pesado a partir de la expresión siguiente:

$$N = \frac{N_1 A_1 + N_2 A_2 + \dots + N_n A_n}{A_c} \quad (3.5)$$

Tabla 3.2. Clasificación de suelos.

| Tipo de suelo | Características                                                                                                   |
|---------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Tipo A        | Arenas con poco limo y arcilla de tamaño medio (escurrimiento mínimo).                                            |
| Tipo B        | Arenas finas y limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de ambos.                                                   |
| Tipo C        | Arenas muy finas, limos y bastante arcilla.                                                                       |
| Tipo D        | Arcillas en grandes cantidades; suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables (escurrimiento máximo). |

Tabla 3.3. Valor del número de escurrimiento N, según uso y tipo de suelo, condición de la cuenca y pendiente del terreno.

| Uso de la tierra o cobertura                                              | Condición de la superficie            | Pendiente terreno, en % | Tipo de suelo |     |     |     |
|---------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------|---------------|-----|-----|-----|
|                                                                           |                                       |                         | A             | B   | C   | D   |
| Bosques (sembrados y cultivados)                                          | Ralo, baja transpiración              | -----                   | 45            | 66  | 77  | 83  |
|                                                                           | Normal, transpiración media           | -----                   | 36            | 60  | 73  | 79  |
|                                                                           | Espeso o alta transpiración           | -----                   | 25            | 55  | 70  | 77  |
| Caminos                                                                   | De tierra                             | -----                   | 72            | 82  | 87  | 89  |
|                                                                           | Superficie dura                       | -----                   | 74            | 84  | 90  | 92  |
| Bosques naturales                                                         | Muy ralo o baja transpiración         | -----                   | 56            | 75  | 86  | 91  |
|                                                                           | Ralo, baja transpiración              | -----                   | 46            | 68  | 78  | 84  |
|                                                                           | Normal, transpiración media           | -----                   | 36            | 60  | 70  | 76  |
|                                                                           | Espeso o alta transpiración           | -----                   | 26            | 52  | 62  | 69  |
|                                                                           | Muy espeso, alta transpiración        | -----                   | 15            | 44  | 54  | 61  |
| Descanso (sin cultivo)                                                    | Surcos rectos                         | -----                   | 77            | 86  | 91  | 94  |
| Cultivos en surco                                                         | Surcos rectos                         | > 1                     | 72            | 81  | 88  | 91  |
|                                                                           | Surcos rectos                         | < 1                     | 67            | 78  | 85  | 89  |
|                                                                           | Surcos en curvas de nivel (contorneo) | > 1                     | 69            | 79  | 84  | 88  |
|                                                                           | Surcos en curvas de nivel (contorneo) | < 1                     | 65            | 75  | 82  | 86  |
|                                                                           | Terrazas                              | > 1                     | 66            | 74  | 80  | 82  |
|                                                                           | Terrazas                              | < 1                     | 62            | 71  | 78  | 81  |
|                                                                           | Surcos rectos                         | > 1                     | 66            | 77  | 85  | 89  |
|                                                                           | Surcos rectos                         | < 1                     | 58            | 72  | 81  | 85  |
| Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o praderas con rotación | Surcos en curvas de nivel             | > 1                     | 64            | 75  | 83  | 85  |
|                                                                           | Surcos en curvas de nivel             | < 1                     | 55            | 69  | 78  | 83  |
|                                                                           | Terrazas                              | > 1                     | 63            | 73  | 80  | 83  |
|                                                                           | Terrazas                              | < 1                     | 51            | 67  | 76  | 80  |
|                                                                           | -----                                 | > 1                     | 68            | 79  | 86  | 89  |
|                                                                           | -----                                 | < 1                     | 39            | 61  | 74  | 80  |
| Pastizal                                                                  | Contorneo                             | > 1                     | 47            | 67  | 81  | 88  |
|                                                                           | Contorneo                             | < 1                     | 6             | 65  | 70  | 79  |
|                                                                           | -----                                 | -----                   | 30            | 58  | 71  | 78  |
|                                                                           | Surcos rectos                         | > 1                     | 65            | 76  | 84  | 88  |
| Potrero permanente Cereales                                               | Surcos rectos                         | < 1                     | 63            | 75  | 83  | 87  |
|                                                                           | Contorneo                             | > 1                     | 63            | 74  | 82  | 85  |
|                                                                           | Contorneo                             | < 1                     | 61            | 73  | 81  | 84  |
|                                                                           | Terrazas                              | > 1                     | 61            | 72  | 79  | 82  |
|                                                                           | Terrazas                              | < 1                     | 59            | 70  | 78  | 81  |
|                                                                           | -----                                 | -----                   | 100           | 100 | 100 | 100 |
| Superficie impermeable                                                    | -----                                 | -----                   | 100           | 100 | 100 | 100 |

El número de escurrimiento obtenido con la ecuación (3.5) se debe afectar por un factor de corrección que considere la lluvia antecedente. Es decir, si hubo lluvia cinco días antes se hace una corrección de acuerdo con la cantidad de lluvia que se haya registrado y esto se hace utilizando la tabla 3.4. Asimismo, en la misma tabla aparecen las magnitudes del factor de corrección por el cual se debe afectar el valor de N dependiendo del tipo de corrección A o B.

Tabla 3.4. Factor de corrección del número de escurrimiento N, según la precipitación antecedente.

| N   | Corrección A | Corrección B |
|-----|--------------|--------------|
| 10  | 0.40         | 2.22         |
| 20  | 0.45         | 1.85         |
| 30  | 0.50         | 1.67         |
| 40  | 0.55         | 1.50         |
| 50  | 0.62         | 1.40         |
| 60  | 0.67         | 1.30         |
| 70  | 0.73         | 1.21         |
| 80  | 0.79         | 1.14         |
| 90  | 0.87         | 1.07         |
| 100 | 1.00         | 1.00         |

|                             |                   |                |
|-----------------------------|-------------------|----------------|
| Si 5 días antes hubo lluvia | Menor de 2.5 cm;  | Corrección A   |
|                             | Entre 2.5 y 5 cm; | Sin corrección |
|                             | Mayor de 2.5 cm;  | Corrección B   |

3.3. Métodos para estimar relaciones lluvia-escurrimiento en zonas urbanas

El diseño del drenaje urbano se puede resolver utilizando diversos enfoques y depende de la cantidad y calidad de la información disponible en la cuenca de estudio.

En las últimas décadas se han implementado diversos métodos estructurados bajo diferentes concepciones teóricas, los cuales es posible clasificar en:

### **a) Métodos directos o empíricos.**

Este tipo de modelos consideran que los elementos principales del hidrograma producido por una tormenta se pueden calcular con las características físicas promedio de la cuenca. En general, estos métodos se han calibrado en cuencas con características propias y para su uso se deben realizar correcciones en la cuenca de aplicación. 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 de tipo lineal, entre la distribución de la lluvia en el tiempo y el hidrograma de salida de la cuenca. La relación funcional se basa en principios hidrológicos y se calibra con registros simultáneos de lluvia y escurrimiento en la cuenca de análisis. Corresponde a este grupo el método del hidrograma unitario y el del Road Research Laboratory (RRL).

### **c) Métodos hidráulicos o semi-hidráulicos.**

Con estos métodos se calculan los hidrogramas en diferentes puntos de un cauce o de un colector de la cuenca de estudio, utilizando las ecuaciones de conservación de la masa y cantidad de movimiento con diferentes grados de simplificación. Para el cálculo de los hidrogramas se utilizan las características físicas de la cuenca y el método de Chicago pertenece a este grupo. En general, con este tipo de métodos se podrá estimar el gasto producido por una tormenta en una cuenca urbana, o bien la variación de los tirantes en redes de colectores de tipo subterráneo o superficial.

## **3.3.1. Métodos directos o empíricos.**

### **a) Fórmula racional**

La fórmula racional es un método que se ha desarrollado en el año de 1889, pero por su sencillez todavía se sigue utilizando.

La hipótesis fundamental estipula que una lluvia constante y uniforme que cae sobre la cuenca de estudio, producirá un gasto de descarga el cual alcanza su valor máximo cuando todos los puntos de la cuenca esta contribuyendo al mismo tiempo en el punto de diseño.

En la figura 3.3 se muestra la hipótesis básica de la fórmula racional.

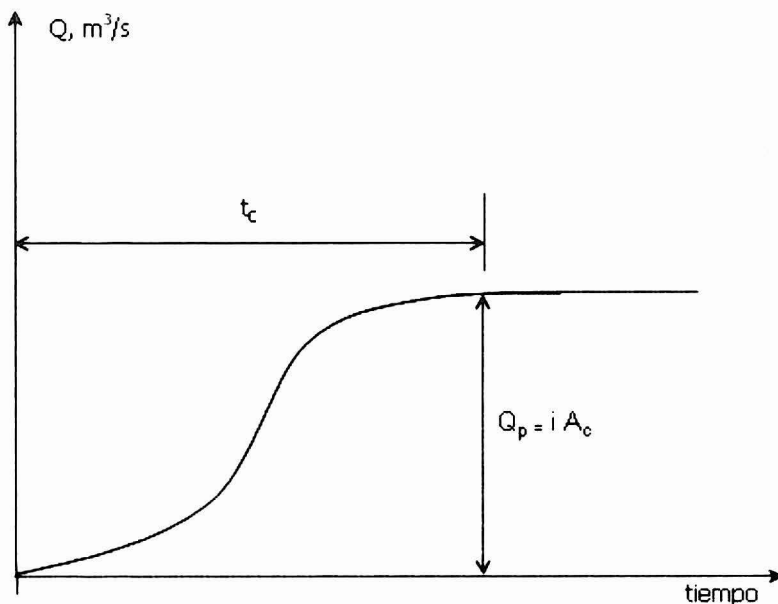


Figura 3.3. Hipótesis fundamental de la fórmula racional.

La hipótesis se satisface para un lapso de tiempo, denominado tiempo de concentración  $t_c$ , definido como el tiempo que tarda el agua en fluir desde el punto mas alejado de la cuenca hasta el punto de aforo o de estudio.

El gasto pico o máximo se define con la expresión:

$$Q_p = 0.278 C i A \quad (3.6)$$

donde  $Q_p$  es el gasto máximo, en  $\text{m}^3/\text{s}$ ;  $C$  es el coeficiente de escurrimiento;  $i$  es la intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en  $\text{mm}/\text{h}$ ; y  $A$  es el área de la cuenca drenada, en  $\text{km}^2$ .

### **Secuencia de aplicación del método racional:**

1. Se estima el tiempo de concentración ( $t_c$ ).

En cuencas urbanas el  $t_c$  se define a partir de la expresión:

$$t_c = t_{cs} + t_t \quad (3.7)$$



donde  $t_c$  es el tiempo de concentración;  $t_{cs}$  es el tiempo de concentración sobre las superficies naturales; y  $t_t$  es el tiempo de traslado a través de los colectores.

Existen varios métodos para estimar el tiempo de concentración en las superficies naturales, sin embargo el criterio más común en México es el propuesto por Kirpich (1940):

$$t_{cs} = 0.0003455 \left[ \frac{L}{S} \right]^{0.77} \quad (3.8)$$

donde  $t_{cs}$  es el tiempo de concentración sobre la superficie natural, en h; L es la longitud del cauce principal, en m; y S es la pendiente media del cauce principal.

Ahora bien, existen otros criterios de uso frecuente entre los que sobresalen los siguientes:

*Método de Chow.* Se usa para estimar el  $t_c$  de cuencas naturales de áreas cuya extensión no sobrepase los 3 000 km<sup>2</sup>. Se utiliza la expresión:

$$t_c = 0.01 \left[ \frac{L}{\sqrt{S}} \right]^{0.64} \quad (3.9)$$

donde  $t_c$  es el tiempo de concentración, en h; L es la longitud del cauce principal, en m; y S es la pendiente media del cauce, en porcentaje.

*Método de Rowe.* Se utiliza para calcular el  $t_c$  de cuencas naturales de áreas cuya extensión excede los 3 000 km<sup>2</sup> y para ello se utiliza la expresión:

$$t_c = \left[ \frac{0.87 L^3}{H} \right]^{0.385} \quad (3.10)$$

donde  $t_c$  es el tiempo de concentración, en h; L es la longitud del cauce principal, en km; y H es la diferencia de elevación entre los extremos del cauce principal, en m.

*Drenaje de aeropuertos.* El tiempo de concentración para diseñar el drenaje de aeropuertos se estima con la ecuación:

$$t_c = \frac{3.26 (1.10 - C) L}{\sqrt[3]{S}} \quad (3.11)$$

donde  $t_c$  es el tiempo de concentración, en min; C es el coeficiente de escurrimiento; L es la distancia máxima de recorrido del escurrimiento, en m; y S es la pendiente del colector de drenaje, en porcentaje.

El tiempo de traslado a través de los colectores ( $t_t$ ) se determina con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \tag{3.12}$$

donde  $t_t$  es el tiempo de traslado a través del colector, en h;  $l$  es la longitud del tramo en el cual el flujo escurre, en m; y  $v$  es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector se calcula con la ecuación de Manning, suponiendo que en el colector el flujo es uniforme, a partir de la expresión:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \tag{3.13}$$

donde  $v$  es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s;  $n$  es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector;  $R_h$  es el radio hidráulico de la sección, en m;  $S$  es la pendiente de la plantilla del conducto. El radio hidráulico ( $R_h$ ) se calcula para la condición de tubo o canal lleno.

El coeficiente de Manning ( $n$ ) depende del tipo de material utilizado para construir el drenaje urbano y en la tabla 3.5 se indican algunos valores de diferentes materiales que comúnmente se utilizan en los colectores de drenaje.

Con relación al cálculo de la pendiente media, se puede utilizar el método de Taylor y Schwarz, a través de la expresión:

$$S = \left( \frac{L}{\frac{L_1}{\sqrt{S_1}} + \frac{L_2}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{L_m}{\sqrt{S_m}}} \right)^2 \tag{3.14}$$

Tabla 3.5. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning ( $n$ ).

| Material         | $n$   |
|------------------|-------|
| Acero            | 0.014 |
| Fierro fundido   | 0.013 |
| Hierro forjado   | 0.015 |
| Metal corrugado  | 0.022 |
| Cemento Concreto | 0.014 |
| Asbesto          | 0.014 |

donde  $S$  es la pendiente media del cauce principal;  $L$  es la longitud total del cauce principal;  $S_1, S_2, \dots, S_m$  son las pendientes de cada tramo; y  $L_1, L_2, \dots, L_m$  son las longitudes de cada tramo.

2. *Se evalúa el coeficiente de escurrimiento.*

Tradicionalmente, se ha determinado con el auxilio de valores estimados para diferentes tipos de áreas por drenar, tal como se observa en la tabla 3.1.

Si la cuenca de estudio esta integrada por diferentes tipos de superficie, se calcula un coeficiente de escurrimiento promedio con la expresión:

$$C = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2 + \dots + C_i A_i}{A_1 + A_2 + \dots + A_i} \quad (3.15)$$

donde  $C$  es el coeficiente de escurrimiento promedio;  $C_1, C_2, \dots, C_i$  son los coeficientes de escurrimiento de cada una de las superficies por drenar que conforman la cuenca de estudio; y  $A_1, A_2, \dots, A_i$  son las áreas parciales que integran la cuenca de estudio.

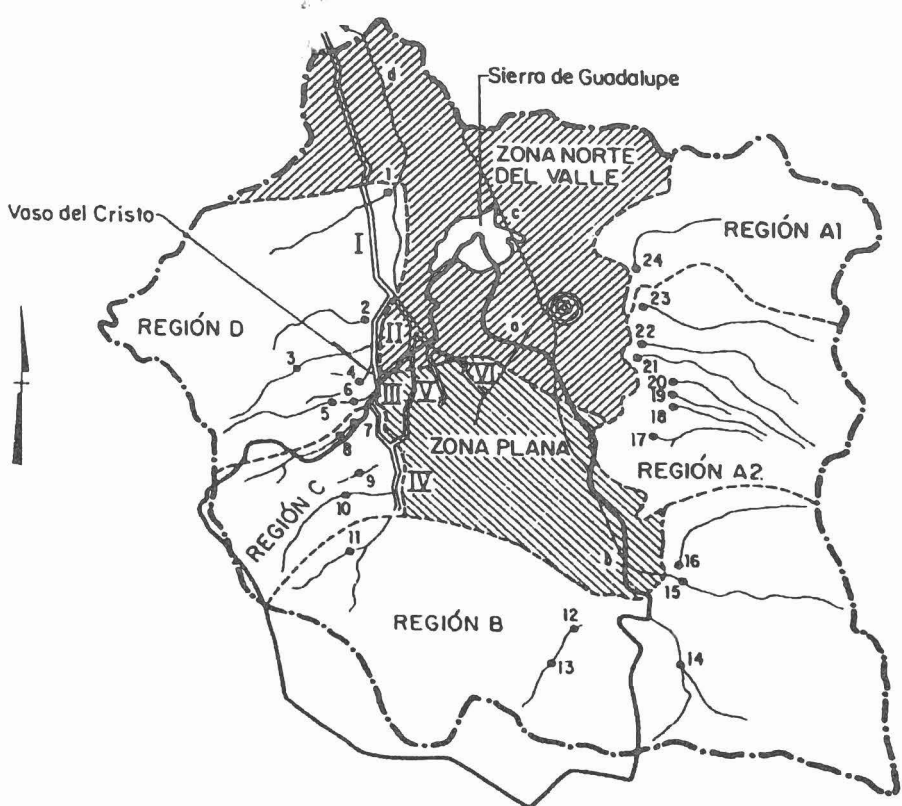
Por su parte, para el caso específico de las seis subcuencas del Valle de México se diseñó una metodología para evaluar el coeficiente de escurrimiento, tomando como punto de referencia las áreas de las zonas urbanizadas y no urbanizadas, así como un índice de urbanización (IU) el cual es función de la densidad de urbanización de la zona urbanizada (Domínguez, 1997).

Aplicando la metodología y a partir de mediciones experimentales llevadas a cabo en cada una de las seis subcuencas, se determinó la ecuación básica que permite estimar el coeficiente de escurrimiento de un área de aportación, definida por:

$$C = C_N \frac{A_N}{A_T} + 0.45 \left[ \frac{A_U}{A_T} \right] IU \quad (3.16)$$

donde  $C$  es el coeficiente de escurrimiento de la cuenca de estudio;  $A_N$  es el área no urbana;  $A_U$  es el área urbana;  $A_T$  es el área total;  $C_N$  es el coeficiente de escurrimiento no urbano definido regionalmente; y  $IU$  es el índice de urbanización (éste varía entre 0.6 y 1.0 según la densidad de urbanización del área urbanizada).

La figura 3.4 muestra la distribución regional del coeficiente de escurrimiento no urbano ( $C_N$ ) para las seis subcuencas del Valle de México.



| Región     | $C_n$    |        |
|------------|----------|--------|
|            | Anterior | Actual |
| A 1        | 0.02     | 0.02   |
| A 2        | 0.12     | 0.06   |
| B          | 0.025    | 0.02   |
| C          | 0.08     | 0.06   |
| D          | 0.10     | 0.10   |
| Zona plana | 0.15     | 0.15   |

Figura 3.4. Regionalización del coeficiente de escurrimiento no urbano ( $C_N$ ).

3. Se calcula el periodo de retorno ( $T_r$ ) de diseño.

El periodo de retorno  $T_r$  se expresa en años, y se define como el número promedio de años en que un evento hidrológico puede ser igualado o excedido.

Ahora bien, el drenaje urbano pertenece al grupo de estructuras hidráulicas menores y para seleccionar el periodo de retorno se recurre a las tablas 3.6, 3.7 y 3.8, las cuales indican los valores más comunes para diversas situaciones.

4. *Se estima la intensidad de la lluvia (i).*

La intensidad media de la lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca y asociada al periodo de retorno de diseño, se puede estimar con alguno de los métodos descritos, métodos probabilísticos o de regresión lineal múltiple.

Tabla 3.6. Periodos de retorno para estructuras menores.

| Tipo de estructura         | Periodo de retorno, en años |
|----------------------------|-----------------------------|
| Bordos                     | 2 a 50                      |
| Zanja para drenaje         | 5 a 50                      |
| Drenaje de aguas pluviales | 2 a 10                      |
| Drenaje en aeropuertos     | 5                           |
| Drenaje en carreteras      | 50                          |

Tabla 3.7. Periodos de retorno de diseño recomendables para estructuras de drenaje urbano.

| Tipo de uso de suelo                                                 | Periodo de retorno, en años |
|----------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
| Zonas de actividad comercial                                         | 5.0                         |
| Zonas de actividad industrial                                        | 5.0                         |
| Zonas de edificios públicos                                          | 5.0                         |
| Zonas residenciales multifamiliares de alta densidad                 | 3.0                         |
| Zonas residenciales unifamiliares y multifamiliares de baja densidad | 1.5                         |
| Zonas recreativas de alto valor e intenso uso por el público         | 1.5                         |
| Otras áreas recreativas                                              | 1.0                         |

Nota: Baja densidad valores menores de 100 hab/ha

Tabla 3.8. Periodos de retorno mínimos de diseño recomendables para estructuras de drenaje urbano.

| Tipo de vía                                                                                                      | Periodo de retorno, en años |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------------|
| Vialidad arterial.- Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación de la ciudad.                   | 5.0                         |
| Vialidad distribuidora.- Vías que distribuyen el tráfico proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan. | 3.0                         |
| Vialidad local.- Avenidas y calles cuya importancia no sobrepasa la zona servida.                                | 1.5                         |
| Vialidad especial.- Accesos a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales.                  | 10.0                        |

5. Se determina el gasto pico o máximo.

Definidas las magnitudes de las variables involucradas en la fórmula racional, se procede a calcular el gasto pico o máximo con la ecuación (3.6).

6. Diseño de los colectores urbanos.

Se procede a determinar el diámetro de los colectores de cada uno de los tramos de la red de drenaje. Si se supone que el flujo es uniforme, la capacidad del conducto estará dada por la ecuación:

$$Q = \frac{1}{n} A R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (3.17)$$

donde  $Q$  es el gasto de diseño del conducto, en  $m^3/s$ ;  $A$  es el área de la sección, en  $m^2$ ;  $n$  es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector;  $R_h$  es el radio hidráulico de la sección, en  $m$ ; y  $S$  es la pendiente de la plantilla del colector.

Ahora bien, si para un conducto circular se acepta que el tubo trabaja a sección llena (condición máxima), el área y el radio hidráulico serán:

$$A = \frac{\pi D^2}{4} \quad (3.18)$$

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{\pi D^2}{4\pi D} \quad (3.19)$$

$$R_h = \frac{D}{4} \quad (3.20)$$

Sustituyendo las ecuaciones (3.18) y (3.20) en (3.17) y realizando las transformaciones algebraicas necesarias se obtiene:

$$D = \left[ \frac{3.21 \, n \, Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8} \quad (3.21)$$

donde D es el diámetro del colector, en m; n es el coeficiente de rugosidad; Q es el gasto de diseño, en m<sup>3</sup>/s; y S es la pendiente del colector a diseñar.

### b) Método gráfico alemán

El método gráfico alemán tiene una aplicación muy fecunda en la hidrología urbana y en el caso concreto de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México se utilizó para diseñar el Sistema del Drenaje Profundo.

Secuencia de aplicación del método gráfico alemán:

1. *Se divide la cuenca analizada en subcuencas.*

La división está definida por el trazo de los colectores que forman la red de drenaje.

2. *Se calcula el tiempo de concentración de cada subcuenca.*

Para cada una de las áreas de las subcuencas que integra la cuenca de estudio se estima el tiempo de concentración correspondiente.

3. *Se estima el tiempo de concentración de la cuenca total.*

Se evalúa el tiempo de concentración asociado a la cuenca de análisis (TT<sub>c</sub>), y se supone que la lluvia tiene la misma duración, es decir:

$$TT_c = d_{ll} \quad (3.22)$$

donde TT<sub>c</sub> es el tiempo de concentración de toda la cuenca; y d<sub>ll</sub> es la duración de la lluvia.

4. *Se determina el periodo de retorno.*

Se define el periodo de retorno (T<sub>r</sub>) de diseño para los colectores de drenaje, con alguno de los criterios sintetizados en las tablas 3.6, 3.7, y 3.8.

5. *Se calcula la intensidad de la lluvia.*

Se estima la magnitud de la intensidad media de la lluvia (i) asociada a la duración (d<sub>ll</sub>) y al periodo de retorno de diseño obtenido en el paso 4. Se puede utilizar el método de las curvas intensidad–duración–periodo de retorno (i–d–T<sub>r</sub>) o bien el método de regionalización de lluvias máximas.

6. Se estima el gasto máximo de cada subcuencas.

Con el apoyo de la fórmula racional, definida por la ecuación (3.6), se estima el gasto máximo de cada subcuenca, suponiendo que la intensidad de la lluvia es uniforme sobre toda la cuenca de estudio.

En este proceso de cálculo, la única variable que varía es el área de cada subcuenca, aunque en algunos casos también el coeficiente de escurrimiento ( $C$ ) puede variar, si se tienen subcuencas con diferente grado de urbanización.

7. Se construyen los hidrogramas de escurrimiento máximo producido por cada subcuenca.

Se supone que el gasto máximo  $Q_j$  se alcanza linealmente en un tiempo igual al tiempo de concentración  $t_c$  de la subcuenca. A partir de este tiempo, el gasto máximo  $Q_j$  se mantiene constante hasta un tiempo igual al de duración total de la lluvia  $d_{ll}$ .

Finalmente, la recesión del gasto máximo también se realiza en un tiempo igual al de concentración  $t_c$  de la subcuenca de estudio.

El hidrograma resultante del procedimiento descrito en los párrafos anteriores se indica en la figura 3.5.

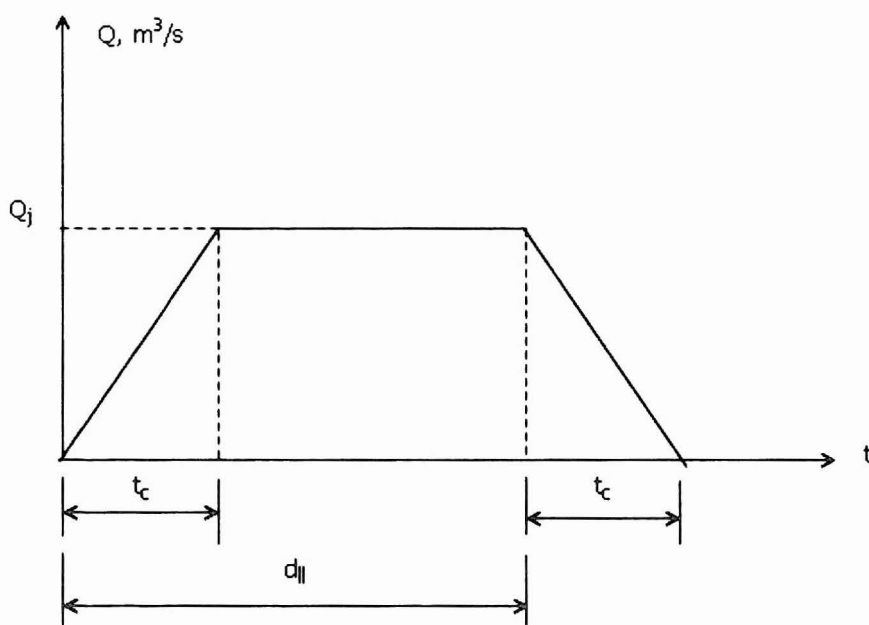


Figura 3.5. Hidrograma de escurrimiento producido por una subcuenca.



8. Se calcula el hidrograma de escurrimiento total producido por la cuenca de estudio. El análisis se inicia a partir de la primera subcuenca (aguas abajo), ubicada en la salida general de la cuenca, prosiguiendo hacia aguas arriba. Se presentan dos alternativas: colectores concurrentes y colectores consecutivos.
- a) Si los colectores son concurrentes se supone que los escurrimientos de los colectores empiezan a contribuir en forma simultánea en el punto de concurrencia. El hidrograma total se obtiene sumando los hidrogramas producidos por cada uno de los colectores y la figura 3.6 indica el proceso gráfico para sumar hidrogramas concurrentes.

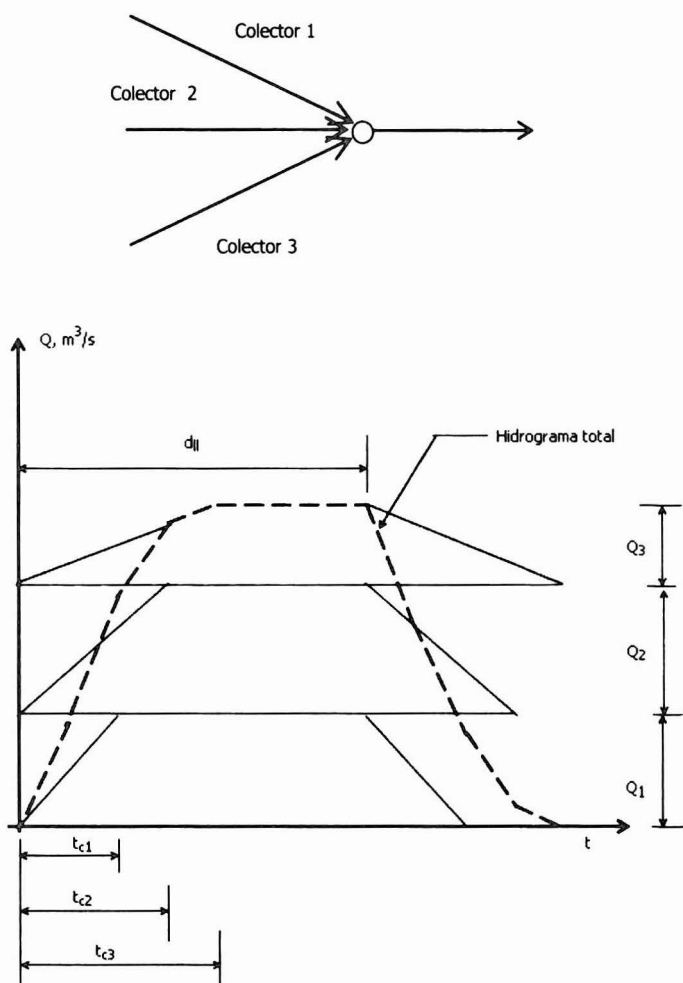


Figura 3.6. Procedimiento para sumar hidrogramas de colectores concurrentes.

- b) Si los colectores son consecutivos, se supone que el colector de la subcuenca aguas arriba empieza a aportar agua cuando el de la subcuenca aguas abajo haya llegado a su tiempo de concentración. El hidrograma de la subcuenca ubicada aguas arriba se suma a partir de que termina el ascenso del hidrograma de la subcuenca de aguas abajo. La figura 3.7 muestra gráficamente este proceso para el caso de tres colectores consecutivos.

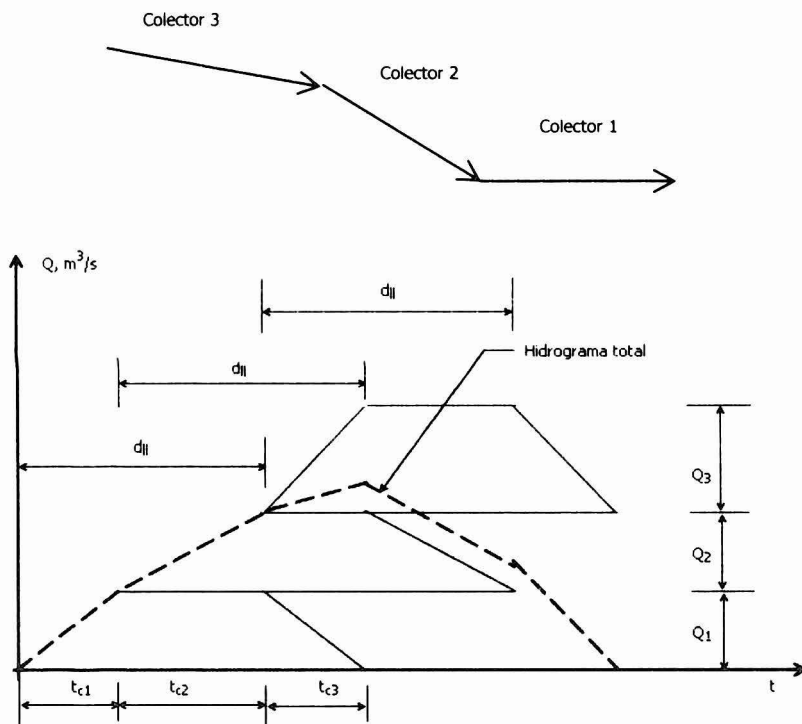


Figura 3.7. Procedimiento para sumar hidrogramas de colectores consecutivos.

#### 9. Estimación del tiempo de concentración.

Para la cuenca de estudio se utiliza la fórmula desarrollada por Kirpich (1940) y definida por la ecuación (3.8). Para cada colector asociado a una subcuenca, el tiempo de traslado del agua a través de los colectores ( $t_i$ ) se utiliza la ecuación (3.12).

#### 10. Gasto máximo y forma del hidrograma.

Al sumar los hidrogramas producidos por las subcuencas, se obtiene el gasto máximo ( $Q_{\max}$ ) y la forma del hidrograma en el punto de análisis.

### c) Método del Road Research Laboratory (RRL).

Método desarrollado para analizar los escurrimientos en zonas urbanas, suponiendo que el gasto de diseño depende únicamente de las superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje. No toma en cuenta las superficies permeables o las impermeables que no están conectadas al sistema de drenaje.

Secuencia de aplicación del método RRL.

#### 1. Datos fisiográficos.

Se elabora un plano que indique características fisiográficas, el sistema de drenaje y sus correspondientes superficies impermeables conectadas. Además, se delimita la cuenca de superficies impermeables, anotando longitud, pendiente y rugosidad estimada para las subcuencas que se conectan al drenaje. Con relación al sistema de drenaje, se anota longitud, diámetro, pendiente y coeficiente de rugosidad de cada tramo.

#### 2. Plano de isócronas.

Se calculan los tiempos de traslado desde diversos puntos de la cuenca, hasta el punto de interés y con sus resultados se construye un plano de isócronas (líneas de igual tiempo de traslado).

El tiempo de traslado se estima con la ecuación:

$$t_t = t_{ts} + t_{ta} \quad (3.23)$$

donde  $t_t$  es el tiempo de traslado;  $t_{ts}$  es el tiempo de traslado sobre la superficie natural; y  $t_{ta}$  es el tiempo de traslado a través de los colectores.

Para las áreas conectadas con el drenaje, el tiempo de traslado sobre la superficie natural ( $t_{ts}$ ) se calcula con la fórmula de Hicks representada por la expresión:

$$t_{ts} = \frac{k l^a}{i^b S^c} \quad (3.24)$$

donde  $t_{ts}$  es el tiempo de traslado sobre la superficie natural, en min;  $l$  es la longitud de la superficie, en m;  $S$  es la pendiente media de la superficie, en porcentaje;  $i$  es la intensidad de la lluvia, en mm/h; y  $k$ ,  $a$ ,  $b$  y  $c$  son coeficientes que se obtienen con la información de la tabla 3.9, en función de tipo de superficie a drenar.

La ecuación (3.24) se calibró con elementos cuyas longitudes varían entre 3 y 31 m, con pendientes que oscilan de 0 a 7% y con intensidades de lluvia entre 12.7 a 177 mm/h. Además, para el tiempo de traslado en los colectores se utilizan las ecuaciones (3.7) y (3.8).

Tabla 3.9. Valores de los coeficientes  $k$ ,  $a$ ,  $b$  y  $c$ 

| 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 | 0.298 | 0.785 | 0.307 |

Estimados los tiempos de traslado de cada tramo, se anotan en el plano base de la cuenca y con estos datos se dibujan las curvas de isócronas. Se recomienda definir entre 3 y 6 isócronas para incrementos de tiempo  $\Delta t$  constantes.

En la figura 3.8 se indican los resultados que se obtienen al construir el plano de isócronas en una cuenca urbana.

### 3. Hidrograma virtual de entrada.

Con el auxilio de la figura 3.8 se calculan las áreas entre isócronas y se designan como  $A_1, A_2, \dots, A_n$ , de tal forma que  $A_1$  es el área comprendida entre la isócrona más cercana al punto de interés;  $A_2$  es el área comprendida entre la isócrona anterior y la inmediata y así sucesivamente.

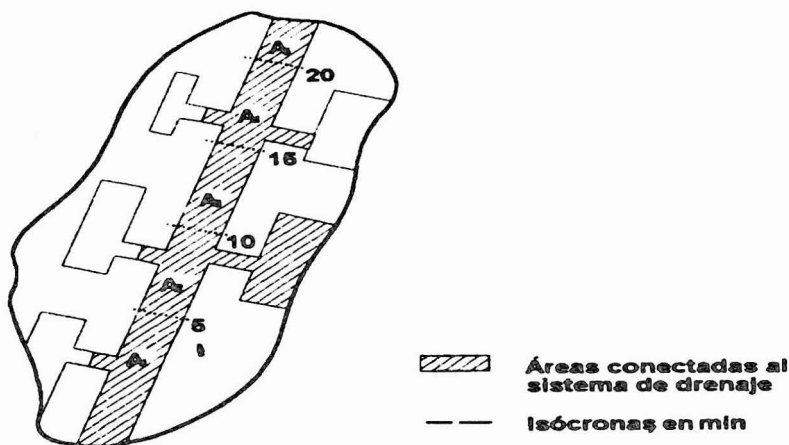


Figura 3.8. Curvas de isócronas en una cuenca urbanizada.

Con los resultados anteriores se construye la figura 3.9 y a partir de esta gráfica se estima el área impermeable de la cuenca que está contribuyendo al escurrimiento.

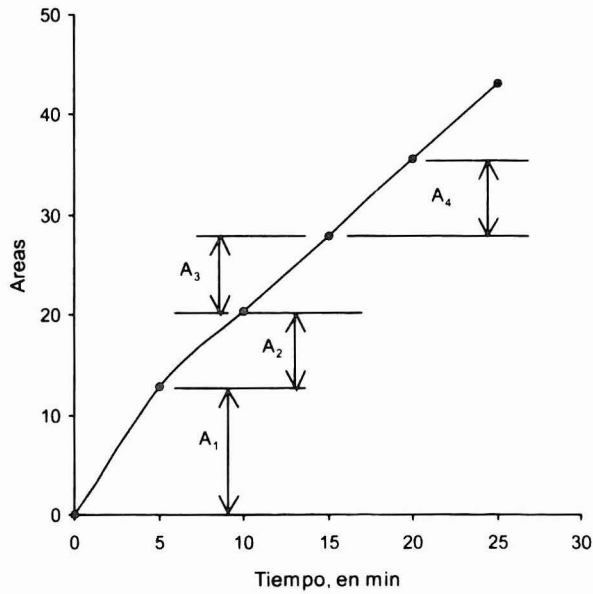


Figura 3.9. Curva tiempo de traslado-área impermeable.

Posteriormente, se define un hietograma de precipitación para cada intervalo de tiempo  $\Delta t$  igual al de la separación entre isócronas. Los valores de precipitación en cada intervalo se designan como  $P_1, P_2, \dots, P_n$ .

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

$$\begin{aligned}
 q_1 &= 0 \\
 q_2 &= (A_1 P_1)(1/\Delta t) \\
 q_3 &= (A_1 P_2 + A_2 P_1)(1/\Delta t) \\
 &\vdots \\
 &\vdots \\
 &\vdots \\
 q_j &= (A_1 P_{j-1} + A_2 P_{j-2} + \dots + A_{j-1} P_1)(1/\Delta t)
 \end{aligned}
 \tag{3.25}$$

Las ordenadas del hidrograma virtual de entrada definidas por las ecuaciones (3.25), están separadas entre sí por un intervalo  $\Delta t$  y los valores de  $A_1, A_2, \dots, A_{j-1}$  se obtienen con el auxilio de la figura 3.9.

#### 4. Regulación en el sistema de drenaje.

La regulación del hidrograma virtual de entrada en el sistema de drenaje se define a través de la relación volumen de almacenamiento (V)-gasto de descarga ( $Q_D$ ).

Para definir la curva que relaciona el gasto de descarga ( $Q_D$ ) con el almacenamiento (V) en el drenaje, se supone que el régimen es uniforme y para esto se seleccionan varios gastos de descarga para condiciones que van desde que el tramo conectado al punto de estudio esta vacío, hasta que esta completamente lleno.

Ahora bien, existen al respecto varios métodos que permiten calcular la curva de almacenamiento (V)-gasto de descarga ( $Q_D$ ):

##### a) Método analítico.

- Se eligen varios valores del tirante (Y) en función del diámetro (D), considerando que en cada tramo del sistema de drenaje se conserva la misma relación Y/D. Por ejemplo, se puede elegir  $Y_i/D_i = 1/4$ ,  $Y_i/D_i = 1/2, \dots, Y_i/D_i = 1$ , donde  $Y_i$  y  $D_i$  equivalen al tirante y diámetro en el tramo i. Con la relación  $Y_i/D_i$  elegida se calcula el área de la sección que ocupa el valor de  $Y_i$  y para evaluar estas relaciones puede utilizarse las tablas de algún Manual de Hidráulica.
- A continuación, se calcula el volumen almacenado multiplicando el valor del área por la longitud del tramo i. Al sumar los volúmenes de todos los tramos, se obtiene la magnitud del almacenamiento (V) en el sistema de drenaje.
- El gasto de descarga ( $Q_D$ ) se calcula con la ecuación de continuidad  $Q_D = Av$ , donde A es el área que ocupa el tirante de agua en la descarga (último tramo del sistema) y para evaluarla se utiliza la relación Y/D elegida para obtener el valor de A; y v es la velocidad media del flujo.
- En la fase final, se dibujan los valores de los gastos de descarga  $Q_D$  y volúmenes de almacenamiento V y se obtiene la curva mostrada en la figura 3.10.

##### b) Método hidrológico.

- La curva  $Q_D$ -V se determina a partir de los hidrogramas registrados.
- En cada hidrograma se ubica el gasto a partir del cual se inicia la curva de recesión (la lluvia ha cesado, es decir, ya no hay influencia en el escurrimiento).
- El área bajo la curva es igual al volumen almacenado y su gasto corresponde al inicio de la curva de recesión.

- Se elige un punto diferente al anterior y se calcula el área bajo la curva para obtener el volumen de almacenamiento.
- Se repite la secuencia anterior tantas veces como sea necesario.
- Se grafican las parejas de valores obtenidos, se unen y se define la curva  $Q_D$ - $V$ , indicada en la figura 3.11.

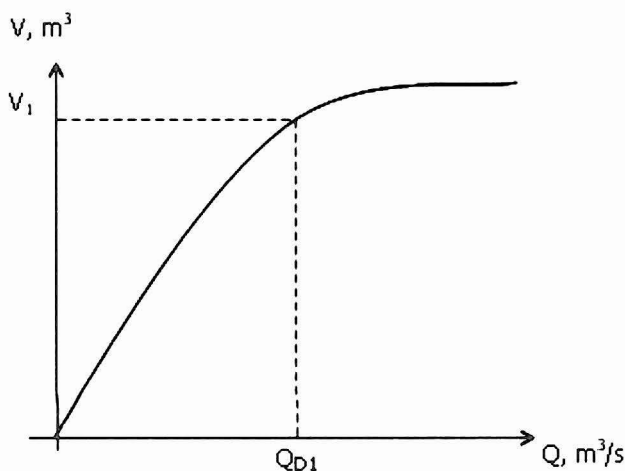


Figura 3.10. Curva gasto de descarga ( $Q_D$ )-Volumen de almacenamiento ( $V$ ).

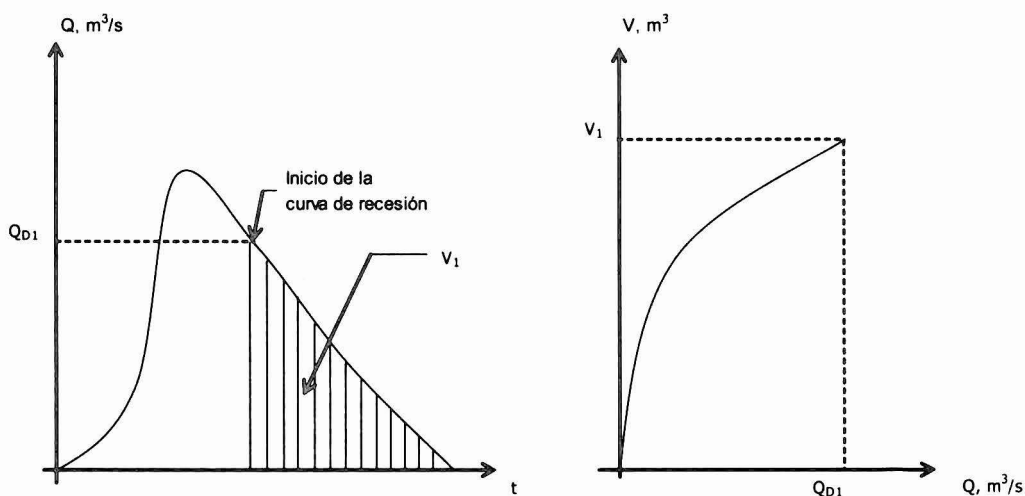


Figura 3.11. Procedimiento para obtener la curva  $Q_D$ - $V$  por el método hidrológico.

