



**Universidad Autónoma de Querétaro
Facultad de Ingeniería
Maestría en Ciencias
Línea Terminal Hidráulica**

**DISEÑO SISTEMÁTICO, BASADO EN SIG, PARA REDES DE
ALCANTARILLADO PLUVIAL**

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de
Maestro en Ciencias

Presenta:
Ing. Abraham Aranda Plata

Dirigido por:
Dr. Nabil Mobayed Khodr

SINODALES

Dr. Nabil Mobayed Khodr
Presidente


Firma

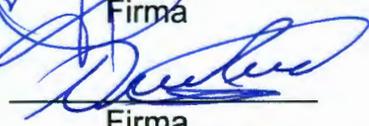
Dr. Ramón Domínguez Mora
Secretario


Firma

Dr. Miguel Ángel Domínguez Cortazar
Vocal

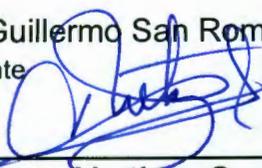

Firma

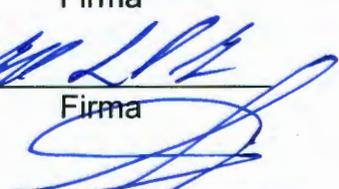
Dr. Eusebio Jr. Ventura Ramos
Suplente


Firma

M.I. Guillermo San Román García
Suplente


Firma


Ing. Jorge Martínez Carrillo
Director de la Facultad


Dr. Sergio Quesada Aldana
Director de Investigación y
Posgrado

Centro Universitario
Querétaro, Qro. Noviembre 2002

México
BIBLIOTECA CENTRAL UAQ
"ROBERTO RUIZ OBREGON"

No. Adq. H67409

No. Título _____

Clas. 628.2

A662d

EJ. 1

RESUMEN

La base del presente estudio es la aplicación, a zonas urbanas, del **Modelo distribuido de lluvia-escorrentamiento HIDRAS**, tradicionalmente utilizado para cuencas naturales. En el trabajo de tesis, se plantean algoritmos que permiten configurar los arroyos y terraplenes que forman la traza urbana, mediante un manejo adecuado de información en formato *raster* y vectorial, a partir de curvas de nivel topográficas y de la distribución conocida de calles y manzanas. Lo anterior permitió que los escurrimientos pluviales reconocieran las condiciones impuestas por una geometría modificada a causa de la urbanización que ha tenido lugar en la superficie de drenaje.

Además del desarrollo del modelo se eligió una cuenca urbana, en Querétaro, y se realizaron mediciones de campo. Las mediciones consistieron en el registro de la profundidad del agua en la descarga del drén Marqués durante las ocurrencias de eventos de tormenta. Esta actividad, proporcionó las bases para el proceso de calibración y validación del modelo HIDRAS (Mobayed, 2001) en cuencas urbanas. Los datos de precipitación en la zona fueron obtenidos de los registros tomados en la estación climatológica Querétaro de la Comisión Nacional del Agua.

La información recopilada (hietogramas) sirvió como plataforma para la aplicación del modelo distribuido, lo que permitió estimar los escurrimientos pluviales que se generan en la zona de estudio a partir de hidrogramas incipientes generados según la metodología planteada por Haan (1970) para hidrogramas de respuesta súbita.

El trabajo de tesis tuvo como finalidad establecer criterios generales para representar las cuencas urbanas mediante modelos digitales de elevación (MDE) empleando sistemas de información geográfica, así como la aplicación y comprobación del modelo hidrológico distribuido HIDRAS -adecuado a zonas urbanas- mediante simulaciones calibradas de la escorrentía pluvial en la zona de influencia al dren Marqués.

(Palabras clave: configurar, mediciones, Haan, MDE, HIDRAS)

SUMMARY

The basis of this study is the application of the *HIDRAS Distributed Model* for Rainfall-Runoff in urban areas, a model traditionally used for natural watersheds. In this thesis algorithms are proposed which aid in laying out streets and embankments included in urban design by means of the appropriate handling of information in the *raster* and vectorial format based on topographical level curves and the known distribution of streets and blocks, This allowed pluvial runoffs to recognize the conditions imposed by a geometry modified by urbanization that has taken place on drainage surfaces.

Besides developing the model, an urban watershed in Queretaro was chosen and field measurements were taken. The measurements consisted of registering the depth of the water in the flow of the marques drain during storm events. This provided the bases for a calibration and assessment process of the HIDRAS model (Mobayed, 2001) in urban watersheds. Local precipitation data was obtained from the records of the National Water Commission's Queretaro weather station .

The information obtained (hyetographs) was used as a platform for application of the distributed model, which enabled us to estimate pluvial runoff occurring in the area under study through initial hydrographs generated by the Haan (1970) methodology for rapid response hydrographs.

The object of this thesis was to establish general criteria for representing urban watersheds by means of digital elevation models (DEM) using geographic information systems, as well as applying and assessing the HIDRAS hydrological distributed model - appropriate for urban areas using calibrated simulations of pluvial runoff in the area served by the Marques drain.