### 5. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

En la figura 3.12 se muestran las curvas  $Oq_1q_2$ , la cual representa un tramo del hidrograma virtual de entrada y la  $OQ_1Q_2$  correspondiente a un tramo del hidrograma de descarga, en el punto de interés.

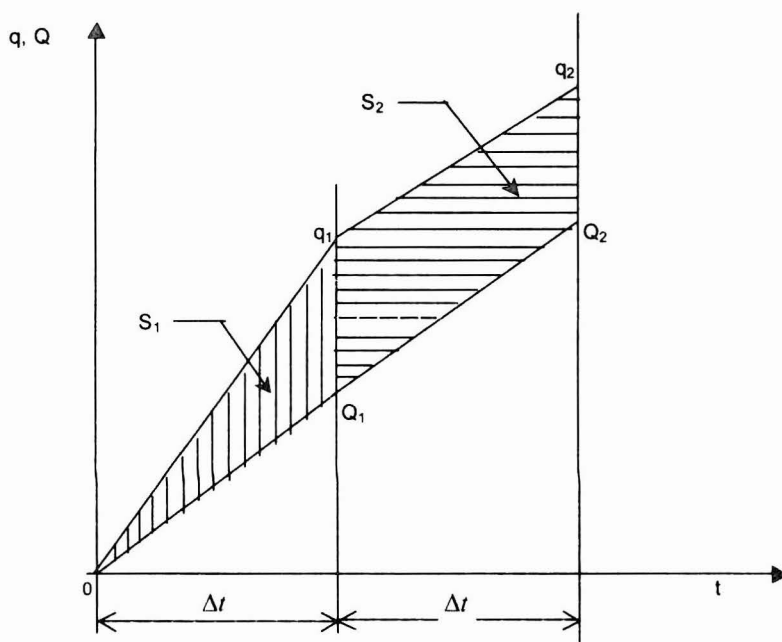


Figura 3.12. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

Ahora bien, si la ecuación de continuidad se expresa en incrementos finitos se tiene que:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2) = \frac{\Delta t}{2}(Q_1 + Q_2) + S_2 - S_1 \quad (3.26)$$

donde  $q_1$  y  $q_2$  son los gastos del hidrograma virtual de entrada en los tiempos 1 y 2 respectivamente;  $Q_1$  y  $Q_2$  son los gastos de descarga en los tiempos 1 y 2 respectivamente; y  $S_1$  y  $S_2$  son los volúmenes almacenados en los tiempos 1 y 2 respectivamente; y  $\Delta t$  es el incremento de tiempo.

Agrupando adecuadamente los términos de la ecuación (3.26), se puede escribir:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_2 - Q_1) + S_1 = Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 \quad (3.27)$$



Se conoce el valor del lado izquierdo de la ecuación (3.27), se le asigna un valor  $K$  y se define la expresión:

$$K = Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 \quad (3.28)$$

La ecuación (3.28) puede resolverse por tanteos encontrando una pareja de valores  $Q_2$  y  $S_2$  en la curva de  $Q_D$ - $V$  definida en el punto anterior. En este proceso hay que tomar en cuenta que  $S_2 = V_2$ , y para que el lado izquierdo de la ecuación (3.27) siempre se conozca, el problema se resuelve por pasos, de tal manera que en el primer paso  $Q_0$  y  $S_0$  valen cero, por lo que  $Q_1$  y  $S_1$  pueden ser calculados. Para el segundo paso se utilizan los valores calculados en el primero y así sucesivamente.

El gasto que se utiliza para diseñar los tramos de colectores, será el valor máximo del hidrograma de descarga obtenido al realizar el tránsito virtual del hidrograma de entrada.

**Problema 1.** Coeficiente de escurrimiento en cuencas urbanas con diferentes grados de urbanización.

El objetivo del problema es describir los resultados obtenidos del coeficiente de escurrimiento en cinco cuencas urbanas con diferentes grados de urbanización, localizadas en la Zona Metropolitana de la Ciudad de México y para estimar sus valores se utilizaron los resultados obtenidos de mediciones simultáneas de lluvias y escurrimientos realizadas de 1976 a 1978.

La tabla 3.10 contiene un resumen estadístico de los coeficientes de escurrimiento obtenidos para las cinco cuencas hidrológicas y sobresale la magnitud media del coeficiente de escurrimiento  $C$  y su correspondiente coeficiente de variación, indicando el grado de dispersión de cada conjunto de valores. Además, es importante recalcar que los coeficientes de escurrimiento presentan variaciones importantes tal como lo demuestran los valores máximos y mínimos y para aplicar los datos obtenidos es necesario tener una idea de los aspectos morfológicos de la cuenca analizada y a partir de estos conceptos aplicarlos a otras cuencas con características semejantes.

Un problema poco estudiado es la variación del coeficiente de escurrimiento conforme aumenta la magnitud de la precipitación. Para desarrollar este tipo de análisis se supone que la relación entre el valor de la lluvia y el coeficiente de escurrimiento no depende de las características de la cuenca.

Tabla 3.10. Resumen estadístico de los coeficientes de escurrimiento de cinco cuencas hidrológicas del Valle de México.

| Cuenca hidrológica         | No. de tormentas | C (máximo) | C (mínimo) | C (medio) | Cv    |
|----------------------------|------------------|------------|------------|-----------|-------|
| Río Magdalena (1976-77)    | 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(1976-77)       | 7                | 0.110      | 0.041      | 0.059     | 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(1976-77) | 11               | 0.760      | 0.243      | 0.453     | 0.390 |
| Arroyo Santa Cruz(1978)    | 7                | 0.658      | 0.358      | 0.358     | 0.188 |

Para ilustrar el concepto de la variación del coeficiente de escurrimiento a medida que aumenta la magnitud de la precipitación se seleccionaron los datos de la Cuenca Ciudad Universitaria, ya que es pequeña y sus mediciones son confiables.

Para tal efecto se eligieron las tormentas de gran intensidad y corta duración registradas en 1977. En la tabla 3.11, se indica la fecha de ocurrencia, los valores de la precipitación, la duración e intensidades de las tormentas, así como los coeficientes de escurrimiento estimados.

Los valores del coeficiente de escurrimiento C de la tabla 3.11 se pueden ajustar directamente con fórmulas estadísticas de regresión para relacionar las variables de la lluvia total (P) y del coeficiente de escurrimiento (C).

Sin embargo, para evitar que se pierda información, se aplicó la técnica del filtrado con promedios móviles mostrando los resultados obtenidos en la tabla 3.12.

En la fase final, a los valores calculados de P y C con promedios móviles, se les ajustó visualmente una curva, tal como se observa en la figura 3.13. En general, el ajuste mostró un agrupamiento satisfactorio y este resultado puede ser utilizado para deducir las pérdidas correspondientes a tormentas de diseño.

Tabla 3.11. Valores medios de las tormentas concentradas, sin precipitación inmediata anterior apreciable, registradas en la Cuenca de Cd. Universitaria.

| Fecha    | P, mm | d, min | i, mm/5 min | C    |
|----------|-------|--------|-------------|------|
| 01/08/77 | 9.30  | 35     | 1.33        | 0.62 |
| 18/09/77 | 9.30  | 40     | 1.16        | 0.67 |
| 09/09/77 | 4.10  | 15     | 1.43        | 0.49 |
| 06/08/77 | 7.10  | 25     | 1.42        | 0.73 |
| 30/08/77 | 10.30 | 45     | 1.14        | 0.77 |
| 22/09/77 | 7.10  | 45     | 0.79        | 0.59 |
| 08/09/77 | 12.90 | 85     | 0.76        | 0.97 |
| 30/09/77 | 12.90 | 85     | 0.76        | 0.44 |
| 24/09/77 | 4.60  | 25     | 0.92        | 0.37 |
| 29/08/77 | 4.30  | 35     | 0.61        | 0.49 |
| 05/10/77 | 1.60  | 15     | 0.53        | 0.34 |
| 19/09/77 | 7.40  | 65     | 0.57        | 0.34 |
| 27/08/77 | 2.80  | 50     | 0.28        | 0.29 |
| 26/10/77 | 3.30  | 20     | 0.83        | 0.24 |

Tabla 3.12. Proceso de filtrado de las tormentas ocurridas en la Cuenca de Ciudad Universitaria.

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

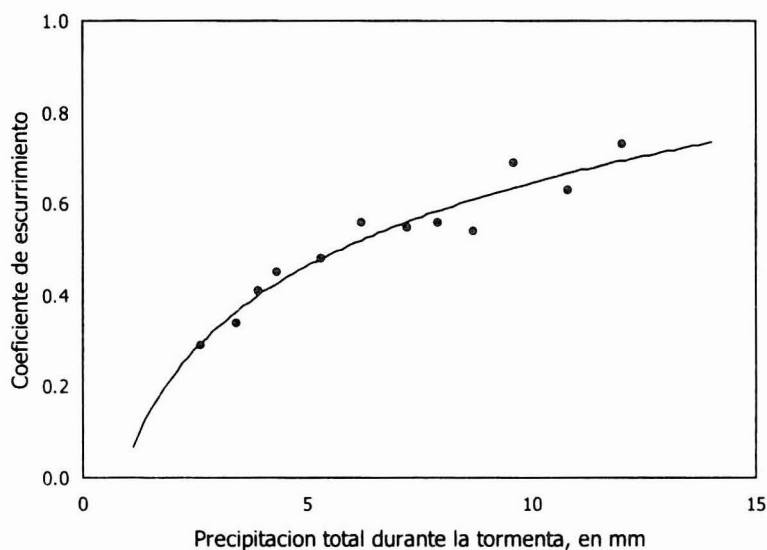


Figura 3.13. Relación entre precipitación total y coeficiente de escurrimiento.

**Problema 2.** Aplicando la fórmula racional estimar el gasto de diseño para un periodo de retorno de 5 años, a la salida de la cuenca urbana.

Determinar el gasto de diseño para un periodo de retorno de 5 años, a la salida de una cuenca urbana la cual presenta diferentes grados de urbanización. En la figura 3.14 se indica el esquema de la cuenca de estudio.

La parte superior de la cuenca  $A_1$  es una zona suburbana, mientras que la inferior  $A_2$  es una zona residencial formada por casas habitación.

### Solución:

1. Tiempo de concentración total de la cuenca de análisis.

$$t_c = t_1 + t_2 = 15 + 5 = 20$$

$$t_c = 20 \text{ min.}$$

2. Coeficiente de escurrimiento promedio.

Zona suburbana:  $C_1 = 0.30$

Zona residencial:  $C_2 = 0.70$

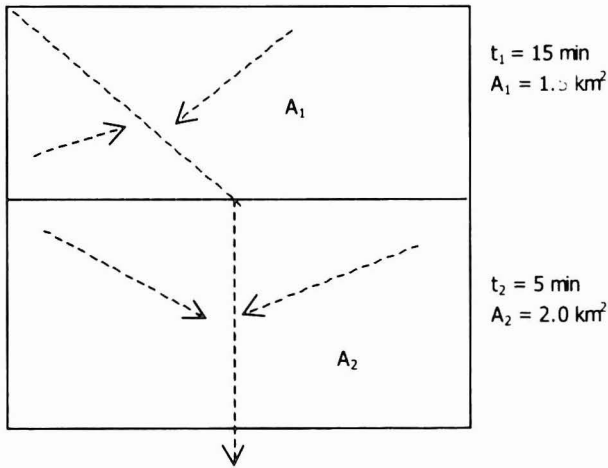


Figura 3.14. Cuenca urbana de análisis.

El coeficiente de escurrimiento promedio para toda la cuenca es:

$$\bar{C} = \frac{C_1 A_1 + C_2 A_2}{A_1 + A_2} = \frac{0.30(1.50) + 0.7(2.0)}{1.5 + 2.0} = 0.53$$

3. Estimación de la intensidad de lluvia media.

Se utilizan los datos de la estación más cercana a la cuenca de estudio, y para este caso las curvas  $i$ - $d$ - $T_r$  están representadas por:

$$i = \frac{75 T_r^{0.42}}{d^{0.66}} \quad (3.29)$$

Para la cuenca de análisis se tiene que:  $d = 20$  min y  $T_r = 5$  años; y sustituyendo estos valores en la ecuación (3.29) se obtiene:

$$i = \frac{75(5)^{0.42}}{(20)^{0.66}} = 20.41 \text{ mm/h}$$

4. Gasto de diseño.

$$Q_D = 0.278(0.53)(20.41)(3.5) = 10.53 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Problema 3. Método gráfico alemán.**

Calcular para la cuenca urbana mostrada en la figura 3.15, el hidrograma de escurrimiento en el sistema de colectores, para una tormenta asociada a un  $T_r = 5$  años.

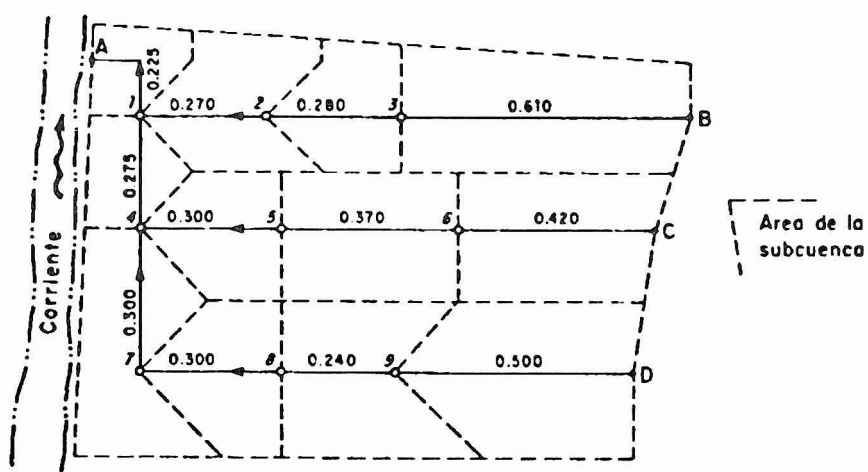


Figura 3.15. Plano de la cuenca urbana de estudio.

Datos disponibles:

Longitud y área de influencia de cada tramo de tubería: Ver tabla 3.13

Curvas intensidad-duración-periodo de retorno:  $i = 338.4 \frac{T_r^{0.40}}{d^{0.66}}$

Elevación de las tuberías: Ver tabla 3.14

La cuenca urbana está ubicada en una zona residencial:  $C = 0.6$

Tabla 3.13. Longitud y área de influencia de los tramos.

| Tramo | Area, km <sup>2</sup> | Longitud, km |
|-------|-----------------------|--------------|
| A-1   | 0.056                 | 0.225        |
| 1-2   | 0.048                 | 0.270        |
| 2-3   | 0.039                 | 0.280        |
| 3-B   | 0.134                 | 0.610        |
| 1-4   | 0.042                 | 0.275        |
| 4-5   | 0.067                 | 0.300        |
| 5-6   | 0.074                 | 0.370        |
| 6-C   | 0.092                 | 0.420        |
| 4-7   | 0.091                 | 0.300        |
| 7-8   | 0.062                 | 0.300        |
| 8-9   | 0.078                 | 0.240        |
| 9-D   | 0.109                 | 0.500        |

Tabla 3.14. Elevación de las tuberías.

| Punto | Elevación,<br>msnm |
|-------|--------------------|
| A     | 2002.0             |
| 1     | 2003.0             |
| 2     | 2004.5             |
| 3     | 2009.0             |
| B     | 2013.2             |
| 4     | 2004.5             |
| 5     | 2009.5             |
| 6     | 2012.0             |
| C     | 2014.5             |
| 7     | 2009.5             |
| 8     | 2011.5             |
| 9     | 2013.0             |
| D     | 2016.0             |

**Solución:**

1. Cálculo del tiempo de concentración para la cuenca.

El tiempo de concentración de la cuenca se determina con la expresión:

$$t_c = \left[ \frac{0.87 L^3}{H} \right]^{0.385}$$

La longitud  $L$  que recorre una gota de agua que cae entre el punto más alejado y la salida de la cuenca es de 1.84 km (distancia A-D) y el desnivel  $H$  entre los dos puntos anteriores es de 14 m y el tiempo de concentración de la cuenca es:

$$t_c = \left( \frac{0.87(1.84)^3}{14} \right)^{0.385} = 0.69 \text{ h}$$

$$t_c = 41.6 \text{ min}$$

## 2. Cálculo de la intensidad de lluvia.

Como se desconoce cuál es la duración promedio de la lluvia en la cuenca, se iguala dicha duración al tiempo de concentración de la cuenca es decir:

$$d = t_c$$

donde  $d$  es la duración de la tormenta que ocurre en la cuenca urbana de estudio; y  $t_c$  es el tiempo de concentración en la cuenca.

Conocido el valor de la duración de la lluvia, se procede a obtener la magnitud de la intensidad de la lluvia con el apoyo de las curvas intensidad-duración-periodo de retorno:

$$i = 338.4 \frac{(5)^{0.40}}{(41.6)^{0.66}} = 55 \text{ mm/h}$$

$$i = 55 \text{ mm/h}$$

## 3. Coeficiente de escorrentimiento..

Con el auxilio de las tablas que especifican la magnitud del coeficiente de escorrentimiento  $C$  para diferentes áreas por drenar (casas habitación) se obtiene que:

$$C = 0.6$$

## 4. Tiempo de concentración y gasto máximo para cada una de las subcuencas.

El cálculo se efectúa aplicando a cada una de las subcuencas la expresión que permite estimar el tiempo de concentración y la fórmula racional.

Ahora bien, en la ecuación de la fórmula racional los valores del coeficiente de escorrentimiento ( $C$ ) y de la intensidad de lluvia ( $i$ ) son constantes, por lo que:

$$Q_p = 0.278(0.6)(55)A = 9.174 A$$

$$Q_p = 9.174 A$$

En la tabla 3.15 se indican los valores estimados para cada una de las 12 subcuencas:



Tabla 3.15. Tiempo de concentración y gasto de cada subcuenca.

| Tramo | Area,<br>km <sup>2</sup> | Longitud,<br>km | Desnivel,<br>m | t <sub>c</sub> ,<br>min | Q <sub>p</sub> ,<br>m <sup>3</sup> /s |
|-------|--------------------------|-----------------|----------------|-------------------------|---------------------------------------|
| A-1   | 0.056                    | 0.225           | 1.0            | 10                      | 0.5                                   |
| 1-2   | 0.048                    | 0.270           | 1.5            | 11                      | 0.4                                   |
| 2-3   | 0.039                    | 0.280           | 4.5            | 7                       | 0.4                                   |
| 3-B   | 0.134                    | 0.610           | 4.2            | 18                      | 1.2                                   |
| 1-4   | 0.042                    | 0.275           | 1.5            | 11                      | 0.4                                   |
| 4-5   | 0.067                    | 0.300           | 5.0            | 8                       | 0.6                                   |
| 5-6   | 0.074                    | 0.370           | 3.5            | 11                      | 0.7                                   |
| 6-C   | 0.092                    | 0.420           | 2.5            | 15                      | 0.8                                   |
| 4-7   | 0.091                    | 0.300           | 5.0            | 8                       | 0.8                                   |
| 7-8   | 0.062                    | 0.300           | 2.0            | 11                      | 0.6                                   |
| 8-9   | 0.078                    | 0.240           | 1.5            | 9                       | 0.7                                   |
| 9-D   | 0.109                    | 0.500           | 3.0            | 17                      | 1.0                                   |

5. Cálculo del hidrograma de escurrimiento en el sistema de colectores.

Con los datos de gastos y tiempos de concentración se construyen los hidrogramas asociados a cada uno de los tramos, para las condiciones que se indican en el esquema de la cuenca urbana y sintetizados en la figura 3.15.

Posteriormente, se procede a sumar gráficamente los hidrogramas de cada uno de los tramos que integran la red de drenaje, y con este proceso se determina finalmente el hidrograma de descarga en el punto A del sistema de colectores que se analiza en este problema.

Finalmente, en la tabla 3.16 se muestra el proceso que permite sumar los hidrogramas parciales, mientras que la figura 3.16 indica el hidrograma resultante obtenido de forma gráfica.

6. Hidrograma resultante del sistema de colectores.

En la figura 3.17 se muestra el hidrograma de descarga en el punto A del sistema de colectores de la cuenca urbana de análisis, obtenido a partir del método gráfico alemán.

**Problema 4.** Método del Road Research Laboratory (RRL).

Calcular con el método del Road Research Laboratory (RRL) el hidrograma de salida de una cuenca urbana cuyas características se indican a continuación.

| Principia  | Q máx inicial | Q máx final       | Termina    | Tiempo, |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |                |
|------------|---------------|-------------------|------------|---------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|----------------|
| Hidrograma | (gasto único) | (inicio recesión) | Hidrograma | en min. | A-1 | 1-2 | 1-4 | 2-3 | 4-5 | 4-7 | 3-B | 5-6 | 7-8 | 6-C | 8-9 | 9-D | Q <sub>T</sub> |
| No.        | Hidrograma    | Hidrograma        | No.        |         |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |                |
|            | No.           | No.               |            |         |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |                |
|            |               |                   |            |         |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |                |
| A-1        |               |                   |            | 0       |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     | 0              |
| 1-2, 1-4   | A-1           |                   |            | 10      | 0.5 | 0.0 | 0.0 |     |     |     |     |     |     |     |     |     | 0.5            |
| 2-3, 4-5   |               |                   |            |         |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |                |
| 4-7        | 1-2, 1-4      |                   |            | 21      | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.0 | 0.0 | 0.0 |     |     |     |     |     |     | 1.4            |
| 3-B        | 2-3           |                   |            | 28      | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.5 | 0.7 | 0.0 |     |     |     |     |     | 3.0            |
| 5-6, 7-8   | 4-5, 4-7      |                   |            | 29      | 0.9 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 0.0 | 0.0 |     |     |     |     | 3.3            |
| 6-C, 8-9   | 5-6, 7-9      |                   |            | 40      | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 0.8 | 0.7 | 0.6 | 0.0 | 0.0 |     | 5.3            |
|            |               | A-1               |            | 41      | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 0.8 | 0.7 | 0.6 | 0.1 | 0.1 |     | 5.5            |
|            | 3-B           |                   |            | 47      | 0.2 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.2 | 0.7 | 0.6 | 0.4 | 0.5 |     | 6.3            |
| 9-D        | 8-9           |                   |            | 49      | 0.1 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.2 | 0.7 | 0.6 | 0.5 | 0.7 | 0   | 6.5            |
|            |               | 1-2, 1-4          | A-1        | 51      | 0.0 | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.2 | 0.7 | 0.6 | 0.6 | 0.7 | 0.1 | 6.6            |
|            | 6-C           |                   |            | 55      |     | 0.3 | 0.3 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.2 | 0.7 | 0.6 | 0.8 | 0.7 | 0.4 | 6.8            |
|            |               | 2-3, 4-5          |            |         |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |                |
|            |               | 4-7               | 1-2, 1-4   | 62      |     | 0.0 | 0.0 | 0.4 | 0.6 | 0.8 | 1.2 | 0.7 | 0.6 | 0.8 | 0.7 | 0.8 | 6.6            |
|            | 9-D           |                   |            | 66      |     |     |     | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 1.2 | 0.7 | 0.6 | 0.8 | 0.7 | 1.0 | 5.9            |
|            |               | 3-B               | 2-3        | 69      |     |     |     | 0.0 | 0.1 | 0.1 | 0.2 | 0.7 | 0.6 | 0.8 | 0.7 | 1.0 | 5.2            |
|            |               | 5-6, 7-8          | 4-5, 4-7   | 70      |     |     |     |     | 0.0 | 0.0 | 1.1 | 0.7 | 0.6 | 0.8 | 0.7 | 1.0 | 4.9            |
|            |               | 6-C, 8-9          | 5-6, 7-8   | 81      |     |     |     |     |     |     | 0.4 | 0.0 | 0.0 | 0.8 | 0.7 | 1.0 | 2.9            |
|            |               |                   | 3-B        | 88      |     |     |     |     |     |     | 0.0 |     |     | 0.4 | 0.2 | 1.0 | 1.6            |
|            |               | 9-D               | 8-9        | 90      |     |     |     |     |     |     |     |     |     | 0.3 | 0.0 | 1.0 | 1.3            |
|            |               |                   | 6-C        | 96      |     |     |     |     |     |     |     |     |     | 0.0 |     | 0.6 | 0.6            |
|            |               |                   | 9-D        | 107     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     | 0.0 | 0.0            |
|            |               |                   |            |         |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |     |                |

Tabla 3.16. Suma de los hidrogramas parciales a partir del método gráfico alemán.

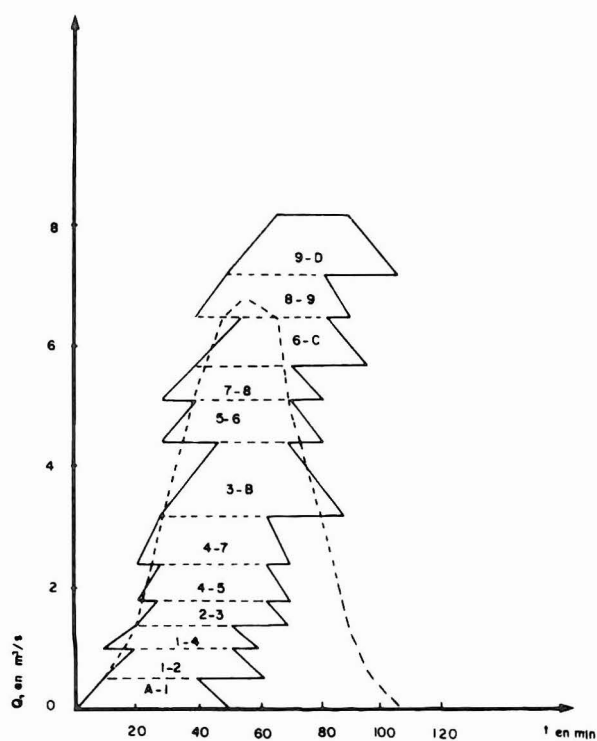


Figura 3.16. Hidrograma resultante obtenido con el método gráfico alemán.

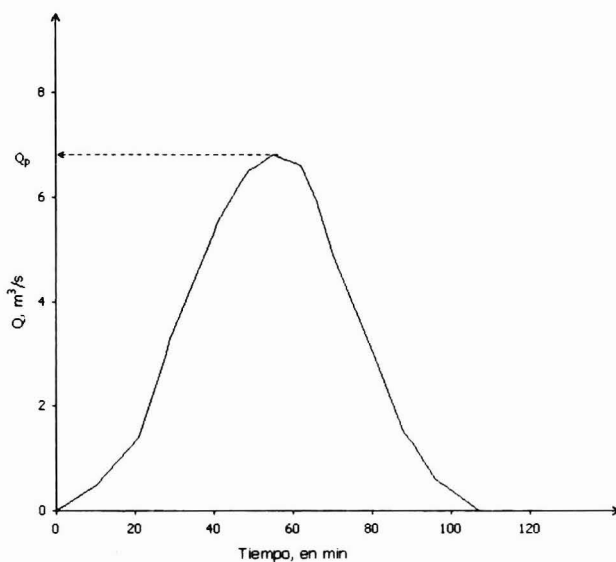


Figura 3.17. Hidrograma resultante para la cuenca urbana de estudio.

Datos disponibles:

La figura 3.18 se indica la relación entre el tiempo de traslado-área.

En la figura 3.19 se indica la variación del gasto de descarga-volumen de almacenamiento, obtenida a partir de la curva de recesión de varios hidrogramas registrados en la estación de aforo ubicada a la salida de la cuenca, mientras que la figura 3.20 indica el hietograma de intensidades de lluvia para el cual se desea saber el hidrograma de descarga.

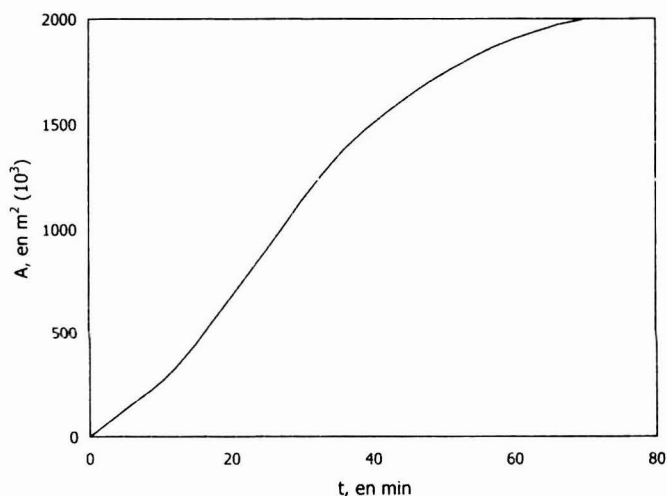


Figura 3.18. Curva áreas contra tiempo de traslado.

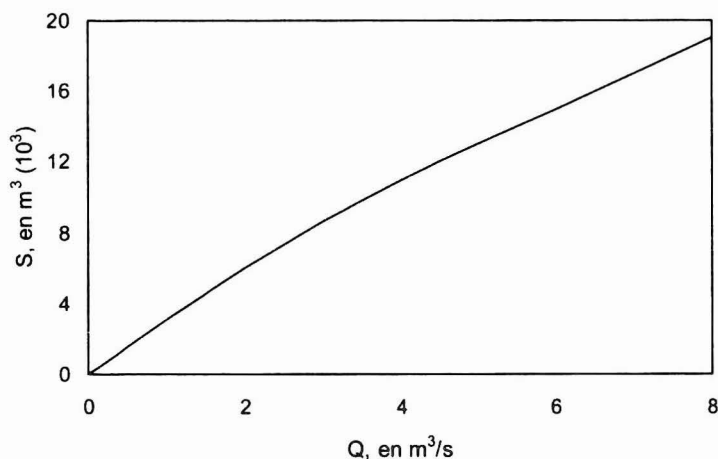


Figura 3.19. Curva gastos de descarga contra almacenamientos.

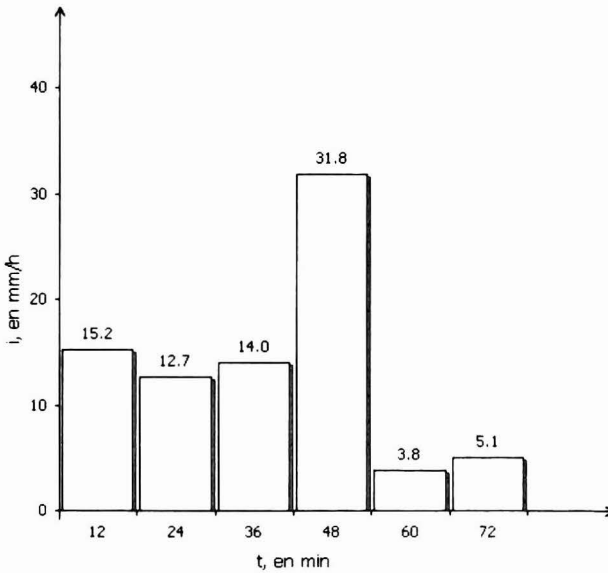


Figura 3.20. Hietograma de la tormenta.

**Solución:**

1. Hidrograma virtual de entrada.

Para calcular el hidrograma virtual de entrada, se procede a definir la gráfica tiempo de traslado-área, para el mismo intervalo de tiempo de las ordenadas de intensidad de lluvia. Con apoyo de la figura 3.18 y para intervalos de tiempo de 12 min, duración elegida para los valores de intensidad del hietograma, se calculan las áreas parciales correspondientes a cada periodo, indicados en la tabla 3.17.

Tabla 3.17. Valores de tiempo-área parcial.

| Tiempo,<br>en min | A total,<br>miles de m <sup>2</sup> | A parcial,<br>miles de m <sup>2</sup> |
|-------------------|-------------------------------------|---------------------------------------|
| 0                 | 0                                   | 0                                     |
| 12                | 324                                 | 324                                   |
| 24                | 850                                 | 526                                   |
| 36                | 1376                                | 526                                   |
| 48                | 1699                                | 323                                   |
| 60                | 1902                                | 203                                   |
| 72                | 2023                                | 121                                   |

Posteriormente, se procede a calcular las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con el apoyo del sistema de ecuaciones (3.25) y con los valores de las áreas parciales (columna 3 de la tabla 3.17) y las intensidades de lluvia indicadas en la figura 3.20.

Ahora bien, para estimar las ordenadas del hidrograma virtual de entrada se aplica el sistema de ecuaciones (3.25) representado por:

$$q_1 = 0$$

$$q_2 = (A_1 P_1)(1/\Delta t)$$

$$q_3 = (A_1 P_2 + A_2 P_1)(1/\Delta t)$$

.

.

.

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

Por su parte y para facilitar el proceso de cálculo, en la tabla 3.18 se indica un procedimiento sintetizado que se implementó para obtener los gastos del hidrograma virtual de entrada.

Tabla 3.18. Cálculo del hidrograma virtual de entrada.

|           |            | Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 12 min, en miles de m <sup>2</sup> |                       |                       |                       |                       |                       | q, m <sup>3</sup> /s |
|-----------|------------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|----------------------|
| t, en min | i, en mm/h | A <sub>1</sub><br>324                                                                                              | A <sub>2</sub><br>526 | A <sub>3</sub><br>526 | A <sub>4</sub><br>323 | A <sub>5</sub><br>203 | A <sub>6</sub><br>121 |                      |
| 0         | 0          | 0                                                                                                                  |                       |                       |                       |                       |                       | 0                    |
| 12        | 15.2       | 4925                                                                                                               | 0                     |                       |                       |                       |                       | 1.37                 |
| 24        | 12.7       | 4115                                                                                                               | 7995                  | 0                     |                       |                       |                       | 3.36                 |
| 36        | 14.0       | 4536                                                                                                               | 6680                  | 7995                  | 0                     |                       |                       | 5.34                 |
| 48        | 31.8       | 10303                                                                                                              | 7364                  | 6680                  | 4910                  | 0                     |                       | 8.13                 |
| 60        | 3.8        | 1231                                                                                                               | 16727                 | 7364                  | 4102                  | 3086                  | 0                     | 9.03                 |
| 72        | 5.1        | 1652                                                                                                               | 1999                  | 16727                 | 4522                  | 2578                  | 1839                  | 8.14                 |
| 84        | 0          | 0                                                                                                                  | 2683                  | 1999                  | 10271                 | 2842                  | 1537                  | 5.37                 |
| 96        |            |                                                                                                                    | 0                     | 2683                  | 1227                  | 6455                  | 1694                  | 3.35                 |
| 108       |            |                                                                                                                    |                       | 0                     | 1647                  | 771                   | 3848                  | 1.74                 |
| 120       |            |                                                                                                                    |                       |                       | 0                     | 1035                  | 460                   | 0.42                 |
| 132       |            |                                                                                                                    |                       |                       |                       | 0                     | 617                   | 0.17                 |
| 144       |            |                                                                                                                    |                       |                       |                       |                       | 0                     | 0                    |

$$4925 \times 10^3 \times 10^{-3} / 3600 = 1.37 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 2. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

Para efectuar el tránsito se calcula la curva que relaciona gasto de descarga  $Q$  contra  $(Q\Delta t/2 + S)$ , y cuyo resultado se indica en la figura 3.21.

La curva indicada en la figura 3.21 se define con la curva gastos de descarga-volumen de almacenamiento mostrada en la figura 3.19.

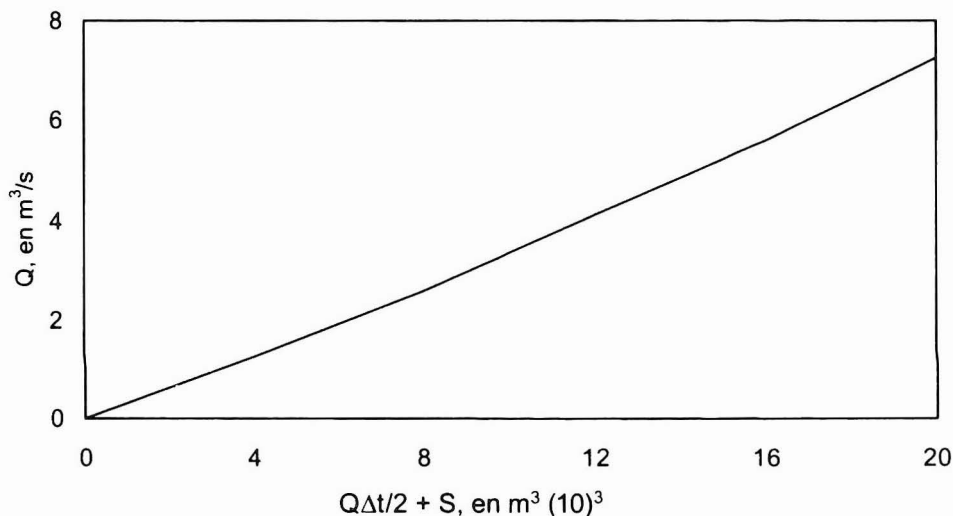


Figura 3.21. Curva  $Q$  contra  $\left(Q\frac{\Delta t}{2} + S\right)$

Con el apoyo de la ecuación (3.27), el hidrograma virtual de entrada (tabla 3.18) y la figura 3.21, se obtienen las ordenadas del hidrograma de descarga ( $Q_i$ ). La tabla 3.19 muestra los resultados obtenidos al realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada, donde los valores iniciales  $Q_0$  y  $S_0$  son iguales a cero.

Sin embargo, para ilustrar el proceso de cálculo a continuación se indican los resultados obtenidos para los primeros intervalos.

- Para  $j = 1$ , la ecuación (3.27) se expresa como:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_0 - Q_0) + S_0 = Q_1 \frac{\Delta t}{2} + S_1 \quad (3.30)$$

donde  $q_0 = 0$ ;  $q_1 = 1.37 \text{ m}^3/\text{s}$  (para  $\Delta t = 12 \text{ min}$ );  $S_0 = 0$ ; y  $Q_0 = 0$

Tabla 3.19. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

| j  | t, en<br>min | q, en<br>m <sup>3</sup> /s | $Q_j \frac{\Delta t}{2} + S_j$ ,<br>en m <sup>3</sup> | $Q_j$ ,<br>en m <sup>3</sup> /s | $S_j$ ,<br>en m <sup>3</sup> |
|----|--------------|----------------------------|-------------------------------------------------------|---------------------------------|------------------------------|
| 1  | 12           | 1.37                       | 493.2                                                 | 0.10                            | 457.2                        |
| 2  | 24           | 3.36                       | 2196.0                                                | 0.75                            | 1926.0                       |
| 3  | 36           | 5.34                       | 4788.0                                                | 1.55                            | 4230.0                       |
| 4  | 48           | 8.13                       | 8521.2                                                | 2.90                            | 7477.2                       |
| 5  | 60           | 9.03                       | 12610.8                                               | 4.35                            | 11044.8                      |
| 6  | 72           | 8.14                       | 15660.0                                               | 5.55                            | 13662.0                      |
| 7  | 84           | 5.37                       | 16527.6                                               | 5.90                            | 14403.6                      |
| 8  | 96           | 3.35                       | 15418.8                                               | 5.40                            | 13474.8                      |
| 9  | 108          | 1.74                       | 13363.2                                               | 4.65                            | 11689.2                      |
| 10 | 120          | 0.42                       | 10792.8                                               | 3.70                            | 9460.8                       |
| 11 | 132          | 0.17                       | 8341.2                                                | 2.80                            | 7333.2                       |
| 12 | 144          | 0                          | 6386.4                                                | 2.10                            | 5630.4                       |

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (3.30):

$$Q_1 \frac{\Delta t}{2} + S_1 = 493.2 \text{ m}^3$$

Con el valor anterior se entra a la figura 3.21 y se obtiene que  $Q_1 = 0.10 \text{ m}^3/\text{s}$  y por tanto:

$$S_1 = 493.2 - Q_1 \frac{\Delta t}{2} = 457.2 \text{ m}^3$$

$$S_1 = 457.2 \text{ m}^3$$

- Para  $j = 2$ , la ecuación (3.27) es igual a:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_2 + q_1 - Q_1) + S_1 = Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 \quad (3.31)$$

donde:  $q_1 = 1.37 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $q_2 = 3.26 \text{ m}^3/\text{s}$ ,  $Q_1 = 0.10 \text{ m}^3/\text{s}$ , y  $S_1 = 457.2 \text{ m}^3$

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (3.31) se obtiene:

$$Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 = 2196 \text{ m}^3$$



Con este valor se entra en la figura 3.21 y se tiene que  $Q_2 = 0.75 \text{ m}^3/\text{s}$  y por tanto:

$$S_2 = 2196 - Q_2 \frac{\Delta t}{2} = 1926 \text{ m}^3$$

$$S_1 = 1926 \text{ m}^3$$

Se toman otros valores de  $j$  y se efectúa el proceso descrito anteriormente.

Finalmente, la figura 3.22 muestra el hidrograma virtual de entrada y el de salida, obtenido con el método del Road Research Laboratory (RRL).

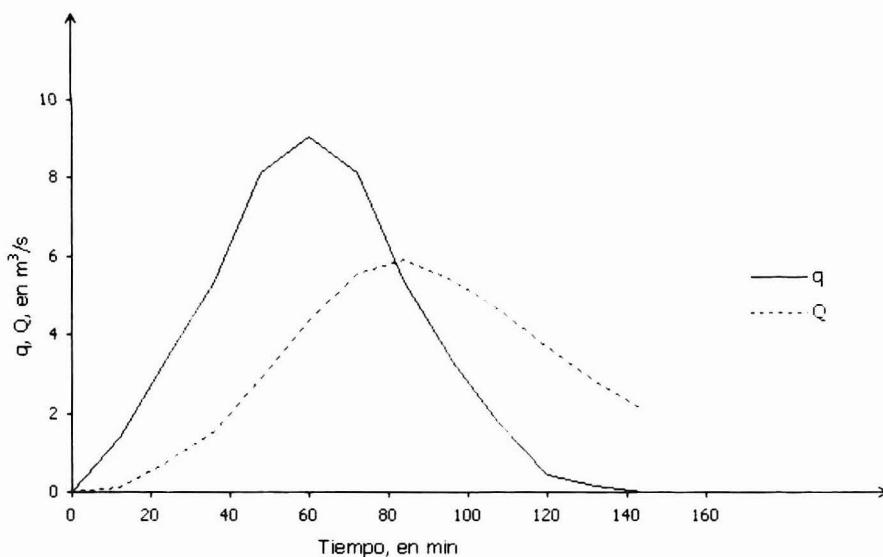


Figura 3.22. Hidrograma virtual de entrada y de salida obtenido con el método del Road Research Laboratory.

### 3.3.2. Hidrogramas sintéticos

Para conocer el gasto de diseño de los colectores que integran una red de drenaje pluvial se requiere conocer los datos del escurrimiento en el lugar donde se localizan.

Sin embargo, en ocasiones no se cuenta con esta información o bien hay cambios en las condiciones de drenaje de la cuenca, por ejemplo, la deforestación, la urbanización, etcétera, lo que provoca que los datos de gasto recabados antes de los cambios sean inútiles.

También, debido a que es más complicado obtener en campo los datos para los gastos de las corrientes que los de precipitación, se han propuesto procedimientos para determinar los escurrimientos de diseño a partir de la precipitación que los origina.

Ahora bien, a este tipo de procedimientos se les conoce como modelos lluvia-escurrimiento y para su estudio se les puede clasificar, de acuerdo con la información que requieren para su aplicación, en modelos empíricos, modelos de simulación del escurrimiento de la cuenca y los hidrogramas unitarios.

Los modelos empíricos desarrollados son de dos tipos: los de estructura simple y los de estructura más elaborada. En los primeros únicamente se requieren para su aplicación de los datos fisiográficos de la cuenca donde está ubicada la corriente de interés, mientras que para los segundos, además de las características fisiográficas, es necesario tener disponibles datos de precipitación.

Además, con el apoyo de relaciones que asocian la precipitación y el escurrimiento en algunas cuencas hidrológicas, se han propuesto ecuaciones matemáticas que hacen intervenir algunas de las características fisiográficas de la cuenca hidrológica en estudio, así como información sobre el uso de la tierra, condiciones del suelo, pendiente del terreno, longitud o pendiente del cauce principal y la intensidad o altura de precipitación total que provocó el gasto máximo. Aspecto fundamental de este tipo de modelos es que solamente proporcionan el gasto pico o máximo.

El método de envolventes desarrollado por Creager (Chow, 1964) pertenece a este tipo y su objetivo fue asociar los gastos de mayor magnitud observados en el mundo en relación al área de la cuenca hidrológica donde ocurrieron. Posteriormente, Creager dibujo en papel doble logarítmico la información disponible y trazo una línea que envolvió a todos los gastos máximos, obteniendo con este proceso una ecuación que relaciona los gastos máximos y el área de la cuenca.

La fórmula racional es el modelo empírico de mayor aplicación en la hidrología superficial y se puede decir que la mayoría de los modelos empíricos desarrollados a nivel mundial se derivan de este modelo. Kuichling (1889) lo cita en la literatura americana a finales del siglo XIX, pero otros autores mencionan que los principios teóricos del modelo racional están descritos en un trabajo que desarrolló y aplicó Mulvaney (1851) en Irlanda.

Una de las hipótesis fundamentales de la fórmula racional estipula que la tormenta tiene una duración lo suficientemente grande para permitir que cualquier gota de agua llegue hasta la salida de la cuenca. Asimismo, la mínima duración para la intensidad de lluvia seleccionada será igual al tiempo de concentración,  $t_c$ .

En los modelos de simulación del escurrimiento de la cuenca se necesita conocer las características detalladas de la cuenca y de datos hidrológicos simultáneos en toda ella. Para usarlos se requiere de gran cantidad de información y de modelos matemáticos complicados para la simulación.

En los hidrogramas unitarios se requiere contar por lo menos con un registro simultáneo de la precipitación y del escurrimiento que ésta produjo. En este caso, existe un espectro amplio de hidrogramas unitarios y en la hidrología urbana se usan con frecuencia los hidrogramas sintéticos.

Los hidrogramas sintéticos desempeñan un papel muy importante en la hidrología, ya que cuando no se dispone de registros simultáneos de precipitación y escurrimiento, se puede estimar un Hidrograma Unitario (HU) para la cuenca de estudio, con las características físicas más relevantes.

Ahora bien, para ello se utiliza un (HU) obtenido en otra cuenca, casi siempre referido a ciertos parámetros del lugar en donde fue calibrado; a este tipo de hidrogramas se les denomina hidrogramas sintéticos.

Uno de los hidrogramas de mayor uso es el Hidrograma Unitario Triangular (HUT), desarrollado para cuencas pequeñas. Para aplicarlo es necesario conocer las características fisiográficas de la cuenca, el resultado es un hidrograma cuya forma es triangular.

Además, para las cuencas urbanas se han desarrollado los hidrogramas de ingreso a los tramos de la red primaria de drenaje y los hidrogramas generados a la salida de la red de atarjeas; su forma puede definirse a través de hidrogramas triangulares o trapezoidales, utilizando una metodología que se ha implementado para tal proceso.

#### **a) Hidrograma Unitario Triangular (HUT).**

El HUT se aplica para determinar hidrogramas en cuencas pequeñas; su forma típica se observa en la figura 3.23.

El gasto pico  $q_p$  se obtiene con la expresión siguiente:

$$q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} \quad (3.32)$$

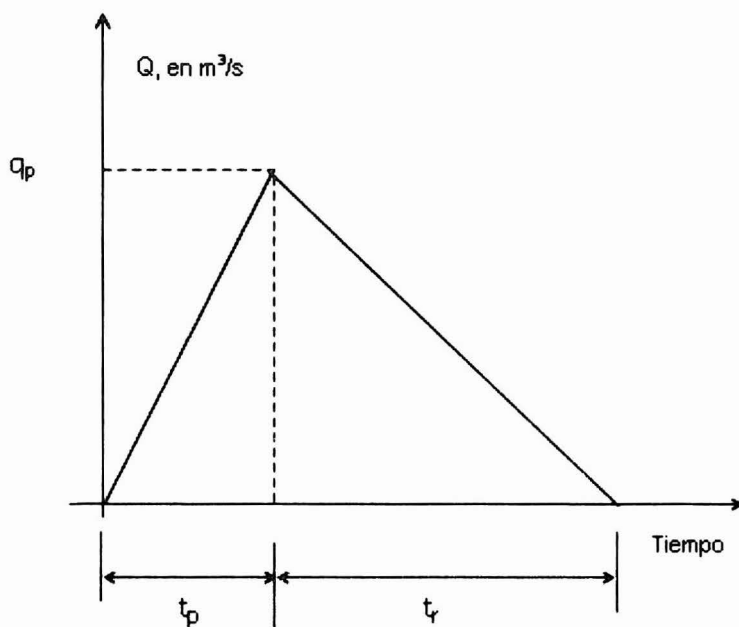


Figura 3.23. Hidrograma Unitario Triangular.

donde  $q_p$  es el gasto pico unitario, en  $\text{m}^3/\text{s}/\text{mm}$ ;  $A$  es el área de la cuenca, en  $\text{km}^2$ ; y  $t_p$  es el tiempo pico, en h.

Asimismo, los valores del tiempo de recesión ( $t_r$ ) y del tiempo pico ( $t_p$ ) se estiman con:

$$t_r = 1.67 t_p \quad (3.33)$$

$$t_p = \sqrt{t_c} + 0.6 t_c$$

donde  $t_r$  es el tiempo de recesión;  $t_p$  es el tiempo pico; y  $t_c$  es el tiempo de concentración.

El hidrograma de escurrimiento directo se calcula multiplicando cada una de las ordenadas del HUT por la lluvia efectiva,  $h_e$ , expresada en mm, es decir:

$$Q_p = 0.208 \frac{A}{t_p} h_e \quad (3.34)$$

**Problema 5.** Determinar el hidrograma triangular que ingresa a la red primaria de la cuenca urbana indicada en la figura 3.24.

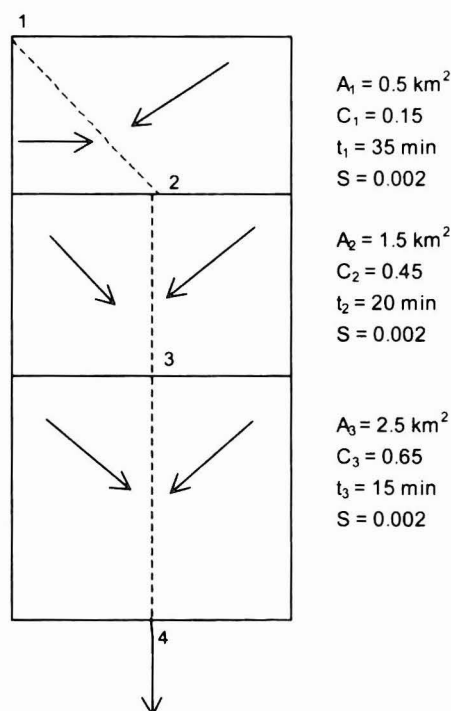


Figura 3.24. Cuenca urbana cuyo hidrograma ingresa a la red primaria en el punto 4.

Datos disponibles:

Periodo de retorno de diseño;

$$T_r = 5 \text{ años}$$

Curvas intensidad-duración-periodo de retorno;

$$i = 25 \frac{T_r^{0.40}}{d^{0.65}}$$

**Solución:**

1. Área de drenaje.

$$A = A_1 + A_2 + A_3 = 0.5 + 1.5 + 2.5 = 4.5 \text{ km}^2$$

$$A = 4.5 \text{ km}^2$$

2. Pendiente de los colectores 1-2, 2-3 y 3-4.

$$S = 0.002$$

3. Periodo de retorno de diseño.

$$T_r = 5 \text{ años}$$

4. Tiempo de concentración.

$$t_c = t_{c1} + t_{c2} + t_{c3} = 35 + 20 + 15 = 70 \text{ min}$$

5. Lluvia de diseño.

$$i = 25 \frac{(5)^{0.40}}{(70)^{0.65}} = 3 \text{ mm/h}$$

$$i = \frac{h_p}{d}$$

$$h_p = i d = \frac{3(70)}{60} = 3.5 \text{ mm}$$

6. Coeficiente de escorrentamiento medio.

$$\bar{C} = \frac{0.5(0.15) + 1.5(0.45) + 2.5(0.65)}{4.5} = 0.53$$

$$\bar{C} = 0.53$$

7. Volumen de escorrentamiento asociado a un  $T_r = 5$  años y a una  $d = 70$  min.

$$V = h_p(d, T_r)(C)(A) = (0.0035)(0.53)(4,500,000) = 8347.5 \text{ m}^3$$

$$V = 8347.5 \text{ m}^3$$

8. Gasto pico del hidrograma triangular.

$$Q_p = \frac{V}{72t_p} = \frac{8347.5}{72(70)} = 1.656 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_p = 1.656 \text{ m}^3/\text{s}$$

9. El hidrograma de ingreso a la red primaria se indica en la figura 3.25.

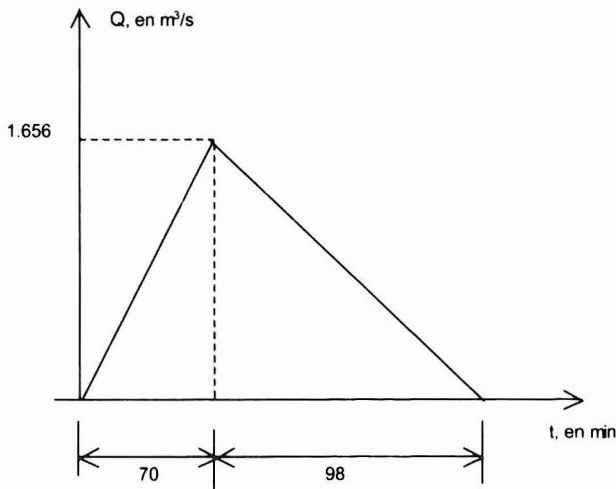


Figura 3.25. Hidrograma de ingreso a la red primaria.

#### 10. Comprobación.

Volumen de escurrimiento del hidrograma de ingreso

$$V = \frac{(168 \text{ min})(1.656 \text{ m}^3 / \text{s})}{2} = \frac{(168)(60)(1.656)}{2} = 8346.2$$

$$V = 8346.2 \cong 8347.5 \text{ m}^3$$

#### b) Hidrogramas de ingreso a los tramos de la red primaria de drenaje.

Este tipo de hidrogramas son los ingresos que recibe la red primaria (colectores de 0.60 m a 4.00 m de diámetro) provenientes de varias subcuencas urbanas.

La metodología que se aplica para calcular los hidrogramas de ingreso consiste en determinar la precipitación asociada a la duración total de la tormenta y al periodo de retorno deseado, los coeficientes de escurrimiento correspondientes a cada una de las subcuencas y los tiempos de concentración (Domínguez, 1997).

Posteriormente, y de acuerdo con las mediciones de los escurrimientos en las zonas urbanas de la Zona Metropolitana de la Ciudad de México y zona conurbada, se supuso que el hidrograma de ingreso presenta una forma triangular.

Ahora bien, a continuación se describe la metodología que se ha desarrollado para determinar los hidrogramas que se generan en áreas urbanas y que ingresan a la red primaria.

1. Se calcula el área de drenaje de la zona urbana de estudio (A).
2. Se determina la pendiente media de los colectores.
3. Se elige el periodo de retorno ( $T_r$ ) de diseño a partir de los criterios establecidos.
4. Se evalúa el tiempo de concentración ( $t_c$ ) y se establece que  $t_c = d$ .
5. Se calcula la lluvia de diseño con el criterio disponible  $h_p(d, T_r)$ .
6. Se estima el volumen de escurrimiento asociado al  $T_r$  de diseño y a la duración de la lluvia con la expresión:

$$V = h_p(d, T_r) (C)(A) \quad (3.35)$$

7. Se define la forma hidrograma de ingreso de cada zona urbana analizada. De acuerdo con aplicaciones en zonas urbanas, se propuso una forma triangular tal como se observa en la figura 3.26.

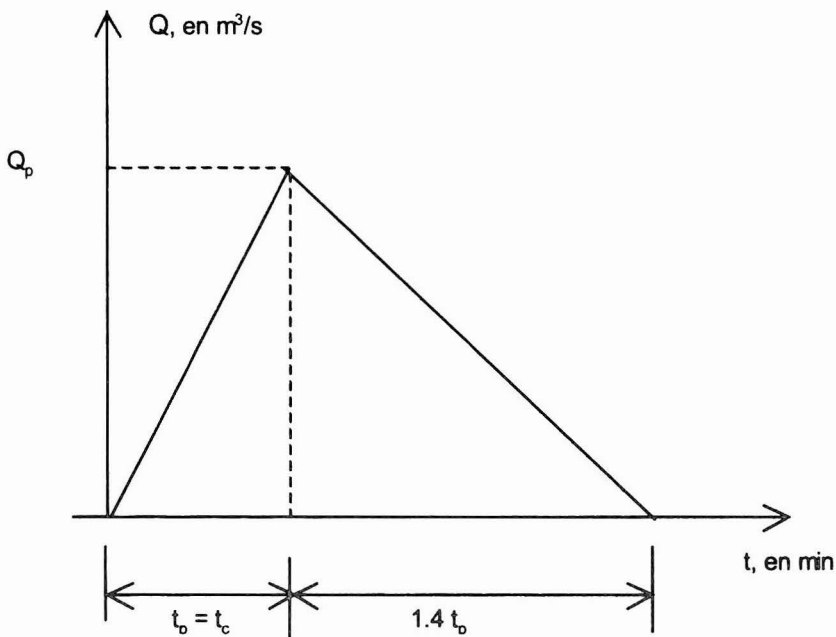


Figura 3.26. Hidrograma triangular que ingresa a la red primaria.



8. Se calcula la magnitud del volumen de escurrimiento superficial, con el auxilio de la figura 3.26:

$$V_{(m^3)} = \frac{2.4(t_p)(Q_p)(60)}{2} \quad (3.36)$$

9. El gasto pico o máximo se determina con el apoyo de la ecuación (3.36) y al realizar varias transformaciones algebraicas se obtiene que:

$$Q_p = \frac{V}{72 t_p} \quad (3.37)$$

donde  $Q_p$  es el gasto pico, en  $m^3/s$ ;  $V$  es el volumen de escurrimiento asociado al  $T_r$  de diseño y a la duración de la lluvia, en  $m^3$ ; y  $t_p$  es el tiempo pico (equivalente al tiempo de concentración), en min.

### c) Hidrogramas generados a la salida de la red de atarjeas.

En aquellos casos que se pretenda calcular el hidrograma que se produce a la salida de una red de atarjeas, pueden definirse hidrogramas triangulares o trapezoidales, utilizando para tal efecto la metodología que a continuación se describe.

1. Se selecciona un periodo de retorno  $T_r$  y se calcula la precipitación.
2. Se calcula el volumen de la avenida, equivalente al producto del gasto por el área de la cuenca.
3. Se estima el tiempo de concentración  $t_c$  en la cuenca con alguna de las expresiones desarrolladas para tal efecto y para calcular el tiempo de traslado dentro de las atarjeas se utiliza la fórmula de Manning.
4. La avenida se representa por un hidrograma triangular con un tiempo pico igual al calculado en el paso anterior y un tiempo base igual a 2.4 veces el tiempo de concentración. En la figura 3.27 se muestra un esquema con las características del hidrograma triangular.
5. Se obtiene el gasto pico o máximo  $Q_p$ , dividiendo el volumen calculado entre 1.2 veces el tiempo de concentración.
6. Se calcula la capacidad máxima del sistema de atarjeas  $Q_s$ , con cualquiera de los criterios mencionados a continuación: utilizando la fórmula de Manning; y cuando se desconoce el perfil de la conducción, se calcula el gasto pico  $Q_p$  asociado a un periodo de retorno de 3 años.

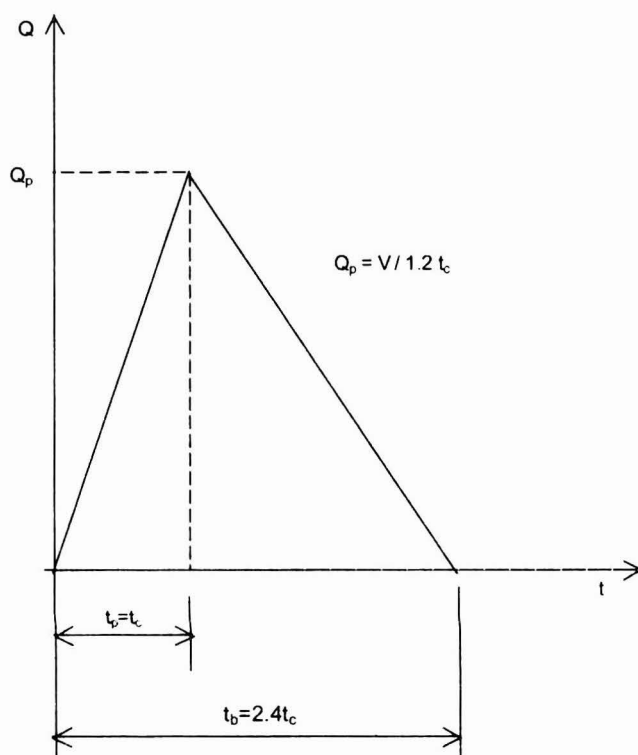


Figura 3.27. Hidrograma a la salida de un sistema de atarjeas.

7. Se comparan el valor de  $Q_p$  con el  $Q_s$ , resultando de esta comparación dos opciones:
  - Si la magnitud de  $Q_p$  es menor o igual que  $Q_s$ , el gasto de pico es el correcto y la forma del hidrograma es triangular, como la mostrada en la figura 3.27.
  - Si el valor de  $Q_p$  es mayor que  $Q_s$ , el gasto máximo se modifica por un factor de ajuste  $F$ , para que este nuevo gasto se ajuste a la capacidad del sistema  $Q'_p$ . El hidrograma adopta la forma que aparece en la figura 3.28 y para estimar el valor del factor de ajuste  $F$  se utiliza la figura 3.29.
  - La magnitud de  $Q'_p$  según la figura 3.30 es:  $Q'_p = Q_s \times F$
  - El valor de  $V$  corresponde al volumen calculado en el segundo paso, mientras que el valor de  $B$ , es el tiempo que permanece escurriendo el gasto  $Q'_p$  a través del sistema de atarjeas.

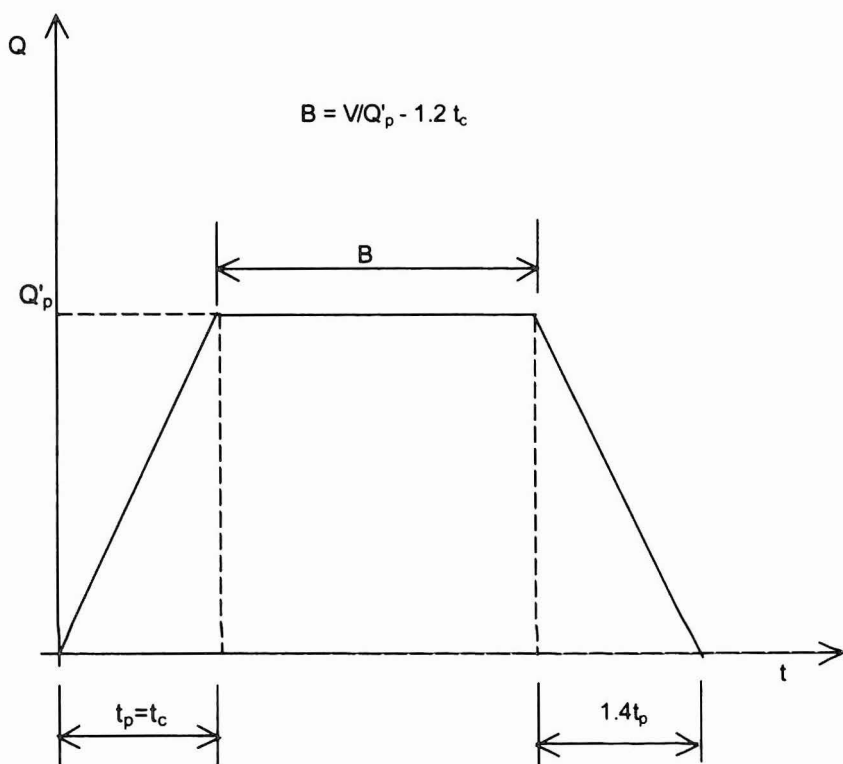


Figura 3.28. Hidrograma sintético con  $Q_p > Q_s$ .

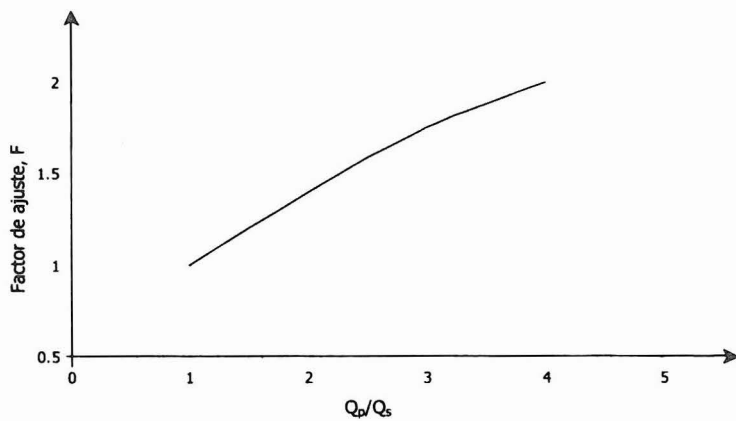


Figura 3.29. Estimación del factor de ajuste  $F$ , a partir de la relación  $Q_p/Q_s$ .

**Problema 6.** Determinar el hidrograma de una cuenca a partir de las isócronas.

Un aspecto relevante en la hidrología consiste en entender el proceso de formación de un hidrograma en una zona natural o urbana, y para tal efecto supongamos una cuenca hidrológica, la cual ha sido dividida con isócronas.

Una isócrona es una línea formada por los puntos de la cuenca que tienen igual tiempo de concentración, es decir, el agua que cae en cualquiera de esos puntos tarda el mismo tiempo en fluir superficialmente hasta el punto de salida de la cuenca. En la figura 3.30 se presenta un esquema con la forma de la cuenca.

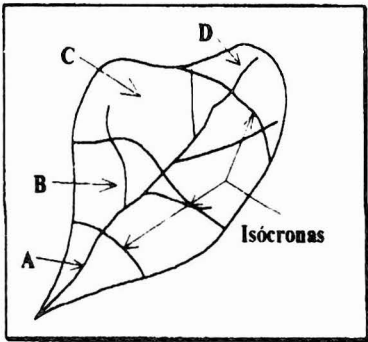


Figura 3.30. Isócronas de la cuenca hidrológica analizada.

La cuenca ha sido dividida en cuatro áreas de acuerdo con las isócronas, y las magnitudes de sus áreas correspondientes se indican en la tabla 3.20.

Tabla 3.20. Características de las áreas que integran la cuenca de estudio.

| Área                      | A   | B   | C    | D   |
|---------------------------|-----|-----|------|-----|
| Área, km <sup>2</sup>     | 3.6 | 7.2 | 10.8 | 3.6 |
| Tiempo de concertación, h | 1   | 2   | 3    | 4   |

**Solución:**

1. Suponer que la cuenca es impermeable y que en ella se presenta una lluvia con intensidad constante de 1 mm/h, durante un tiempo de 5 horas. En estas condiciones, durante la primera hora habrá escurrido por la sección de aforo a la salida de la cuenca, lo que llovió en el área A, esto es 1 mm por 3.6 km<sup>2</sup>, lo que representa un gasto medio igual a:

$$Q_1 = \frac{1 \text{ mm} \times 3.6 \text{ km}^2}{3,600 \text{ s}} = 1 \text{ m}^3 / \text{s}$$

2. En la segunda hora escurrirán por la sección de aforo lo que llovió en A en esa segunda hora y lo que llovió en B en la primera, por lo que el gasto medio será:

$$Q_2 = 1 \text{ m}^3 / \text{s} + \frac{1 \text{ mm} \times 7.2 \text{ km}^2}{3,600 \text{ s}} = 3 \text{ m}^3 / \text{s}$$

3. Análogamente, para las siguientes horas, los gastos medios que se tendrán en la sección de aforo serán:

$$Q_3 = 6 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_4 = 7 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_5 = 7 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_6 = 6 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_7 = 4 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_8 = 1 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$Q_9 = 0 \text{ m}^3 / \text{s}$$

4. El resultado final se indica en la figura 3.31.
5. Si en este ejemplo se hubieran empleado curvas isócronas menos espaciadas en el tiempo se obtendría un hidrograma como el de la figura 3.32.

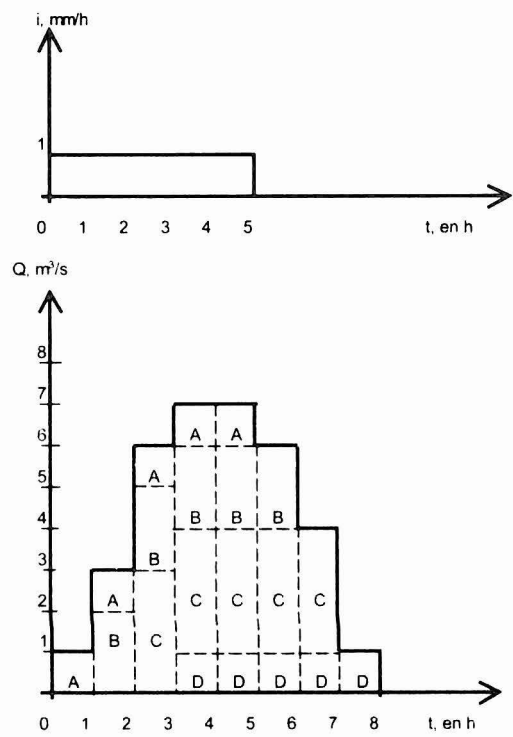


Figura 3.31. Hidrograma para intervalos de una hora.

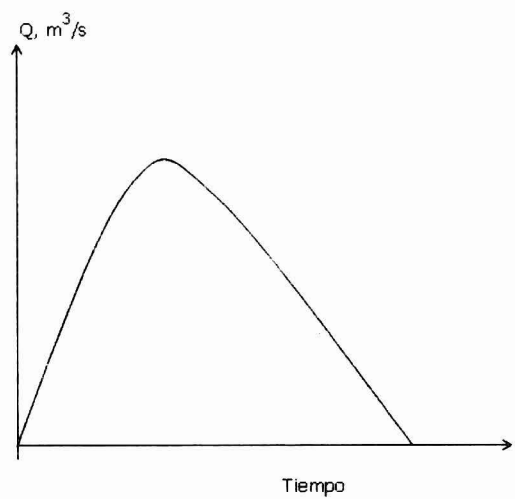


Figura 3.32. Hidrograma continuo.

6. Sin embargo, debido a la infiltración, forma de la cuenca, características de la lluvia, etcétera el hidrograma tendría la forma típica indicada en la figura 3.33.

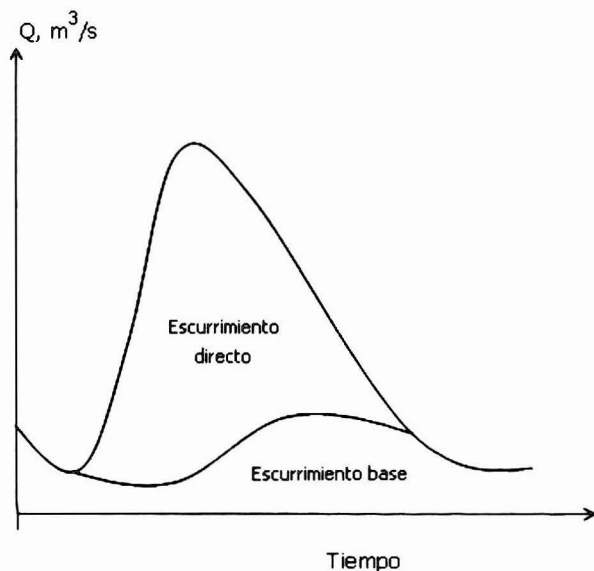


Figura 3.33. Hidrograma típico registrado en una corriente perenne.

### 3.4. Recomendaciones para la selección de los métodos.

La simulación de las partes de un sistema de drenaje pluvial debe efectuarse con métodos que proporcionen los mejores resultados, simulando de la forma más apegada el carácter dinámico de la evolución de la onda de la avenida en el sistema de drenaje.

La selección del método adecuado para analizar un sistema de drenaje es un problema muy complejo, cuya solución depende de las características específicas del sistema que se analiza.

#### a) Selección del método adecuado para analizar un sistema de atarjeas.

Los problemas principales asociados al análisis de una red de atarjeas son:

- Diseños a nivel de esquemas de proyecto o anteproyecto, en los que solo se requiere tener una idea de la magnitud de los gastos máximos que se manejarán.

- Diseños a nivel de anteproyecto, en los que se requiere estimar la magnitud y la forma del hidrograma de descarga, no requiriéndose un análisis del funcionamiento individual de cada uno de los colectores del sistema.
- Diseños a nivel de proyecto ejecutivo, en los que se requiere, además de estimar la magnitud y la forma del hidrograma de descarga, profundizar en el análisis del funcionamiento de los colectores.

**Recomendaciones para los diferentes niveles:**

- Para el diseño indicado a nivel de esquemas de proyecto o anteproyecto se recomienda utilizar la fórmula racional, dado que su sencillez permite obtener resultados aproximados, considerando solamente las características principales de la cuenca de estudio, como el tipo de suelo, longitud y pendiente del colector y comportamiento de la lluvia.
- Para el diseño de anteproyecto se recomienda utilizar hidrogramas triangulares para determinar los caudales y volúmenes de salida del sistema de atarjeas al de colectores principales.
- Para el diseño de proyectos ejecutivos se recomienda utilizar el método del Road Research Laboratory. Si el área de la cuenca urbana es menor a  $0.2 \text{ km}^2$  puede usarse la fórmula racional.

**b) Selección del método adecuado para analizar el sistema de drenaje natural.**

- En estos casos, debido a que es prácticamente imposible definir la geometría del sistema de drenaje pluvial, se recomienda utilizar hidrogramas unitarios.
- Si se cuenta con algunas mediciones simultáneas de gastos a la salida de la cuenca y lluvia en algunos puntos dentro de ella es preferible utilizar el hidrograma unitario instantáneo, ya que se puede hacer la calibración del mismo; en caso contrario, pueden emplearse hidrogramas unitarios sintéticos.



## Referencias

- Chow, V.T. (1964): *Handbook of Applied Hydrology*, McGraw-Hill, Nueva York.
- Domínguez, R. (1997). *Sistema para el Control y Drenaje de las Avenidas en el Área Metropolitana del Valle de México*, Series del Instituto de Ingeniería núm. 593, Instituto de Ingeniería, UNAM, México.
- Kirpich, Z.P. (1940). *Time of concentration of small agricultural watersheds*, en Civil Engineering, ASCE, vol 10.
- Kuichling, E. (1989): *The relation between the rainfall and the discharge of sewers in populous districts*, en Transactions ASCE, vol. 20.
- Mulvaney, T.J. (1851). *On the use of self-registering rain and flood gauges in making observations of the relations of rainfall and of flood discharges in a given catchment*, en Institute Civil Engineering Ireland, vol. 4, Dublin.
- Soil Conservation Service (1975): *Use of storm and watershed characteristics in synthetic hydrograph analysis and application*, Department of Agriculture, EUA.

# 4.

---

## Conceptos básicos para diseñar redes de drenaje pluvial

### 4.1. Sistemas de drenajes mayor y menor

El concepto de drenaje es de vital importancia en el proceso que se aplica para diseñar redes de drenaje pluvial, por tal motivo, a continuación se describen sus elementos de mayor preponderancia.

- a) Es la forma de desalojo del agua en una cuenca.
- b) Es toda estructura, natural o artificial, que facilita el escurrimiento y evita el almacenamiento del agua en una zona particular.
- c) Existen dos tipos de drenaje: el natural, formado por las corrientes superficiales y subterráneas; el artificial, integrado por conducciones construidas por el ser humano.
- d) De acuerdo a su importancia, en una cuenca se definen dos sistemas de drenaje: el mayor o principal o primario y el menor o secundario.
- e) Aunque en ocasiones es difícil establecer la división entre los dos sistemas, el primario corresponde a la corriente principal y a algunos de sus afluentes y el secundario es la red de corrientes secundarias naturales y conducciones elaboradas por el hombre que transportan el agua hacia el sistema de drenaje mayor.
- f) En la figura 4.1 se ilustran en una cuenca los sistemas de drenajes mayor y menor.

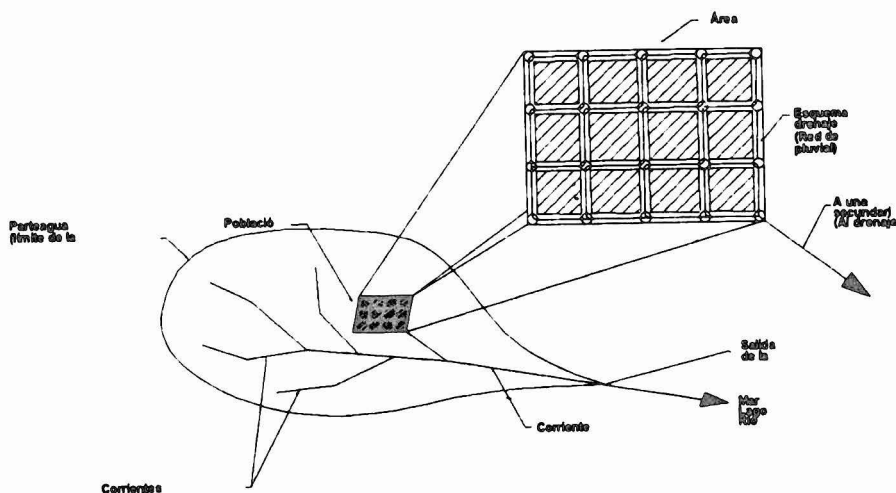


Figura 4.1. Sistemas de drenajes mayor y menor en una cuenca.

## 4.2. Aspectos básicos para diseñar una red de drenaje

Los factores básicos involucrados en el diseño de una red de drenaje están asociados con un conjunto amplio de factores, describiendo a continuación sus características de mayor relevancia.

- a) Determinación de la geometría de la red:
  - Perfil y trazo en planta.
  - Cálculos de los diámetros y pendientes de cada tramo.
  - Magnitud de las caídas necesarias en los pozos.
- b) La definición de la geometría de la red se inicia con la ubicación de los posibles sitios de vertido y el trazo de colectores y atarjeas. Se usan normas de carácter práctico, basándose en la topografía de la zona y el trazo urbano de la localidad; se aplican las reglas siguientes:
  - Los colectores de mayor diámetro se ubican en las calles más bajas para facilitar el drenaje de las zonas altas con atarjeas o colectores de menor diámetro.
  - El trazo de los colectores y atarjeas se ubica sobre el eje central de las calles, y se evita el cruce con edificaciones.

- El trazo debe ser lo más recto posible procurando que no existan curvas; y cuando la calle sea amplia, se pueden disponer dos atarjeas, una a cada lado de la calle.
  - La red de alcantarillado debe trazarse buscando el camino más corto al sitio de vertido.
  - Las conducciones serán por gravedad. Se tratará de evitar las conducciones por bombeo.
- c) Se debe calcular el funcionamiento hidráulico del conjunto de tuberías con el fin de revisar que los diámetros y pendientes propuestos sean suficientes para conducir el gasto de diseño de cada tramo.
- d) Analizar con detalle las consideraciones y restricciones que sirven para disminuir los costos de construcción y evitar, tanto fallas por razones estructurales como excesivos trabajos de mantenimiento.
- e) Al elaborar el diseño de una red de drenaje, se puede apreciar que el dimensionamiento de las tuberías depende del tamaño del área por servir, del coeficiente de escurrimiento, de la intensidad de la lluvia, y del periodo de diseño.

### **4.3. Manejo integral del drenaje**

Tradicionalmente el manejo del drenaje se ha llevado a cabo de forma individual, sin considerar las interrelaciones que ocurren entre el conjunto de estructuras hidráulicas que integran las redes de drenaje pluvial.

Ahora bien, en las grandes ciudades, por las dimensiones y la complejidad del drenaje pluvial es necesario analizar y diseñar las redes con el esquema de manejo integral, motivo por el cual se mencionan a continuación sus puntos más relevantes.

- a) Los estudios de drenaje pluvial deben elaborarse de manera integral, es decir, considerando todos aquellos factores que producen cambios radicales en el funcionamiento de la red de alcantarillado.
- b) Conviene analizar la zona de proyecto y sus alrededores como cuencas hidrológicas. Al estudiar la zona de proyecto, pueden identificarse cuencas independientes y subcuencas dentro de una misma cuenca.
- c) Los límites de una cuenca pueden ser alterados por las diferentes obras que realiza el hombre para sus actividades tales como: bordos; un camino o carretera; vía de ferrocarril; canal de riego; obras de protección contra inundaciones; y por bombeo.

- d) Los bordos y estructuras como puentes y alcantarillas modifican la configuración del drenaje local, provocando en ocasiones inundaciones.
- e) Los puentes provocan remansos de importancia e inundaciones cuando se presentan avenidas extraordinarias y el claro es insuficiente.
- f) El azolvamiento de las alcantarillas pluviales o su insuficiencia pueden también provocar inundaciones de importancia.
- g) El agua que se capta en una cuenca y se desvía mediante conducciones hacia alguna otra cuenca, puede afectar a otras localidades originando inundaciones. Asimismo, los bordos, caminos y los puentes, pueden provocar inundaciones cuando no se considera el drenaje pluvial de la zona.
- h) En consecuencia, durante la planeación de un proyecto de drenaje pluvial es necesario analizarlo de forma integral, involucrando los procesos hidrológicos que intervienen en él.

#### 4.4. Control de inundaciones

Un aspecto fundamental en las redes de drenaje es el control de inundaciones, causadas por varios factores describiendo, a continuación, sus características más sobresalientes.

- a) Se llama control de inundaciones a todas aquellas obras y acciones que tienen por objeto evitar las inundaciones en una zona determinada.
- b) Las inundaciones y los encharcamientos pueden ser causados por: lluvia directa; desbordamiento de corrientes; y por la presencia de obstáculos en las corrientes.
- c) Para prevenir las inundaciones causadas por lluvia directa, en una ciudad, se emplean las redes de alcantarillado pluvial.
- d) En el caso de inundaciones provocadas por desbordamiento de ríos y arroyos se pueden utilizar las obras siguientes:
  - *Bordos perimetrales.* Consisten en bordos contruidos alrededor de una zona particular y se utilizan para proteger áreas pequeñas.
  - *Bordos longitudinales.* Son bordos contruidos a lo largo de una o ambas márgenes de un río que permiten proteger grandes áreas.
  - *Desvíos permanentes.* Se le llama así al encauzamiento permanente de un río, ya sea hacia un cauce artificial contruido para ello o hacia otro natural.

- *Rectificaciones.* Consisten en aumentar la capacidad de un cauce mediante el dragado o el corte de meandros; el dragado consiste en una excavación que permite ampliar la sección transversal de un río; el corte de meandros se refiere a la construcción de un cauce recto entre los tramos curvos de un río para disminuir el tiempo y la distancia de recorrido del agua por el cauce.
  - *Presas de almacenamiento.* El objetivo de las presas de almacenamiento es regular los volúmenes producidos por avenidas en época de lluvias. Dicho proceso consiste en controlar el gasto de descarga, evitando así inundaciones aguas abajo.
  - *Presas rompepicos.* Son presas de dimensiones reducidas que no poseen gran capacidad de almacenamiento. Su propósito es reducir el gasto pico de una avenida, ya que son diseñadas para retener cierta cantidad de agua durante la avenida y luego permitir su descarga más lenta hacia aguas abajo.
  - *Limpia de cauces o dragados.* Al paso del tiempo, los cauces pueden acumular piedras, sedimentos, basura y vegetación, reduciendo la capacidad del cauce. Por ello, resulta conveniente limpiar o dragar los cauces antes de la época de lluvias.
- e) La protección de una zona urbana contra inundaciones, causadas por el desbordamiento de corrientes, se lleva a cabo, generalmente con combinaciones de las obras mencionadas.
- f) Por último, los obstáculos a las corrientes son todas aquellas obras y objetos que impiden o disminuyen el libre flujo en las corrientes. Los obstáculos más comunes son:
- Bordos
  - Puentes
  - Vados
  - Represas y presas de varios tipos (retención de azolves, derivadoras, almacenamiento y rompepicos).
- g) Las presas derivadoras y los puentes por lo regular provocan remansos, los cuales a su vez producen inundaciones aguas arriba de su ubicación. La solución a este tipo de inundaciones se previene con sifones, bombeos, desvíos, etcétera.

## 4.5. Planeación de las redes de alcantarillado

La planeación de un sistema de alcantarillado es un trabajo que requiere del conocimiento de los factores que influyen en el funcionamiento del sistema.

Para ello, debe contarse con la mayor cantidad de información sobre la zona del proyecto, con el fin de conocer a detalle la localidad y proponer opciones de proyecto que, además de aprovechar la topografía de la zona, sean económicas y eficientes para el nivel de protección deseado.

En general, durante el proceso de planeación, conviene realizar nueve actividades, cuyas características principales se describen a continuación.

### 4.5.1. Recopilación de información básica

Con el propósito de definir los alcances y la magnitud de un proyecto de alcantarillado pluvial en una localidad, se debe contar con información consistente en:

- a) *Datos generales.* Localización geográfica, categoría política, economía, vías de comunicación y servicios públicos.
- b) *Planos de la localidad.* Son esenciales para elaborar el proyecto, en especial para definir la configuración de la red y en caso de no contar con ellos deberán realizarse levantamientos topográficos para obtenerlos. Las escalas son muy variables y en la práctica se recomienda obtener:
  - b<sub>1</sub>) Plano topográfico actualizado de la localidad a escala 1:2,000, donde se muestren las curvas de niveles a equidistancias de un metro y se indique: trazo urbano con nombre de las calles; elevaciones de terreno en los cruceros de las calles y en los puntos donde existe cambio de pendiente o de dirección del eje de la calle.
  - b<sub>2</sub>) Plano topográfico de la cuenca donde se ubica la localidad, a escala 1:5,000 y equidistancias entre curvas de nivel de un metro. Es conveniente, indicar los aspectos siguientes: hidrología de la zona definiendo las cuencas de aportación a la localidad, exteriores a su mancha urbana; las corrientes existentes (naturales y artificiales); y posibles sitios de vertido señalando los niveles de agua máximo y mínimo extraordinarios, los gastos correspondientes y el sentido del escurrimiento.
  - b<sub>3</sub>) Plano urbano de la localidad donde se muestren: tipos de pavimentos existentes, banquetas, áreas verdes y usos del suelo y, en lo posible, desarrollos futuros.

- b<sub>4</sub>) Plano de la red de alcantarillado, donde se señale el trazo de los colectores y atarjeas, las elevaciones del terreno de las plantillas de las tuberías en los pozos de visita, así como las características de las tuberías: material, diámetros, longitud y pendiente. Se debe indicar la ubicación de las estructuras especiales y sus principales aspectos, como es el caso de las estaciones de bombeo, canales, sifones, alcantarillas y bordos.
- b<sub>5</sub>) Plano geológico, indicando clasificación y tipo de suelo, ubicación de sondeos y sus resultados, y profundidades del manto freático.
- b<sub>6</sub>) Planos adicionales de instalaciones subterráneas asociados con agua potable, gas, teléfono, etcétera.
- c) Información climatológica de la zona y registros pluviométricos y pluviográficos de las estaciones locales y aledañas a la zona de estudio. Con este tipo de información deberán obtenerse las intensidades máximas de lluvia para diferentes duraciones de tiempo (5, 10, 15, 20, 30, 45, 60, 80, 100 y 120 minutos) para obtener la curvas  $i-d-T_r$ .
- d) En caso de existir, es útil considerar la información de operación disponible sobre el sistema actual de desalojo de aguas pluviales y de los problemas de drenaje que se hayan presentado en la localidad, así como de sus causas y posibles soluciones.

#### **4.5.2. Definición de cuencas**

En los planos disponibles se identificarán los parteaguas que definen las áreas de aportación a la localidad y asimismo se determinarán las superficies de esas áreas y los puntos donde los escurrimientos ingresan a la localidad.

En los planos de la localidad se definirá la red de drenaje interna, considerando el funcionamiento superficial que presenta la red vial como conductora de las aguas pluviales, definiendo los puntos de concentración a los que deberá darse solución especial, así como las áreas de aportación a las calles.

#### **4.5.3. Regionalización del sistema**

La localidad deberá dividirse a partir de la pendiente del terreno natural en zonas de: terreno accidentado; terreno de pendiente moderada, y en terreno plano.

Con la información anterior habrán de definirse las zonas donde se presentan transiciones en la pendiente del terreno y susceptibles de problemas localizados para la capacidad del sistema.



#### **4.5.4. Definición de las estructuras del sistema**

Se definirán en apego a la red de drenaje natural, en cuanto sea posible, la red de colectores primaria y secundaria, identificando los puntos de ingreso de aguas captadas en áreas exteriores a la localidad o definiendo interceptores que permitan manejar las corrientes exteriores sin ingresar al sistema interno.

Asimismo, cuando la configuración del sistema lo permita, se definirán las líneas de alivio entre los colectores principales que les permitan apoyar su funcionamiento en condiciones extraordinarias.

#### **4.5.5. Definición de las estructuras especiales**

En este caso específico se definirán las estructuras hidráulicas requeridas por el sistema para un funcionamiento adecuado, sobresaliendo las siguientes:

- a) Presas rompepicos en las partes altas de las cuencas de aportación al sistema.
- b) Presas retenedoras de azolve cuando el arrastre de sedimentos por las corrientes represente un problema en su desalojo del sistema interior.
- c) Tanques de tormenta en los cambios de pendiente significativos en el sistema de drenaje, determinando la necesidad de una estructura sub-superficial o bien aprovechar algún elemento urbano que permita el almacenamiento de agua sin causar daños mayores, como pueden ser parques, jardines o plazas.
- d) En los tres casos deberá considerarse la posibilidad de dar a cada uno de los elementos propuestos el mantenimiento adecuado.

#### **4.5.6. Consideración de áreas de retraso**

En todos los casos y como criterio general para mejorar el funcionamiento de los sistemas de drenaje, se buscará drenar las aguas superficiales hacia áreas con vegetación que determinen un retraso del ingreso de las aguas pluviales al sistema de recolección, lo que permitirá un funcionamiento más eficiente.

No obstante, estas medidas no deberán considerarse en el dimensionamiento de los ductos, por estar sujetas a los cambios de uso y de manejo superficial futuros.

#### **4.5.7. Definición del desalojo de las aguas**

Se buscará, en lo general, que el desalojo de las aguas sea a las corrientes naturales que se tengan en la vecindad de la localidad, descargando a ellas cuantas veces sea requerido en uno o varios puntos de éstas.