(Key words: laying out, measurements, Haan, DEM, HIDRAS)

Dedico este trabajo:

De manera especial y con todo mi cariño, a la personita, para mi, más linda y amorosa, **Karla Benita**.

A mi compañera y amiga, **Graciela**.

A mi padre **Jorge Aranda Casillas**.

A mi madre **Benita Plata Nolasco**.

AGRADECIMIENTOS

En el desarrollo humano, cada individuo establece sus propias metas, en las cuales, dios es inherente a ellas por sobre todas las cosas. Gracias **dios** por permitirme finalizar esta tesis que representa el resultado de una ilusión.

Creo que apoyo, ayuda, comprensión, ánimo, paciencia y amor son definiciones invaluable cuando se dan sinceramente, y tú, Graciela, me apoyaste incondicionalmente en mis decisiones, me ayudaste cuando más lo necesite, me comprendiste ante cualquier adversidad, me diste ánimo cuando pensaba en claudicar, me tuviste paciencia para que hiciera realidad mi ilusión y sobre todo, me brindaste siempre tu amor y lo más hermoso, nuestra hija. Gracias por todo **Graciela**, mucho mucho.

Gracias **Karlita** por regalarme tu amor, tus cariños y tu sonrisa lo cual, es mi principal motivación.

Papá, le agradezco sus regañones, su apoyo, sus consejos, su autoridad y su carácter hacia mi, eso, en todas las etapas de mi vida, me ha valido para superar mis retos y valorar la clase de hombre que dios me dio como padre. Con todo mi cariño, respeto y admiración, gracias Papá.

Madre, no recuerdo una situación difícil o feliz de mi vida en que tu no estuvieras conmigo para brindarme tu apoyo, gracias por tus desvelos, tus preocupaciones, tu apoyo incondicional y tus cuidados. Gracias por ser mi madre y amiga; gracias de todo corazón.

Mari, Beto, Jorge, Lalo y Gladis gracias por sus consejos y apoyo.

Agradezco a mi amiga y siempre compañera de equipo, Adriana por su inestimable amistad todos estos años de conocernos.

Gracias Charly por tu motivación, afecto y valiosas lecciones.

Dr. Nabil Mobayed K. gracias por sus ideas, asesorias y consejos en la realización de esta tesis.

Agradezco al Departamento de Hidráulica de la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la Comisión Federal de Electricidad, por brindarme todas las facilidades para poder finalizar mi proyecto de tesis.

CONTENIDO

	Página
RESUMEN	i
SUMMARY	ii
AGRADECIMIENTOS	iv
ÍNDICE	v
ÍNDICE DE TABLAS	viii
ÍNDICE DE FIGURAS	ix

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Antecedentes y justificación.....	1
1.2 Objetivos y metas.....	2
1.3 Metodología	2
1.4 Infraestructura.....	3
1.5 Contribución esperada.....	4
CAPÍTULO 2: REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 Hidrología urbana.....	5
2.2 Desarrollo de la hidrología urbana	7
2.2.1 Técnicas hidrológicas usadas en los modelos.....	10
2.2.2 Proceso de modelación	15
2.2.3 Paquetes de computadora.....	16

2.3	Métodos comúnmente utilizados en la hidrología urbana	17
2.3.1	Método racional	18
2.3.2	Método gráfico alemán	19
2.3.3	Método del <i>Road Research Laboratory (RRL)</i>	20
2.3.4	Método del hidrograma unitario	21
2.4	Situación actual.....	22
2.4.1	Líneas de investigación y desarrollo	24
CAPÍTULO 3: USO DE MDE Y TRÁNSITO DE AVENIDAS EN HIDROLOGÍA.....		28
3.1	Introducción	28
3.2	Modelo HIDRAS.....	30
3.3	Precipitación en exceso	34
3.4	Hidrogramas incipientes. Método de Haan	37
CAPÍTULO 4: APLICACIÓN DE MODELO HIDRAS EN CUENCAS URBANAS		42
4.1	Caracterización del área de estudio.....	42
4.1.1	Condiciones naturales.....	42
4.1.2	Cuenca urbanizada.....	47
4.1.3	Marcado de calles, drenes y terraplenes	50
4.2	Información hidro-climatológica.....	55
4.3	Aplicación del programa HIDRAS	60
4.3.1	Entrada de datos al programa.....	63
4.3.2	Parámetros de calibración	67

4.3.3	Hidrogramas resultantes.....	68
4.3.4	Simulaciones de predicción	74
CAPÍTULO 5: CONCLUSIONES.....		78
FUENTES DE INFORMACIÓN.....		81
ANEXOS.....		87

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla		Página
4.1	Resultados obtenidos del aforo realizado el día 15 de Junio del 2001	58
4.2	Resultados obtenidos del aforo realizado el día 21 de Junio del 2001	59
4.3	Datos de precipitación a cada hora	60
4.4	Archivo de datos para ejecutar el programa HIDRAS	63
4.5	Valores de humedad (CNII) empleados para cada evento	65