Cuando se trate de descargas directas al mar, éstas deberán plantearse en el menor número posible, o bien, aprovechando descargas naturales que presentan bocas estables en su conexión al mar.

#### **4.5.8. Ubicación de estructuras de descarga**

Las estructuras de descarga deberán quedar por arriba de los niveles que tome el agua en condiciones extremas en el cauce donde se viertan las aguas.

En el caso de descargas al mar, deberá prevenirse también un margen para evitar el taponamiento de la descarga por arena, ocasionado por el arrastre eólico en la costa.

#### **4.5.9. Posibilidades de reuso**

Debido al crecimiento de las poblaciones y de las industrias se demandan caudales cada vez mayores para el suministro de agua potable, por lo que se debe contemplar la posibilidad de utilizar las aguas pluviales, bajo un estricto control técnico y sanitario.

También, analizar la posibilidad de usarlas para ciertos usos industriales, en la agricultura, para alimentar lagos naturales o artificiales y para recargar acuíferos subterráneos.

### **4.6. Datos de un proyecto de una red de alcantarillado pluvial**

Una vez que se ha decidido elaborar un proyecto de alcantarillado pluvial, es conveniente recabar la información siguiente:

#### **4.6.1. Generalidades**

- a) Nombre completo de la localidad, municipio y estado al que pertenece.
- b) Coordenadas geográficas y altitud media (x, y, z).
- c) Población, según el último censo oficial.
- d) Población actual.

- e) Clima
- f) Comunicaciones
- g) Aspecto de la localidad, en donde se describa el tipo de edificaciones.
- h) Localizar en un plano actualizado las vías de comunicación.

#### 4.6.2. Estado actual de la red de alcantarillado pluvial

En esta fase se procede a describir las partes componentes del sistema, estado de conservación y grado de aprovechamiento de las mismas.

- a) Red existente. Se utiliza un plano actualizado de la red de alcantarillado en la que se indique:
  - Escala
  - Nombre de las calles
  - Trazo de la red existente
  - Ubicación de pozos de visita
  - Elevación del terreno y plantilla de los pozos de visita
  - Pendiente de cada tramo
  - Diámetro y tipo de tuberías
  - Longitud de cada tramo
  - Sentido del escurrimiento en cada tramo
  - Sitio del vertido

Los pozos de visita se localizan en las intersecciones de calles y en los cambios considerables de pendiente, y se utilizan para varias acciones tales como inspeccionar, desazolvar y reparar los tramos de tuberías.

En la figura 4.2 se observa un croquis general de un pozo de visita en una red de alcantarillado.

- b) Estructuras y obras accesorias existentes. Se recurre a planos actualizados de las obras, tales como:
  - Pozos de visita
  - Estructuras de vertido
  - Sifones invertidos
  - Cruces
  - Plantas de bombeo

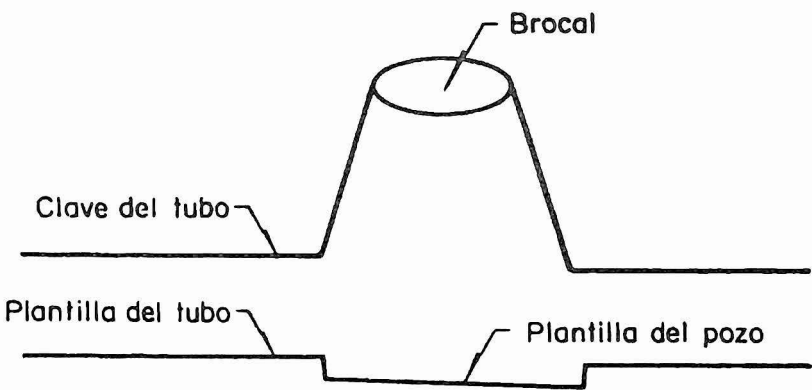


Figura 4.2. Pozo de visita de una red de alcantarillado.

4.6.3. Información topográfica

Aspecto básico para realizar un proyecto de alcantarillado pluvial, es el de disponer de la topografía de la región, ya que marcará la pauta para elegir el tipo de configuración que tendrá el sistema.

En consecuencia, es necesario contar con planimetría y altimetría para realizar los trazos de la red y determinar la ubicación de las estructuras e instalaciones auxiliares.

Las escalas para este tipo de planos de proyecto se indican en la tabla 4.1.

Tabla 4.1. Escalas para planos de proyecto.

| Tipo de plano | Orientación | Escalas           |
|---------------|-------------|-------------------|
| Planta        |             | 1:2,000 a 1:5,000 |
| Perfil        | Horizontal  | 1:2,000 a 1:5,000 |
|               | Vertical    | 1:200 a 1:500     |

Los planos deberán incluir los datos siguientes:

- a) Planimetría, ubicando banquetas, líneas eléctricas, tuberías de agua potable y cajas de operación de válvulas, ductos, etcétera.
- b) Nombre de las calles que forman las manzanas.
- c) Longitud de crucero a crucero de las calles.
- d) Elevación de todos los cruceros y sitios en donde cambie la pendiente del terreno.
- e) Elevación de las tuberías de red de agua potable, alcantarillado sanitario, ductos de gas, etcétera, existentes.

Cuando se elabora un proyecto de rehabilitación y/o ampliación y no se dispone de planos de la red existente y de las obras accesorias, o no sean confiables, debe hacerse el levantamiento topográfico correspondiente, incluyendo las características de la red y las estructuras.

#### 4.6.4. Información adicional para el proyecto

En general, es necesario tener información relativa a dos aspectos: uso del suelo, estructuras y obras accesorias.

- a) Plano de zonificación por tipo de actividad: en él se debe especificar, con la mayor claridad posible, las zonas habitacionales, fabriles, comerciales, recreativas, agrícolas, etcétera. Asimismo, identificar la zona poblada de la localidad y las de probable crecimiento futuro. Es importante que se definan las zonas urbanas.
- b) Planos de instalaciones subterráneas existentes y en proceso de construcción contenidos en los planes maestros tales como: agua potable, alcantarillado sanitario, gas, teléfono, luz, y entre otras.
- c) Planos de detalle de las estructuras y obras accesorias: planos topográficos detallados de sitios probables para estaciones de bombeo, sifones invertidos, obras de vertido, etcétera.

#### 4.6.5. Datos básicos para diseñar una red de alcantarillado

- |                                 |                 |
|---------------------------------|-----------------|
| a) Periodo de retorno           | años            |
| b) Área por drenar              | ha              |
| c) Sistema                      | aguas pluviales |
| d) Coeficiente de escurrimiento | adimensional    |
| e) Intensidad de la lluvia      | mm/h            |

|                           |                                                    |
|---------------------------|----------------------------------------------------|
| f) Método de diseño       | Racional, gráfico alemán, RRL, hidrograma unitario |
| g) Fórmulas usadas        | Manning y continuidad                              |
| h) Gasto de diseño        | $\text{m}^3/\text{s}$                              |
| i) Velocidad mínima       | $\text{m/s}$                                       |
| j) Velocidad máxima       | $\text{m/s}$                                       |
| k) Sistema de eliminación | gravedad/bombeo                                    |
| l) Tipo de tubería        | concreto, asbesto, polietileno, etcétera           |

#### 4.7. Trazo de una red de alcantarillado pluvial

Por razones de economía, el trazo de una red de alcantarillado debe tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural. El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en aquellas zonas donde sea necesario el bombeo.

El trazo de una red de alcantarillado se inicia con la definición del sitio o de los sitios de vertido a partir de los cuales puede definirse el trazo de colectores y emisores. Una vez definida esta etapa se traza la red de atarjeas. En ambos trazos, pueden elegirse varias configuraciones.

##### 4.7.1. Configuración de un sistema de alcantarillado

Se denomina configuración de un sistema de alcantarillado el trazo definido para los colectores y emisores de la red, el cual depende, principalmente, de la topografía de la zona, del trazo de las calles en la localidad, de la ubicación de los sitios de vertido y de la deposición final de las aguas.

Los modelos de configuración de colectores y emisores más usuales se pueden agrupar en los tipos siguientes: perpendicular, radial, interceptores, y abanico.

###### a) *Modelo perpendicular.*

- Se utiliza en comunidades que se ubican a lo largo de una corriente, con el terreno inclinado hacia ella, por lo que las tuberías se colocan perpendicularmente a las corrientes y descargan a colectores o a la corriente.
- Este modelo se utiliza para buscar la trayectoria más corta hacia los canales superficiales o hacia los colectores.

- La figura 4.3 indica un esquema general del modelo perpendicular.

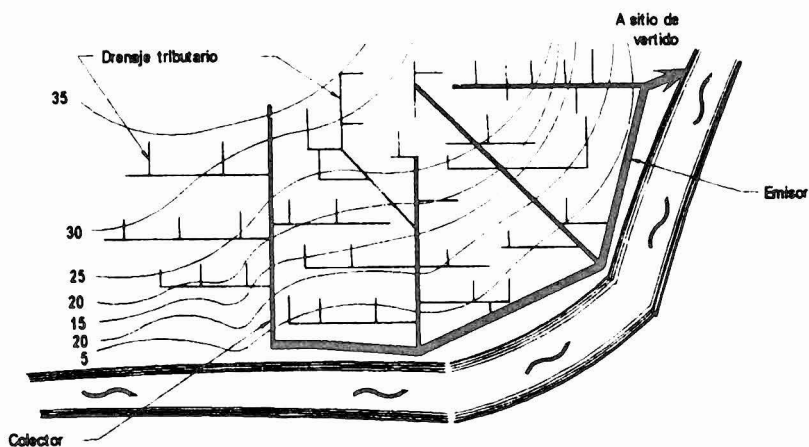


Figura 4.3. Modelo perpendicular.

b) *Modelo radial.*

- En este modelo la pendiente del terreno baja del centro del área por drenar hacia los extremos, por lo que la red de atarjeas descarga a colectores perimetrales que llevan el agua al sitio de vertido.
- La figura 4.4 indica un croquis del modelo radial.

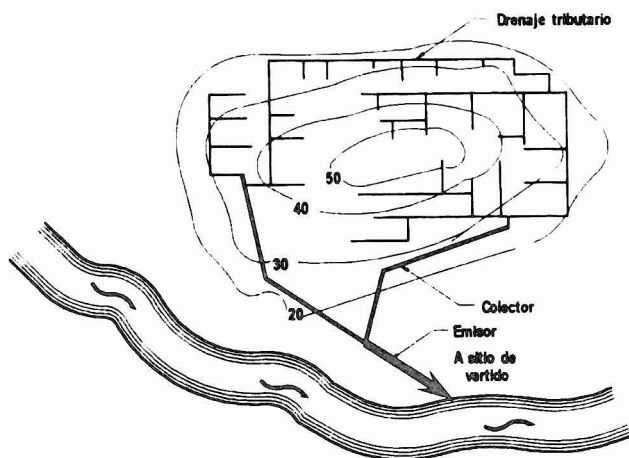


Figura 4.4. Modelo radial

c) *Modelo de interceptores.*

- Se emplea para recolectar agua pluvial en zonas con curvas de nivel más o menos paralelas.
- El agua se capta con colectores cuyo trazo es transversal a las curvas de nivel que descargan a un interceptor o emisor que conduce el agua al sitio de vertido.
- En la figura 4.5 se observa un esquema del modelo de interceptores.

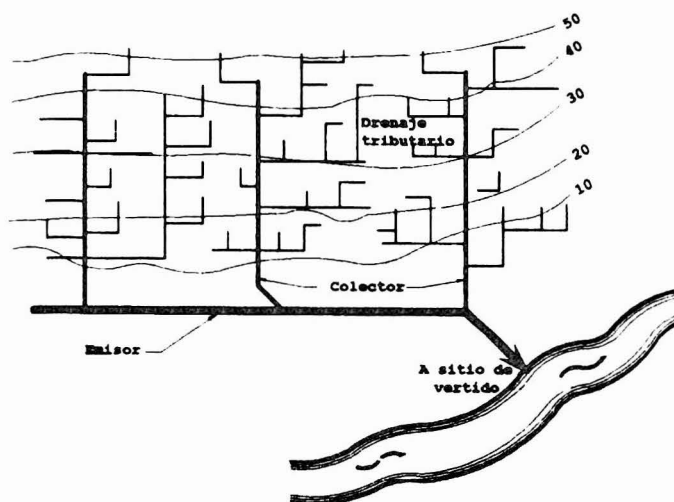


Figura 4.5. Modelo de interceptores.

d) *Modelo en abanico.*

- Cuando la localidad se encuentra ubicada en un valle, se traza la red de atarjeas para captar los escurrimientos y transportarlos hacia el centro del valle y mediante un colector y un emisor se traslada el agua pluvial a la zona de vertido.
- En la figura 4.6 se muestra un esquema del modelo en abanico.

#### 4.7.2. Configuraciones de la red de atarjeas

La red de atarjeas tiene por objeto recolectar y conducir el agua pluvial captada en los sumideros distribuidos en la zona de proyecto hasta la red troncal de colectores. El ingreso del agua a la red es, entonces, paulatino y conforme avanza en su recorrido hacia los colectores se incrementa el caudal.



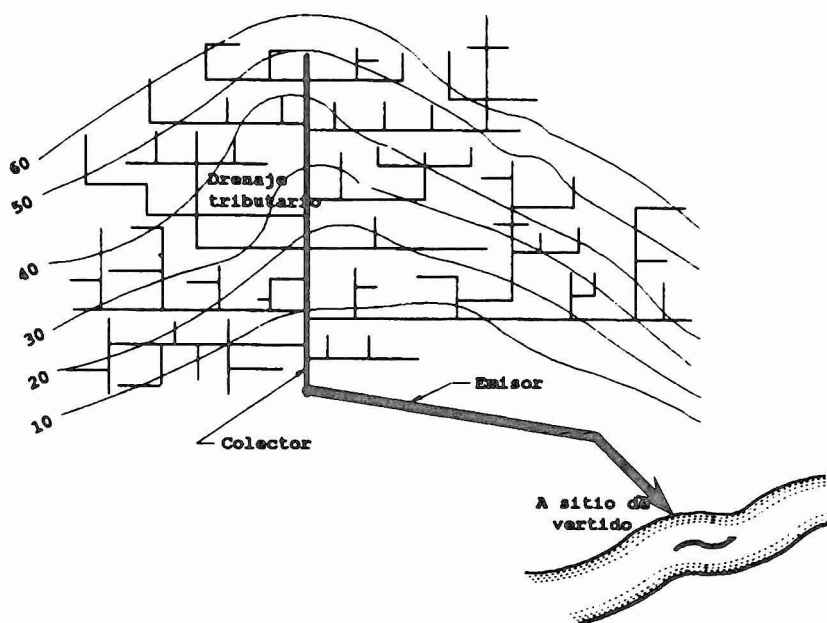


Figura 4.6. Modelo en abanico.

Una vez elegido el modelo de configuración de colectores y emisores que se considere más adecuado para la zona de estudio, el paso siguiente es trazar la red de atarjeas. Entre los trazos de la red de atarjeas más usuales se pueden mencionar, en forma general, los tipos siguientes.

**a) Trazo en bayoneta.**

Se denomina así al trazo que, inicia en una cabeza de atarjea y tiene un desarrollo en zigzag o en escalera. La ventaja de utilizar este trazo consiste en reducir el número de cabezas de atarjeas y permitir un mayor desarrollo de las atarjeas, incrementando el número de descargas para facilitar que los conductos adquieran un régimen hidráulico establecido, logrando con ello aprovechar eficientemente la capacidad de los conductos. La desventaja de este tipo de trazo requiere que el terreno tenga pendientes suaves y uniformes. En la figura 4.7 se muestra un trazo en bayoneta.

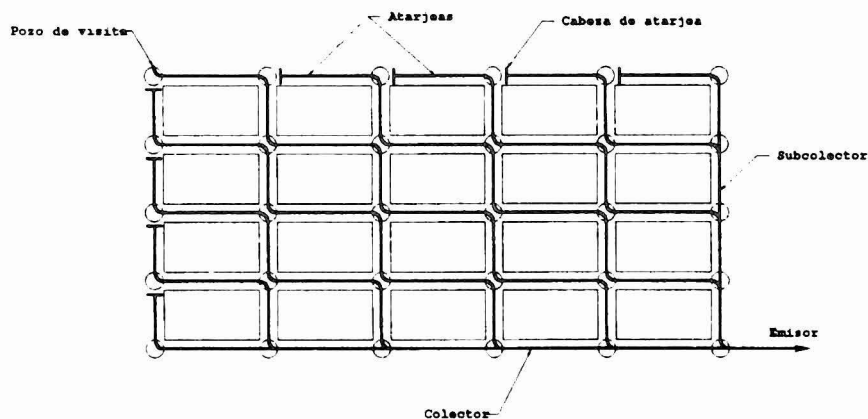


Figura 4.7. Trazo de la red de atarjeas en bayoneta.

#### b) Trazo en peine.

Es el trazado que se forma cuando existen varias atarjeas con tendencia al paralelismo. Empieza la captación con una cabeza de atarjea, la cual descarga su contenido en una atarjea perpendicular común de mayor diámetro a ella, misma que a su vez descarga en otra atarjea o colector de mayor diámetro. En la figura 4.8 se indica el trazado de una red de atarjeas en peine.

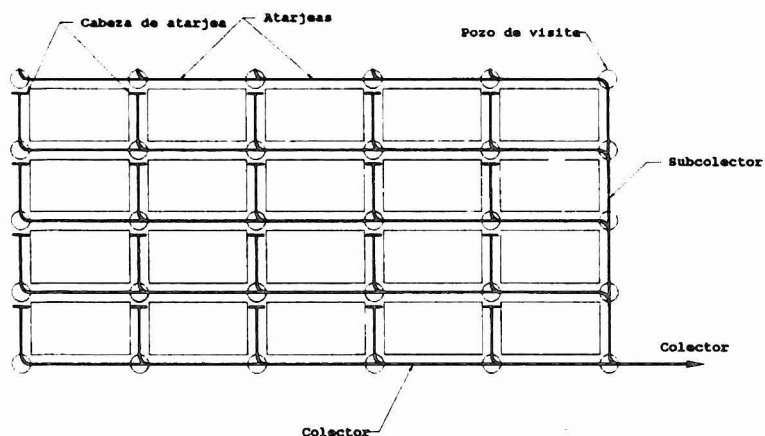


Figura 4.8. Trazo de una red de atarjeas en peine.

Las ventajas del trazo en peine consisten en garantizar la aportación rápida y directa del agua pluvial de la cabeza de atarjea a la tubería común de cada peine y de éstas a los colectores, propiciando que se presente rápidamente un régimen hidráulico establecido. Además, se tiene una amplia gama de valores para las pendientes de las atarjeas, lo cual resulta útil en el diseño cuando la topografía es prácticamente plana.

El sistema también tiene desventajas, entre las que se pueden mencionar que debido al corto desarrollo que tienen las atarjeas en el inicio de la red, a partir de la cabeza de atarjea, antes de descargar a un conducto mayor, en la mayoría de los casos aquéllas trabajan por debajo de su capacidad, lo que ocasiona que se desaproveche parte de esa capacidad.

Otra desventaja que se presenta se debe a que los tramos iniciales normalmente son poco profundos a fin de que puedan descargar al conducto perpendicular común de diámetro mayor, por lo que se requiere de gran cantidad de pozos de caída adosada para cada una de estas atarjeas, lo cual eleva los costos de construcción.

#### ***c) Trazo combinado.***

Como su nombre lo indica, es una combinación de los sistemas a) y b) mencionados anteriormente. Se emplea de acuerdo a la topografía que se presente en el área de proyecto, teniendo como objetivo el reducir los costos de construcción. En la figura 4.9 se ilustra el trazo combinado de una red de atarjeas.

#### **4.7.3. Ubicación de sumideros o coladeras pluviales**

Existen varios tipos de bocas de tormenta o coladeras pluviales y de acuerdo a su diseño y ubicación en las calles se clasifican en coladeras de:

- a) Piso
- b) Banqueta
- c) Piso y banquetta
- d) Longitudinales de banquetta
- e) Transversales de piso

La instalación de un tipo de coladera o de una combinación de ellas, depende de la pendiente longitudinal de las calles y del caudal por coleccionar.

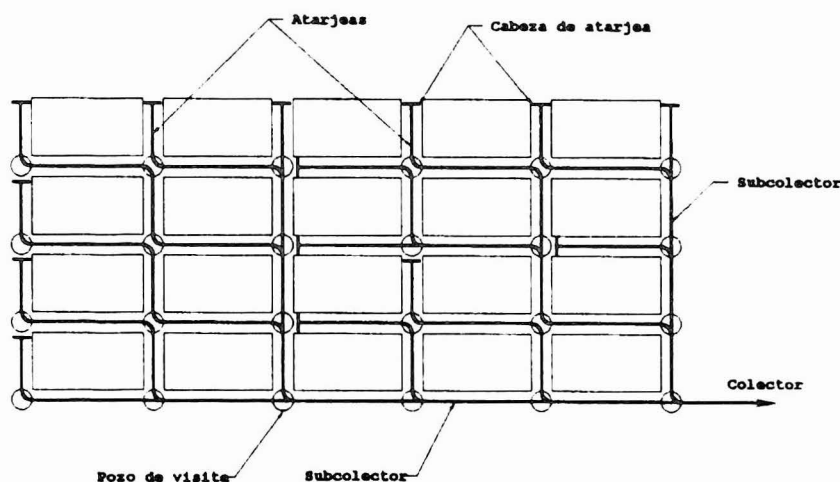


Figura 4.9. Trazo combinado de una red de atarjeas.

Las coladeras de banqueta se instalan cuando la pendiente de la acera es menor de 2%; cuando se tienen pendientes entre 2% y 5% se instalan coladeras de piso y banqueta; y para pendientes mayores de 5% se instalan únicamente coladeras de piso.

Las coladeras de tipo longitudinal de banqueta y transversales se instalan cuando las pendientes son mayores de 5% y los caudales por captar son considerables.

Si las pendientes de las calles son mayores a 3%, entonces es necesario que en las coladeras de piso y de banqueta o de piso solamente, se haga una depresión en la cuneta para obligar al agua a entrar en la coladera. Como estas depresiones son molestas al tránsito se debe procurar hacerlas lo más ligeras posible.

Para ubicar las coladeras se procura que su separación no exceda de 100 m, dependiendo de la zona de la población de que se trate. En cualquier circunstancia se debe tratar de ponerlas cerca de las esquinas o en los cruces de las calles.

En zonas comerciales y para pavimentos de concreto se especifica que no deben quedar a una distancia mayor de 25 m, con objeto de no hacer muy pronunciadas las ondulaciones en el pavimento para dar las pendientes hacia la coladera.

Cuando se tienen pavimentos de adoquín o empedrados, donde se tengan velocidades bajas de tránsito, y que además permitan dar las pendientes de las cunetas con mayor facilidad, se recomienda una separación máxima de 50 m.

En calles con pendiente menor a 2%, se instalan coladeras de banqueta, tal como se ilustra en la figura 4.10.

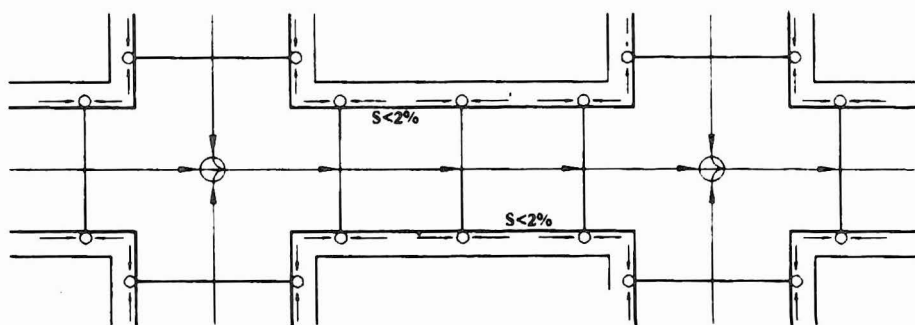


Figura 4.10. Ubicación de coladeras de banqueta.

En calles con pendiente mayor a 5%, se instalan coladeras de piso, tal como lo ilustra la figura 4.11.

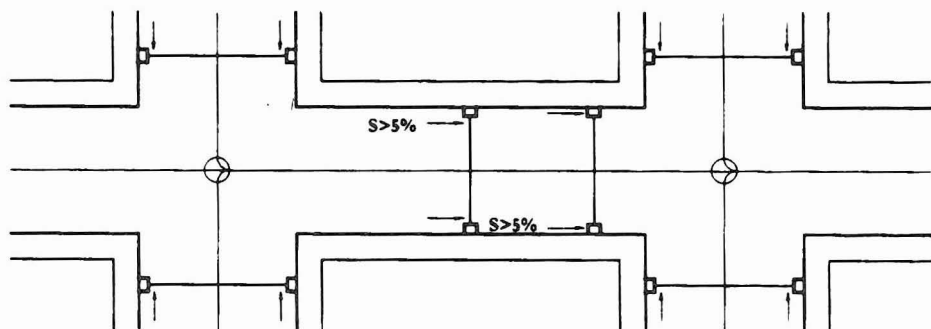


Figura 4.11. Ubicación de coladeras de piso.

En calles con pendiente entre 2% y 5% se instalan coladeras de piso y banquetta; En las figuras 4.12 y 4.13 se aprecian sus características más relevantes.

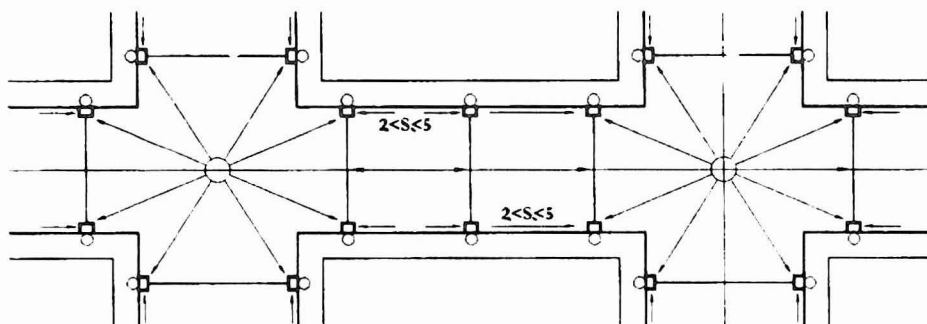


Figura 4.12. Ubicación de coladeras de piso y banquetta.

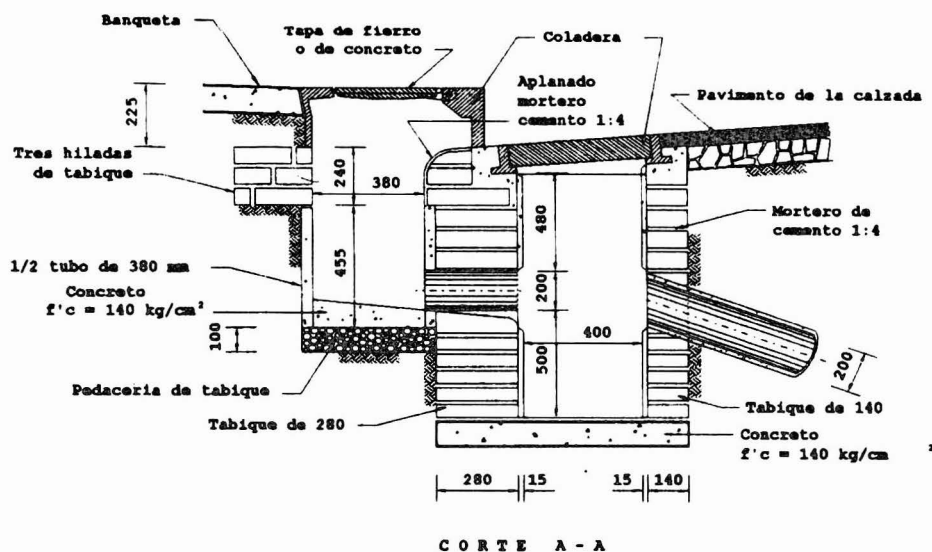
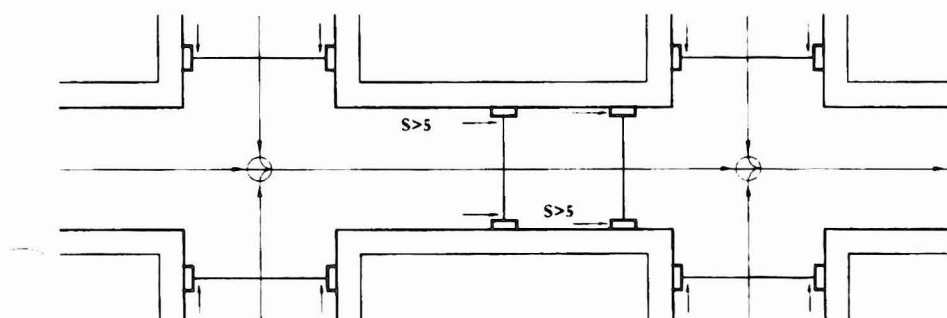


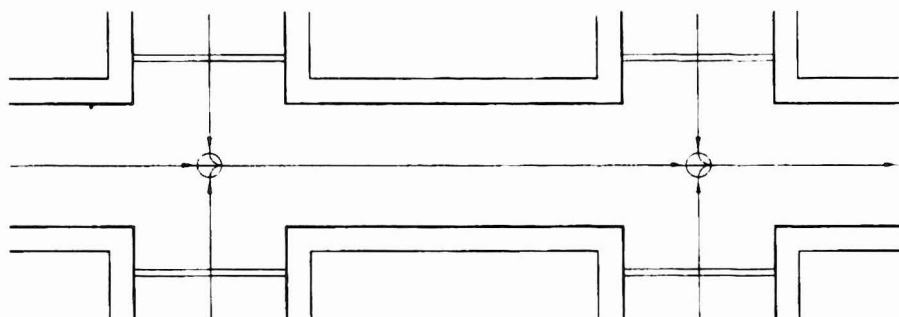
Figura 4.13. Coladera de piso y banquetta.

El tipo de coladera longitudinal de banquetta se instala cuando el caudal por coleccionar es demasiado grande y se tiene una pendiente mayor a 5%. La figura 4.14 ilustra la ubicación de las coladeras longitudinales de banquetta.



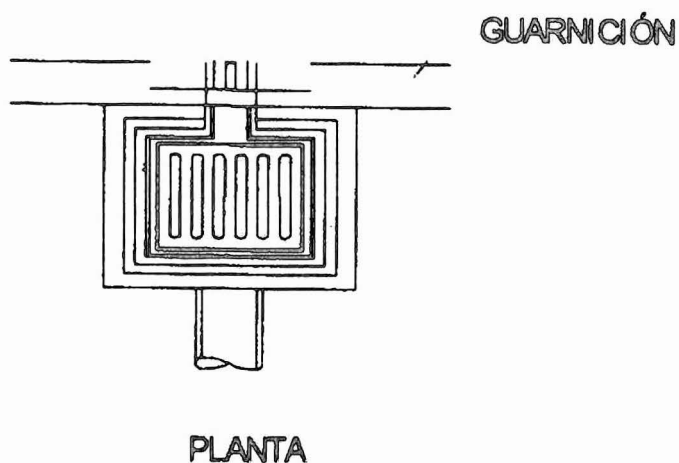
*Figura 4.14. Ubicación de coladeras longitudinales de banqueta.*

El tipo de coladera transversal de piso se instala en calles con anchos de 6 m y menores. En la figura 4.15 se observa la ubicación de este tipo de coladeras.

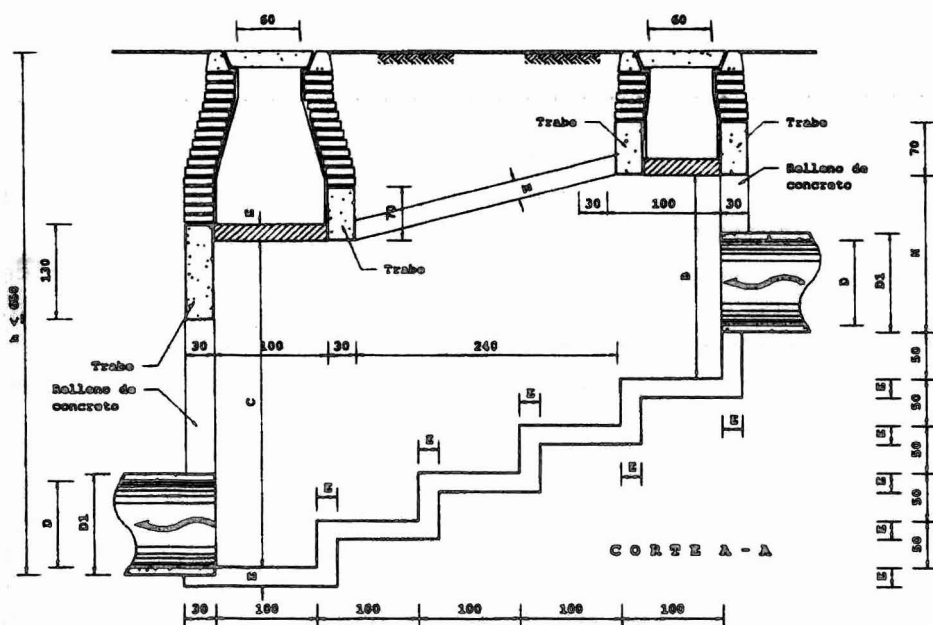


*Figura 4.15. Ubicación de coladeras transversales de piso.*

En las figuras 4.16 y 4.17 se detallan las características de una coladera de piso y un pozo de visita con estructura de caída escalonada, respectivamente.



**Figura 4.16. Coladera de piso.**



**Figura 4.17. Pozo con estructura de caída escalonada.**



#### 4.7.4. Colectores y emisores

Se denomina modelo de configuración para colectores o emisores el trazo que seguirán estas tuberías, dependiendo principalmente, de la topografía dominante del trazo de las calles de la localidad, de él o los sitios de vertido y de la disposición final de las aguas pluviales.

Por razones de economía, los colectores y emisores deben tender a ser una réplica subterránea del drenaje superficial natural.

El escurrimiento debe ser por gravedad, excepto en condiciones particulares donde se requiera usar bombeo.

Los modelos de configuración para colectores y emisores son similares a los de los sistemas de alcantarillado analizados en el capítulo anterior.

#### 4.8. Condiciones óptimas de diseño y de funcionamiento hidráulicos

A continuación se desglosan las condiciones óptimas que debe cumplir el diseño y el funcionamiento hidráulicos.

- a) Durante el diseño de una red de alcantarillado se pretende que:
  - Los costos de construcción no sean elevados.
  - La red sea funcional en los aspectos asociados con la operación y el mantenimiento.
- b) Conviene que antes de abordar el procedimiento de diseño de una red de alcantarillado se revisen las recomendaciones prácticas para lograr un diseño económico y eficiente.
- c) En general, es posible afirmar que una red de alcantarillado ha sido bien diseñada cuando:
  - Se han trazado atarjeas, colectores y emisores reduciendo las distancias de recorrido hacia los sitios de vertido.
  - Existe el menor número posible de descargas por bombeo, tratando de que el sistema trabaje exclusivamente por gravedad.
  - Las pendientes de las tuberías dan al flujo velocidades aceptables en un rango específico donde se evita por una parte, la sedimentación y azolve en las tuberías, y por otra, la erosión en las paredes de los conductos.
  - Se tienen volúmenes de excavación reducidos, procurando dar a las tuberías la profundidad mínima indispensable para resistir cargas vivas y evitar su ruptura.

- Es sencillo inspeccionar y dar un mantenimiento adecuado a la red de tubería.
- d) Las características anteriores posibilitan un diseño económico y funcional de la red en aspectos relacionados con la construcción y operación de la misma.
- e) En general es necesario precisar los lineamientos de diseño de cinco aspectos asociados con:
  - El diámetro mínimo de diseño de la tubería.
  - Las velocidades permisibles de escurrimiento.
  - Las pendientes de diseño.
  - Las zanjas para la instalación de tuberías.
  - Las conexiones de tuberías.

#### **4.8.1. Diámetro mínimo de diseño de la tubería**

El diámetro mínimo que se recomienda para las atarjeas de alcantarillado pluvial es de 30 cm.

Su objetivo es evitar frecuentes obstrucciones en las tuberías abatiendo por consiguiente los costos de conservación y operación del sistema.

#### **4.8.2. Velocidades permisibles de escurrimiento**

Las velocidades límite del escurrimiento tienen como finalidad, por una parte, evitar la sedimentación y azolvamiento de la tubería y por la otra, evitar la erosión de las paredes del conducto. A estas velocidades se les llama mínima y máxima, respectivamente.

A tubo parcialmente lleno, la velocidad mínima permisible es de 60 cm/s.

Cuando el flujo es a tubo lleno, la velocidad mínima permisible es de 90 cm/s.

La velocidad máxima permisible varía de 3 a 5 m/s e incluso más, dependiendo de la resistencia del material de la tubería. En la tabla 4.2 se anotan los valores comunes de velocidades máximas permisibles.

En casos excepcionales, en tramos aislados de tubería, se pueden presentar velocidades de hasta 8 m/s.

En los casos anteriores, se pueden aceptar con la debida autorización del proyecto, por lo que se tendrá que realizar un estudio del funcionamiento hidráulico y de la resistencia del material de las paredes del conducto.

Tabla 4.2. Velocidad máxima permisible.

| Tipo de tubería                                | Velocidad máxima, m/s |
|------------------------------------------------|-----------------------|
| Concreto simple hasta 45 cm de diámetro        | 3.0                   |
| Concreto reforzado de 61 cm diámetro o mayores | 3.5                   |
| Fibrocemento                                   | 5.0                   |
| Poli (cloruro de vinilo) PVC                   | 5.0                   |
| Polietileno de alta densidad                   | 5.0                   |

#### 4.8.3. Pendientes de diseño

La pendiente de las tuberías debe ser lo más semejante, como sea posible, a las del terreno natural, con objeto de tener excavaciones mínimas, pero tomando en cuenta lo siguiente:

##### a) Pendientes mínimas.

Casos normales. Son en las que se dispone del desnivel topográfico necesario. Se acepta como pendiente mínima la que produce una velocidad de 90 cm/s a tubo lleno.

Casos excepcionales. Son aquellas pendientes que han de usarse en lugares de desnivel pequeño y para evitar la construcción de una planta de bombeo, se sacrifica la eficiencia de la atarjea. Se acepta como pendiente mínima aquella que produce una velocidad de 60 cm/s, con un tirante igual o mayor de 3 cm.

##### b) Pendientes máximas.

Son aquellas pendientes que producen velocidades máximas de 3 a 5 m/s, trabajando normalmente.

En lugares donde la topografía es muy abrupta, el Instituto de Ingeniería ha efectuado estudios en tuberías de concreto reforzado, concluyendo que en casos excepcionales, para este tipo de material la velocidad máxima puede ser de hasta 8 m/s.

#### 4.8.4. Zanjas para la instalación de tubería

La tubería se instala superficialmente, enterradas o una combinación de ambas, dependiendo de la topografía, tipo de tubería y características del terreno.

Normalmente las tuberías para drenaje pluvial se instalan enterradas (Ver figura 4.18).

Para obtener la máxima protección de las tuberías se recomienda colocarlas en zanjas, de acuerdo a lo señalado en las especificaciones de construcción del fabricante o a lo que se menciona a continuación.

*a) Anchos de zanjas*

En la tabla 4.3 se indica el ancho recomendable de la zanja para diferentes diámetros de tuberías.

*Tabla 4.3. Ancho de zanja para diversos diámetros de tuberías.*

| Diámetro del tubo, cm | Ancho de la zanja, cm |
|-----------------------|-----------------------|
| 30                    | 85                    |
| 38                    | 100                   |
| 45                    | 110                   |
| 61                    | 130                   |
| 75                    | 150                   |
| 90                    | 170                   |
| 107                   | 195                   |
| 122                   | 215                   |
| 152                   | 250                   |
| 183                   | 285                   |
| 213                   | 320                   |
| 244                   | 355                   |

*b) Profundidad de zanjas*

La profundidad de las excavaciones de la zanja para las tuberías queda definida por los factores siguientes:

- Profundidad mínima o colchón mínimo. Depende de la resistencia de la tubería a las cargas exteriores. La figura 4.18 indica, a través de un croquis, las características básicas de una zanja.
- Topografía y trazo. Influyen en la profundidad máxima que se le da a la tubería.
- Velocidades máxima y mínima. Están relacionadas con las pendientes de proyecto.

- Existencia de conductos de otros servicios.
- Economía en las excavaciones.

La profundidad de zanjas la determina el colchón mínimo necesario para la tubería, con el fin de evitar rupturas de ésta ocasionadas por cargas vivas. Existe un método para calcular las cargas sobre tuberías y en la práctica, se recomiendan los valores de la tabla 4.4 para establecer el colchón mínimo.

*Tabla 4.4 Colchón mínimo para tuberías.*

| Diámetro del tubo                                   | Colchón mínimo, cm |
|-----------------------------------------------------|--------------------|
| Tuberías con diámetro hasta 45 cm                   | 90                 |
| Tuberías con diámetros mayores a 45 y hasta 122 cm. | 100                |
| Tuberías con diámetros mayores a 122 cm             | 150                |

Los colchones mínimos indicados anteriormente, podrán modificarse en casos especiales previo análisis particular y justificando cada caso.

Los factores principales que intervienen para modificar el colchón son el tipo de tubería a utilizar, el tipo de terreno en la zona de estudio y las cargas vivas que puedan presentarse.

*c) Profundidad máxima.*

La profundidad máxima depende de la topografía del lugar, evitando excavar demasiado. Si la topografía tiene pendientes pronunciadas, se debe hacer un estudio económico comparativo entre el costo de excavación contra el número de pozos de visita.

*d) Plantilla o cama.*

Con el fin de satisfacer las condiciones de estabilidad y asiento de la tubería es necesario la construcción de un encamado en toda la longitud de la misma.

Deberá excavar cuidadosamente las cavidades o conchas para alojar la campana o cople de las juntas de los tubos, con el fin de permitir que la tubería se apoye en toda su longitud sobre el fondo de la zanja o la plantilla apisonada.

El espesor de la plantilla o cama será de 10 cm, donde el espesor mínimo sobre el eje vertical de la tubería será de 5 cm, tal como se señala en la figura 4.18.

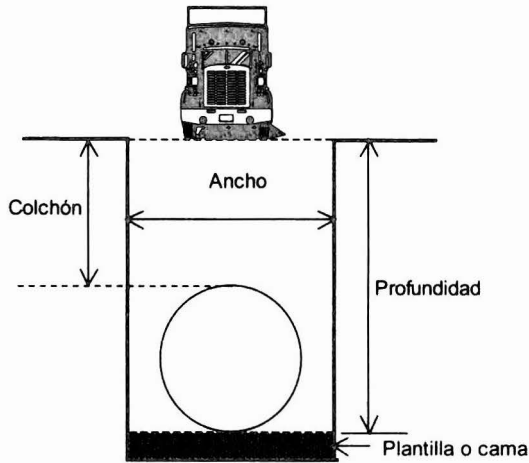


Figura 4.18. Características de una zanja.

#### 4.8.5. Conexiones de la tubería

Debido a los cambios de diámetro que existen en una red de tubería, resulta conveniente definir la forma correcta de conectar la tubería en los pozos de visita. La figura 4.19 indica los nombres que se les da a las partes de una tubería.

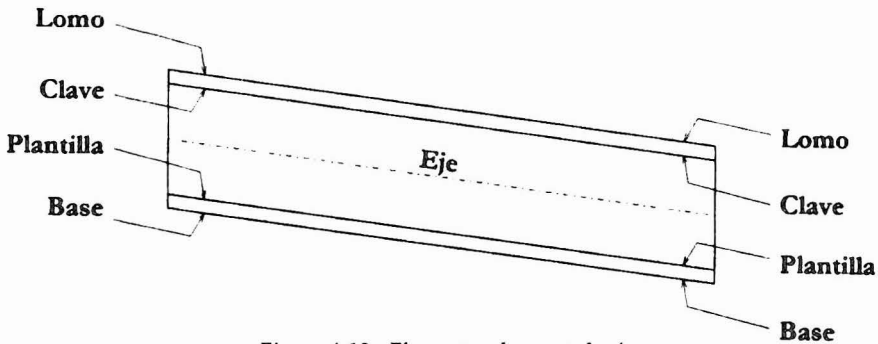


Figura 4.19. Elementos de una tubería.

De acuerdo con las características del proyecto se pueden efectuar las conexiones de la tubería haciendo coincidir las claves, los ejes o las plantillas de los tramos de diámetro diferente, tal como se muestran en las figuras 4.20, 4.21 y 4.22.

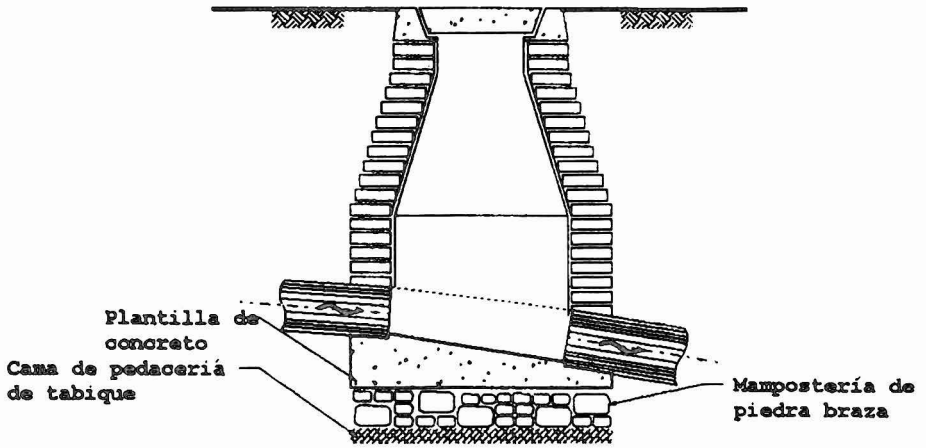


Figura 4.20. Conexión clave con clave.

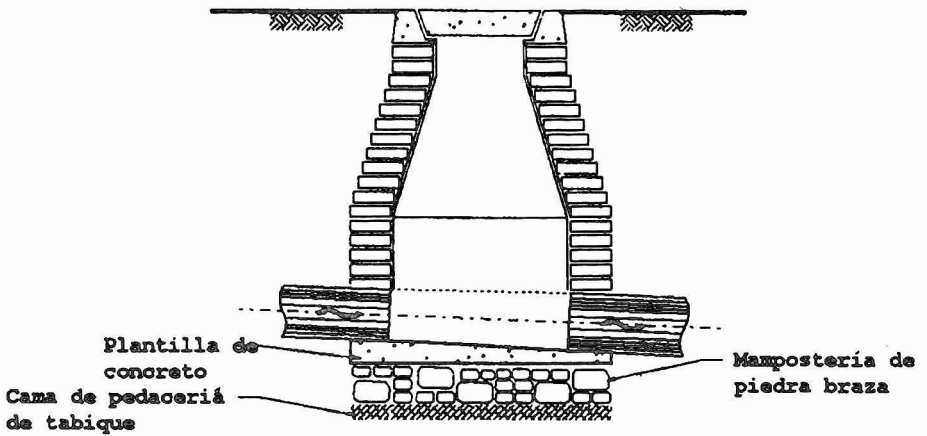


Figura 4.21. Conexión plantilla con plantilla.

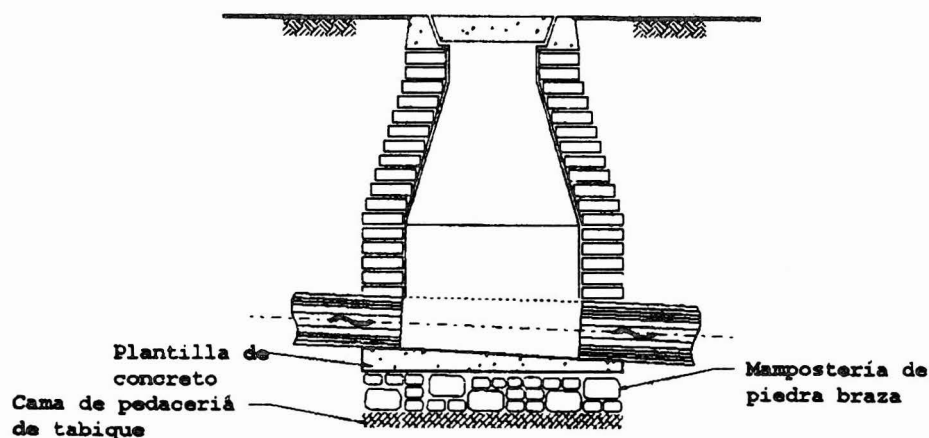


Figura 4.22. Conexión eje con eje

Además, para facilitar los trabajos de inspección y mantenimiento se han establecido separaciones máximas entre los pozos de visita.

Para el caso específico del Distrito Federal, según el Reglamento de Construcciones, se establecen las separaciones según el diámetro de la tubería. La tabla 4.5 indica las separaciones entre pozos de visita.

Tabla 4.5. Separación entre pozos de visita

| Diámetro, en m  | Separación, en m |
|-----------------|------------------|
| 0.20 – 0.76     | 125 – 135        |
| 0.90 – 1.22     | 175 – 190        |
| Mayores de 1.22 | 250 – 275        |

Desde el punto de vista hidráulico es conveniente que en las conexiones se igualen los niveles de las claves de los conductos por unir.

Asimismo, se recomienda que las conexiones a ejes y plantillas se utilicen únicamente cuando sea indispensable y con las limitaciones que, para los diámetros más usuales, se indican en la tabla 4.6.



Tabla 4.6. Conexiones de tuberías.

| D/D | 20 | 25      | 30      | 38      | 45      | 61      | 76      | 91      | 107     | 122     | 152     | 183     | 213     | 244     |
|-----|----|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 20  | P  | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       | C       | C       | C       | C       | C       | C       | C       | C       |
| 25  |    | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       | C       | C       | C       | C       | C       | C       | C       |
| 30  |    |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       | C       | C       | C       | C       | C       | C       |
| 38  |    |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       | C       | C       | C       | C       | C       |
| 45  |    |         |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       | C       | C       | C       | C       |
| 61  |    |         |         |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       | C       | C       | C       |
| 76  |    |         |         |         |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       | C       | C       |
| 91  |    |         |         |         |         |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       | C       |
| 107 |    |         |         |         |         |         |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      | C       |
| 112 |    |         |         |         |         |         |         |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      | EC      |
| 152 |    |         |         |         |         |         |         |         |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C | EC      |
| 183 |    |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         | P       | PE<br>C | PE<br>C |
| 213 |    |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         | P       | PE<br>C |
| 244 |    |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         |         | P       |

Nota: D = Diámetro de la tubería, P = Conexión a plantillas, E = Conexión a ejes, C = Conexión a claves.

#### 4.9. Diseño hidráulico de la red de alcantarillado pluvial

El proceso que permite el diseño hidráulico de una red de alcantarillado pluvial abarca un conjunto de etapas cuyas características se describen en los párrafos siguientes:

- a) La selección del método adecuado para diseñar obras de protección contra inundaciones depende de:
  - Tipo de problema por resolver (magnitud de obra, precisión requerida, características de la cuenca, etcétera).
  - Información disponible, de manera que el esfuerzo que se realice en el estudio debe corresponder a los beneficios que se esperan de la precisión en los resultados.

- b) Asimismo, existen factores de tipo subjetivo, por ejemplo la experiencia del diseñador en la aplicación de un método particular que influyen en la decisión adoptada.
- c) Una vez definida la zona en estudio, se procederá a dividir en áreas de aportación donde se encontrará la red de atarjeas, la que deberá reconocer el subcolector que se localizará en la parte baja de dichas áreas.
- d) Los subcolectores aportarán el caudal que conducen a los colectores y éstos, finalmente, al emisor que descargará el gasto en el sitio de vertido.
- e) Con base en lo anterior el sistema de drenaje pluvial lo podemos dividir para su diseño en: red de atarjeas (red secundaria), colectores (red primaria), y emisores (sistema de desagüe).

#### 4.9.1. Diseño de la red de atarjeas (red secundaria)

El procedimiento que se recomienda para diseñar la red secundaria consiste en:

- a) Determinar el periodo de retorno asociándolo con el uso del suelo en el área de estudio. Para tal efecto se pueden usar los valores de las tablas 4.7 y 4.8.

Tabla 4.7. Usos del suelo y periodos de retorno.

| Tipo de uso                                                    | $T_r$ en años |
|----------------------------------------------------------------|---------------|
| Zona de actividad comercial.                                   | 5.0           |
| Zona de actividad industrial.                                  | 5.0           |
| Zona de edificios públicos.                                    | 5.0           |
| Zona residencia multifamiliar de alta densidad. (*)            | 3.0           |
| Zona residencial unifamiliar y multifamiliar de baja densidad. | 1.5           |
| Zona recreativa de alto valor e intenso uso por el público.    | 1.5           |
| Otras áreas recreativas.                                       | 1.0           |

(\*) Valores mayores de 100 hab/ha

- b) Estimar el tiempo de concentración de la cuenca,  $t_c$ , con el apoyo del proceso descrito en la aplicación de la fórmula racional, suponiendo un tiempo de escurrimiento superficial hasta los tramos de cabecera (tiempo de entrada) de 10 o 15 minutos.

Tabla 4.8. Tipo de vialidad y periodo de retorno mínimo.

| Tipo de vialidad                                                                                        | T <sub>r</sub> en años |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------------|------------------------|
| Artería.- Autopistas urbanas y avenidas que garantizan la comunicación básica de la ciudad.             | 5.0                    |
| Distribuidora.- Vías que distribuyen el tránsito proveniente de la vialidad arterial o que la alimentan | 3.0                    |
| Local.- Avenidas y calles cuya importancia no traspasa la zona servida.                                 | 1.5                    |
| Especial.- Acceso a instalaciones de seguridad nacional y servicios públicos vitales.                   | 10.0                   |

- c) Calcular la lluvia de diseño asociada al periodo de retorno seleccionado en el paso a) y al tiempo de concentración definido en el paso b). Utilizar el procedimiento que se ha seleccionado para determinar la tormenta de diseño.
- d) Calcular el coeficiente de escurrimiento asociado a la cuenca de cada tramo utilizando las tablas 4.9 y 4.10.

Tabla 4.9 Coeficientes de escurrimiento para diferentes tipos de superficie.

| Tipo de superficie                                                                               | C           |
|--------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|
| Techos impermeables.                                                                             | 0.75 a 0.95 |
| Pavimentos de asfalto en buen estado.                                                            | 0.85 a 0.90 |
| Pavimentos empedrados o de adoquín junteados con cemento.                                        | 0.75 a 0.85 |
| Pavimentos de adoquín sin cemento.                                                               | 0.50 a 0.70 |
| Pavimento de terracerías.                                                                        | 0.25 a 0.60 |
| Superficies sin pavimentar, como patios de ferrocarril y terrenos sin construir.                 | 0.10 a 0.30 |
| Parques, jardines y prados, dependiendo de la superficie, pendiente y características del suelo. | 0.05 a 0.25 |
| Áreas boscosas, dependiendo de la pendiente y del tipo de suelo.                                 | 0.10 a 0.20 |
| Zonas urbanas densamente pobladas.                                                               | 0.70 a 0.90 |

Tabla 4.10 Coeficientes de escurrimiento para diferentes zonas.

| Zona                       | C           |
|----------------------------|-------------|
| Zonas mercantiles.         | 0.70 a 0.90 |
| Zonas comerciales.         | 0.60 a 0.85 |
| Zonas industriales.        | 0.55 a 0.80 |
| Zonas residenciales.       |             |
| Departamentos.             | 0.50 a 0.70 |
| Casas de tipo residencial. | 0.25 a 0.50 |
| Parques                    | 0.05 a 0.25 |
| Áreas no desarrolladas.    | 0.10 a 0.25 |

- e) Si el tiempo de concentración de la cuenca calculado en el paso b) es menor o igual a 30 minutos se recomienda utilizar la fórmula racional como el modelo lluvia-escurrimiento, calculando el tiempo de concentración asociado a cada tramo con el proceso descrito en b), y si el tiempo de concentración de la cuenca es mayor de 30 minutos se recomienda utilizar el método RRL.
- f) Si en el sistema existen elementos de regulación importantes (almacenamientos), será necesario dar la distribución en el tiempo de la tormenta de diseño, para lo cual se requiere elaborar un modelo de simulación.

#### 4.9.2. Diseño de colectores (red primaria)

El diseño de la red primaria o colectores de una red de alcantarillado pluvial abarca una serie de etapas cuyas características se mencionan a continuación:

- a) Determinar el periodo de retorno con el procedimiento descrito. Estimar los gastos correspondientes a cada alternativa. Si solo se trata de revisar la red, se recomienda hacerlo para periodos de retorno de 3, 5, 10 y 20 años.
- b) Estimar el tiempo de concentración, la lluvia de diseño y el coeficiente de escurrimiento correspondiente a cada subcuenca de aportación. Si el área de la cuenca es mayor de 10 km<sup>2</sup>, la lluvia de diseño se deberá afectar por el factor de reducción por área (FRA).
- c) Determinar los hidrogramas de ingreso a la red, utilizando según la información disponible, cualesquiera de los tipos de hidrogramas unita-

rios (sintético, triangular o adimensional), correspondientes a la salida de los colectores secundarios, con los procedimientos descritos.

- d) Transitar los hidrogramas por la red de colectores en estudio.

#### 4.9.3. Diseño de emisores

Los emisores, elementos básicos de una red de drenaje, requieren para su diseño de la aplicación de las acciones siguientes:

- a) Si se estudian elementos de conducción solamente, puede utilizarse un procedimiento análogo, al descrito, pero utilizando hidrogramas unitarios deducidos de simulaciones o mediciones en las descargas de la red primaria.
- b) Si el sistema en estudio está alimentado por una cuenca rural o poco urbanizada y, además, contiene vasos de regulación, los hidrogramas de ingreso se calculan con el hidrograma unitario adimensional y el tránsito de las avenidas, por los elementos de regulación, se simula utilizando un método de tránsito de avenidas en sistemas de presas interconectadas.

#### 4.9.4. Pérdidas de lluvia

Las cuencas urbanas, son aquellas cuyas condiciones se modifican con el tiempo, de manera que las características estadísticas de los escurrimientos no pueden ser determinadas directamente a partir de éstos y se tiene que recurrir a estimar:

- Primero, las características estadísticas de las tormentas;
- Segundo, mediante un modelo lluvia-escurrimiento, determinar las avenidas, suponiendo que su probabilidad de ocurrencia es idéntica a la de la tormenta utilizada para generarla.

Además, es común que no se cuente con registros adecuados de escurrimiento en el sitio de interés para determinar los parámetros necesarios para diseño y operación de obras hidráulicas.

Normalmente, los registros de lluvia son más abundantes que los de escurrimiento y además, no se afectan por cambios en la cuenca, como construcción de obras de almacenamiento y derivación, talas, urbanización, etcétera.

Por ello es conveniente contar con métodos que permitan determinar el escurrimiento en una cuenca mediante las características de la misma y la precipitación.

Las características de la cuenca se conocen por medio de planos topográficos y de uso del suelo y la precipitación se conoce a través de mediciones directas.

Los parámetros principales que intervienen en el proceso de conversión de lluvia a escurrimiento son los siguientes: área de la cuenca, altura total de precipitación, características generales de la cuenca (forma, pendiente, vegetación, etcétera); distribución de la lluvia en el tiempo, distribución espacial de la lluvia y de las características de la cuenca.

Ahora bien, debido a que la cantidad y calidad de la información disponible varía de un problema a otro y por otro lado, no siempre se requiere la misma precisión en los resultados, se han desarrollado una gran cantidad de métodos para analizar la relación lluvia-escurrimiento.

La complejidad de los métodos aumenta a medida que se toman en cuenta más de los parámetros citados. En este sentido también aumenta su precisión, pero los datos que se requieren son más y de mejor calidad.

En general, para estimar el gasto producido por lluvia sobre una cuenca, existen diferentes métodos, los cuales se clasifican en:

- *Métodos directos o empíricos.* Consideran que el escurrimiento provocado por una tormenta es función, principalmente, de las características físicas de la cuenca: ejemplo de estos métodos son el de Burkli-Ziegler, el racional y el gráfico alemán.
- *Métodos hidrológicos.* Consideran que existe una relación funcional, generalmente lineal, entre la distribución de la lluvia 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 lluvia-escurrimiento en la cuenca que se estudia, sin considerar explícitamente sus características físicas. Ejemplo de estos métodos es el Road Research Laboratory y el del Hidrograma Unitario.

#### **a) Determinación de las pérdidas.**

Muchos de los métodos empíricos y prácticamente todos los hidrológicos, relacionan la lluvia efectiva con el escurrimiento directo, por lo que para su aplicación se requiere primero la estimación de las pérdidas. Por esta razón se mencionan algunos criterios para calcular las pérdidas.

De la lluvia que cae en una cuenca al producirse una tormenta, una parte escurre superficialmente para alimentar la corriente natural o el sistema de drenaje, y la otra es interceptada por la vegetación, retenida en depresiones de terreno o se infiltra; a esta última se le denomina pérdida. En este proceso

no se toma en cuenta la evaporación, ya que el agua no permanece indefinidamente sobre la superficie.

En la práctica, los componentes de la pérdida son difíciles de separar, por lo que, para efectos de cálculo del escurrimiento en proyectos de diseño de alcantarillado pluvial, se acostumbra calcularla conjuntamente y llamar infiltración a la pérdida total.

La estimación de la pérdida se efectúa de la manera siguiente:

Si durante una tormenta se mide simultáneamente la lluvia y el escurrimiento, la pérdida se calcula como:

Pérdida = Volumen llovido – volumen de escurrimiento directo

Volumen llovido se obtiene al multiplicar el área de la cuenca por la altura (lámina) de lluvia total de la tormenta.

Volumen de escurrimiento directo, se determina al separar el escurrimiento base del hidrograma provocado por la tormenta y posteriormente calcular el volumen de escurrimiento directo.

De la definición de pérdida se puede escribir que:

$$V_p = V_{LL} - V_{ED} \quad (4.1)$$

donde  $V_p$  es el volumen de pérdidas;  $V_{LL}$  es el volumen llovido; y  $V_{ED}$  es el volumen de escurrimiento directo.

#### **b) Distribución de las pérdidas en el tiempo.**

Para evaluar la forma como se distribuyen las pérdidas en el tiempo, hay dos criterios los cuales se describen a continuación:

- *Criterio del coeficiente de escurrimiento.*

Este criterio supone que las pérdidas en cada momento son proporcionales a la intensidad de la lluvia en el mismo momento.

A la constante de proporcionalidad se le considera característica de cada cuenca hidrológica y se le denomina coeficiente de escurrimiento. Se estima con la expresión siguiente:

$$C = \frac{V_{ED}}{V_{LL}} \quad (4.2)$$

donde  $C$  es el coeficiente de escurrimiento;  $V_{ED}$  es el volumen de escurrimiento directo; y  $V_{LL}$  es el volumen llovido.

El coeficiente de escurrimiento se puede conocer haciendo mediciones directas en la cuenca urbana de estudio o bien relacionando los valores que aparecen en tablas respectivas de acuerdo con los diferentes tipos de áreas a drenar.

Este criterio es totalmente empírico y para su aplicación es necesario tener una amplia experiencia y, además, de ser posible, contar con mediciones simultáneas de lluvia y escurrimiento, que permitan tener una idea del valor del coeficiente para la zona en estudio.

- *Criterio de la capacidad de infiltración media.*

Este criterio supone que la cuenca tiene una capacidad de infiltración promedio constante durante toda la tormenta, de manera que, siempre que llueve con una intensidad menor que dicha capacidad, se infiltra todo lo que llueve y cuando llueve con una intensidad mayor que la capacidad de infiltración, la diferencia escurre.

Para determinar la capacidad de infiltración media se resta a la altura de precipitación total una lámina constante de agua por unidad de tiempo, a la cual se le llama índice de infiltración.

Según este criterio, el índice de infiltración es característico de cada cuenca e independiente de la intensidad de la lluvia y se mide en mm/h.

Aun cuando el criterio adolece de los mismos inconvenientes que el anterior, se han desarrollado metodologías más elaboradas para estimar con más precisión el índice de infiltración.

#### **4.10. Elaboración de un proyecto de alcantarillado pluvial**

La elaboración de un proyecto de alcantarillado pluvial en una zona urbana, consta de varias etapas en seguida se destacan las siguientes:

- a) Recopilación de información.
- b) Memoria descriptiva.
- c) Datos de proyecto.
- d) Trazo de la red de alcantarillado pluvial.
- e) Diseño hidráulico de la red de alcantarillado pluvial.
- f) Planos de la red de alcantarillado pluvial.
- g) Catálogo de conceptos y cantidades de obra y presupuesto.

De las etapas mencionadas ya se han descrito algunas de ellas en párrafos anteriores; ahora se describen los restantes.



#### 4.10.1. Memoria descriptiva

Deberán presentarse en forma justificada todos los elementos y datos de proyecto que contempla la información y consideraciones que se hicieron durante el proyecto para la comprensión de los trabajos constructivos del sistema de drenaje.

La memoria descriptiva deberá contener, en lo relativo a estudios previos efectuados para la elaboración del proyecto lo siguiente:

- a) Plano del sistema en uso, si lo hubiese, indicando los materiales y dimensiones de atarjeas, sentido del escurrimiento y sitio de descarga.
- b) Si hay plantas de bombeo, deberá señalarse su posición precisando las características geométricas, hidráulicas y electromecánicas, incluyendo la subestación eléctrica.
- c) Relación del estado de conservación del sistema en uso, que ha de contener las observaciones del potencial de utilización, con las indicaciones necesarias para su ampliación o mejoramiento.
- d) La planimetría y altimetría de la localidad incluyendo el trazo y perfil de colectores y emisores.
- e) Periodo económico del proyecto.
- f) Delimitación de la zonas de construcción, inmediata y futura.

El Proyecto deberá acompañarse de las tablas de cálculo hidráulico y geométrico de la red de atarjeas proyectada.

Adicionalmente, se presentarán los cálculos efectuados para obtener los elementos básicos del proyecto y su dimensionamiento.

#### 4.10.2. Planos constructivos

Los planos constructivos de la red de atarjeas, colectores y emisores deberán contener la información siguiente:

- a) Escala adecuada no mayor de 1:2, 000.
- b) Indicar en los pozos de visita las cotas del terreno y plantilla.
- c) En los tramos de tubería, indicar la longitud, la pendiente y el diámetro.
- d) Incluir la simbología, las cantidades de obra correspondiente al plano, los datos del proyecto, las notas y los croquis de localización.

En la figura 4.23 se indica la simbología convencional que se utiliza comúnmente para proyectos de alcantarillado pluvial.

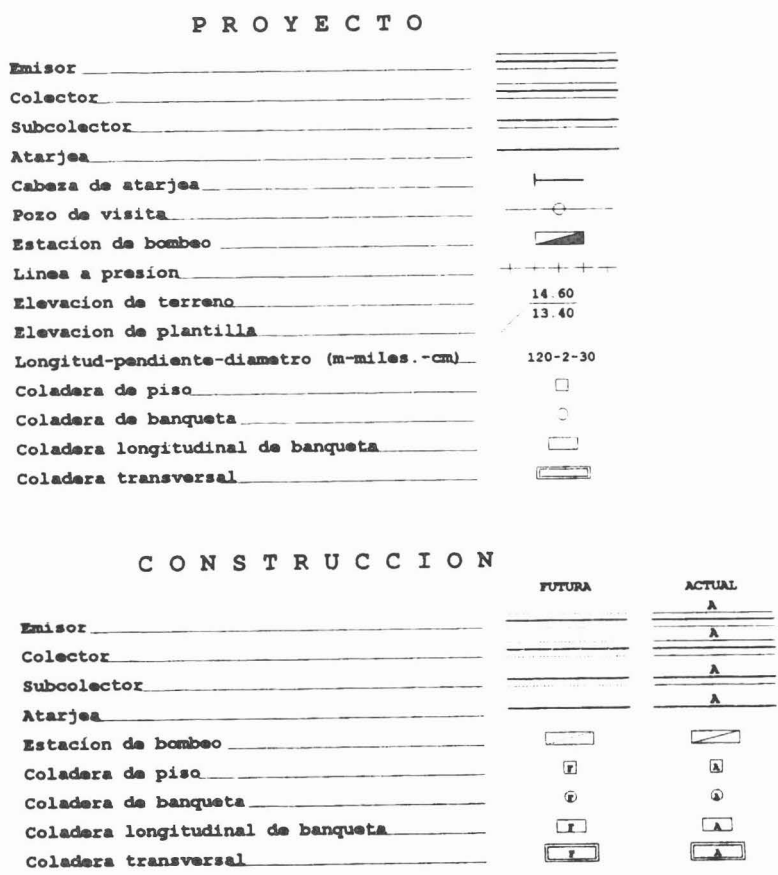


Figura 4.23. Simbología convencional para proyectos de alcantarillado pluvial.

4.10.3. Catálogo de conceptos, cantidades de obra y presupuesto

Para tener un costo estimado del proyecto se elaborará el catálogo de conceptos con precios unitarios vigentes de la Comisión Nacional del Agua (CNA), en el que se anotarán las cantidades de obra que estará de acuerdo con los planos constructivos y especificaciones del proyecto.

En el presupuesto se desglosarán los conceptos para la ejecución de la obra, a continuación se citan los más importantes:

- a) Ruptura y reposición de pavimentos.
- b) Terracerías: excavación de zanjas, plantilla, relleno de la excavación.
- c) Acarreos

- d) Suministro de la tubería.
- e) Instalación de la tubería.
- f) Pozos de visita.
- g) Brocales y tapas.
- h) Coladeras
- i) Limpieza

Estos conceptos se realizarán de acuerdo a las especificaciones generales y particulares de la construcción, las cuales debe observar el contratista.

En la tabla 4.11 se presenta un formato para el catálogo de conceptos, cantidades de obra y presupuesto, en el que se consideran los conceptos principales de obra para un sistema de alcantarillado pluvial.

## **4.11. Operación y mantenimiento de la red de alcantarillado**

### **4.11.1. Maniobras de operación**

Para que opere de manera eficiente todo sistema de alcantarillado debe contar con una política de operación, la cual debe estar de acorde con el diseño del sistema para que el funcionamiento de él sea adecuado y evitar daños tanto a la red y reducir las molestias a los usuarios.

En las políticas de operación de la red deben estar contemplados programas de mantenimiento preventivo y correctivo, así como maniobras de compuertas y bombeos en determinados sitios y horarios, esto, con el propósito de lograr que el sistema funcione de manera óptima. Los programas tienen por objeto mantener en buenas condiciones la tubería y todas las estructuras que conforman el sistema.

En todo momento se tratará que las tuberías de la red trabajen a superficie libre; sin embargo, cuando se presenten lluvias mayores a la que corresponde al periodo de diseño es de esperarse que trabajen a presión y como correspondencia se produzcan inundaciones en la zona, por ello se debe contar con las medidas necesarias para aminorar los daños y molestias que se ocasionen.

### **4.11.2. Medidas de conservación y limpieza**

Todo sistema de alcantarillado debe contar con un mantenimiento en menor o mayor grado, esto con el propósito de que el sistema funcione adecuadamente y se eviten anomalías en la época de lluvia. Además, ello ayuda a prolongar la vida útil del sistema.

Tabla 4.11. Formato tipo del catálogo de conceptos de obra.

| Nombre del Proyecto |                                                                                                                                                                            |                     |          |          |               |
|---------------------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------|----------|----------|---------------|
| Contrato No.        |                                                                                                                                                                            |                     |          |          |               |
| Sistema:            |                                                                                                                                                                            |                     |          |          |               |
| Clave               | Concepto                                                                                                                                                                   | Unidad              | Cantidad | PU<br>\$ | Importe<br>\$ |
| 1000**              | Ruptura y demolición de pavimento                                                                                                                                          | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 1001**              | Construcción de pavimento de espesor                                                                                                                                       | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 1005 01             | Limpieza y trazo en el área de trabajo                                                                                                                                     | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 10** **             | Excavación a mano para zanjas en material común, en ...                                                                                                                    |                     |          |          |               |
| 10** **             | Hasta ... m de profundidad                                                                                                                                                 | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 10** **             | Excavación con uso de explosivos para zanjas en material III, en...                                                                                                        |                     |          |          |               |
| 10** **             | Hasta ... m de profundidad                                                                                                                                                 | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 1130 0**            | Plantilla apisonada al ...% Proctor en zanjas con material producto de ...                                                                                                 | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 1131**              | Relleno de zanjas a volteo con material producto de ...                                                                                                                    | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 1131**              | Compactado al ...%, con material producto de ...                                                                                                                           | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 30** **             | Instalación de tubería de ..., de ...mm de diámetro                                                                                                                        | m                   |          |          |               |
| 30** **             | Pozos de visita tipo "...", hasta ...m de profundidad                                                                                                                      | Pozo                |          |          |               |
| 3110 00             | Brocales y tapas para los pozos de visita...                                                                                                                               |                     |          |          |               |
| 3110 01             | De concreto, fabricación e instalación en el sitio                                                                                                                         | Pza                 |          |          |               |
| 3110 0**            | De fierro fundido, instalación con tapa ciega (w = ...kg)                                                                                                                  | Pza                 |          |          |               |
| 30** **             | Incremento del precio del pozo de visita por cada 0.25 m de profundidad                                                                                                    | Inc                 |          |          |               |
| 803**               | Suministro de tubería de ..., en fabrica, de diámetro de ...cm.                                                                                                            | m                   |          |          |               |
| 9000**              | Acarreo primer km de materiales pétreos, arena, grava, materiales producto de excavación en camión de volteo, descarga a volteo en camino... o tiradero...                 | m <sup>3</sup>      |          |          |               |
| 9002**              | Acarreo km subsecuente al primero de materiales pétreos, arena, grava, materiales producto de excavación en camión de volteo, descarga a volteo en camino... o tiradero... | m <sup>3</sup> - km |          |          |               |

Tabla 4.11. Formato tipo del catálogo de conceptos de obra (continuación).

| Nombre del Proyecto                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                  |                                                                           |                      |          |          |               |
|------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------|----------------------|----------|----------|---------------|
| Contrato No.                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                         |                                                                           |                      |          |          |               |
| Sistema:                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                             |                                                                           |                      |          |          |               |
| Clave                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                | Concepto                                                                  | Unidad               | Cantidad | PU<br>\$ | Importe<br>\$ |
| 9030 00                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | Acarreos en carretilla                                                    |                      |          |          |               |
| 9030 01                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | A 20 m, incluyendo carga de material<br>producto de excavación            | m <sup>3</sup>       |          |          |               |
| 9030 02                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | En estaciones subsecuentes de 20 m, de<br>material producto de excavación | m <sup>3</sup> - est |          |          |               |
| **** **                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | Suministro e instalación de contra marco                                  | Pza                  |          |          |               |
| **** **                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                                              | Suministro e instalación de marco con<br>tapas de ...                     | Pza                  |          |          |               |
| <p>Nota: En la tabla se presentan los conceptos principales para un sistema de alcantarillado pluvial, aclarando que los asteriscos que aparecen en las claves respectivas, indican que deberán ser sustituidos por los dígitos correspondientes y completar el enunciado del concepto, para lo cual, se tienen puntos suspensivos. Asimismo, el llenado respectivo se deberá realizar de acuerdo al Catálogo General de Precios Unitarios para la Construcción de Sistemas de Agua Potable y Alcantarillado, vigente a la elaboración del Proyecto y editado por la Comisión Nacional del Agua.</p> |                                                                           |                      |          |          |               |

Esta actividad debe programarse para llevarse a cabo en la época de estiaje, que es cuando los sistemas conducen caudales pequeños y es posible revisarlos con relativa facilidad, así como detectar los daños.

En este periodo (estiaje) es de esperar que haya la presencia de sedimentos en el sistema, debido a que las velocidades son bajas y no es posible que sean arrastrados. Por esto, es necesario hacer actividades de limpieza en el sistema, para lo cual se requiere de equipo apropiado para llevar a cabo esta actividad, ya que hay tanto conducciones a cielo abierto como cerradas; siendo estas últimas la mayoría.

Para la limpieza de las conducciones cerradas se deben emplear equipos apropiados para arrastrar el sedimento. Una forma de hacerlo es remansar el agua dentro de la alcantarilla y después liberarla de manera súbita. Este proceso se logra colocando una compuerta en un extremo de la alcantarilla y al liberar el volumen remansado, éste arrastrará el sedimento hacia aguas abajo; esta onda de agua se recomienda se presente en longitudes de tubería no mayor de 150 a 200 m.

Otro sistema de limpieza es el que utiliza inyección de agua a presión ( $750 \text{ kg/cm}^2$ ), que es introducida a través de una manguera en cuyo extremo lleva una tobera; éstas tienen en su parte posterior y en forma de anillo una serie de orificios con cierto grado de inclinación ( $35^\circ$  y  $45^\circ$ ) para poder ir lanzando el agua y a la vez ir avanzando. Este sistema se utiliza en conductos con diámetro interior mayor de 23 cms.

La operación de limpieza de una tubería con este último sistema es sencilla, ya que basta con introducir por el pozo de visita el extremo de la manguera; una vez colocada la tobera adecuada, se pone en funcionamiento la bomba y comienza a avanzar, a partir de este momento, la manguera a través de la tubería, es empujada por la reacción del agua que sale a través de los orificios de la tubería, tal como se observa en la figura 4.24.

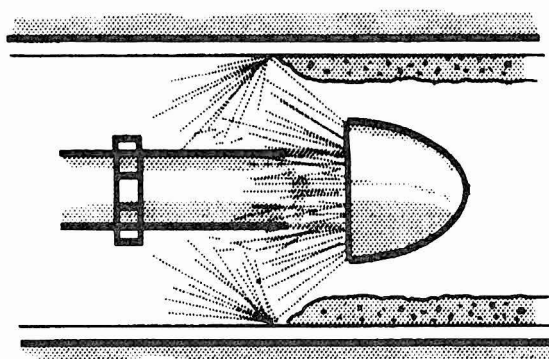
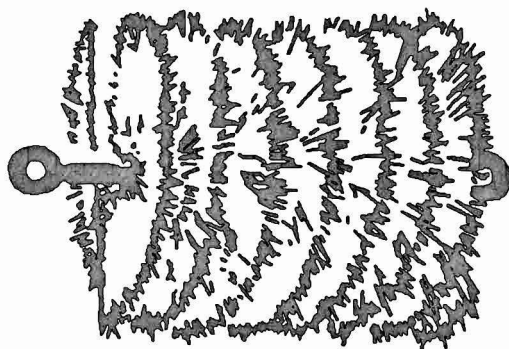


Figura 4.24. Tobera para limpieza hidrodinámica.

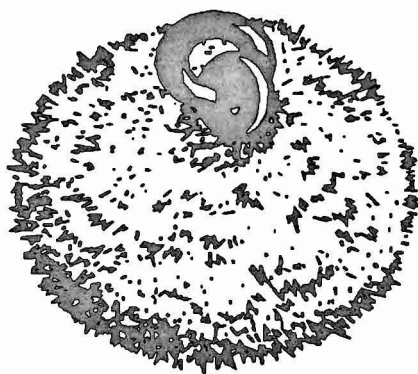
#### a) Accesorios de limpieza.

Además de la limpieza de conductos utilizando agua a presión, también se hace por medio de procedimientos manuales, los cuales consisten en el retiro de la basura o sedimento mediante dispositivos como cepillos o palas que se arrastran en el interior de la tubería en forma manual o mecánica. En las figuras 4.25 a la 4.31 se muestran algunos ejemplos de cepillos, palas y accesorios diversos.

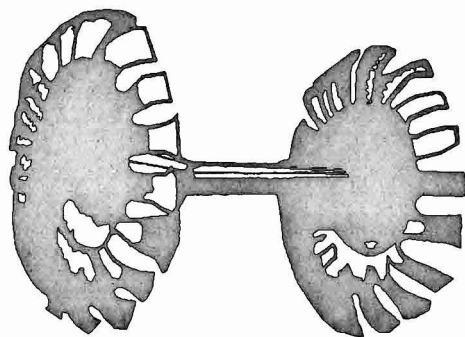
Todos los dispositivos descritos se emplean usando varillas de 0.90 m, en cuyos extremos tienen rosca y palanca para asegurar la sujeción, y dada la flexibilidad del dispositivo es posible limpiar longitudes de hasta 50 m, que es, en promedio, la distancia normal que se tiene entre pozos de visita.



*Figura 4.25. Cepillo espiral.*



*Figura 4.26. Cepillo esférico.*



*Figura 4.27. Rastrillo de hierro forjado para limpieza de muros.*

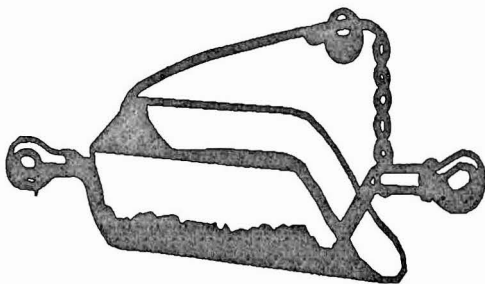


Figura 4.28. Pala depósito para limpieza de arena y fango.

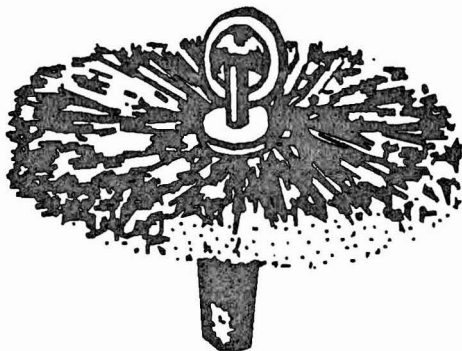


Figura 4.29. Cepillo circular.

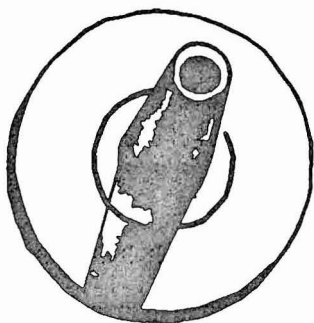
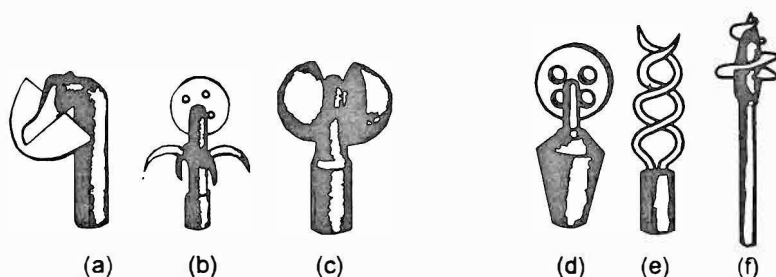


Figura 4.30. Enjuagadores de caucho.





(a) Faederas, fijas o móviles.

(c) Ruedas limpiadoras universales.

(e) Sacatrapos de doble gancho.

b) Ruedas limpiadoras simples con arpón.

(d) Ruedas limpiadoras simples.

(f) Llaves de Arquímedes.

Figura 4.31. Accesorios diversos.

Se usan también los platillos dragadores, los cuales se introducen en el registro de aguas abajo y son arrastrados aguas arriba con una cuerda en posición horizontal. Posteriormente, se tira hacia delante, se levanta el platillo y con esta operación se logra arrastrar los sedimentos. Las figuras 4.32 y 4.33 indican el proceso para desazolvar un tramo de tubería con el auxilio de los platillos dragadores.

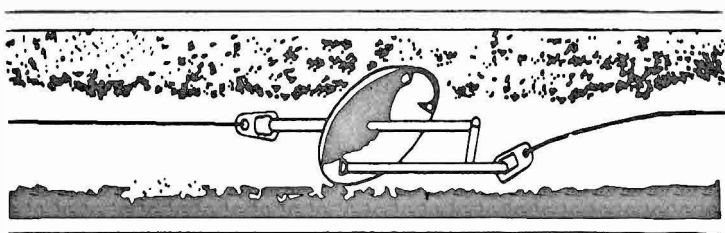


Figura 4.32. Platillos dragadores.

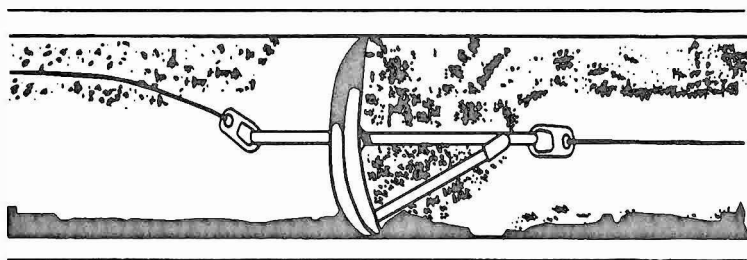


Figura 4.33. Platillos dragadores.

En este proceso se recomienda hacer la limpieza por tramos cortos, según sea la cantidad de sedimento, para no tener que retirar cargas demasiado grandes.

Sin embargo, cuando esto último llega a suceder existen equipos mecánicos como los de la figura 4.34, el cual está formado por dos dispositivos mecánicos que arrastran dentro de la tubería, una pala que va recolectando la basura y sedimento, la cual es extraída al final. Otros equipos de sondas y su correspondiente sistema de trabajo pueden verse en las figuras 4.35 y 4.36.

Además, si la forma de conducción lo permite, pueden emplearse rastrillos, escobas de fibras metálicas y compuertas móviles en las que la presión del agua remansada actúa de motor y el estrechamiento regulable, situado aguas abajo, permite producir un chorro suficiente para provocar el arrastre del sedimento.

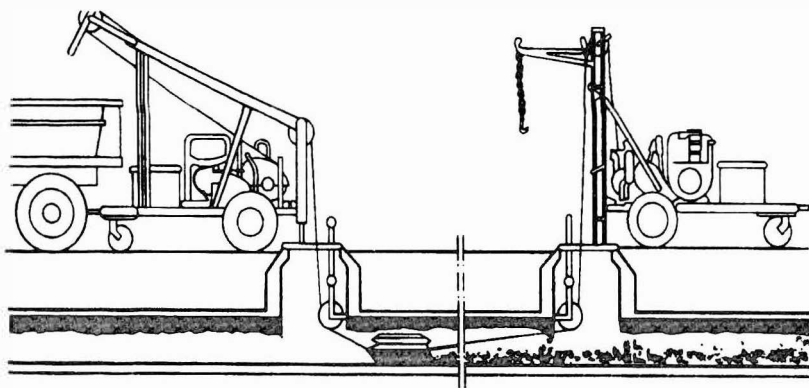


Figura 4.34. Extracción de sedimento en un tramo de tubería.

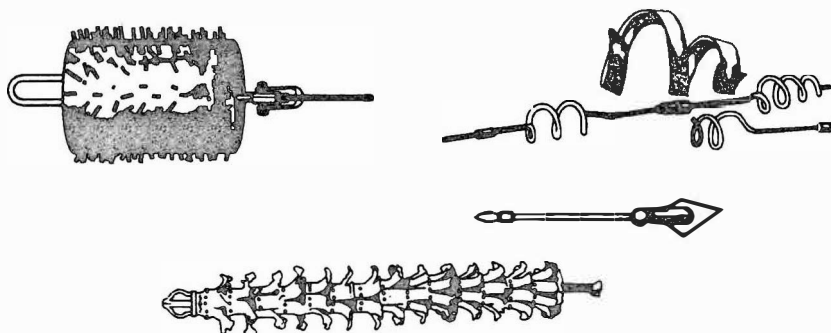


Figura 4.35. Tipos de sondas.

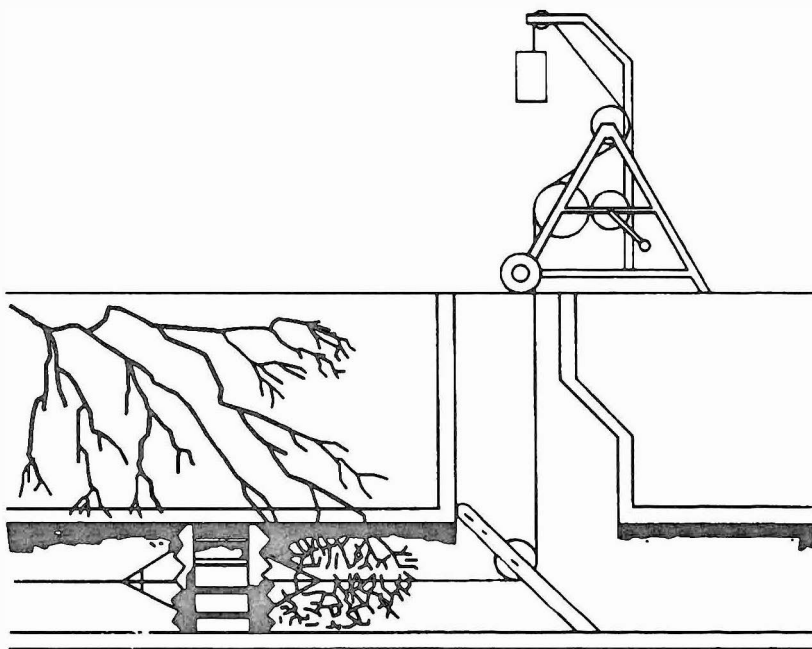


Figura 4.36. Aparato corta raíces

**b) Limpieza de coladeras.**

Si las coladeras están conectadas al alcantarillado y no tienen cámaras de arena no es necesario limpiarlas; cuando se cuenta con cámara de arena es necesario revisar ésta de forma periódica y retirar la arena; esta acción puede hacerse de forma manual utilizando cucharas de varios tipos y añadiendo agua para la remoción de sedimento.

Sin embargo, la tendencia actual es hacerlo con máquinas provistas de dispositivos de absorción, previa inyección de agua y mediante bombeo al vacío.

Los aparatos modernos más usados para esta clase de operaciones son los camiones de operación con alto poder de succión, capaces de retirar adoquines y elementos similares en volumen y peso.

En general, el material retirado de las alcantarillas deberá ser depositado en un lugar donde no provoque problemas o bien ser tratado para su deposición final.

***c) Sistema de control.***

Para conocer el estado que guarda una tubería, en la cual no se puede hacer una inspección visual directa, se utilizan sistemas de televisión con circuito cerrado. De esta manera es posible elaborar un diagnóstico acerca de la situación del alcantarillado.

***d) Conservación y reparación del sistema de alcantarillado.***

Es difícil establecer lineamientos que indiquen cuando efectuar reparaciones en un sistema, ya que estas pueden ir desde la simple reposición de una tapa de pozo de visita, hasta la reconstrucción de un tramo de alcantarilla. En esta última situación el daño puede haber sido producido por un sismo, una avenida extraordinaria u algún otro evento.