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura		Página
2.1	Incremento en los escurrimientos debido a la urbanización	5
2.2	Proceso y modelado general de lluvia escurrimiento	11
2.3	Modelo lluvia-escurrimiento que genera gasto pico e hidrogramas	12
2.4	Modelos de infiltración-escurrimiento, utilizados comúnmente en los cálculos de hidrología urbana	13
2.5	Representación gráfica del método racional	18
2.6	Suma de hidrogramas de colectores consecutivos y recurrentes (a,b)	19, 20
2.7	Escalas de configuración de los sistemas de drenaje pluvial urbano	24
3.1	Esquema de un MDE con sus áreas de aportación	28
3.2	Red de flujo en un MDE de 16 elementos	30
3.3	Comportamiento de variables empleadas en el método de abstracciones del SCS	35
3.4	Hidrograma adimensional de Haan para diferentes valores de K	39
3.5	Curva de ajuste obtenida por Haan de la relación K y $(qP \cdot tP) / \nabla$	39
3.6	Esquema de la configuración de hidrogramas iniciales	40
4.1	Dominio de la zona de estudio	43
4.2	Objeto poligonal de un plano vectorizado y conversión a formato tabular	44
4.3	MDE de la zona en estudio (aprox. año 1960)	45
4.4	Referenciación de altitudes en <i>SURFER</i> ® y mapas tipo <i>raster</i>	45
4.5	Orden de almacenamiento de datos (altitudes) en <i>SURFER</i> ® y mapas tipo <i>raster</i>	46

ÍNDICE DE FIGURAS (Continuación)

Figura		Página
4.6	Zona de estudio discretizada en celdas geomorfológicas (áreas tributarias por tramo)	49
4.7	MDE modificado con el marcado de calles	52
4.8	MDE modificado por sobreelevaciones del terreno (terraplén)	53
4.9	Cuenca modificada por la traza urbana	54
4.10	Hidrograma aforado y hietograma del día 15 de Junio del 2001	55
4.11	Hidrograma aforado y hietograma del día 20 de Junio del 2001	56
4.12	Hidrograma aforado y hietograma del día 21 de Junio del 2001	56
4.13	Hidrograma aforado y hietograma del día 5 de Abril del 2002	57
4.14	Dominios en estudio (MDE total y cuenca urbanizada)	61
4.15	Red de drenaje en cuenca urbana y áreas de aportación por tramo	62
4.16	Mapa temático de uso de suelo en condiciones actuales (2002)	66
4.17	Dren Marqués. Hidrograma del día 15 de Junio del 2001	71
4.18	Dren Marqués. Hidrograma del día 21 de Junio del 2001	72
4.19	Hidrogramas del día 21 de Junio del 2001 distintos grados de escalamiento	73
4.20	Mapa temático de uso de suelo suponiendo más área urbanizada	75
4.21	Hietograma para un $T_r=50$ años y una duración de 5 hr.	76
4.22	Hidrogramas de diseño con diferentes escenarios	77

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes y justificación

Actualmente, uno de los problemas que afrontan las poblaciones modernas es el manejo adecuado de los recursos hidráulicos. Las inundaciones en zonas urbanas, producto de precipitaciones no siempre intensas, constituyen un fenómeno recurrente que merece respuestas puntuales, particularmente por el impacto socioeconómico que representan.

Con frecuencia, existen ciudades o antiguos asentamientos que ni siquiera cuentan con sistemas independientes de alcantarillado pluvial, mucho menos con estudios hidrológicos o herramientas de análisis para realizar un diseño adecuado de sus obras hidráulicas. Cuando no se tiene una adecuada planificación del sistema de drenaje pluvial, o éste no se haya contemplado en el plan de desarrollo urbano, los efectos hidrológicos se traducen en problemas de inundación, con distintos grados de intensidad, que impactan a la población con daños materiales y sanitarios.

Los estudios hidrológicos en zonas urbanas proporcionan los fundamentos necesarios para el diseño de los sistemas de drenaje pluvial y para el control de inundaciones. La teoría de los procesos de lluvia-escurrimiento en zonas urbanas, sirve de fundamento para el desarrollo de modelos prácticos, cuya solución puede obtenerse mediante hojas de cálculo o por computadora.

Las actuales herramientas de cómputo permiten diseñar, revisar e incluso operar y controlar sistemas hidráulicos. De la misma manera que se han desarrollado computadoras de mayor capacidad, también se han formulado programas de cómputo capaces de elaborar estudios hidrológicos completos y de efectuar proyectos hidráulicos a nivel ejecutivo.

La necesidad de elaborar proyectos integrales para el desalojo del escurrimiento pluvial y la demanda creciente de obras de protección en zonas urbanizadas, hace que el desarrollo de herramientas de cálculo sea un requerimiento indispensable para la planificación urbana. Por supuesto, es deseable que tales herramientas se fundamenten en los métodos actuales de análisis y diseño, como es el caso de los modelos distribuidos lluvia-escurrimiento, y el manejo interactivo de datos a través de sistemas de información geográfica.

1.2 Objetivos y metas

Desarrollar algoritmos para generar un modelo digital de elevación (MDE) que se adapte al terreno y a las condiciones topográficas que imponen la trazas urbanas. Aplicar un modelo distribuido de lluvia-escorrimento en cuencas, efectuando los cambios que sean necesarios para su aplicación a zonas urbanas (asignación de coeficientes de escurrimiento y geometría de canales, fórmulas para tiempo de concentración, etc.). Seleccionar una cuenca urbana de referencia, identificar los sitios de control y efectuar campañas de mediciones del escurrimiento pluvial durante la época de avenidas. Validar el modelo propuesto mediante los datos hidrométricos en la descarga de la cuenca y establecer criterios para su empleo, con fines de aplicación más general.

Las metas del proyecto de tesis corresponden a la obtención de los siguientes resultados:

- a) Algoritmo para pasar de un plano que contenga topografía y traza urbana a un MDE adaptado (a las nuevas condiciones).
- b) Estudio y adecuación del modelo distribuido lluvia-escorrentía HIDRAS, para el diseño hidrológico de los sistemas urbanos de drenaje pluvial, con revisión de las condiciones hidráulicas en las que ocurre el tránsito de avenidas.
- c) Mediciones de campo para validación del modelo.
- d) Aplicación a caso real y validación del modelo según los objetivos alcanzados en las metas anteriores.

1.3 Metodología

La metodología para el desarrollo y aplicación de un modelo hidrológico distribuido de lluvia-escorrimento a una cuenca urbanizada, comprende las siguientes etapas:

- a) Revisión bibliográfica, sobre todo de los métodos, criterios y normas de diseño actuales de sistemas de drenaje pluvial. Investigación sobre los modelos matemáticos que se utilizan para el diseño de drenaje pluvial.
- b) Definición de criterios para la estimación de escurrimientos, generados a partir de las superficies de captación y las precipitaciones de diseño. Estudio del modelo HIDRAS, con énfasis en el diseño de los sistemas de alcantarillado pluvial.

- c) Estudio de los algoritmos con los que operan los modelos hidrológicos, con énfasis en el programa HIDRAS (Mobayed, 2001). El objetivo es definir todas las variables que pueden intervenir durante el funcionamiento de la red de drenaje, a fin de establecer qué información adicional va a ser requerida.
- d) Estructuración de los cambios que necesite el programa de cómputo, para que pueda efectuarse la simulación de una red de alcantarillado pluvial. Esta etapa incluye la revisión de algoritmos diversos para asignación de coeficientes de escurrimiento, geometría de conducciones, cálculo de tiempos de concentración, coeficientes asociados al tránsito de avenidas, etc.
- e) Diseño del algoritmo y programas de cómputo para construir el MDE en formato *raster*, a partir de topografía en formato vectorial. Se considera también la adecuación del MDE conforme a la traza urbana de la zona en que se aplique el estudio (definición de arroyos y terraplenes).
- f) Adecuaciones al programa REDRAS (Mobayed, 2001) para la definición de áreas urbanas de aportación pluvial, por cada tramo del sistema de alcantarillado. Además de las áreas, se busca establecer la configuración de la red que forman propiamente los drenes pluviales (arroyos de calles).
- g) Campaña de mediciones hidrométricas en la descarga de la cuenca urbana preestablecida, con fines de prueba (o calibración) del modelo propuesto. Se incluye obtención de mediciones de intensidad de lluvia, correspondientes a los días en los cuales se realicen los trabajos de aforo.
- h) Aplicación a caso real, con el fin de probar la bondad del modelo. Con esta etapa, se pretende el establecimiento de criterios generales para la aplicación del modelo hidrológico a otras cuencas de tipo urbano.

1.4 Infraestructura

Debido a la naturaleza del trabajo, se requirió apoyo de la Comisión Estatal de Aguas de Querétaro, a fin de obtener información del sistema de alcantarillado pluvial definido para el estudio. Por otro lado, se valió de la información climatológica local, que recopila la CNA, y el registro del pluviógrafo instalado en la propia Universidad. Asimismo se utilizaron los programas de cómputo REDRAS e HIDRAS (Mobayed, 2001) como base para estructurar la configuración de las áreas de drenaje y para simular el proceso de lluvia-escorrentía en zonas urbanas.

1.5 Contribución esperada

Formulación de una metodología para aplicar modelos de escorrentía, de tipo distribuido, a cuencas urbanas. Metodología y criterios para la adecuación de MDE conforme al trazado de calles, que tome en cuenta la influencia de arroyos y terraplenes. De igual manera, se probarán diversas adecuaciones para la asignación de coeficientes de escurrimiento y la propia simulación del tránsito de avenidas. Todo lo anterior podrá ser validado a través de la medición de eventos de tormenta, en una cuenca bien delimitada, a fin de probar la bondad del modelo.