Para hacer la reparación de las tuberías rotas, es necesario levantar el pavimento para sustituir los tramos dañados y en el caso en que solo se tengan agrietamientos estos pueden ser reparados utilizando equipo especial que inyecte concreto o alguna resina en la zona dañada.

***e) Problemas más importantes en la operación de un sistema.***

Los problemas de mantenimiento de una red de alcantarillado pluvial son numerosos, describiendo a continuación los más importantes.

***1. Problemas imputables a la red.***

- Corrosión en los elementos metálicos dentro de la red como, por ejemplo, los equipos de bombeo, compuertas, peldaños de los pozos de registro, etcétera. La falla de estos últimos es la causa de accidentes graves para el personal que hace labores de inspección.
- Insuficiencia de la capacidad del colector o del alcantarillado. El funcionamiento a presión hace trabajar las juntas en condiciones superiores a las normales provocando fugas de agua hacia el exterior. A veces, llegan a provocar que las tapas salten de los registros, generando un serio problema. Igualmente si los conductos entran en carga se puede producir la rotura de bóvedas y dar origen a la formación de socavones bajo el pavimento.
- Los cierres hidráulicos originados en cambios de sección con disposición errónea, así como en la intersección de dos alcantarillas, generan sobreelevaciones de agua, aguas arriba y llegan a producir inundaciones.

- Erosiones en tramos de tuberías debido a que el flujo lleva una excesiva velocidad del agua, producida por una pendiente inadecuada.
- Sedimentaciones importantes, que obligan a realizar limpiezas más periódicas, debido al empleo de pendientes muy reducidas.
- Pérdida de agua por usar juntas inadecuadas.
- Filtración de agua exterior a través de juntas inadecuadas.

## 2. *Causas externas.*

- Rotura de los conductos por la penetración de raíces.
- Rotura de los conductos por sobrecargas excesivas, mala colocación del conducto o paso de maquinaria o equipo muy pesado sobre ellas.
- Asentamientos provocados por otras construcciones próximas.
- Perforación por pilotajes o roturas producidas por excavaciones para otro tipo de obras.
- Utilización de pozos de registros como vertedores de residuos sólidos. Comúnmente con este tipo de acción, se generan obstrucciones y sedimentaciones y en consecuencia se disminuye la capacidad de los conductos.
- Acción sobre los colectores de otros servicios integrados en el subsuelo, como son, por ejemplo, los servicios de abastecimiento de agua potable, gas, electricidad, teléfono, etcétera, y que muchas veces llegan a cruzar los colectores disminuyendo su capacidad real.
- La interferencia de los colectores con tuberías de gas o cables de alta tensión constituyen un serio problema para el personal de la red de saneamiento, habiendo sido ello origen de importantes accidentes.
- Ataque exterior hacia la tubería por agresividad del terreno o existencia de corrientes.
- Ataque interior hacia los conductos por vertidos de ácidos, gases, productos corrosivos o diferentes elementos que por reacción se transforman en sustancias corrosivas a los conductos. Debe prestarse atención a las descargas de las industrias químicas, fotográficas, de recubrimientos metálicos, garajes, estaciones de servicio, etcétera.
- Agresividad bacteriana sobre el hormigón, como es el caso de la formación de sulfuro de hidrógeno.
- Conexiones defectuosas, que muchas veces obstruyen la red de alcantarillado, disminuyendo la capacidad y, por tanto, impiden el desarrollo satisfactorio de un mantenimiento normal.

### 3. *Acciones preventivas.*

La solución a los problemas anteriores está en la adopción de acciones como las siguientes:

- Control de la construcción de la red
- Control de vertidos o descargas
- Seguridad del personal
- En la construcción de redes de alcantarillado, se deberá cumplir con la Norma Oficial Mexicana NOM-001-CNA-1996.
- El control de vertidos quedará garantizado con la implantación y cumplimiento adecuado de un reglamento, el cual facilitará la operación de la red, la seguridad del personal, la garantía de funcionamiento correcto de la depuradora y la garantía de que se limpiará y se dará mantenimiento a toda la red.
- El problema de los vertidos industriales es muy grave, debe tenerse en cuenta sus efectos sobre el personal y considerando, por otro lado, que se trata de personal experimentado no fácil de sustituir.
- La seguridad del personal y la comodidad para realizar su trabajo son premisas imprescindibles en todo proyecto y funcionamiento de una red de saneamiento. No puede admitirse, como actualmente se hace, que el personal vaya sin caretas antigas, equipos especiales, etcétera.

#### **4.11.3. Acciones para una operación eficiente**

Para que un sistema de alcantarillado funcione de manera eficiente se deben tomar en cuenta las acciones siguientes:

- a) Que la velocidad del flujo en las tuberías se encuentre dentro del rango de velocidad mínima y máxima permisibles.
- b) Que el sistema tenga un programa de mantenimiento preventivo y correctivo con el fin de mantener las tuberías libres de basura o roturas.
- c) Contar con políticas de operación para el gasto base.
- d) Contar con políticas de operación para un gasto mayor al de diseño.
- e) Respetar las políticas de operación.

## 4.12. Glosario de términos

**Agua pluvial.** Es el agua producto de la lluvia o precipitación que escurre sobre la superficie del terreno.

**Alcantarilla.** Estructura que conduce una corriente a través del terraplén de un camino o vialidad. También se les llama así a los sumideros o bocas de tormentas y a la tubería que conforman una red para evacuar aguas residuales y pluviales.

**Área de aportación.** Superficie de una cuenca o parte de la misma que aporta cierto volumen de agua pluvial hacia una estructura o conducto.

**Área propia.** Superficie inmediata al tramo de una tubería o estructura de la red donde se capta la agua pluvial que llega por escurrimiento sobre la superficie al correspondiente tramo de tubería o estructura.

**Atarjea.** Tubería o conducto normalmente cerrado que funciona usualmente con sección parcialmente llena, es decir, a superficie libre y se destina a la conducción del agua residual, pluvial o ambas.

**Boca de tormenta.** Estructura que capta el agua pluvial que escurre en la superficie del terreno y la conducen al interior del sistema de drenaje. Este tipo de estructura se clasifican en coladeras de piso, de banqueta, de piso y banqueta, longitudinales de banqueta y transversales de piso.

**Cabeza de atarjea.** Es un pozo de visita donde se inicia un conducto o atarjea y que no posee algún otro que descargue a él.

**Colector.** Conducto que recibe la aportación de uno o más subcolectores.

**Cuenca.** Extensión de tierra donde la lluvia que cae sobre la misma escurre y se drena hacia un mismo punto de salida.

**Cuneta.** Canalización hecha en forma longitudinal a las calles y caminos en la parte extrema de su sección con el fin de captar y conducir las aguas que escurren superficialmente en calles y caminos, hacia conductos o estructuras destinados a su desalojo.

**Desarenador.** Depósito construido en canales y otras estructuras hidráulicas que retiene el agua durante un breve periodo al reducir su velocidad, con objeto de que se depositen la mayor parte de los sólidos suspendidos que contiene el agua.

**Emisor.** Conducto que recibe el agua pluvial de la red de colectores y la lleva al punto de descarga o vertido. Se caracteriza por no tener otras conexiones durante su trayecto.

**Pendiente transversal.** Inclinação que se les da a las vialidades hacia sus costados para facilitar el escurrimiento del agua de lluvia hacia las cunetas y estructuras de captación.

**Pluviógrafo.** Aparato o dispositivo que permite registrar las variación de las cantidades de lluvia con respecto al tiempo. El aparato esta formado por un recipien-

te 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.

**Pozo caja.** Estructura especial de concreto reforzado que se coloca en la tubería cuando su diámetro es mayor de 91 cm, y su chimenea es igual a la de los pozos de visita.

**Pozo con caída.** Estructura que permite efectuar en su interior los cambios bruscos de nivel del agua conducida por las tuberías de la red. Se construye en terrenos con altas pendientes a fin de no sobrepasar las velocidades máximas y también en el caso de realizar descargas a subcolectores o colectores profundos.

**Pozo de visita.** Estructura que se emplea como medio de acceso para la inspección y limpieza de las atarjeas y colectores. Además se utiliza para hacer cambios en la dirección del flujo, en el diámetro de las tuberías y en su pendiente, así como para la conexión de atarjeas y colectores.

**Presa rompepicos.** Estructura hidráulica diseñada para suavizar el pico de las avenidas, almacenando por un tiempo cierto volumen de escurrimiento y permitiendo su salida de forma gradual.

**Regulador de caudal.** Dispositivo hidráulico cuya función es regular el gasto total o parcial de las aguas vertidas de una tubería a otra.

**Sifón invertido.** Se le denomina así a un arreglo de pozos y tubería que trabajan a presión para conducir el agua vertida por uno de los pozos, denominado como de descenso y el otro pozo hacia donde fluye el agua llamado de ascenso. El arreglo así formado hace posible la conducción del agua por debajo de obstáculos, manteniendo los niveles y las velocidades existentes en la tubería antes del sifón.

**Sistema de alcantarillado pluvial.** Es el conjunto de conductos y estructuras complementarias de conexión, operación y mantenimiento que permiten desalojar el agua de lluvia desde su captación en las calles, patios y otras superficies impermeables, hasta su descarga en las corrientes naturales.

**Subcolector.** Es el conducto que recibe las aguas provenientes de la tubería denominada red de atarjeas.

## Referencias

CNA, Comisión Nacional del Agua (2000). *Manual de diseño de agua potable. Alcantarillado y Saneamiento*, Subdirección General Técnica, Gerencia de Ingeniería Básica y Normas Técnicas, México.





\_\_\_\_\_

*Journal of Management Education* 36(7) 809–827



© 2006 The Authors  
Journal compilation © 2006 Blackwell Publishing Ltd

|                                                 |                                                                                                       |
|-------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Ubicación de la zona urbana:                    | Cuenca del Valle de México.                                                                           |
| Coordenadas del centroide:                      | 19° 30' latitud norte y 99° 00' longitud oeste.                                                       |
| Longitudes y áreas de aportación de cada tramo: | Véase la tabla 5.1.                                                                                   |
| Tormenta de diseño:                             | Utilizar el método de regionalización de lluvias máximas definido para la Cuenca del Valle de México. |
| Periodo de retorno:                             | 3 años.                                                                                               |
| Coefficiente de escurrimiento:                  | 0.65                                                                                                  |
| Pendiente de los colectores:                    | 0.002                                                                                                 |

*Tabla 5.1. Áreas y longitudes de la red de alcantarillado.*

| Tramo | Longitud,<br>en m | Área,<br>en ha |
|-------|-------------------|----------------|
| a     | 225               | 1.525          |
| b     | 118               | 0.855          |
| c     | 225               | 2.950          |
| d     | 132               | 0.756          |
| e     | 225               | 3.225          |
| f     | 143               | 0.800          |
| g     | 225               | 2.950          |
| h     | 110               | 0.825          |
| i     | 225               | 3.150          |
| j     | 138               | 0.845          |
| k     | 225               | 1.400          |

### 5.1.1. Cálculos preliminares

#### 1. Lluvia de diseño

La red de alcantarillado se encuentra localizada en la Cuenca del Valle de México; se utilizará el método de regionalización de lluvias máximas, definido en el capítulo 2.

- a) Ubicando las coordenadas del centroide de la cuenca urbana en la figura 2.5, del capítulo 2, se obtiene:

$$P_{5 \text{ años}, 30 \text{ min}} = 21 \text{ mm}$$

- b) Para pasar del periodo de retorno base  $T_r = 5$  años al periodo de retorno de 3 años se aplica el factor de ajuste por periodo de retorno definido por:

$$F_3 = 0.583 + 0.26 \ln(T_r)$$

$$F_3 = 0.583 + 0.26 \ln(3) = 0.8686$$

$$F_3 = 0.8686$$

La altura de lluvia asociada a un periodo de retorno de 3 años y una duración de 30 minutos es igual a:

$$P_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}} = 21(0.8686) = 18.24 \text{ mm}$$

$$P_{3 \text{ años}, 30 \text{ min}} = 18.24 \text{ mm}$$

- c) La lluvia efectiva, la que produce el escurrimiento directo, es igual al producto de la lluvia total por el coeficiente de escurrimiento:

$$P_{e(3 \text{ años}, 30 \text{ min})} = 18.24(0.65) = 11.86 \text{ mm}$$

$$P_{e(3 \text{ años}, 30 \text{ min})} = 11.86 \text{ mm}$$

## 2. Cálculo de la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento

La regulación del hidrograma virtual de entrada en el sistema de drenaje se define a través de la curva volumen de almacenamiento (V)-gasto de descarga ( $Q_D$ ) de cada uno de los tramos de tubería, aspecto por el cual será necesario estimar este tipo de curva para los tramos de tubería que integran la red de alcantarillado.

Ahora bien, para el caso específico de los tramos de cabecera, que tienen una longitud de 225 m y que, por no tener aportaciones aguas arriba, se diseñan con un diámetro de 30 cm y una pendiente de  $S = 0.002$ .

La curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento se estima con el proceso descrito en el capítulo 3; en la tabla 5.2 se sintetiza el procedimiento de cálculo.

Tabla 5.2. Curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos de cabecera

| (1)<br>$y/d_0$ | (2)<br>$A$ , en<br>$m^2$ | (3)<br>$R_H$ , en<br>$m$ | (4)<br>$v$ , en<br>$m/s$ | (5)<br>$Q$ , en<br>$m^3/s$ | (6)<br>$S$ , en<br>$m^3$ |
|----------------|--------------------------|--------------------------|--------------------------|----------------------------|--------------------------|
| 0              | 0                        | 0                        | 0                        | 0                          | 0                        |
| 1/4            | 0.014                    | 0.044                    | 0.429                    | 0.006                      | 3.108                    |
| 2/4            | 0.035                    | 0.075                    | 0.612                    | 0.022                      | 7.952                    |
| 3/4            | 0.057                    | 0.091                    | 0.694                    | 0.039                      | 12.794                   |
| 1              | 0.071                    | 0.075                    | 0.612                    | 0.043                      | 15.904                   |

Los valores de las columnas (1), (2) y (3) se calculan con el apoyo de los valores de la tabla 5.3 (Chow, 2005), la cual describe las características de los elementos geométricos para conductos de sección circular.

Ahora bien, para ilustrar el cálculo de las áreas y radios hidráulicos para diferentes relaciones de  $y/d_0$ , supongamos un colector de un diámetro de 30 cm. y como se ilustra en el diagrama siguiente ( $y$ ) es igual al tirante, mientras que ( $d_0$ ) es igual al diámetro del colector.

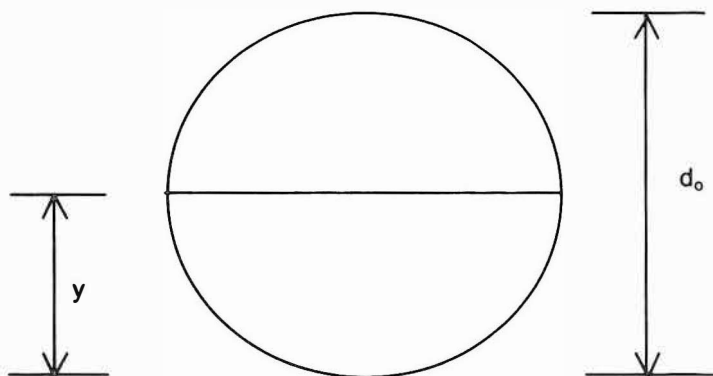


Tabla 5.3. Elementos geométricos para conductos de sección circular.

## Apéndice A. Elementos geométricos de secciones de canales circulares

 $d_0$  = diámetro $R$  = radio hidráulico $y$  = profundidad de flujo $T$  = ancho superficial $A$  = área mojada $D$  = profundidad hidráulica $P$  = perímetro mojado $Z = A \sqrt{D}$  = factor de sección  
para el cálculo de flujo crítico

| $\frac{y}{d_0}$ | $\frac{A}{d_0^3}$ | $\frac{P}{d_0}$ | $\frac{R}{d_0}$ | $\frac{T}{d_0}$ | $\frac{D}{d_0}$ | $\frac{Z}{d_0^{3/2}}$ | $\frac{AR^{3/2}}{d_0^{5/2}}$ |
|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------------|------------------------------|
| 0.01            | 0.0013            | 0.2003          | 0.0066          | 0.1990          | 0.0066          | 0.0001                | 0.0000                       |
| 0.02            | 0.0037            | 0.2838          | 0.0132          | 0.2800          | 0.0134          | 0.0004                | 0.0002                       |
| 0.03            | 0.0069            | 0.3482          | 0.0197          | 0.3412          | 0.0202          | 0.0010                | 0.0005                       |
| 0.04            | 0.0105            | 0.4027          | 0.0262          | 0.3919          | 0.0268          | 0.0017                | 0.0009                       |
| 0.05            | 0.0147            | 0.4510          | 0.0326          | 0.4359          | 0.0336          | 0.0027                | 0.0015                       |
| 0.06            | 0.0192            | 0.4949          | 0.0389          | 0.4750          | 0.0406          | 0.0039                | 0.0022                       |
| 0.07            | 0.0242            | 0.5355          | 0.0451          | 0.5103          | 0.0474          | 0.0053                | 0.0031                       |
| 0.08            | 0.0294            | 0.5735          | 0.0513          | 0.5426          | 0.0542          | 0.0069                | 0.0040                       |
| 0.09            | 0.0350            | 0.6094          | 0.0574          | 0.5724          | 0.0612          | 0.0087                | 0.0052                       |
| 0.10            | 0.0409            | 0.6435          | 0.0635          | 0.6000          | 0.0682          | 0.0107                | 0.0065                       |
| 0.11            | 0.0470            | 0.6761          | 0.0695          | 0.6258          | 0.0752          | 0.0129                | 0.0079                       |
| 0.12            | 0.0534            | 0.7075          | 0.0754          | 0.6499          | 0.0822          | 0.0153                | 0.0095                       |
| 0.13            | 0.0600            | 0.7377          | 0.0813          | 0.6726          | 0.0892          | 0.0179                | 0.0113                       |
| 0.14            | 0.0668            | 0.7670          | 0.0871          | 0.6940          | 0.0964          | 0.0217                | 0.0131                       |
| 0.15            | 0.0739            | 0.7954          | 0.0929          | 0.7141          | 0.1034          | 0.0238                | 0.0152                       |
| 0.16            | 0.0811            | 0.8230          | 0.0986          | 0.7332          | 0.1106          | 0.0270                | 0.0173                       |
| 0.17            | 0.0885            | 0.8500          | 0.1042          | 0.7513          | 0.1178          | 0.0304                | 0.0196                       |
| 0.18            | 0.0961            | 0.8763          | 0.1097          | 0.7684          | 0.1252          | 0.0339                | 0.0220                       |
| 0.19            | 0.1039            | 0.9020          | 0.1152          | 0.7846          | 0.1324          | 0.0378                | 0.0247                       |
| 0.20            | 0.1118            | 0.9273          | 0.1206          | 0.8000          | 0.1398          | 0.0418                | 0.0273                       |
| 0.21            | 0.1199            | 0.9521          | 0.1259          | 0.8146          | 0.1472          | 0.0460                | 0.0301                       |
| 0.22            | 0.1281            | 0.9764          | 0.1312          | 0.8285          | 0.1546          | 0.0503                | 0.0333                       |
| 0.23            | 0.1365            | 1.0003          | 0.1364          | 0.8417          | 0.1622          | 0.0549                | 0.0359                       |
| 0.24            | 0.1449            | 1.0239          | 0.1416          | 0.8542          | 0.1696          | 0.0597                | 0.0394                       |
| 0.25            | 0.1535            | 1.0472          | 0.1466          | 0.8660          | 0.1774          | 0.0646                | 0.0427                       |
| 0.26            | 0.1623            | 1.0701          | 0.1516          | 0.8773          | 0.1850          | 0.0697                | 0.0464                       |
| 0.27            | 0.1711            | 1.0928          | 0.1566          | 0.8879          | 0.1926          | 0.0751                | 0.0497                       |
| 0.28            | 0.1800            | 1.1152          | 0.1614          | 0.8980          | 0.2004          | 0.0805                | 0.0536                       |
| 0.29            | 0.1890            | 1.1373          | 0.1662          | 0.9075          | 0.2084          | 0.0862                | 0.0571                       |
| 0.30            | 0.1982            | 1.1593          | 0.1709          | 0.9165          | 0.2162          | 0.0921                | 0.0610                       |

Tabla 5.3. Elementos geométricos para conductos de sección circular (continuación)

## Apéndice A. Elementos geométricos de secciones de canales circulares (continuación)

| $\frac{y}{d_0}$ | $\frac{A}{d_0^2}$ | $\frac{P}{d_0}$ | $\frac{R}{d_0}$ | $\frac{T}{d_0}$ | $\frac{D}{d_0}$ | $\frac{Z}{d_0^{2.5}}$ | $\frac{AR^{3/2}}{d_0^{9/2}}$ |
|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------------|------------------------------|
| 0.31            | 0.2074            | 1.1810          | 0.1755          | 0.9250          | 0.2242          | 0.0981                | 0.0650                       |
| 0.32            | 0.2167            | 1.2025          | 0.1801          | 0.9330          | 0.2322          | 0.1044                | 0.0690                       |
| 0.33            | 0.2260            | 1.2239          | 0.1848          | 0.9404          | 0.2404          | 0.1107                | 0.0736                       |
| 0.34            | 0.2355            | 1.2451          | 0.1891          | 0.9474          | 0.2486          | 0.1172                | 0.0776                       |
| 0.35            | 0.2450            | 1.2661          | 0.1935          | 0.9539          | 0.2568          | 0.1241                | 0.0820                       |
| 0.36            | 0.2546            | 1.2870          | 0.1978          | 0.9600          | 0.2652          | 0.1310                | 0.0864                       |
| 0.37            | 0.2642            | 1.3078          | 0.2020          | 0.9656          | 0.2736          | 0.1381                | 0.0909                       |
| 0.38            | 0.2739            | 1.3284          | 0.2061          | 0.9708          | 0.2822          | 0.1453                | 0.0955                       |
| 0.39            | 0.2836            | 1.3490          | 0.2102          | 0.9755          | 0.2908          | 0.1528                | 0.1020                       |
| 0.40            | 0.2934            | 1.3694          | 0.2142          | 0.9798          | 0.2994          | 0.1603                | 0.1050                       |
| 0.41            | 0.3032            | 1.3898          | 0.2181          | 0.9837          | 0.3082          | 0.1682                | 0.1100                       |
| 0.42            | 0.3132            | 1.4101          | 0.2220          | 0.9871          | 0.3172          | 0.1761                | 0.1147                       |
| 0.43            | 0.3229            | 1.4303          | 0.2257          | 0.9902          | 0.3262          | 0.1844                | 0.1196                       |
| 0.44            | 0.3328            | 1.4505          | 0.2294          | 0.9928          | 0.3352          | 0.1927                | 0.1245                       |
| 0.45            | 0.3428            | 1.4706          | 0.2331          | 0.9950          | 0.3446          | 0.2011                | 0.1298                       |
| 0.46            | 0.3527            | 1.4907          | 0.2366          | 0.9968          | 0.3538          | 0.2098                | 0.1348                       |
| 0.47            | 0.3627            | 1.5108          | 0.2400          | 0.9982          | 0.3634          | 0.2186                | 0.1401                       |
| 0.48            | 0.3727            | 1.5308          | 0.2434          | 0.9992          | 0.3730          | 0.2275                | 0.1452                       |
| 0.49            | 0.3827            | 1.5508          | 0.2467          | 0.9998          | 0.3828          | 0.2366                | 0.1505                       |
| 0.50            | 0.3927            | 1.5708          | 0.2500          | 1.0000          | 0.3928          | 0.2459                | 0.1558                       |
| 0.51            | 0.4027            | 1.5908          | 0.2531          | 0.9998          | 0.4028          | 0.2553                | 0.1610                       |
| 0.52            | 0.4127            | 1.6108          | 0.2561          | 0.9992          | 0.4130          | 0.2650                | 0.1664                       |
| 0.53            | 0.4227            | 1.6308          | 0.2591          | 0.9982          | 0.4234          | 0.2748                | 0.1715                       |
| 0.54            | 0.4327            | 1.6509          | 0.2620          | 0.9968          | 0.4340          | 0.2848                | 0.1772                       |
| 0.55            | 0.4426            | 1.6710          | 0.2649          | 0.9950          | 0.4448          | 0.2949                | 0.1825                       |
| 0.56            | 0.4526            | 1.6911          | 0.2676          | 0.9928          | 0.4558          | 0.3051                | 0.1878                       |
| 0.57            | 0.4625            | 1.7113          | 0.2703          | 0.9902          | 0.4670          | 0.3158                | 0.1933                       |
| 0.58            | 0.4723            | 1.7315          | 0.2728          | 0.9871          | 0.4786          | 0.3263                | 0.1987                       |
| 0.59            | 0.4822            | 1.7518          | 0.2753          | 0.9837          | 0.4902          | 0.3373                | 0.2041                       |
| 0.60            | 0.4920            | 1.7722          | 0.2776          | 0.9798          | 0.5022          | 0.3484                | 0.2092                       |
| 0.61            | 0.5018            | 1.7926          | 0.2797          | 0.9755          | 0.5144          | 0.3560                | 0.2146                       |
| 0.62            | 0.5115            | 1.8132          | 0.2818          | 0.9708          | 0.5270          | 0.3710                | 0.2199                       |
| 0.63            | 0.5212            | 1.8338          | 0.2839          | 0.9656          | 0.5398          | 0.3830                | 0.2252                       |
| 0.64            | 0.5308            | 1.8546          | 0.2860          | 0.9600          | 0.5530          | 0.3945                | 0.2302                       |
| 0.65            | 0.5404            | 1.8755          | 0.2881          | 0.9539          | 0.5666          | 0.4066                | 0.2358                       |

Tabla 5.3. Elementos geométricos para conductos de sección circular (continuación)

## Apéndice A. Elementos geométricos de secciones de canales circulares (continuación)

| $\frac{y}{d_0}$ | $\frac{A}{d_0^2}$ | $\frac{P}{d_0}$ | $\frac{R}{d_0}$ | $\frac{T}{d_0}$ | $\frac{D}{d_0}$ | $\frac{Z}{d_0^{3/2}}$ | $\frac{AR^{3/2}}{d_0^{5/2}}$ |
|-----------------|-------------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------------|------------------------------|
| 0.66            | 0.5499            | 1.8965          | 0.2899          | 0.9474          | 0.5804          | 0.4188                | 0.2407                       |
| 0.67            | 0.5594            | 1.9177          | 0.2917          | 0.9404          | 0.5948          | 0.4309                | 0.2460                       |
| 0.68            | 0.5687            | 1.9391          | 0.2935          | 0.9330          | 0.6096          | 0.4437                | 0.2510                       |
| 0.69            | 0.5780            | 1.9606          | 0.2950          | 0.9250          | 0.6250          | 0.4566                | 0.2560                       |
| 0.70            | 0.5872            | 1.9823          | 0.2962          | 0.9165          | 0.6408          | 0.4694                | 0.2608                       |
| 0.71            | 0.5964            | 2.0042          | 0.2973          | 0.9075          | 0.6572          | 0.4831                | 0.2653                       |
| 0.72            | 0.6054            | 2.0264          | 0.2984          | 0.8980          | 0.6742          | 0.4964                | 0.2702                       |
| 0.73            | 0.6143            | 2.0488          | 0.2995          | 0.8879          | 0.6918          | 0.5100                | 0.2751                       |
| 0.74            | 0.6231            | 2.0714          | 0.3006          | 0.8773          | 0.7104          | 0.5248                | 0.2794                       |
| 0.75            | 0.6318            | 2.0944          | 0.3017          | 0.8660          | 0.7296          | 0.5392                | 0.2840                       |
| 0.76            | 0.6404            | 2.1176          | 0.3025          | 0.8542          | 0.7498          | 0.5540                | 0.2888                       |
| 0.77            | 0.6489            | 2.1412          | 0.3032          | 0.8417          | 0.7710          | 0.5695                | 0.2930                       |
| 0.78            | 0.6573            | 2.1652          | 0.3037          | 0.8285          | 0.7934          | 0.5850                | 0.2969                       |
| 0.79            | 0.6655            | 2.1895          | 0.3040          | 0.8146          | 0.8170          | 0.6011                | 0.3008                       |
| 0.80            | 0.6736            | 2.2143          | 0.3042          | 0.8000          | 0.8420          | 0.6177                | 0.3045                       |
| 0.81            | 0.6815            | 2.2395          | 0.3044          | 0.7846          | 0.8686          | 0.6347                | 0.3082                       |
| 0.82            | 0.6893            | 2.2653          | 0.3043          | 0.7684          | 0.8970          | 0.6524                | 0.3118                       |
| 0.83            | 0.6969            | 2.2916          | 0.3041          | 0.7513          | 0.9276          | 0.6707                | 0.3151                       |
| 0.84            | 0.7043            | 2.3186          | 0.3038          | 0.7332          | 0.9606          | 0.6897                | 0.3182                       |
| 0.85            | 0.7115            | 2.3462          | 0.3033          | 0.7141          | 0.9964          | 0.7098                | 0.3212                       |
| 0.86            | 0.7186            | 2.3746          | 0.3026          | 0.6940          | 1.0354          | 0.7307                | 0.3240                       |
| 0.87            | 0.7254            | 2.4038          | 0.3017          | 0.6726          | 1.0784          | 0.7528                | 0.3264                       |
| 0.88            | 0.7320            | 2.4341          | 0.3008          | 0.6499          | 1.1264          | 0.7754                | 0.3286                       |
| 0.89            | 0.7380            | 2.4655          | 0.2996          | 0.6258          | 1.1800          | 0.8016                | 0.3307                       |
| 0.90            | 0.7445            | 2.4981          | 0.2980          | 0.6000          | 1.2408          | 0.8285                | 0.3324                       |
| 0.91            | 0.7504            | 2.5322          | 0.2963          | 0.5724          | 1.3110          | 0.8586                | 0.3336                       |
| 0.92            | 0.7560            | 2.5681          | 0.2944          | 0.5426          | 1.3932          | 0.8917                | 0.3345                       |
| 0.93            | 0.7612            | 2.6061          | 0.2922          | 0.5103          | 1.4918          | 0.9292                | 0.3350                       |
| 0.94            | 0.7662            | 2.6467          | 0.2896          | 0.4750          | 1.6130          | 0.9725                | 0.3353                       |
| 0.95            | 0.7707            | 2.6906          | 0.2864          | 0.4359          | 1.7682          | 1.0242                | 0.3349                       |
| 0.96            | 0.7749            | 2.7389          | 0.2830          | 0.3919          | 1.9770          | 1.0888                | 0.3340                       |
| 0.97            | 0.7785            | 2.7934          | 0.2787          | 0.3412          | 2.2820          | 1.1752                | 0.3322                       |
| 0.98            | 0.7816            | 2.8578          | 0.2735          | 0.2800          | 2.7916          | 1.3050                | 0.3291                       |
| 0.99            | 0.7841            | 2.9412          | 0.2665          | 0.1990          | 3.9400          | 1.5554                | 0.3248                       |
| 1.00            | 0.7854            | 3.1416          | 0.2500          | 0.0000          | $\infty$        | $\infty$              | 0.3117                       |



El área (A) para una relación equivalente a  $y/d_o = 0.5$ , de un colector de 30 cm de diámetro, se determina con el proceso que se indica a continuación.

Con el apoyo de la tabla 5.3 (Chow, 2005) se obtiene:

$$0.3927 = \frac{A}{d_o^2}$$

$$A = (0.30)^2 (0.3927) = 0.035 \text{ m}^2$$

El radio hidráulico ( $R=R_H$ ) para una relación de  $y/d_o = 0.5$ , de un colector de 30 cm de diámetro, se determina con el proceso indicado a continuación.

Con el apoyo de la tabla 5.3 (Chow, 2005) se obtiene:

$$0.2500 = \frac{R}{d_o}$$

$$R = (0.2500) (0.30) = 0.075 \text{ m}$$

Los valores de la columna (4) se determinan con la ecuación de Manning definida por:

$$v = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.013} (0.075)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 0.612 \text{ m/s}$$

$$v = \frac{1}{n} R_H^{2/3} S^{1/2} \quad , \text{ y para } y/d_o = 0.5$$

Los valores de la columna (5) se estiman con la ecuación de continuidad definida por:

$$Q = Av \quad , \text{ y para } y/d_o = 0.5$$

$$Q = (0.035)(0.612) = 0.022 \text{ m}^3/\text{s}$$

Los valores de la columna (6), volúmenes de almacenamiento, se calculan con la expresión:

$$S = A L, \text{ y para } y/d_o = 0.5$$

$$S = (0.035) (225) = 7.952 \text{ m}^3$$

En la figura 5.2 se muestra la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los colectores cabecera que integran la red de drenaje pluvial.

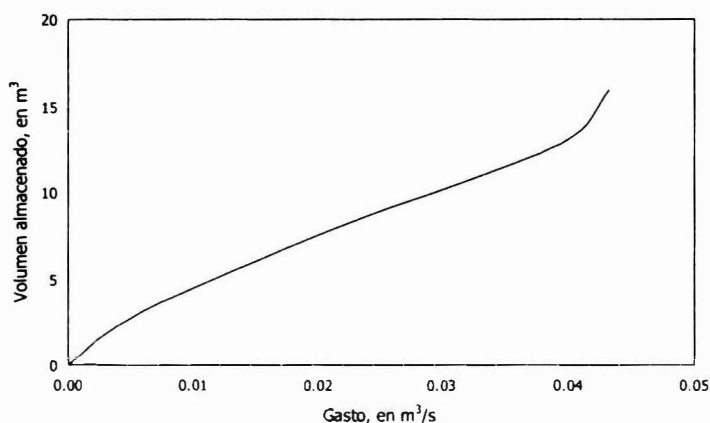
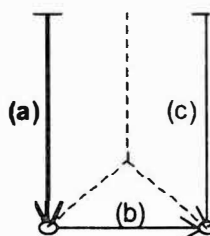


Figura 5.2. Curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento.

### 5.1.2. Diseño de los tramos

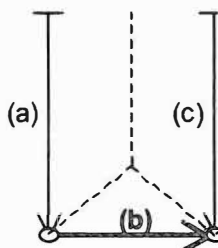
#### 1. Diseño del tramo (a)



El tramo (a), como todos los de cabecera, se consideran con área de aportación nula, es decir no tienen aportaciones aguas arriba, por lo que se diseñan con el diámetro mínimo (30 cm) y una pendiente de 0.002.

En conclusión, se obtiene:  $D_a = 0.30 \text{ m}$      $S_a = 0.002$

#### 2. Diseño del tramo (b)



El tramo (b) recibe del tramo (a) un área de 1.525 ha en un tiempo de 10 min (tiempo de entrada) y la figura 5.3 indica el comportamiento de la curva tiempo-área

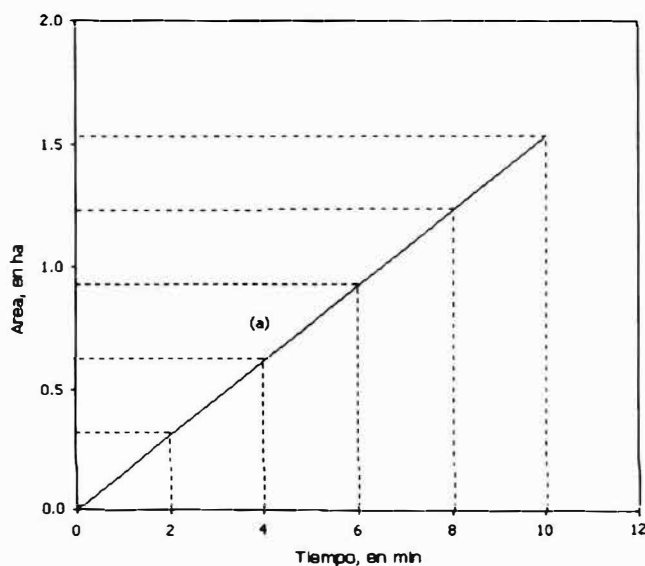


Figura 5.3. Curva tiempo-área.

Ahora bien, dividiendo el tiempo en cinco intervalos constantes de 2 minutos, se procede a determinar, con el apoyo de la figura 5.3, los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos. La tabla 5.4 indica los resultados obtenidos para las duraciones de 2, 4, 6, 8 y 10 minutos respectivamente.

Tabla 5.4. Valores de tiempo-área parcial.

| d, en min | Área acumulada, en ha | Incremento de área, en ha |
|-----------|-----------------------|---------------------------|
| 0         | 0                     | 0                         |
| 2         | 0.305                 | 0.305                     |
| 4         | 0.610                 | 0.305                     |
| 6         | 0.915                 | 0.305                     |
| 8         | 1.220                 | 0.305                     |
| 10        | 1.525                 | 0.305                     |

La altura de lluvia efectiva para el tiempo de concentración de 10 min, según el método de regionalización de lluvias máximas es igual a:

$$P_{e(3 \text{ años}, 10 \text{ min})} = P_{e(3 \text{ años}, 30 \text{ min})} (F_1)$$

$$P_{e(3 \text{ años}, 30 \text{ min})}$$

donde es la altura de lluvia efectiva asociada a un periodo de retorno de 3 años y una duración de 30 minutos; y  $F_1$  es el factor de ajuste asociado a una duración de 10 minutos.

El valor del factor de ajuste asociado a una duración de 10 minutos es:

$$F_1 = 0.27 + 2.11d - 1.52d^2 + 0.37d^3$$

donde  $F_1$  es el factor de ajuste asociado a cortas duraciones; y  $d$  es la duración de la lluvia, en h.

Sustituyendo valores se obtiene:

$$F_1 = 0.27 + 2.11(0.16666) - 1.52(0.16666)^2 + 0.37(0.16666)^3 = 0.581$$

La altura de lluvia efectiva es igual a:

$$P_{e(3 \text{ años}, 10 \text{ min})} = (11.86) (0.581) = 6.9 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se obtiene distribuyendo el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 2 minutos, a partir de la configuración indicada en la figura 5.4.

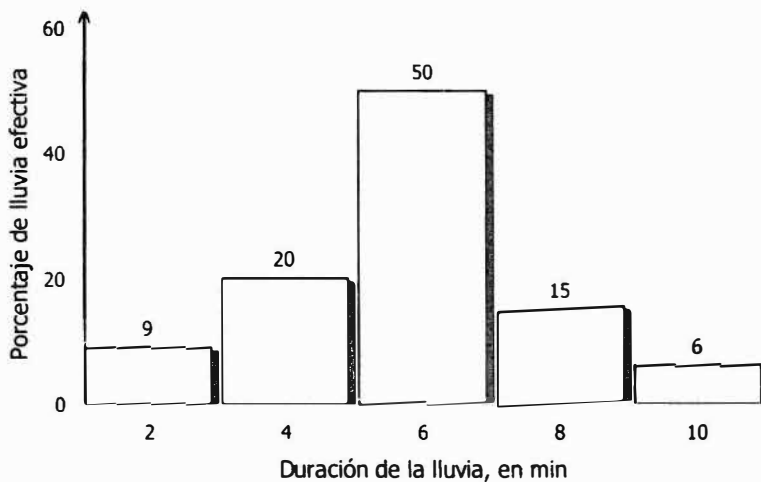


Figura 5.4. Hietograma de la lluvia de diseño.

Los valores de la lluvia efectiva para cada intervalo son:

$$P_1 = (6.90) (0.09) = 0.62 \text{ mm}$$

$$P_2 = (6.90) (0.20) = 1.38 \text{ mm}$$

$$P_3 = (6.90) (0.50) = 3.45 \text{ mm}$$

$$P_4 = (6.90) (0.15) = 1.04 \text{ mm}$$

$$P_5 = (6.90) (0.06) = 0.41 \text{ mm}$$

---

|       |         |
|-------|---------|
| Total | 6.90 mm |
|-------|---------|

En la fase siguiente se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con el sistema de ecuaciones que se ha definido para el método del RRL, estipuladas por:

$$q_1 = 0$$

$$q_2 = (A_1 P_1)(1/\Delta t)$$

$$q_3 = (A_1 P_2 + A_2 P_1)(1/\Delta t)$$

(5.1)

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

Ahora bien, en esta aplicación se utilizó el procedimiento sintetizado en la tabla 5.5.

Tabla 5.5. Hidrograma virtual de entrada.

|           |          | Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 2 min, en ha |                         |                         |                         |                         |                         |
|-----------|----------|----------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| t, en min | P, en mm | A <sub>1</sub><br>0.305                                                                      | A <sub>2</sub><br>0.305 | A <sub>3</sub><br>0.305 | A <sub>4</sub><br>0.305 | A <sub>5</sub><br>0.305 | q, en m <sup>3</sup> /s |
| 0         | 0        | 0                                                                                            |                         |                         |                         |                         | 0.0000                  |
| 2         | 0.62     | 0.189                                                                                        | 0                       |                         |                         |                         | 0.0158                  |
| 4         | 1.38     | 0.421                                                                                        | 0.189                   | 0                       |                         |                         | 0.0508                  |
| 6         | 3.45     | 1.052                                                                                        | 0.421                   | 0.189                   | 0                       |                         | 0.1385                  |
| 8         | 1.04     | 0.317                                                                                        | 1.052                   | 0.421                   | 0.189                   | 0                       | 0.1650                  |
| 10        | 0.41     | 0.125                                                                                        | 0.317                   | 1.052                   | 0.421                   | 0.189                   | <b>0.1754</b>           |
| 12        | 0        | 0                                                                                            | 0.125                   | 0.317                   | 1.052                   | 0.421                   | 0.1596                  |
| 14        |          |                                                                                              | 0                       | 0.125                   | 0.317                   | 1.052                   | 0.1245                  |
| 16        |          |                                                                                              |                         | 0                       | 0.125                   | 0.317                   | 0.0369                  |
| 18        |          |                                                                                              |                         |                         | 0                       | 0.125                   | 0.0104                  |
| 20        |          |                                                                                              |                         |                         |                         | 0                       | 0.0000                  |

Con el apoyo de la curva gastos de descarga-volúmenes de almacenamiento de los tramos de cabecera sintetizada en la tabla 5.2, se procedió a determinar curva que relaciona el gasto de descarga  $Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ , requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector (b).

La tabla 5.6 contiene los datos obtenidos, mientras que en la figura 5.5 se muestra la gráfica que asocia el gasto de descarga  $Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ .

Tabla 5.6. Curva gastos de descarga  $Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ .

| $Q\Delta t/2 + S$ , en $m^3$ | $Q$ , en $m^3/s$ |
|------------------------------|------------------|
| 0                            | 0                |
| 3.464                        | 0.006            |
| 9.250                        | 0.022            |
| 15.160                       | 0.039            |
| 18.500                       | 0.043            |

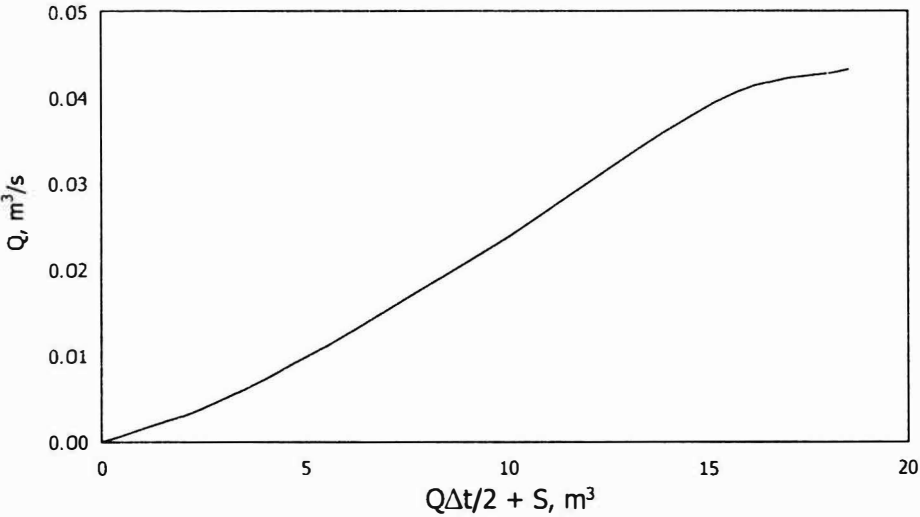


Figura 5.5. Curva  $Q - Q\Delta t/2 + S$ .

Ahora bien, para facilitar el proceso que se aplica en el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.6 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. Previo análisis de sensibilidad con diferentes tipos de curvas, se eliminó el último dato de la tabla 5.6, ya que se obtiene un resultado más preciso. En la figura 5.6 se indica el resultado.