CAPÍTULO 2

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

2.1 Hidrología urbana

La hidrología urbana es la parte de la hidrología que está enfocada a resolver los problemas de drenaje pluvial en zonas urbanizadas. La construcción de casas, edificios comerciales, estacionamientos, caminos pavimentados y calles, incrementa la cubierta impermeable en una cuenca reduciendo la infiltración provocando graves cambios en el comportamiento del escurrimiento pluvial, en cuanto a magnitud, velocidad de flujo e infiltración (Breña, 1985). El crecimiento de la mancha urbana provoca, además, una alteración en la eficiencia hidráulica de canales artificiales, cunetas, sistemas de recolección y drenaje del agua de lluvia (ver **Figura 2.1**).

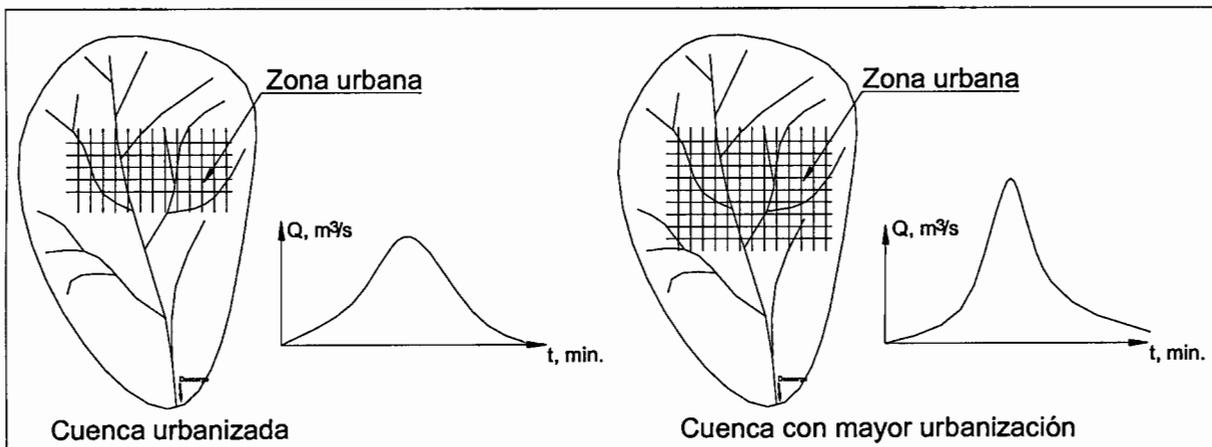


Figura 2.1 Incremento de escurrimientos debido a la urbanización (Breña, 1985).

Puesto que es habitual el crecimiento de las ciudades, el presente proyecto de tesis cobra gran importancia por cuanto hace al impacto ocasionado por el incremento de los escurrimientos pluviales. Contar con una interfase de trabajo que acoople un sistema de información catastral de la traza urbana y un modelo distribuido de lluvia-escurrimiento, facilitará evidentemente el estudio físico-hidrológico del drenaje pluvial y ayudará a diseñar mejores alternativas para el desalojo de los escurrimientos.

De las consultas bibliográficas, por *internet* o directamente con ingenieros que comercializan *software* especializados en ingeniería hidráulica, se comprobó que a la fecha no existen programas (o su circulación es muy restringida) que consideren conjuntamente los escurrimientos pluviales, la infraestructura citadina y sus áreas de aportación, caracterizadas éstas, a partir de un modelo digital de elevación. Mucho menos se encontraron bases de datos con hidrometría pluvial en zonas urbanas.

En realidad, la hidrología urbana y el avance en el modelado del fenómeno lluvia-escurrimiento se han desarrollado por más de 150 años. Actualmente, los esfuerzos se centran en la aplicación de programas de modelos matemáticos, y hasta la fecha se han alcanzado pocos adelantos teóricos. Aunque modelos y métodos de diseño han tenido gran éxito, todavía existen problemas significativos por superar, especialmente incertidumbres causadas por la variabilidad espacial de la lluvia entre otros. La descripción del proceso de escurrimiento, se sabe, es todavía inadecuada, y aún no ha sido fácil definir tiempos de concentración cercanos a la realidad.

Es cierto que la teoría lluvia-escurrimiento ha buscado esclarecer el escenario y aclarar deficiencias en los modelos, pero se requieren investigaciones futuras que incluyan: variabilidad de la lluvia, registro de mediciones e interfases de ajuste entre modelos inicialmente concebidos para cuencas naturales. En la actualidad, el concepto de sistema distribuido se está utilizando cada vez más como una ayuda para el entendimiento y solución de problemas complejos, puesto que toman en cuenta el comportamiento espacio-temporal de las variables involucradas en el fenómeno. Algunas veces se ignora la variación espacial, y el problema se maneja como un sistema agregado o un grupo de sistemas que, en su conjunto, produce un modelo completo.

Como una herramienta para la planeación y administración, se han propuesto muchos modelos para el estudio de cuencas. La determinación del volumen de esorrentía y el caudal pico o máximo son tópicos muy importantes para el manejo de las aguas pluviales en zonas urbanas. Los métodos para calcular estas variables van desde la muy conocida fórmula racional hasta los más avanzados modelos de simulación por computadora, como es el caso del programa *Storm Water Management* (Breña, 1985).

El diseño de sistemas de alcantarillado pluvial supone comúnmente la determinación de diámetros, pendientes y elevaciones de plantilla para cada tubo de la red, así como el dimensionamiento de estructuras auxiliares. En el caso de la tesis, el trabajo contempla solamente el cálculo de escurrimientos en cuanto a forma y tiempo de ocurrencia, además del volumen pluvial y magnitud de gastos máximos, mas no incluye el diseño geométrico del propio sistema. Sin embargo, facilita la localización de la red de drenaje, usualmente sujeta a una cantidad considerable de criterios subjetivos (los hidrólogos normalmente suelen investigar sólo una pequeña cantidad de distribuciones posibles).

En resumen, el diseño del drenaje pluvial se divide en dos partes: predicción de la escorrentía y diseño geométrico del sistema. En años recientes, la modelación del proceso de lluvia-escurrimiento para cuencas urbanas ha sido una actividad muy común y hoy en día se conoce una gran variedad de modelos. Entre ellos, vale la pena destacar los descritos por Chow y Yen (1977), Heeps y Mein (1974), Brandsetter (1976), McPherson (1975), Colyer y Pethick (1977), Yen (1978) y Kibler (1982); (Chow *et al.*, 1994). Actualmente, los esfuerzos se han orientado al desarrollo de modelos distribuidos sustentados en principios físicos, que toman en cuenta el comportamiento espacial y temporal de las variables involucradas en el fenómeno.

2.2 Desarrollo de la hidrología urbana

En 1850 Mulvaney y otros investigadores propusieron un método para determinar índices de gasto de diseño y establecer las dimensiones de canales de drenaje en zonas rurales de Irlanda. Años después, se dio a conocer el método racional, que fue el primero en sugerir una respuesta al fenómeno lluvia-escorrentía, el cual proporcionó la primera metodología para convertir la precipitación en escurrimiento superficial.

En regiones urbanas, destaca la caracterización de procesos hidrológicos realizada por Kibler (1982) y Hall (1984), y la presentada por la ASCE/WEF (1992). Existen muchos estudios que tratan la influencia de la urbanización en el incremento de volúmenes, algunos relativamente antiguos como los de Izzard (1946) y Hollis (1975). Este último, con mediciones en una cuenca urbana de 94 hectáreas y una rural adyacente de 112, realizadas en 1973, observándose que los picos y volúme-

nes más altos ocurrieron a la salida de la primera, hasta cerca de seis veces más que el volumen aforado en la zona rural.

Antiguamente, los drenes y canales se diseñaban por ensayo y error, pues no había información para desarrollar métodos que calcularan gastos de diseño apropiados. Un avance importante vino en 1770 con la fórmula de Chezy para fricción en canales (Geoffrey O'Loughlin, 1996) y la obtención de datos meteorológicos en Europa, desde el siglo XIX.

Como ya fue señalado, Mulvaney desarrolló el método racional para estimar el gasto e inventó un pluviómetro para medir intensidades de lluvia (según reporta Dooge, 1957). Para el diseño de alcantarillas, en ese entonces, se idearon varias fórmulas para determinar el escurrimiento pluvial, al relacionarlo con el área de captación. La expresión general era la siguiente:

$$Q = c \cdot A^b \quad (2.1)$$

donde: Q es el gasto de descarga (m^3/s); A , el área de captación (ha ó km^2); c , factor que depende del uso de suelo, pendiente y otras características; y b , constante que varía entre 0,5 y 1. La fórmula es empírica y se desarrolló por medio de observaciones realizadas en sitios particulares, aunque algunas fueron publicadas como procedimientos generales como las de Burkli-Ziegler y Adams-McMath.

Kuichling (1889) en Estados Unidos y Davis (1906) en el Reino Unido, fueron los primeros en aplicar el método racional al diseño de drenajes urbanos (ver ecuación 2.5). Aunque el procedimiento no fue adoptado de inmediato, sus avances fueron gradualmente reconocidos y, en 1940, se convirtió en el método estándar para el diseño de sistemas urbanos de drenaje pluvial. A partir de 1945, en Francia, los ingenieros utilizaron el método de Caquot (1941), derivado también de la fórmula racional. Como las mediciones de intensidad eran la información principal, la técnica se volvió aplicable a cualquier localidad que tuviese datos de precipitación; además, sirvió para conocer los efectos del tiempo de concentración y coeficientes de escurrimiento en distintas captaciones.

Con respecto a la información climatológica, desde un inicio se observó una relación significativa entre intensidad y duración de la tormenta. En Estados Unidos, Talbot y otros investigadores desarrollaron una relación de intensidad-duración-

frecuencia (I-D-F) que sirviera de base para aplicar la fórmula racional, y establecieron criterios estadísticos de diseño asociados a un intervalo medio de precipitación y un periodo de retorno como medida que representa la frecuencia del evento.