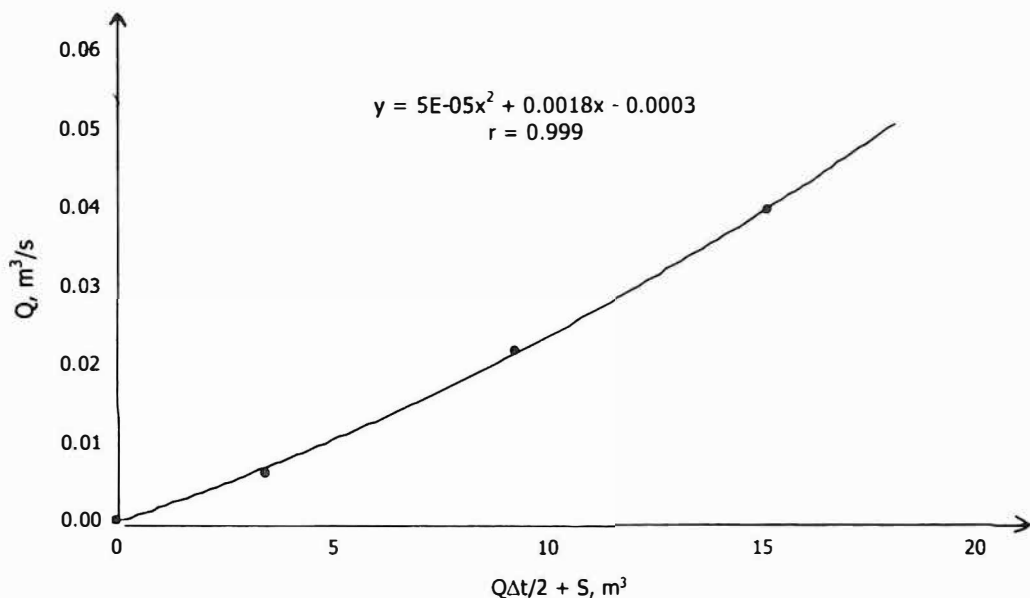


Figura 5.6. Curva de ajuste entre los datos  $Q - Q\Delta t/2 + S$ .

A continuación se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (b), con el apoyo de la ecuación (3.26) del capítulo 3, representada por la expresión:

$$\frac{\Delta t}{2} (q_j + q_{j-1} - Q_{j-1}) + S_{j-1} = Q_j \frac{\Delta t}{2} + S_j \quad (5.2)$$

donde  $q_j$  y  $q_{j-1}$  son los gastos del hidrograma virtual de entrada en los tiempos  $j$  y  $j-1$ ;  $Q_j$  y  $Q_{j-1}$  son los gastos de descarga en los tiempos  $j$  y  $j-1$ ; y  $S_j$  y  $S_{j-1}$  son los volúmenes almacenados en los tiempos  $j$  y  $j-1$ ; y  $\Delta t$  es el incremento de tiempo.

Ahora bien, para ilustrar el proceso de cálculo a continuación se indican las estimaciones realizadas para los primeros intervalos:

a) Para  $j = 1$ , la ecuación (5.2) se expresa como:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_1 + q_0 - Q_0) + S_0 = Q_1 \frac{\Delta t}{2} + S_1 \quad (5.3)$$

donde  $q_0 = 0$ ;  $q_1 = 0.0158 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $S_0 = 0$ ;  $Q_0 = 0$ ; y  $\Delta t = 2 \text{ min}$ .

Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (5.3) se tiene:

$$Q_1 \frac{\Delta t}{2} + S_1 = \frac{2(60)}{2} (0 + 0.0158 - 0) + 0 = 60(0.0158) = 0.9455 \quad (5.4)$$

$$Q_1 \frac{\Delta t}{2} + S_1 = 0.9455 \text{ m}^3$$

Por su parte se ha determinado un polinomio que asocia los valores de la curva que relaciona el gasto de descarga  $Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ , definida por la expresión:

$$y = 5E - 05x^2 + 0.0018x - 0.0003 \quad (5.5)$$

donde  $y = Q$ ;  $x = Q \frac{\Delta t}{2} + S$

Sustituyendo el valor de (5.4) en la ecuación (5.5), se obtiene el valor de  $Q_1$ :

$$Q_1 = 0.00005(0.9455)^2 + 0.0018(0.9455) - 0.0003 = 0.0014 \quad (5.6)$$

$$Q_1 = 0.0014 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Finalmente con el auxilio de la expresión (5.4) se calcula el valor de  $S_1$ , efectuando las transformaciones siguientes.

$$S_1 = 0.9455 - Q_1 \frac{\Delta t}{2} = 0.9455 - 0.0014 \frac{(2)60}{2} = 0.8587 \quad (5.7)$$

$$S_1 = 0.8587 \text{ m}^3$$

b) Para  $j = 2$ , la ecuación (5.2) es igual a:

$$\frac{\Delta t}{2}(q_2 + q_1 - Q_1) + S_1 = Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 \quad (5.8)$$

donde  $q_1 = 0.0158 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $q_2 = 0.0508 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $Q_1 = 0.0014 \text{ m}^3/\text{s}$ ;  $S_1 = 0.8587 \text{ m}^3$ ; y  $\Delta t = 2 \text{ min}$ .



Sustituyendo los valores anteriores en la ecuación (5.8) se obtiene:

$$Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 = \frac{(2)60}{2} (0.0508 + 0.0158 - 0.0014) + 0.8587 = 4.7674 \quad (5.9)$$

$$Q_2 \frac{\Delta t}{2} + S_2 = 4.7674 \text{ m}^3$$

El valor anterior se sustituye en la ecuación (5.5) y se obtiene:

$$Q_2 = 0.00005(4.7674)^2 + 0.0018(4.7674) - 0.0003 = 0.0094 \quad (5.10)$$

$$Q_2 = 0.0094 \text{ m}^3 / \text{s}$$

Con el apoyo de la expresión (5.9) se obtiene:

$$S_2 = 4.7674 - Q_2 \frac{\Delta t}{2} = 4.7674 - (0.0094) \frac{(2)60}{2} = 4.2023 \text{ m}^3 \quad (5.11)$$

$$S_2 = 4.2023 \text{ m}^3$$

Ahora bien, se toman otros valores de  $j$  y se procede a determinar el hidrograma de salida con el procedimiento descrito arriba.

La tabla 5.7 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras en la figura 5.7 se muestra de forma conjunta los hidrogramas virtuales de entrada y de salida obtenidos para el colector (b).

Tabla 5.7. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

| $j$ | $t$ , en<br>min | $q$ , en<br>$\text{m}^3/\text{s}$ | $x$<br>$(Q_j \Delta t/2 + S_j)$ , en<br>$\text{m}^3$ | $y$<br>$Q_j$ , en<br>$\text{m}^3/\text{s}$ | $S_j$ , en<br>$\text{m}^3$ |
|-----|-----------------|-----------------------------------|------------------------------------------------------|--------------------------------------------|----------------------------|
| 1   | 2               | 0.0158                            | 0.9455                                               | 0.0014                                     | 0.8587                     |
| 2   | 4               | 0.0508                            | 4.7674                                               | 0.0094                                     | 4.2023                     |
| 3   | 6               | 0.1385                            | 14.9985                                              | 0.0379                                     | 12.7218                    |
| 4   | 8               | 0.1650                            | 28.6536                                              | 0.0923                                     | 23.1139                    |
| 5   | 10              | <b>0.1754</b>                     | 37.9940                                              | 0.1403                                     | 29.5780                    |
| 6   | 12              | 0.1596                            | 41.2615                                              | <b>0.1591</b>                              | 31.7157                    |
| 7   | 14              | 0.1245                            | 39.2195                                              | 0.1472                                     | 30.3873                    |
| 8   | 16              | 0.0369                            | 31.2388                                              | 0.1047                                     | 24.9554                    |
| 9   | 18              | 0.0104                            | 21.5085                                              | 0.0615                                     | 17.8158                    |
| 10  | 20              | 0.0000                            | 14.7482                                              | 0.0371                                     | 12.5209                    |

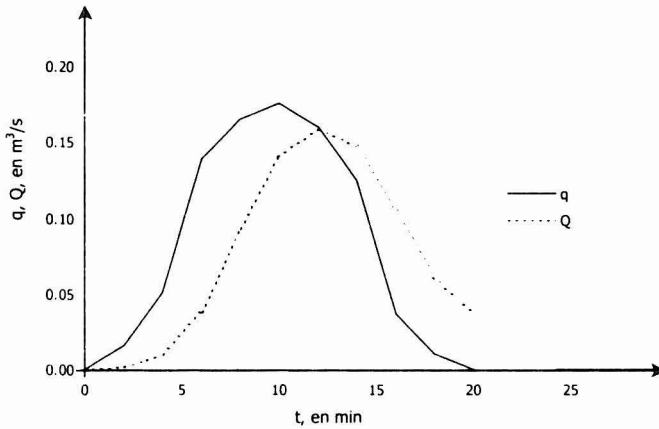


Figura 5.7. Hidrogramas virtuales de entrada y de salida obtenido para el colector (b)

De acuerdo con la figura 5.7 se deduce que el gasto máximo se redujo de 0.1754 a 0.1591 m³/s, es decir, el gasto de diseño del colector (b) será de 0.1591 m³/s. Si se considera un coeficiente de fricción de  $n = 0.013$  y una pendiente de  $S = 0.002$ , el diámetro del colector (b) resulta ser de:

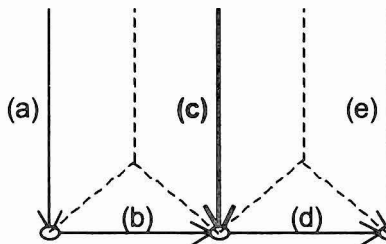
$$D = \left[ \frac{3.21nQ}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[ \frac{(3.21)(0.013)(0.1591)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 0.49$$

$$D = 0.49 \text{ m}$$

El gasto de diseño obtenido para el colector (b) equivalente a 0.1591 m³/s, puede drenarse con un diámetro  $D = 0.49$  m; sin embargo, comercialmente de diámetro será de  $D_b = 0.61$  m

Finalmente se obtiene:  $D_b = 0.61 \text{ m}$   $S_b = 0.002$

### 3. Diseño del tramo (c)

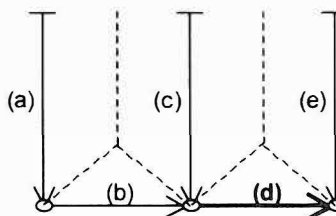


Por ser tramo de cabecera, carece de área de aportación, y por consiguiente:

$$D_c = 0.30 \text{ m}$$

$$S_c = 0.002$$

#### 4. Diseño del tramo (d)



El tramo (d) recibe de forma simultánea la aportación de las áreas de los tramos (b) y (c), en un tiempo de 10 min. Asimismo, recibe la aportación de 1.525 ha del tramo (a), que comienza a ingresar con un retraso de 2.0 min.

El tiempo de retraso es igual al tiempo de traslado a través del tramo (b), estimado con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (5.12)$$

donde  $t_t$  es el tiempo de traslado a través del tramo, en h;  $l$  es la longitud del tramo (b), en m; y  $v$  es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector (b) se calcula con la ecuación de Manning (Chow, 1964), suponiendo que en el colector el flujo sea uniforme, a partir de la expresión:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (5.13)$$

donde  $v$  es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s;  $n$  es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector;  $R_h$  es el radio hidráulico de la sección, en m;  $S$  es la pendiente del conducto. El radio hidráulico ( $R_h$ ) se calcula para la condición de tubo o canal lleno.

Ahora bien, para el tramo (b) se tienen los datos siguientes:

$$l = 118 \text{ m}, \quad D_b = 0.61 \text{ m}, \quad S_b = 0.002, \quad R_h = 0.61/4 = 0.1525 \text{ m}, \quad n = 0.013$$

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación (5.13) se obtiene:

$$v = \frac{1}{0.013} (0.1525)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 0.982 \text{ m/s}$$

$$v = 0.982 \text{ m/s}$$
(5.14)

El tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{118}{0.982} = 120.17 \text{ s} = 120.17 / 60 = 2.0 \text{ min}$$

$$t_t = 2.0 \text{ min}$$
(5.15)

En la fase siguiente se determina la curva tiempo-área para el tramo (d), en la cual los tramos (b) y (c) tienen un tiempo de entrada de 10 min y la suma del área de ambos tramos es de 3.805 ha.

Asimismo, el tramo (a) tiene un tiempo de entrada de 10 min, una aportación de 1.525 ha y un tiempo de retraso de 2.0 min. En la figura 5.8 se indica el resultado obtenido.

Por su parte, dividiendo el tiempo total en cinco intervalos constantes de 2.4 minutos, se procede a determinar, con el apoyo de la figura 5.8, los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos definidos.

La tabla 5.8 contiene los resultados obtenidos para el tramo (d), para los tiempos de 2.4, 4.8, 7.2, 9.6 y 12.0 minutos, respectivamente.

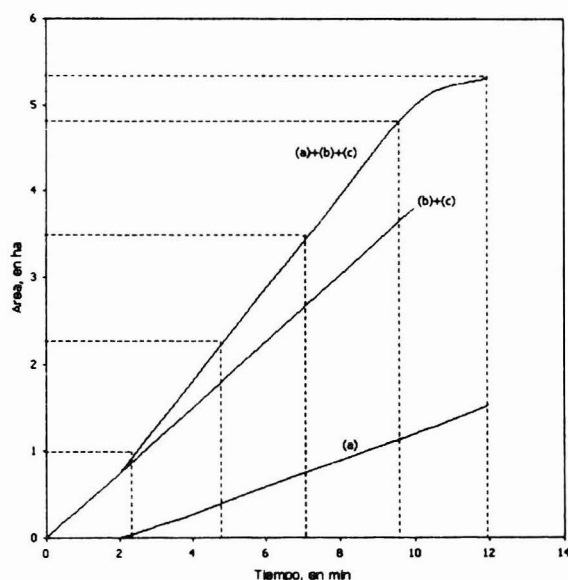


Figura 5.8. Curva tiempo-área tramo (d).

Tabla 5.8. Valores de tiempo-área.

| d, en min | Area acumulada,<br>en ha | Incremento de área,<br>en ha |
|-----------|--------------------------|------------------------------|
| 0         | 0                        | 0                            |
| 2.4       | 0.950                    | 0.950                        |
| 4.8       | 2.225                    | 1.275                        |
| 7.2       | 3.500                    | 1.275                        |
| 9.6       | 4.775                    | 1.275                        |
| 12.0      | 5.330                    | 0.555                        |

La altura de lluvia efectiva para un tiempo de concentración de 12.0 min, según el método de regionalización de lluvias máximas es igual a:

$$P_{e(3 \text{ años}, 12 \text{ min})} = (11.86) (0.634) = 7.52 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se obtiene distribuyendo el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 2.42 minutos, a partir de los porcentajes definidos por la configuración de la figura 5.4. Se obtienen los valores siguientes:

$$P_1 = (7.52) (0.09) = 0.68 \text{ mm}$$

$$P_2 = (7.52) (0.20) = 1.50 \text{ mm}$$

$$P_3 = (7.52) (0.50) = 3.76 \text{ mm}$$

$$P_4 = (7.52) (0.15) = 1.13 \text{ mm}$$

$$P_5 = (7.52) (0.06) = 0.45 \text{ mm}$$

---

|       |         |
|-------|---------|
| Total | 7.52 mm |
|-------|---------|

Posteriormente se calculan las ordenadas del hidrograma virtual de entrada con el sistema de ecuaciones que se han definido para el método del Road Research Laboratory (RRL). Sin embargo, en esta aplicación se utilizó el procedimiento que se sintetiza en la tabla 5.9.

Tabla 5.9. Hidrograma virtual de entrada.

|           |       | Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 2.40 min, en ha |             |             |             |             |                      |
|-----------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------|-------------|-------------|-------------|----------------------|
| t, en min | P, mm | A1<br>0.950                                                                                     | A2<br>1.275 | A3<br>1.275 | A4<br>1.275 | A5<br>0.555 | q, m <sup>3</sup> /s |
| 0         | 0     | 0                                                                                               |             |             |             |             | 0.0000               |
| 2.40      | 0.68  | 0.646                                                                                           | 0           |             |             |             | 0.0449               |
| 4.80      | 1.50  | 1.425                                                                                           | 0.867       | 0           |             |             | 0.1592               |
| 7.20      | 3.76  | 3.572                                                                                           | 1.913       | 0.867       | 0           |             | 0.4411               |
| 9.60      | 1.13  | 1.074                                                                                           | 4.794       | 1.913       | 0.867       | 0           | 0.6005               |
| 12.00     | 0.45  | 0.428                                                                                           | 1.441       | 4.794       | 1.913       | 0.377       | <b>0.6217</b>        |
| 14.40     | 0     | 0                                                                                               | 0.574       | 1.441       | 4.794       | 0.833       | 0.5306               |
| 16.80     |       |                                                                                                 | 0           | 0.574       | 1.441       | 2.087       | 0.2848               |
| 19.20     |       |                                                                                                 |             | 0           | 0.574       | 0.627       | 0.0834               |
| 21.60     |       |                                                                                                 |             |             | 0           | 0.250       | 0.0173               |
| 24.00     |       |                                                                                                 |             |             |             | 0           | 0.0000               |

A continuación se construye la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento, considerando que el volumen se almacena en los tramos (a), (b) y (c), pero que el gasto de ingreso al tramo (d), únicamente es el que descargan los tramos (b) y (c).

Con este tipo de consideraciones se estimaron los datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b) y (c); en la tabla 5.10 se indican los resultados para los tramos analizados.

Tabla 5.10. Datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b) y (c).

| (1)<br>y/do | (2)<br>Gasto de<br>b+c, en m <sup>3</sup> /s | (3)<br>Volumen de<br>a+b+c, en m <sup>3</sup> |
|-------------|----------------------------------------------|-----------------------------------------------|
| 0           | 0                                            | 0                                             |
| 1/4         | 0.045                                        | 12.957                                        |
| 2/4         | 0.165                                        | 33.147                                        |
| 3/4         | 0.301                                        | 53.329                                        |
| 1           | 0.330                                        | 66.294                                        |

Con los datos de los gastos de descarga-volumenes de almacenamiento, sintetizados en la tabla 5.10, se define la curva que relaciona el gasto de descarga

$Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ , requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector. En la tabla 5.11 y en la figura 5.9 se observan los resultados.

Tabla 5.11. Curva gasto de descarga  $Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ .

| $Q$ , en $m^3/s$ | $Q\Delta t/2 + S$ , en $m^3$ |
|------------------|------------------------------|
| 0                | 0                            |
| 0.045            | 16.213                       |
| 0.165            | 45.036                       |
| 0.301            | 75.011                       |
| 0.330            | 90.073                       |

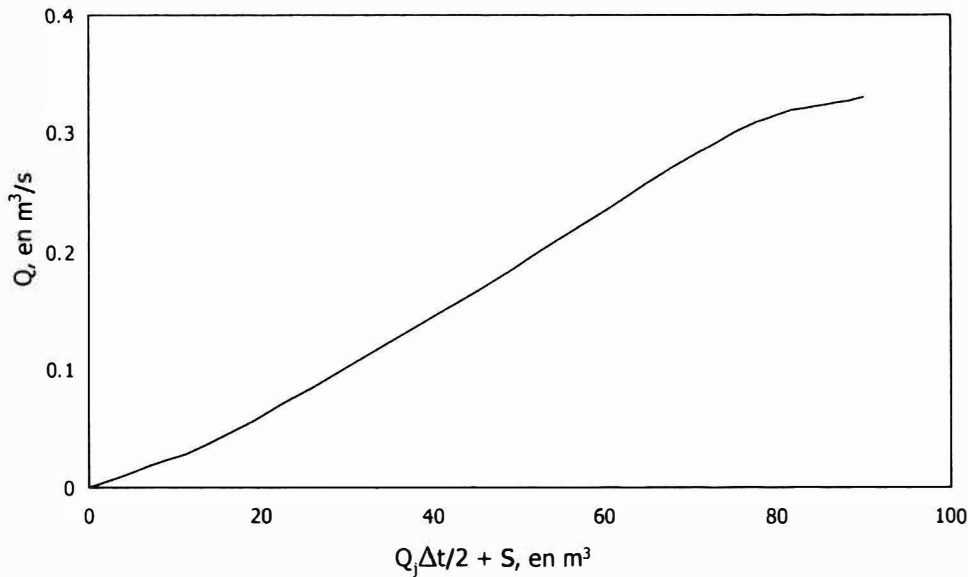


Figura 5.9. Curva  $Q - Q\Delta t/2 + S$ .

No obstante, para facilitar el proceso que se utiliza para realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.11 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. En la figura 5.10 se muestra el resultado.

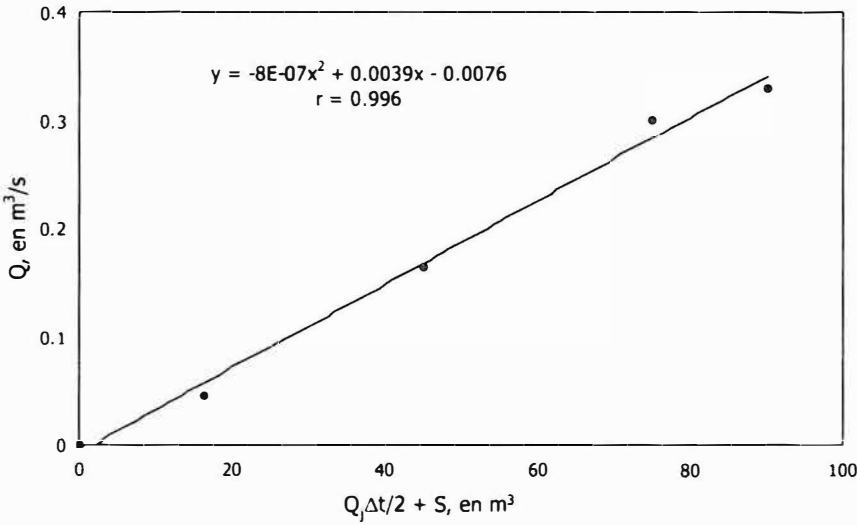


Figura 5.10. Curva de ajuste entre los datos  $Q - Q_j \Delta t / 2 + S_j$ .

A continuación se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (d), con el apoyo de la ecuación (3.26) del capítulo 3. La tabla 5.12 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5.11 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtuales de entrada y de salida obtenidos para el colector (d).

Tabla 5.12. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

| j  | t, en min | q, en m³/s    | $(Q_j \Delta t / 2 + S_j)$ , en m³ | y $Q_j$ , en m³/s | $S_j$ , en m³ |
|----|-----------|---------------|------------------------------------|-------------------|---------------|
| 1  | 2.4       | 0.0449        | 3.2300                             | 0.0050            | 2.8703        |
| 2  | 4.8       | 0.1592        | 17.2005                            | 0.0595            | 12.9193       |
| 3  | 7.2       | 0.4411        | 51.8556                            | 0.1944            | 37.8553       |
| 4  | 9.6       | 0.6005        | 98.8475                            | 0.3772            | 71.6876       |
| 5  | 12.0      | <b>0.6217</b> | 132.5234                           | 0.5080            | 95.9465       |
| 6  | 14.4      | 0.5306        | 142.3354                           | <b>0.5461</b>     | 103.0169      |
| 7  | 16.8      | 0.2848        | 122.4100                           | 0.4687            | 88.6600       |
| 8  | 19.2      | 0.0834        | 81.4210                            | 0.3095            | 59.1386       |
| 9  | 21.6      | 0.0173        | 44.1094                            | 0.1643            | 32.2805       |
| 10 | 24.0      | 0.0000        | 21.7003                            | 0.0770            | 16.1565       |



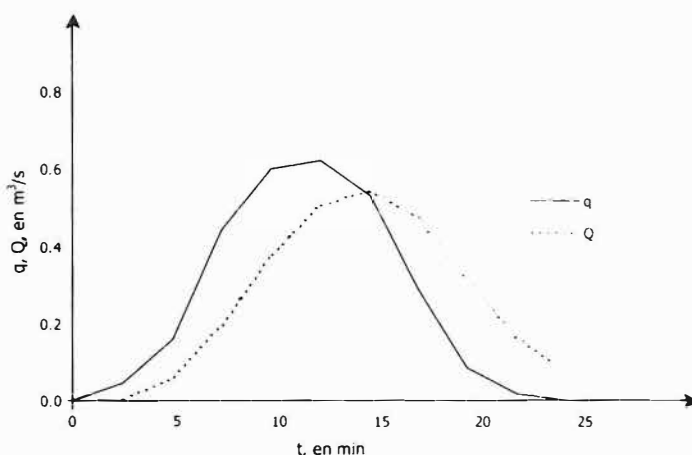


Figura 5.11. Hidrogramas virtuales de entrada y de salida para el colector (d).

El tránsito del hidrograma virtual de entrada permitió que el gasto máximo se redujera de 0.6217 a 0.5461 m<sup>3</sup>/s, es decir, este último valor resulta ser el gasto de diseño.

Con el auxilio de la ecuación siguiente se determina el diámetro teórico del tramo (d):

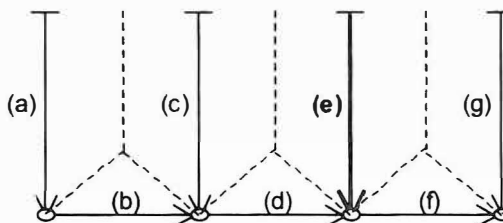
$$D = \left[ \frac{3.21nQ}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[ \frac{(3.21)(0.013)(0.5461)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 0.78$$

$$D=0.78$$

Sin embargo, comercialmente el diámetro será de  $D_d = 0.91$  m, y en consecuencia el diseño final resulta:

$$D_d = 0.91 \text{ m} \quad S_d = 0.002$$

## 5. Diseño del tramo (e)

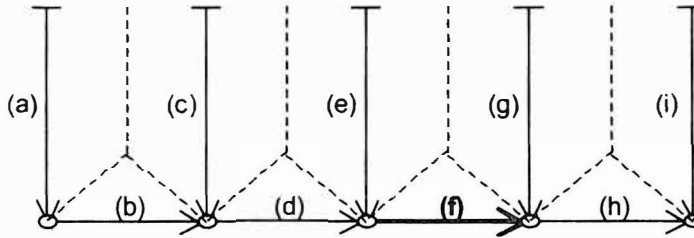


Este tramo es de cabecera, por tanto se tiene:

$$D_e = 0.30 \text{ m}$$

$$S_e = 0.002$$

## 6. Diseño del tramo (f)



El tramo (f) recibe de forma simultánea la aportación de las áreas de los tramos (d) y (e), en un tiempo de 10 min. Asimismo, recibe la aportación de 3.805 ha de los tramos (b) y (c) con un tiempo de retraso de 1.7 min, y finalmente la aportación del tramo (a) se realiza con un tiempo de retraso de 3.7 min.

El tiempo de retraso de los tramos (b)+(c) es igual al tiempo de traslado a través del tramo (d) y se estima con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (5.16)$$

donde  $t_t$  es el tiempo de traslado a través del tramo, en h;  $l$  es la longitud del tramo (d), en m; y  $v$  es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector (d) se calcula con la ecuación de Manning, suponiendo que en el colector el flujo es uniforme, con el apoyo de la ecuación:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (5.17)$$

donde  $v$  es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s;  $n$  es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector;  $R_h$  es el radio hidráulico de la sección, en m;  $S$  es la pendiente del conducto. El radio hidráulico ( $R_h$ ) se calcula para la condición de tubo o canal lleno.

Ahora bien, para el tramo (d) se tienen los datos siguientes:

$$l = 132 \text{ m}, \quad D_d = 0.91 \text{ m}, \quad S_d = 0.002, \quad R_h = 0.91/4 = 0.2275 \text{ m}, \quad n = 0.013$$

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación (5.17) se obtiene:

$$v = \frac{1}{0.013} (0.2275)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 1.282 \text{ m/s}$$

$$v = 1.282 \text{ m/s} \quad (5.18)$$

El tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{132}{1.282} = 103.0 \text{ s} = 103.0/60 = 1.7 \text{ min}$$

$$t_t = 1.7 \text{ min} \quad (5.19)$$

Para estimar el tiempo de retraso del colector (a) se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial, y se concluye que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (b) y (d), es decir:

$$t_t = 2.0 + 1.7 = 3.7 \text{ min}$$

$$t_t = 3.7 \text{ min} \quad (5.20)$$

Ahora bien, para construir la curva tiempo-área, se consideraron las aportaciones de los tramos anteriores, es decir desde el tramo (a) hasta el tramo (e). Los resultados obtenidos se indican en la figura 5.12.

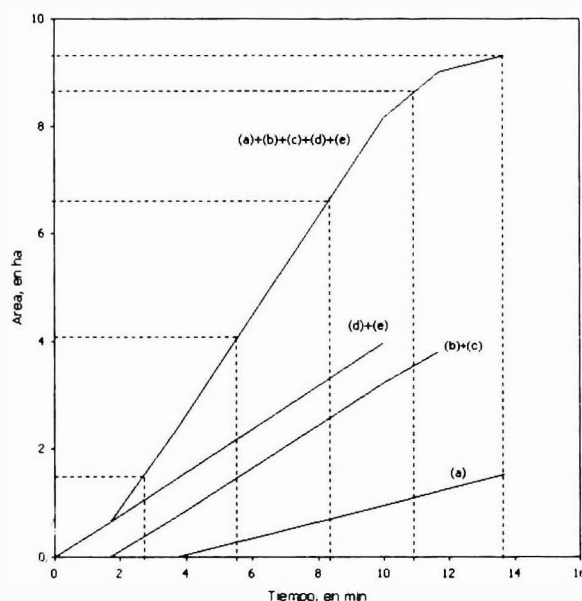


Figura 5.12. Curva tiempo-área tramo (f).

Por su parte, dividiendo el tiempo total en cinco intervalos constantes de 2.74 minutos, se proceden a determinar, con el apoyo de la figura 5.12, los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos definidos.

La tabla 5.13 contiene los resultados para el tramo (f), para los tiempos de 2.74, 5.48, 8.22, 10.96 y 13.70 minutos, respectivamente.

Tabla 5.13. Valores de tiempo-área parcial.

| d, en min | Area acumulada,<br>en ha | Incremento de área,<br>en ha |
|-----------|--------------------------|------------------------------|
| 0         | 0                        | 0                            |
| 2.74      | 1.450                    | 1.450                        |
| 5.48      | 4.050                    | 2.600                        |
| 8.22      | 6.550                    | 2.500                        |
| 10.96     | 8.650                    | 2.100                        |
| 13.70     | 9.310                    | 0.660                        |

Para una duración de 13.7 min, la lluvia efectiva, según el método de regionalización de lluvias máximas es igual a:

$$P_{e(3 \text{ años}, 13.7 \text{ min})} = (11.86) (0.677) = 8.03 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se define al distribuir el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 2.74 minutos a partir de la configuración de la figura 5.4.

Al finalizar este proceso se obtienen los valores siguientes:

$$P_1 = (8.03) (0.09) = 0.72 \text{ mm}$$

$$P_2 = (8.03) (0.20) = 1.61 \text{ mm}$$

$$P_3 = (8.03) (0.50) = 4.02 \text{ mm}$$

$$P_4 = (8.03) (0.15) = 1.20 \text{ mm}$$

$$P_5 = (8.03) (0.06) = 0.48 \text{ mm}$$

---

|       |         |
|-------|---------|
| Total | 8.03 mm |
|-------|---------|

A continuación, con los valores de las áreas parciales y las lluvias efectivas se procedió a determinar las ordenadas del hidrograma virtual de entrada del tramo (f). En la tabla 5.14 se sintetiza el proceso para definir el hidrograma virtual.

Para construir la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento, se consideró que el volumen se almacena en los tramos (a), (b), (c), (d) y (e); sin embargo el gasto de ingreso al tramo (f) únicamente se produce por las descargas de los tramos (d) y (e).

Tabla 5.14. Hidrograma virtual de entrada.

|           |       | Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 2.74 min, en ha |                         |                         |                         |                         |                      |
|-----------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|
| t, en min | P, mm | A <sub>1</sub><br>1.450                                                                         | A <sub>2</sub><br>2.600 | A <sub>3</sub><br>2.500 | A <sub>4</sub><br>2.100 | A <sub>5</sub><br>0.660 | q, m <sup>3</sup> /s |
| 0         | 0     | 0                                                                                               |                         |                         |                         |                         | 0.0000               |
| 2.74      | 0.72  | 1.044                                                                                           | 0                       |                         |                         |                         | 0.0635               |
| 5.48      | 1.61  | 2.335                                                                                           | 1.872                   | 0                       |                         |                         | 0.2559               |
| 8.22      | 4.02  | 5.829                                                                                           | 4.186                   | 1.800                   | 0                       |                         | 0.7187               |
| 10.96     | 1.20  | 1.740                                                                                           | 10.452                  | 4.025                   | 1.512                   | 0                       | 1.0784               |
| 13.70     | 0.48  | 0.696                                                                                           | 3.120                   | 10.050                  | 3.381                   | 0.475                   | <b>1.0780</b>        |
| 16.44     | 0     | 0                                                                                               | 1.248                   | 3.000                   | 8.442                   | 1.063                   | 0.8365               |
| 19.18     |       |                                                                                                 | 0                       | 1.200                   | 2.520                   | 2.653                   | 0.3877               |
| 21.92     |       |                                                                                                 |                         | 0                       | 1.008                   | 0.792                   | 0.1095               |
| 24.66     |       |                                                                                                 |                         |                         | 0                       | 0.317                   | 0.0193               |
| 27.40     |       |                                                                                                 |                         |                         |                         | 0                       | 0.0000               |

Con este tipo de consideraciones se estimaron los datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d) y (e). La tabla 5.15 indica los resultados que se obtuvieron para los tramos analizados.

Tabla 5.15. Datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d) y (e)

| (1)<br>y/do | (2)<br>Gasto de<br>d + e, en m <sup>3</sup> /s | (3)<br>Volumen de<br>a+b+c+d+e, en m <sup>3</sup> |
|-------------|------------------------------------------------|---------------------------------------------------|
| 0           | 0                                              | 0                                                 |
| 1/4         | 0.120                                          | 32.844                                            |
| 2/4         | 0.439                                          | 84.025                                            |
| 3/4         | 0.800                                          | 135.184                                           |
| 1           | 0.877                                          | 168.050                                           |

Asimismo, con los datos de los gastos de descarga-volumenes de almacenamiento, sintetizados en la tabla 5.15, se define la curva que relaciona el

gasto de descarga  $Q$  contra  $Q_j\Delta t/2 + S$ , requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector. La tabla 5.16 y la figura 5.13 presentan los resultados que se obtuvieron al efectuar los procesos descritos.

Tabla 5.16. Curva gasto de descarga  $Q$  contra  $Q_j\Delta t/2 + S$ .

| $Q$ , en $\text{m}^3/\text{s}$ | $Q_j\Delta t/2 + S$ , en $\text{m}^3$ |
|--------------------------------|---------------------------------------|
| 0                              | 0                                     |
| 0.120                          | 42.717                                |
| 0.439                          | 120.075                               |
| 0.800                          | 200.927                               |
| 0.877                          | 240.151                               |

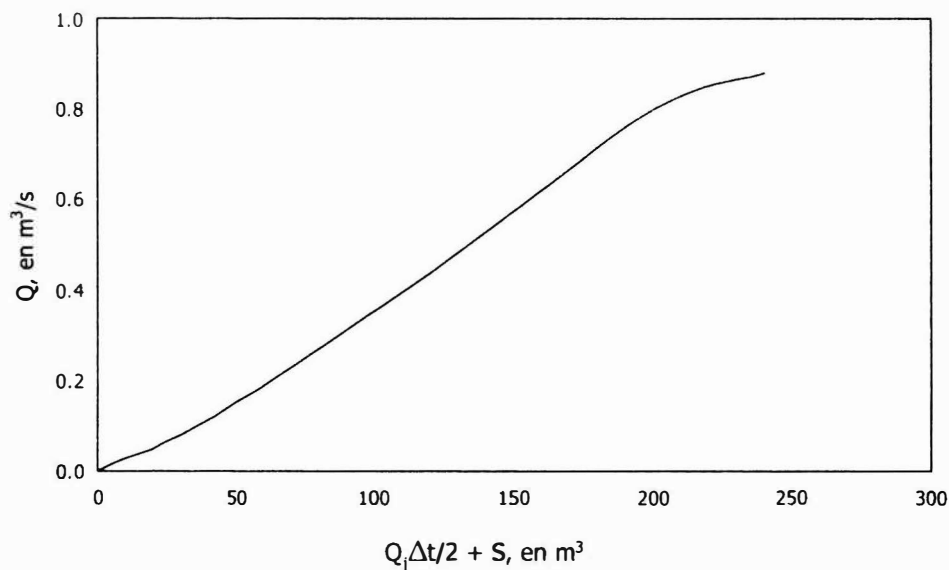


Figura 5.13. Curva  $Q - Q_j\Delta t/2 + S$ .

Sin embargo, para facilitar el proceso que se utiliza para realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la

tabla 5.16 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. En la figura 5.14 se indica el resultado.

Posteriormente se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (f), con el apoyo de la ecuación (3.26) del capítulo 3. La tabla 5.17 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5.15 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtual de entrada y el de salida que se obtuvieron para el colector (f).

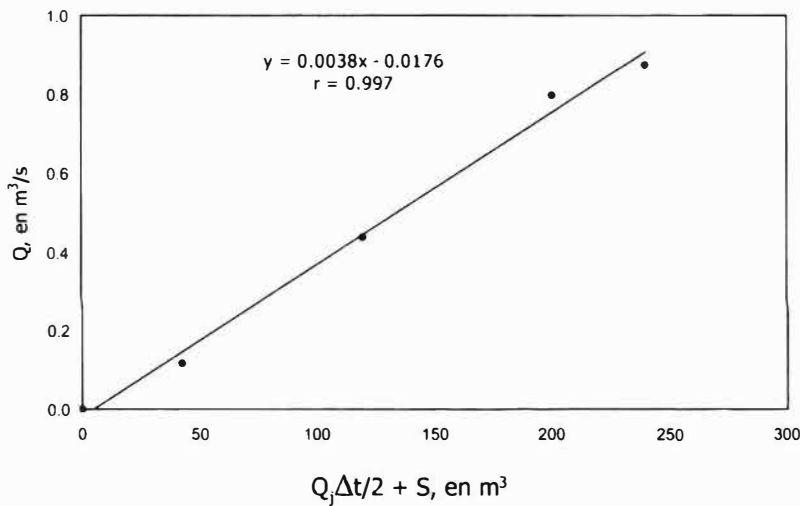


Figura 5.14. Curva de ajuste entre los datos  $Q - Q\Delta t/2 + S$ .

Tabla 5.17. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

| j  | t, en<br>min | q, en<br>$m^3/s$ | x<br>$(Q_j\Delta t/2 + S_j)$ , en<br>$m^3$ | y<br>$Q_j$ , en<br>$m^3/s$ | $S_j$ , en<br>$m^3$ |
|----|--------------|------------------|--------------------------------------------|----------------------------|---------------------|
| 1  | 2.74         | 0.0635           | 5.2200                                     | 0.0022                     | 5.0362              |
| 2  | 5.48         | 0.2559           | 31.1049                                    | 0.1006                     | 22.8357             |
| 3  | 8.22         | 0.7187           | 94.6740                                    | 0.3422                     | 66.5483             |
| 4  | 10.96        | 1.0784           | 186.1427                                   | 0.6897                     | 129.4459            |
| 5  | 13.70        | <b>1.0780</b>    | 250.0051                                   | 0.9324                     | 173.3602            |
| 6  | 16.44        | 0.8365           | 254.0893                                   | <b>0.9479</b>              | 176.1687            |
| 7  | 19.18        | 0.3877           | 198.8771                                   | 0.7381                     | 138.2026            |
| 8  | 21.92        | 0.1095           | 118.3940                                   | 0.4323                     | 82.8592             |
| 9  | 24.66        | 0.0193           | 57.9084                                    | 0.2025                     | 41.2668             |
| 10 | 27.40        | 0.0000           | 26.2093                                    | 0.0820                     | 19.4693             |

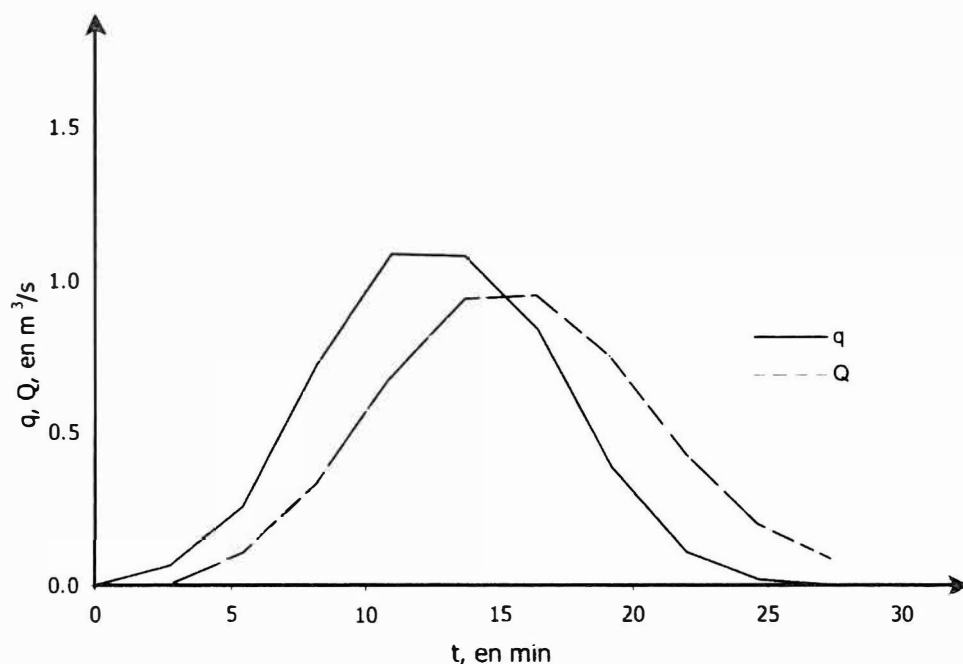


Figura 5.15. Hidrogramas virtuales de entrada y de salida para el colector (f).

El tránsito del hidrograma virtual de entrada permitió que el gasto máximo se redujera de 1.0780 a 0.9479  $\text{m}^3/\text{s}$  es decir, este último valor resulta ser el gasto de diseño.

Con el apoyo de la ecuación siguiente se determina el diámetro teórico del tramo (f):

$$D = \left[ \frac{3.21nQ}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[ \frac{(3.21)(0.013)(0.9479)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 0.96$$

$$D = 0.96$$

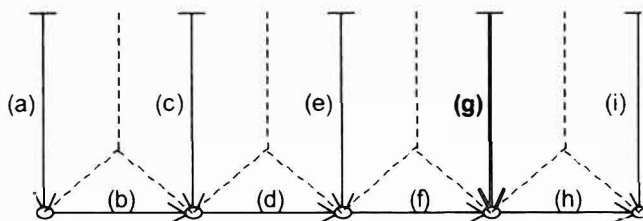
Sin embargo, comercialmente de diámetro será de  $D_f = 1.07$  m, y en consecuencia el diseño final resulta:

$$D_f = 1.07 \text{ m}$$

$$S_f = 0.002$$



## 7. Diseño del tramo (g)

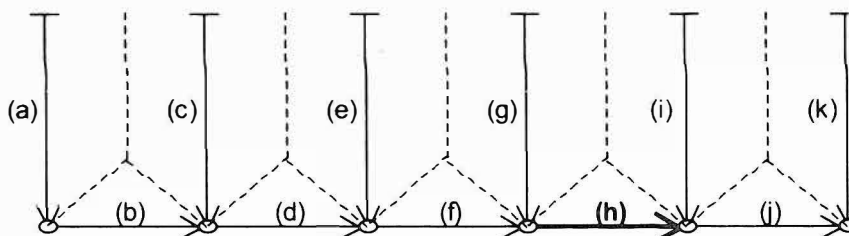


Este tramo es de cabecera, por tanto se tiene:

$$D_g = 0.30 \text{ m}$$

$$S_g = 0.002$$

## 8. Diseño del tramo (h)



El tramo (h) recibe de forma simultánea la aportación de las áreas de los tramos (f) y (g), en un tiempo de 10 min. Además, recibe la aportación de 3.901 ha de los tramos (d) y (e) con un tiempo de retraso de 1.7 min, y la aportación de 3.805 ha de los tramos (b) y (c) con un tiempo de retraso de 3.4 min.

Finalmente, la aportación del tramo (a) se realiza con un tiempo de retraso de 5.4 min.

El tiempo de retraso de los tramos (d)+(e) es igual al tiempo de traslado a través del tramo (f) y se estima con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (5.21)$$

donde  $t_t$  es el tiempo de traslado a través del tramo, en h;  $l$  es la longitud del tramo (f), en m; y  $v$  es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector (f) se calcula con la ecuación de Manning, suponiendo que en el colector el flujo es uniforme, con el apoyo de la ecuación:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (5.22)$$

donde  $v$  es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s;  $n$  es el coeficiente de rugosidad el cual depende del material del colector;  $R_h$  es el radio hidráulico de la sección, en m;  $S$  es la pendiente del conducto. El radio hidráulico ( $R_h$ ) se calcula para la condición de tubo o canal lleno. Ahora bien, para el tramo (f) se tienen los datos siguientes:

$$l = 143 \text{ m}, \quad D_f = 1.07 \text{ m}, \quad S_f = 0.002, \quad R_h = 1.07/4 = 0.2675 \text{ m}, \\ n = 0.013$$

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación (5.22) se obtiene:

$$v = \frac{1}{0.013} (0.2675)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 1.428 \text{ m/s} \quad (5.23)$$

$$v = 1.428 \text{ m/s}$$

El tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{143}{1.428} = 100.1 \text{ s} = 100.1/60 = 1.7 \text{ min} \quad (5.24)$$

$$t_t = 1.7 \text{ min}$$

Ahora bien, para estimar el tiempo de retraso de los colectores (b)+(c) se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial y se deduce que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (d) y (f), es decir:

$$t_t = 1.7 + 1.7 = 3.4 \text{ min} \quad (5.25)$$

$$t_t = 3.4 \text{ min}$$

Finalmente, para estimar el tiempo de retraso del colector (a) se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial y se concluye que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (b), (d) y (f) es decir:

$$t_t = 2.0 + 1.7 + 1.7 = 5.4 \text{ min}$$

$$t_t = 5.4 \text{ min} \quad (5.26)$$

Ahora bien, en la fase posterior para construir la curva tiempo-área se consideraron las aportaciones de los tramos anteriores, es decir desde el tramo (a) hasta el tramo (g). Los resultados se indican en la figura 5.16.

Por lo que, dividiendo el tiempo total en cinco intervalos constantes de 3.08 minutos, se procede a determinar, con el apoyo de la figura 5.16, los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos definidos.

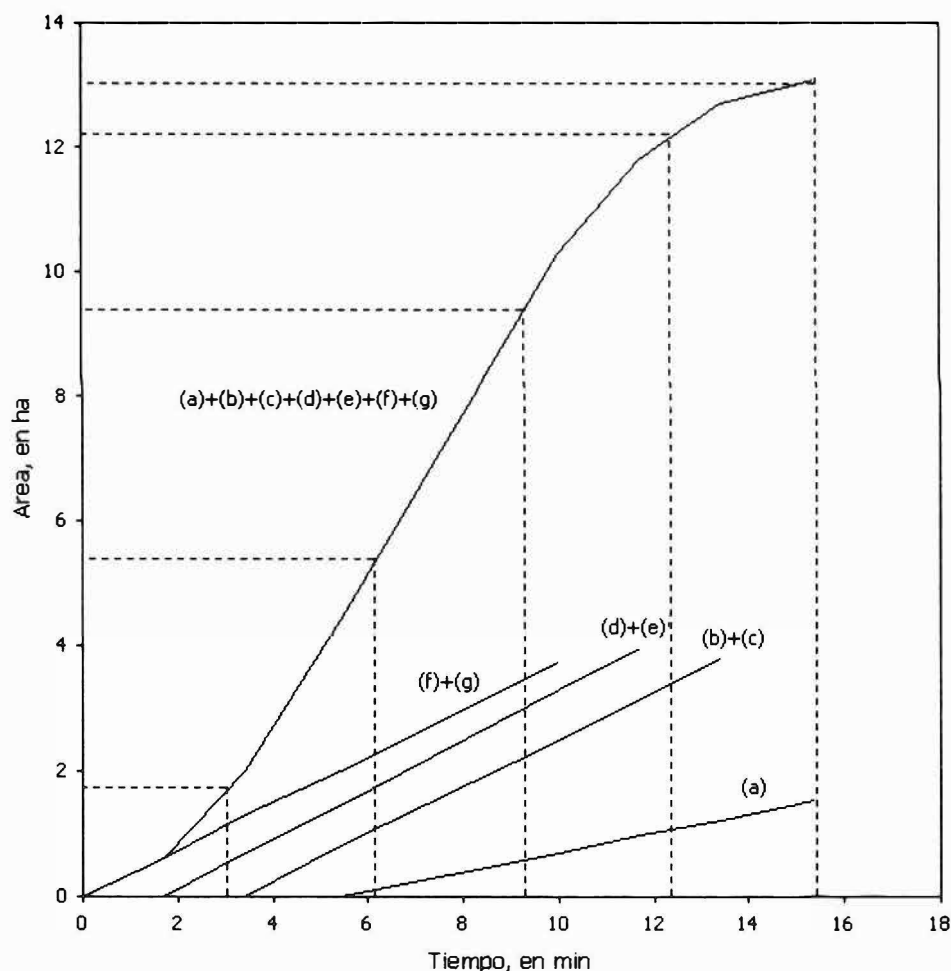


Figura 5.16. Curva tiempo-área tramo (h).

La tabla 5.18 indica los resultados obtenidos para el tramo (h), para los tiempos de 3.08, 6.16, 9.24, 12.32 y 15.40 minutos, respectivamente.

Tabla 5.18. Valores de tiempo-área parcial.

| d, en min | Area acumulada,<br>en ha | Incremento de área,<br>en ha |
|-----------|--------------------------|------------------------------|
| 0         | 0                        | 0                            |
| 3.08      | 1.750                    | 1.750                        |
| 6.16      | 5.250                    | 3.500                        |
| 9.24      | 9.200                    | 3.950                        |
| 12.32     | 12.150                   | 2.950                        |
| 15.40     | 13.060                   | 0.910                        |

Ahora bien, para una duración de 15.40 min, la lluvia efectiva, según el método de regionalización de lluvias máximas es igual a:

$$P_{e(3 \text{ años, } 15.4 \text{ min})} = (11.86) (0.718) = 8.51 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se define al distribuir el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 3.08 minutos a partir de la configuración de la figura 5.4. El resultado de este proceso, son los valores siguientes:

$$P_1 = (8.51) (0.09) = 0.77 \text{ mm}$$

$$P_2 = (8.51) (0.20) = 1.70 \text{ mm}$$

$$P_3 = (8.51) (0.50) = 4.26 \text{ mm}$$

$$P_4 = (8.51) (0.15) = 1.28 \text{ mm}$$

$$P_5 = (8.51) (0.06) = 0.51 \text{ mm}$$

---


$$\text{Total} \quad \quad \quad 8.51 \text{ mm}$$

Posteriormente, con los valores de las áreas parciales y las lluvias efectivas se procedió a determinar las ordenadas del hidrograma virtual de entrada del tramo (h). En la tabla 5.19 se sintetiza el proceso para definir el hidrograma virtual.

Para construir la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento se consideró que el volumen se almacena en los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f) y (g); sin embargo el gasto de ingreso al tramo (h), únicamente se produce por las descargas de los tramos (f) y (g).

A continuación, con este tipo de consideraciones se estimaron los datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f) y (g). En la tabla 5.20 se indican los resultados que se obtuvieron para los tramos analizados.

Tabla 5.19. Hidrograma virtual de entrada.

| t, en min | P, mm | Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 3.08 min, en ha |                         |                         |                         |                         |  | q, m <sup>3</sup> /s |
|-----------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|--|----------------------|
|           |       | A <sub>1</sub><br>1.750                                                                         | A <sub>2</sub><br>3.500 | A <sub>3</sub><br>3.950 | A <sub>4</sub><br>2.950 | A <sub>5</sub><br>0.910 |  |                      |
| 0         | 0     | 0                                                                                               |                         |                         |                         |                         |  | 0.0000               |
| 3.08      | 0.77  | 1.348                                                                                           | 0                       |                         |                         |                         |  | 0.0729               |
| 6.16      | 1.70  | 2.975                                                                                           | 2.695                   | 0                       |                         |                         |  | 0.3068               |
| 9.24      | 4.26  | 7.455                                                                                           | 5.950                   | 3.042                   | 0                       |                         |  | 0.8900               |
| 12.32     | 1.28  | 2.240                                                                                           | 14.910                  | 6.715                   | 2.272                   | 0                       |  | 1.4143               |
| 15.40     | 0.51  | 0.893                                                                                           | 4.480                   | 16.827                  | 5.015                   | 0.701                   |  | <b>1.5106</b>        |
| 18.48     | 0     | 0                                                                                               | 1.785                   | 5.056                   | 12.567                  | 1.547                   |  | 1.1339               |
| 21.56     |       |                                                                                                 | 0                       | 2.015                   | 3.776                   | 3.877                   |  | 0.5231               |
| 24.64     |       |                                                                                                 |                         | 0                       | 1.505                   | 1.165                   |  | 0.1444               |
| 27.72     |       |                                                                                                 |                         |                         | 0                       | 0.464                   |  | 0.0251               |
| 30.80     |       |                                                                                                 |                         |                         |                         | 0                       |  | 0.0000               |

En la fase siguiente, con los datos de los gastos de descarga-volumenes de almacenamiento sintetizados en la tabla 5.20, se procedió a determinar la curva que relaciona el gasto de descarga  $Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ , requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector. La tabla 5.21 y la figura 5.17 presentan los resultados de los procesos descritos.

Tabla 5.20. Datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f) y (g).

| (1)<br>y/do | (2)<br>Gasto de<br>$f + g$ , en m <sup>3</sup> /s | (3)<br>Volumen de<br>$a+b+c+d+e+f+g$ , en m <sup>3</sup> |
|-------------|---------------------------------------------------|----------------------------------------------------------|
| 0           | 0                                                 | 0                                                        |
| 1/4         | 0.182                                             | 61.083                                                   |
| 2/4         | 0.664                                             | 156.270                                                  |
| 3/4         | 1.211                                             | 251.417                                                  |
| 1           | 1.328                                             | 312.540                                                  |

Tabla 5.21. Curva gasto de descarga  $Q$  contra  $Q_0 \Delta t/2 + S$ .

| $Q$ , en $m^3/s$ | $Q\Delta t/2 + S$ , en $m^3$ |
|------------------|------------------------------|
| 0                | 0                            |
| 0.182            | 77.881                       |
| 0.664            | 217.606                      |
| 1.211            | 363.270                      |
| 1.328            | 435.211                      |

No obstante, para facilitar el proceso que se utiliza para realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.21 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. En la figura 5.18 se anota el resultado obtenido.

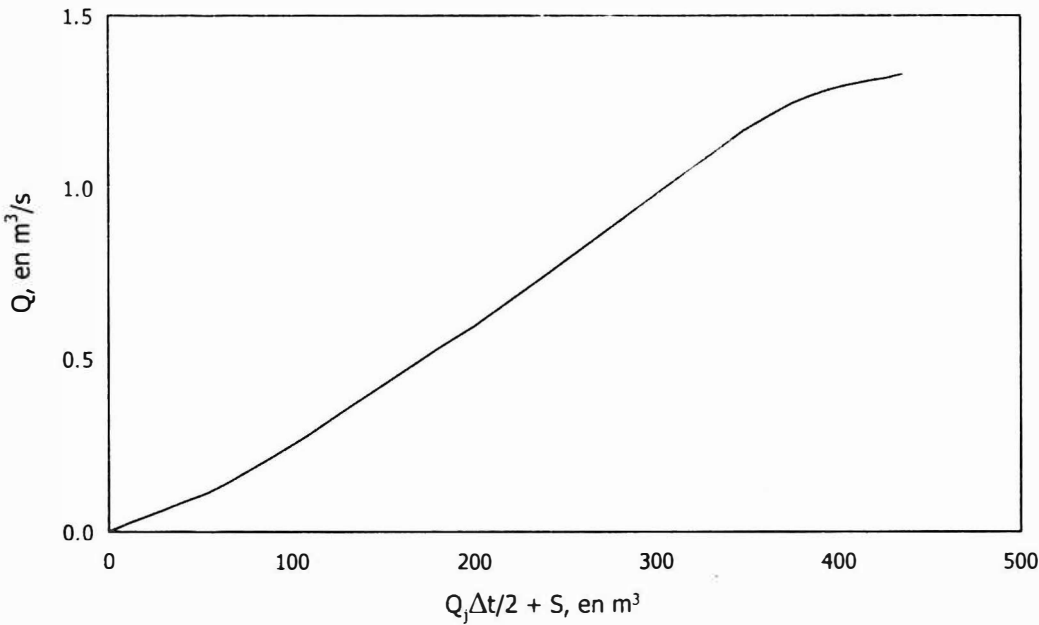


Figura 5.17. Curva  $Q - Q_0 \Delta t/2 + S$ .

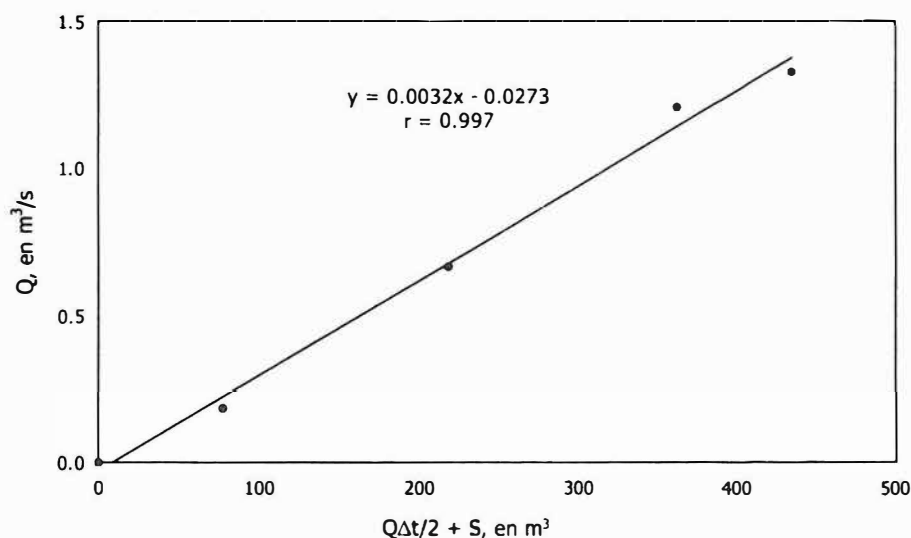


Figura 5.18. Curva de ajuste entre los datos  $Q - Q\Delta t/2 + S$ .

Después se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (h), con la ecuación (3.26) del capítulo 3. La tabla 5.22 sintetiza los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que la figura 5.19 muestra en forma conjunta los hidrogramas virtuales de entrada y de salida obtenidos para el colector (h).

Tabla 5.22. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

| j  | t, en<br>min | q, en<br>m <sup>3</sup> /s | x<br>( $Q_j\Delta t/2 + S_j$ ), en<br>m <sup>3</sup> | y<br>Q <sub>j</sub> , en<br>m <sup>3</sup> /s | S <sub>j</sub> , en<br>m <sup>3</sup> |
|----|--------------|----------------------------|------------------------------------------------------|-----------------------------------------------|---------------------------------------|
| 1  | 3.08         | 0.0729                     | 6.7375                                               | -0.0057                                       | 7.2679                                |
| 2  | 6.16         | 0.3068                     | 42.8858                                              | 0.1099                                        | 32.7278                               |
| 3  | 9.24         | 0.8900                     | 133.1524                                             | 0.3988                                        | 96.3044                               |
| 4  | 12.32        | 1.4143                     | 272.3714                                             | 0.8443                                        | 194.3592                              |
| 5  | 15.40        | <b>1.5106</b>              | 386.6054                                             | 1.2098                                        | 274.8164                              |
| 6  | 18.48        | 1.1339                     | 407.3785                                             | <b>1.2763</b>                                 | 289.4473                              |
| 7  | 21.56        | 0.5231                     | 324.6267                                             | 1.0115                                        | 231.1636                              |
| 8  | 24.64        | 0.1444                     | 199.3825                                             | 0.6107                                        | 142.9516                              |
| 9  | 27.72        | 0.0251                     | 102.1877                                             | 0.2997                                        | 74.4954                               |
| 10 | 30.80        | 0.0000                     | 49.1235                                              | 0.1299                                        | 37.1212                               |

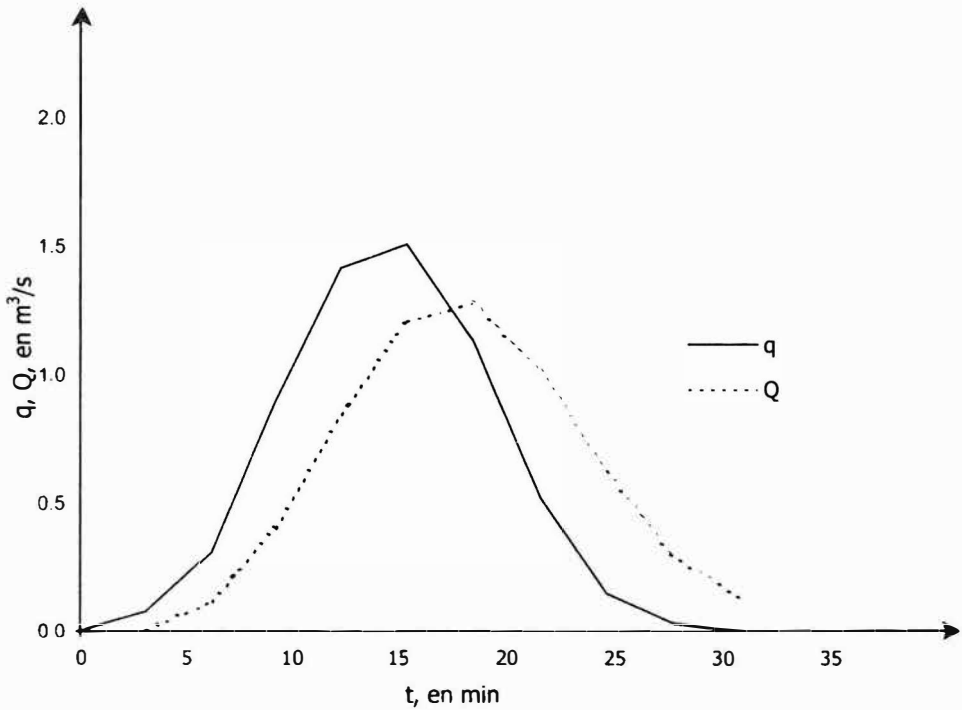


Figura 5.19. Hidrograma virtual de entrada y de salida obtenido para el colector (h).

El tránsito del hidrograma virtual de entrada permitió que el gasto máximo se redujera de 1.5106 a 1.2763 m<sup>3</sup>/s, es decir, este último valor resulta ser el gasto de diseño.

Con el auxilio de la ecuación siguiente se determina el diámetro teórico del tramo (h):

$$D = \left[ \frac{3.21 \ln Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[ \frac{(3.21)(0.013)(1.2763)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 1.068$$

$$D = 1.068$$

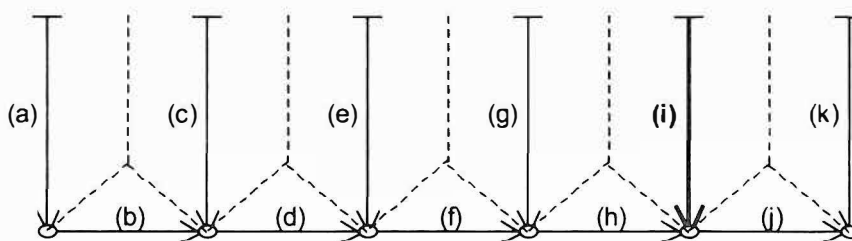
Sin embargo, comercialmente de diámetro será de  $D_h = 1.07$  m, y en consecuencia el diseño final resulta:

$$D_h = 1.07 \text{ m}$$

$$S_h = 0.002$$



## 9. Diseño del tramo (i)

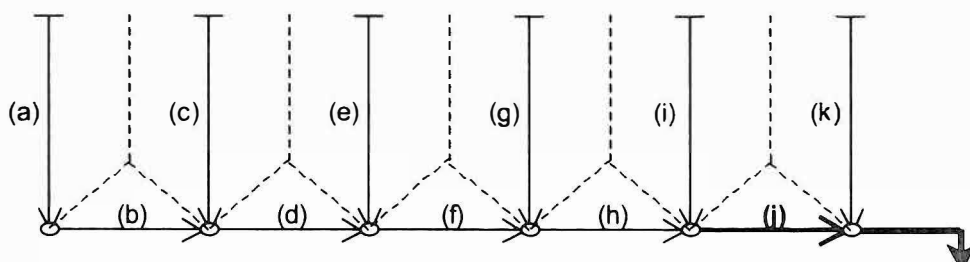


Este tramo es de cabecera, por tanto se tiene:

$$D_i = 0.30 \text{ m}$$

$$S_i = 0.002$$

## 10. Diseño del tramo (j)



El tramo (j) recibe de forma simultánea la aportación de los tramos (h) e (i), en un tiempo de 10 min. Adicionalmente, recibe las aportaciones de los tramos (f) y (g) con un tiempo de retraso de 1.3 min, el de los tramos (d) y (e) con un tiempo de retraso de 3.0 min, y el de los tramos (b) y (c) con un tiempo de retraso de 4.7 min. Finalmente la aportación del tramo (a) se realiza con un tiempo de retraso de 6.7 min.

El tiempo de retraso de los tramos (f)+(g) es igual al tiempo de traslado a través del tramo (h) y se estima con la expresión:

$$t_t = \frac{l}{3600 v} \quad (5.27)$$

donde  $t_t$  es el tiempo de traslado a través del tramo, en h;  $l$  es la longitud del tramo (h), en m; y  $v$  es la velocidad media, en m/s.

La velocidad media del agua en el colector (h) se calcula con la ecuación de Manning, suponiendo que en el colector el flujo es uniforme, con el apoyo de la ecuación:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} S^{1/2} \quad (5.28)$$

donde  $v$  es la velocidad media del agua en el tramo, en m/s;  $n$  es el coeficiente de rugosidad, el cual depende del material del colector;  $R_h$  es el radio hidráulico de la sección, en m;  $S$  es la pendiente del conducto. El radio hidráulico ( $R_h$ ) se calcula para la condición de tubo o canal lleno. Ahora bien, para el tramo (h) se tienen los datos siguientes:

$$l = 110 \text{ m}, \quad D_h = 1.07 \text{ m}, \quad S_h = 0.002, \quad R_h = 1.07/4 = 0.2675 \text{ m}, \\ n = 0.013$$

Sustituyendo los datos anteriores en la ecuación (5.28) se obtiene:

$$v = \frac{1}{0.013} (0.2675)^{2/3} (0.002)^{1/2} = 1.428 \text{ m/s} \quad (5.29)$$

$$v = 1.428 \text{ m/s}$$

El tiempo de retraso es igual a:

$$t_t = \frac{110}{1.428} = 77.0 \text{ s} = 77.0/60 = 1.3 \text{ min} \quad (5.30)$$

$$t_t = 1.3 \text{ min}$$

Por su parte, para estimar el tiempo de retraso de los colectores (d)+(e) se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial y se deduce que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (f) y (h), es decir:

$$t_t = 1.7 + 1.3 = 3.0 \text{ min} \quad (5.31)$$

$$t_t = 3.0 \text{ min}$$

Asimismo, para estimar el tiempo de retraso de los colectores (b)+(c) se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial y se concluye que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (d), (f) y (h), es decir:

$$t_t = 1.7 + 1.7 + 1.3 = 4.7 \text{ min} \quad (5.32)$$

Por último, para estimar el tiempo de retraso del colector (a), se analiza la geometría de la red de drenaje pluvial, y se concluye que dicho tiempo es igual a la suma de los tiempos de retraso de los colectores (b) y (d), (f) y (h) es decir:

$$t_t = 2.0 + 1.7 + 1.7 + 1.3 = 6.7 \text{ min} \quad (5.33)$$

A continuación, para construir la curva tiempo-área se consideraron las aportaciones de los tramos anteriores, es decir desde el tramo (a) hasta el tramo (i). Los resultados obtenidos se indican en la figura 5.20.

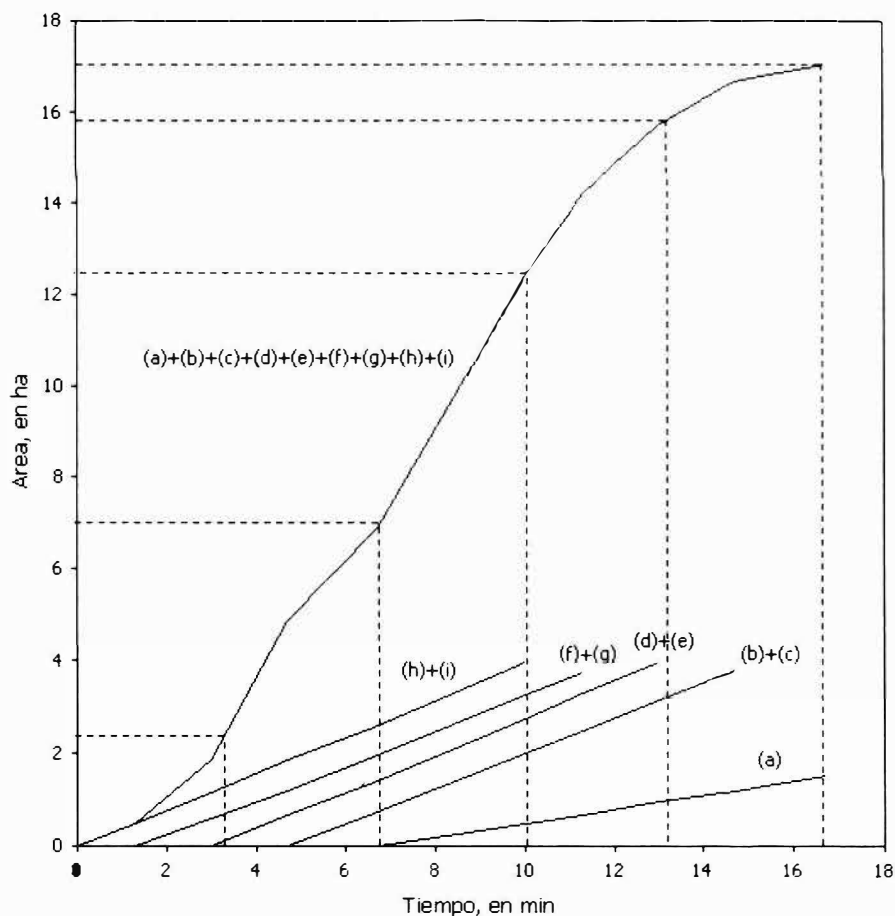


Figura 5.20. Curva tiempo-área tramo (j).

Con el auxilio de la figura 5.20 se dividió el tiempo total en cinco intervalos constantes de 3.34 minutos, y se procedió a determinar los incrementos de áreas para cada uno de los intervalos definidos.

En la tabla 5.23 están los resultados para el tramo (j), para los tiempos de 3.34, 6.68, 10.02, 13.36 y 16.70 minutos, respectivamente.

Tabla 5.23. Valores de tiempo-área parcial.

| d, en min | Area acumulada,<br>en ha | Incremento de área,<br>en ha |
|-----------|--------------------------|------------------------------|
| 0         | 0                        | 0                            |
| 3.34      | 2.350                    | 2.350                        |
| 6.68      | 6.900                    | 4.550                        |
| 10.02     | 12.450                   | 5.550                        |
| 13.36     | 15.850                   | 3.400                        |
| 16.70     | 17.036                   | 1.186                        |

Ahora bien, para una duración de 16.70 min, la lluvia efectiva, según el método de regionalización de lluvias máximas, es igual a:

$$P_{(3 \text{ años}, 16.7 \text{ min})} = (11.86) (0.748) = 8.87 \text{ mm}$$

El hietograma de la lluvia de diseño se define al distribuir el valor de la lluvia efectiva en 5 intervalos de 3.34 minutos con el apoyo de la configuración de la figura 5.4.

Al finalizar este proceso se obtienen los valores siguientes:

$$P_1 = (8.87) (0.09) = 0.80 \text{ mm}$$

$$P_2 = (8.87) (0.20) = 1.77 \text{ mm}$$

$$P_3 = (8.87) (0.50) = 4.44 \text{ mm}$$

$$P_4 = (8.87) (0.15) = 1.33 \text{ mm}$$

$$P_5 = (8.87) (0.06) = 0.53 \text{ mm}$$

---

|       |         |
|-------|---------|
| Total | 8.87 mm |
|-------|---------|

Posteriormente, con los valores de las áreas parciales y las lluvias efectivas se procedió a determinar las ordenadas del hidrograma virtual de entrada del tramo (j). En la tabla 5.24 se sintetiza el proceso para definir el hidrograma virtual.

Tabla 5.24. Hidrograma virtual de entrada.

|           |       | Áreas parciales que contribuyen al escurrimiento para un intervalo de tiempo de 3.34 min, en ha |                         |                         |                         |                         |                      |
|-----------|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|-------------------------|----------------------|
| t, en min | P, mm | A <sub>1</sub><br>2.350                                                                         | A <sub>2</sub><br>4.550 | A <sub>3</sub><br>5.550 | A <sub>4</sub><br>3.400 | A <sub>5</sub><br>1.186 | q, m <sup>3</sup> /s |
| 0         | 0     | 0                                                                                               |                         |                         |                         |                         | 0.0000               |
| 3.34      | 0.80  | 1.880                                                                                           | 0                       |                         |                         |                         | 0.0938               |
| 6.68      | 1.77  | 4.160                                                                                           | 3.640                   | 0                       |                         |                         | 0.3892               |
| 10.02     | 4.44  | 10.434                                                                                          | 8.054                   | 4.440                   | 0                       |                         | 1.1441               |
| 13.36     | 1.33  | 3.126                                                                                           | 20.202                  | 9.824                   | 2.720                   | 0                       | 1.7900               |
| 16.70     | 0.53  | 1.246                                                                                           | 6.052                   | 24.642                  | 6.018                   | 0.949                   | <b>1.9414</b>        |
| 20.04     | 0     | 0                                                                                               | 2.412                   | 7.382                   | 15.096                  | 2.099                   | 1.3467               |
| 23.38     |       |                                                                                                 | 0                       | 2.942                   | 4.522                   | 5.266                   | 0.6352               |
| 26.72     |       |                                                                                                 |                         | 0                       | 1.802                   | 1.577                   | 0.1686               |
| 30.06     |       |                                                                                                 |                         |                         | 0                       | 0.629                   | 0.0314               |
| 33.40     |       |                                                                                                 |                         |                         |                         | 0                       | 0.0000               |

Por otra parte, para construir la curva gasto de descarga-volumen de almacenamiento se consideró que el volumen se almacena en los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h) e (i); sin embargo el gasto de ingreso al tramo (j), únicamente se produce por las descargas de los tramos (h) + (i).

En la fase posterior, con este tipo de consideraciones se estimaron los datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h) e (i). La tabla 5.25 señala los resultados para los tramos analizados.

Tabla 5.25. Datos gasto de descarga-volumen de almacenamiento de los tramos (a), (b), (c), (d), (e), (f), (g), (h) e (i).

| (1)<br>y/do | (2)<br>Gasto de<br>h + i, en m <sup>3</sup> /s | (3)<br>Volumen de<br>a+b+c+d+e+f+g+h+i, en m <sup>3</sup> |
|-------------|------------------------------------------------|-----------------------------------------------------------|
| 0           | 0                                              | 0                                                         |
| 1/4         | 0.182                                          | 83.523                                                    |
| 2/4         | 0.664                                          | 213.679                                                   |
| 3/4         | 1.211                                          | 343.779                                                   |
| 1           | 1.328                                          | 427.357                                                   |

Con los datos de los gastos de descarga-volumenes de almacenamiento de la tabla 5.25 se procedió a determinar la curva que relaciona el gasto de descarga  $Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ , requerida para efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector. La tabla 5.26 y la figura 5.21 presentan los resultados de los procesos descritos.

Tabla 5.26. Curva gasto de descarga  $Q$  contra  $Q\Delta t/2 + S$ .

| $Q$ , en $m^3/s$ | $Q\Delta t/2 + S$ , en $m^3$ |
|------------------|------------------------------|
| 0                | 0                            |
| 0.182            | 101.739                      |
| 0.664            | 280.192                      |
| 1.211            | 465.074                      |
| 1.328            | 560.383                      |

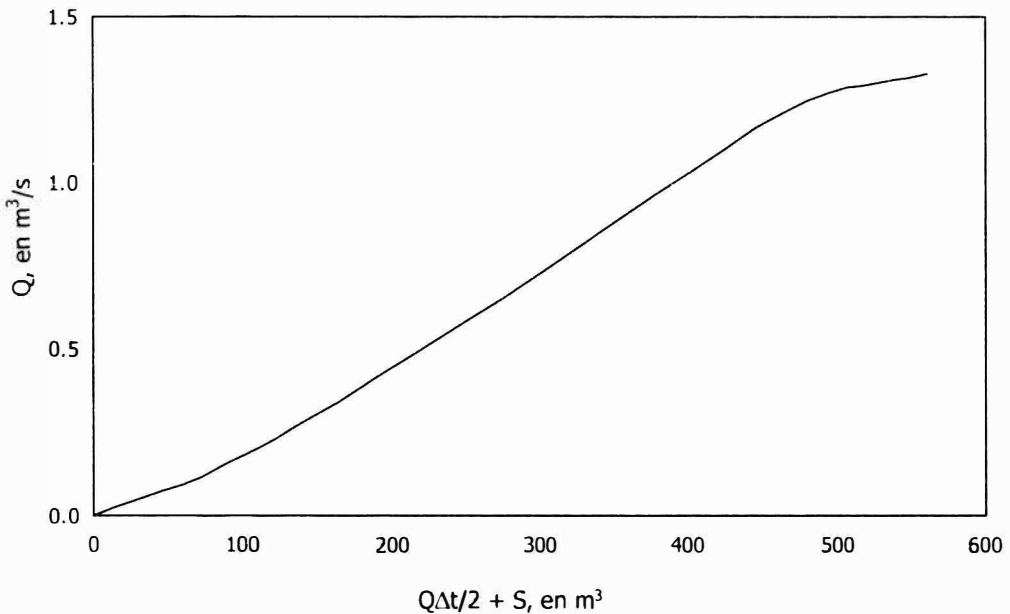


Figura 5.21. Curva  $Q - Q\Delta t/2 + S$ .

Para facilitar el proceso que se utiliza para realizar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a lo largo del colector, a los datos de la tabla 5.26 se les ajustaron diferentes curvas y se seleccionó aquella que proporcionó el mejor ajuste entre los datos reales y los teóricos. En la figura 5.22 se indica el resultado.

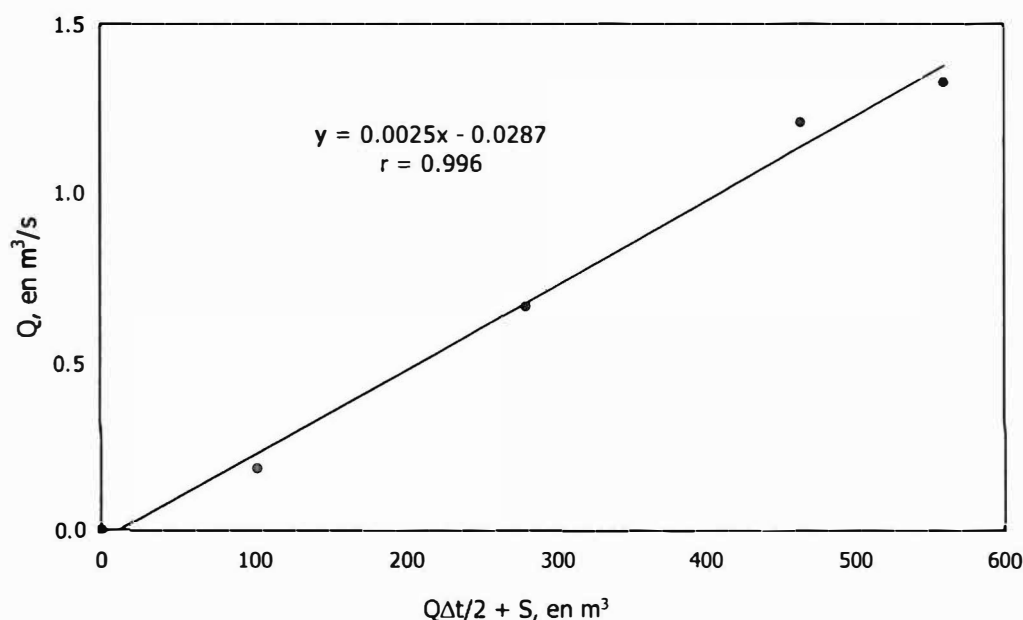


Figura 5.22. Curva de ajuste entre los datos  $Q - Q\Delta t/2 + S$ .

Inmediatamente se procede a efectuar el tránsito del hidrograma virtual de entrada a través del tramo (j), con el apoyo de la ecuación (3.26) del capítulo 3. En la tabla 5.27 se sintetizan los cálculos que se realizaron en el tránsito del hidrograma virtual de entrada, mientras que en la figura 5.23 se muestran en forma conjunta, los hidrogramas virtuales de entrada y de salida para el colector (j).

Tabla 5.27. Tránsito del hidrograma virtual de entrada.

| j  | t, en min | q, en $\text{m}^3/\text{s}$ | x<br>( $Q_j \Delta t/2 + S_j$ ), en $\text{m}^3$ | y<br>$Q_j$ , en $\text{m}^3/\text{s}$ | $S_j$ , en $\text{m}^3$ |
|----|-----------|-----------------------------|--------------------------------------------------|---------------------------------------|-------------------------|
| 1  | 3.34      | 0.0938                      | 9.4000                                           | -0.0052                               | 9.9210                  |
| 2  | 6.68      | 0.3892                      | 58.8396                                          | 0.1184                                | 46.9760                 |
| 3  | 10.02     | 1.1441                      | 188.7474                                         | 0.4432                                | 144.3419                |
| 4  | 13.36     | 1.7900                      | 393.9289                                         | 0.9561                                | 298.1255                |
| 5  | 16.70     | <b>1.9414</b>               | 576.2060                                         | 1.4118                                | 434.7422                |
| 6  | 20.04     | 1.3467                      | 622.7484                                         | <b>1.5282</b>                         | 469.6257                |
| 7  | 23.38     | 0.6352                      | 515.0907                                         | 1.2590                                | 388.9362                |
| 8  | 26.72     | 0.1686                      | 343.3254                                         | 0.8296                                | 260.1981                |
| 9  | 30.06     | 0.0314                      | 197.1106                                         | 0.4641                                | 150.6102                |
| 10 | 33.40     | 0.0000                      | 107.2526                                         | 0.2394                                | 83.2616                 |

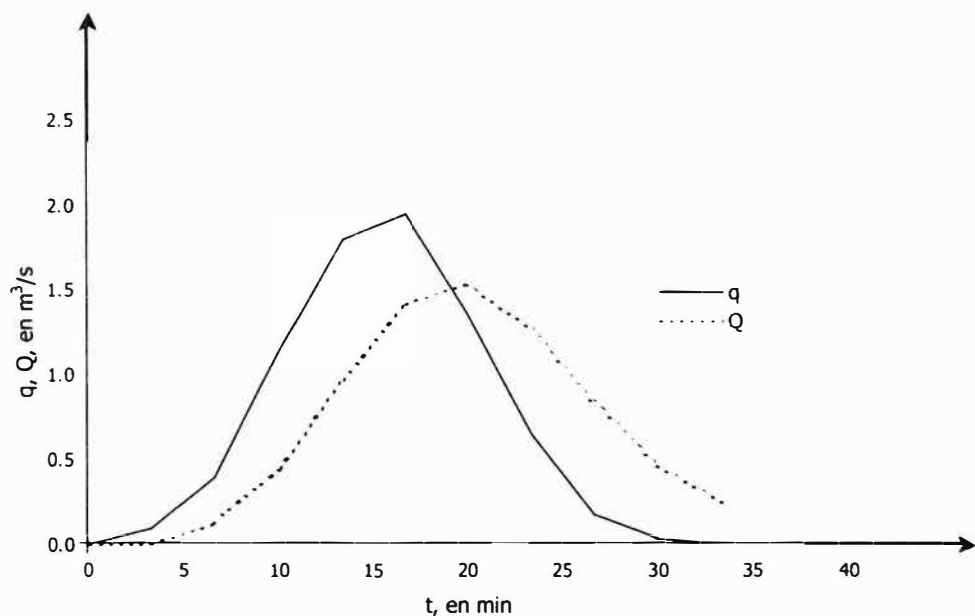


Figura 5.23. Hidrogramas virtuales de entrada y de salida para el colector (j).

El tránsito del hidrograma virtual de entrada permitió que el gasto máximo se redujera de 1.9414 a 1.5282  $\text{m}^3/\text{s}$ , es decir, este último valor resulta ser el gasto de diseño.



Con el apoyo de la ecuación siguiente se determina el diámetro teórico del tramo (j):

$$D = \left[ \frac{3.21 \ln Q}{S^{1/2}} \right]^{3/8} = \left[ \frac{(3.21)(0.013)(1.5282)}{(0.002)^{0.5}} \right]^{3/8} = 1.142$$

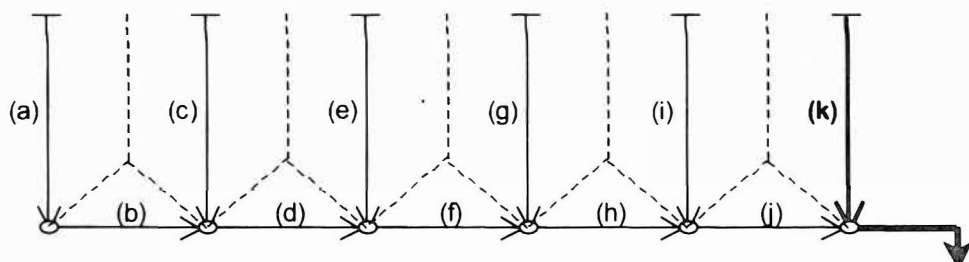
$$D = 1.142 \text{ m}$$

Sin embargo, comercialmente de diámetro será de  $D_i = 1.22 \text{ m}$ , y en consecuencia el diseño final resulta:

$$D_i = 1.22 \text{ m}$$

$$S_i = 0.002$$

## 11. Diseño del tramo (k)



Este tramo es de cabecera, por tanto se tiene:

$$D_k = 0.30 \text{ m}$$

$$S_k = 0.002$$

## 12. Resumen general

En la tabla 5.28 se muestran los resultados que se obtuvieron para cada uno de los tramos que integran la red de alcantarillado pluvial, aplicando el Método del Road Research Laboratory (RRL).

Tabla 5.28. Resultados de la red de alcantarillado pluvial aplicando el método del RRL.

| Tramo | P <sub>e</sub> , mm<br>(1) | T <sub>c</sub> , min<br>(2) | A, ha<br>(3) | Q <sub>D</sub> , m <sup>3</sup> /s<br>(4) | D <sub>t</sub> , m<br>(5) | D <sub>c</sub> , m<br>(6) | v, m/s<br>(7) | t <sub>t</sub> , min<br>(8) |
|-------|----------------------------|-----------------------------|--------------|-------------------------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------|-----------------------------|
| a     | 6.90                       | 10.0                        | 1.525        | 0.1591                                    | 0.49                      | 0.30                      | 0.982         | 2.0                         |
| b     |                            |                             |              |                                           |                           | 0.61                      |               |                             |
| c     |                            |                             |              |                                           |                           | 0.30                      |               |                             |
| d     |                            |                             |              |                                           |                           | 0.91                      |               |                             |
| e     | 7.52                       | 12.0                        | 5.330        | 0.5461                                    | 0.78                      | 0.30                      | 1.282         | 1.7                         |
| f     |                            |                             |              |                                           |                           | 1.07                      |               |                             |
| g     |                            |                             |              |                                           |                           | 0.30                      |               |                             |
| h     |                            |                             |              |                                           |                           | 1.07                      |               |                             |
| i     | 8.03                       | 13.7                        | 9.311        | 0.9479                                    | 0.96                      | 0.30                      | 1.428         | 1.7                         |
| j     |                            |                             |              |                                           |                           | 1.07                      |               |                             |
| k     |                            |                             |              |                                           |                           | 0.30                      |               |                             |
|       |                            |                             |              |                                           |                           | 1.22                      |               |                             |
|       | 8.51                       | 15.4                        | 13.061       | 1.2763                                    | 1.06                      | 1.07                      | 1.428         | 1.3                         |
|       |                            |                             |              |                                           |                           | 0.30                      |               |                             |
|       | 8.87                       | 16.7                        | 17.036       | 1.5282                                    | 1.14                      | 1.22                      | 1.559         | 1.5                         |
|       |                            |                             |              |                                           |                           | 0.30                      |               |                             |

(1) Precipitación efectiva, en mm

(2) Tiempo de concentración, en min

(3) Área total de aportación, en ha

(4) Gasto de diseño, en m<sup>3</sup>/s

(5) Diámetro teórico, en m

(6) Diámetro comercial, en m

(7) Velocidad a tubo lleno, en m/s

(8) Tiempo de traslado, en min

### 5.1.3. Conclusiones

Este ejemplo sobre el diseño de una red de alcantarillado pluvial a una cuenca real, se realizó con el propósito de aclarar los conceptos teóricos del método del Road Research Laboratory (RRL).

Ahora bien, se utilizó una cuenca pequeña para facilitar el desarrollo de las etapas, aunque en la práctica se puede utilizar para cuencas con extensiones de mayor magnitud. Asimismo, en los tramos cabecera se pueden utilizar tiempos de entrada de 15 y/o 20 min, en cuencas urbanas que drenan superficies mayores a 0.5 km<sup>2</sup>.

### Referencias

Chow, V.T. (2005): Hidráulica de los canales abiertos, Santafé de Bogotá, Colombia, McGraw-Hill Interamericana.

\_\_\_\_\_ (1964): Handbook of Applied Hydrology, Nueva York, McGraw-Hill.







## **Hidrología Urbana**

**Universidad Autónoma Metropolitana**  
*Unidad Iztapalapa*

**Departamento de Ingeniería de Procesos e Hidráulica**  
**División de Ciencias Básicas e Ingeniería**

Impresión offset, en papel bond blanco de 90 grs., 240 páginas.

Portada en cartulina sulfatada 1 cara de 12 pts.

Medida final 17 x 23 cms., Encuadernación rústica cosida

Cuidado de la Edición, Diseño, impresión y acabado

***Concepto impreso***

Fray Bernardino de Sahagún núm 99

Col. Vasco de Quiroga, Deleg. Gustavo A. Madero

CP 07440, México DF

La edición consta de 500 ejemplares

**mayo de 2010**





ISBN 978-607-477-269-2



9 786074 772692