De 1930 a 1960, la investigación sobre el fenómeno lluvia-escurrimiento proporcionó un fundamento sólido para el desarrollo de la hidrología urbana. Sherman (1932) realizó avances en el concepto del hidrograma unitario sintético. Horton (1933) desarrolló su conocida teoría de infiltración. Zoch (1934-7) y Clark (1945) establecieron criterios para el tiempo y forma de tránsito, a los que siguieron Nash (1958) y Dooge (1959) con modelos de almacenamiento en cascada basados en el hidrograma unitario. El modelo de cuenca de Stanford (Linsley, 1966) fue el primer programa de simulación, ampliamente utilizado, que se basó en la mayoría de los modelos anteriores. En la década de los sesenta, destacan los trabajos realizados bajo la dirección del profesor Ven Te Chow, en la Universidad de Illinois. También, Laurenson (1964), Viessman (1966) y otros aplicaron modelos hidrológicos en cuencas urbanas.

Después del método racional, el siguiente gran avance fue el desarrollo de modelos por computadora para el diseño de sistemas de alcantarillado. Con base en las investigaciones de Watkins (1962), en el Reino Unido se formuló el método *TRRL* (de *Transport and Road Research Laboratory*); su empleo fue extenso y sirvió de base para otras formulaciones, como *ILLUDAS* (Terstriep y Stall, 1974) e *ILSAX* (O'Loughlin, 1993). Otro esquema importante fue *SWMM* (Huber y Dickinson, 1988; Roesner *et al*, 1988) dado a conocer desde 1971, propuesto como modelo hidrológico y simulador del transporte de contaminantes. Otro caso conocido fue *HSPF* (Johanson, 1984), derivado del modelo de cuenca de Stanford.

En los años setenta, se lograron avances notables al aplicar la teoría de la onda cinemática a flujos en zonas de planicie (Henderson y Wooding, 1964). El estudio de captaciones y los efectos de la urbanización, realizado por Rao (1972), dio lugar al desarrollo de modelos por parte de Desbordes (1974) y Kidd (1978). La importancia creciente por retener escurrimientos pluviales, trajo consigo el desarrollo de modelos de funcionamiento de vaso (Poertner, 1974) que se incorporaron luego a los métodos hidrológicos. Surgieron así modelos aplicables a zonas urbanas grandes y áreas rurales, como el *HEC-1* (Centro de Ingeniería Hidrológica, 1981), *TR55* (Servicio de Conservación de la Tierra de E.U., 1975), *RORB* (Laurenson y Mein, 1995), *RAFTS* (*WP Software*, 1996), *OTTSWMM* y *OTTHYMO* (Wisner, 1983); todos ellos con capacidad para modelar sistemas urbanizados y almacenamientos.

En Europa, se desarrollaron principalmente modelos para sistemas combinados, con más énfasis en el comportamiento hidráulico que en aspectos hidrológicos. En la década de los ochenta, surgieron programas hidráulicos detallados como el *WASSP* (Consejo Nacional del Agua del Reino Unido, 1981) y *MOUSE* (Instituto de Hidráulica de Dinamarca, 1996). Se hizo patente entonces la necesidad de contar con bases de datos hidrológicos para el desarrollo y calibración de esta clase de modelos. Instituciones como la Organización Americana de Geología y la Universidad de Belgrado recopilaron datos inherentes al drenaje urbano (Maksimovic y Radojkovic, 1986).

Los avances en materia de hidrología urbana y diseño de sistemas de drenaje no fue similar en todos los países y regiones. Con frecuencia, más bien, ha habido descontento por cuanto hace a la aplicabilidad de los métodos disponibles, ya que los problemas hidrológicos se orientaron al desarrollo de modelos de inundación, regulación de volúmenes (funcionamiento de vasos), efectos de infiltración (pérdidas) y caudales de conservación (gasto ecológico). Estos casos incluso se han refinado para involucrar la simulación de períodos continuos, necesaria en casos tales como el transporte de contaminantes y el modelado de aguas subterráneas.

En la actualidad, el empleo de modelos de parámetros distribuidos en hidrología ha permitido incorporar características físicas de las cuencas (red de drenaje, áreas de aportación, pendiente de cauces y laderas, condiciones precedentes de humedad, etcétera) al proceso de simulación de los escurrimientos pluviales. Con herramientas así, es factible hacer una mejor representación de las cuencas urbanas y por ende lograr una simulación más realista del fenómeno lluvia-escorrentía en tales áreas.

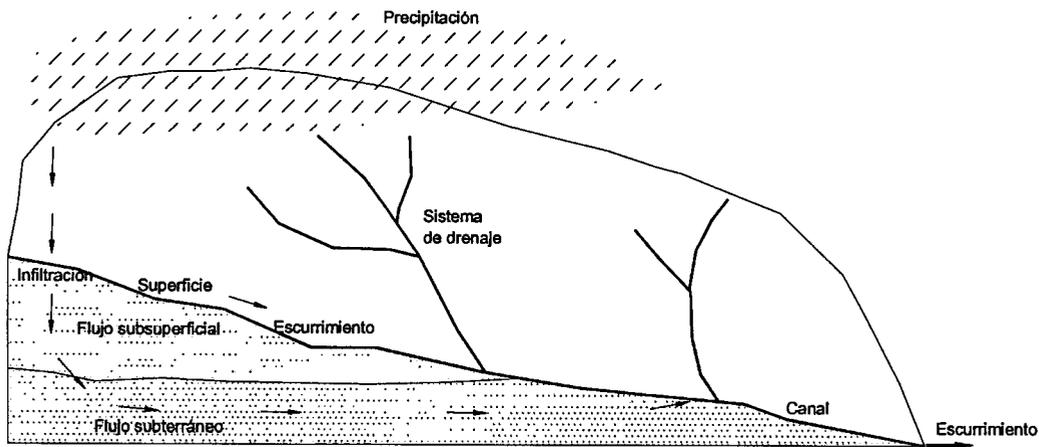
2.2.1 Técnicas hidrológicas usadas en los modelos

Muchas variantes de los modelos hidrológicos mostrados en la **Figura 2.2** han sido aplicadas al estudio del alcantarillado pluvial urbano (Yen y Jovanovic, 1986, 1986). El método racional, usado en diversidad de formas, es la manera más común de representar eventos pluviales. Aunque se han hecho esfuerzos por elaborar un procedimiento básico que involucre evaluaciones analíticas del coeficiente de escurrimiento y una mejor representación de las redes de drenaje, en la mayoría de los países todavía persiste la aplicación en su nivel más simple, según la forma descrita en el manual de *ASCE/WEF* (1992).

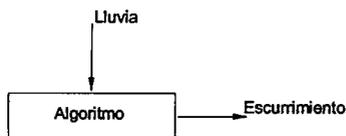
En condiciones estacionarias, el cálculo del tiempo de concentración en secciones prismáticas, se ha definido por ecuaciones de la forma siguiente (Eagleson, 1970):

$$t_c = \frac{6,9(L \cdot n)^{0,60}}{l^{0,40} S^{0,30}} \quad (2.2)$$

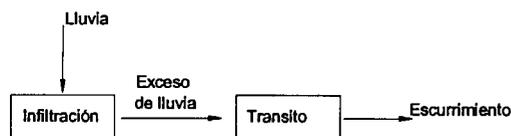
donde: t_c es el tiempo de concentración, en minutos; L , el recorrido superficial del flujo, en m; n , el coeficiente de rugosidad, adimensional; l es la Intensidad de precipitación, en mm/h; y S , la pendiente de terreno, en m/m.



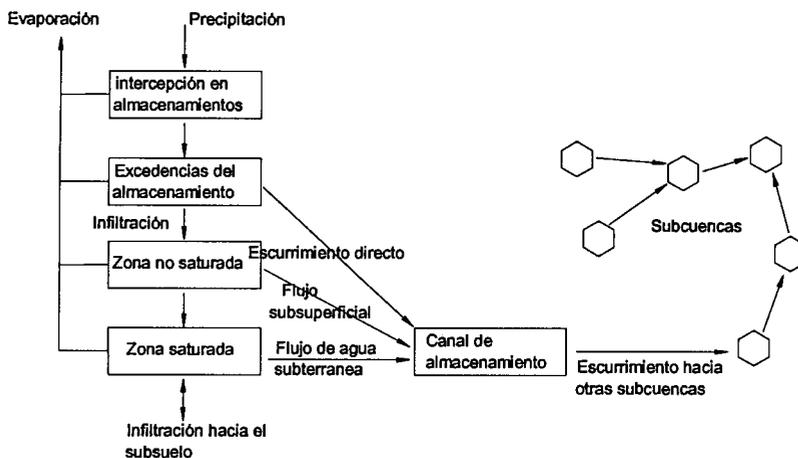
a) Proceso generado en una captación rural



b) Modelo simple de "caja negra"



c) Modelo en dos etapas (infiltración-transito)



d) Modelo físico del proceso lluvia-escurrimiento

Figura 2.2 Proceso y modelado general de lluvia escurrimiento
(Fuente: O'Loughlin *et al*, 1996)

Un modelo de pérdida y uno de tránsito se aplican generalmente una vez que se definen los pasos de tiempo para producir un hidrograma de salida a partir de un hietograma de la precipitación, según lo mostrado en la **Figura 2.3**.

Lo anterior muestra que el tiempo de concentración depende de la intensidad, sin influencia de alguna forma de almacenamiento. A pesar de la aproximación, la ecuación (2.2) puede no ser válida en muchos sistemas de drenaje.

Por otro lado, el nivel de representación mostrado en la **Figura 2.2c** ha sido aplicado en modelos ampliamente difundidos, tales como *TR55*, *RORB* y *SWMM*. Estos esquemas producen hidrogramas más determinísticos, lo cual no es realmente posible con el método racional, ya que simulan la captación pluvial como un encauzamiento hacia zonas de almacenaje. La cantidad de escurrimiento en las descargas es calculada por incrementos de tiempo y evita la sobreestimación de caudales al involucrar solamente las superficies realmente aportadoras.

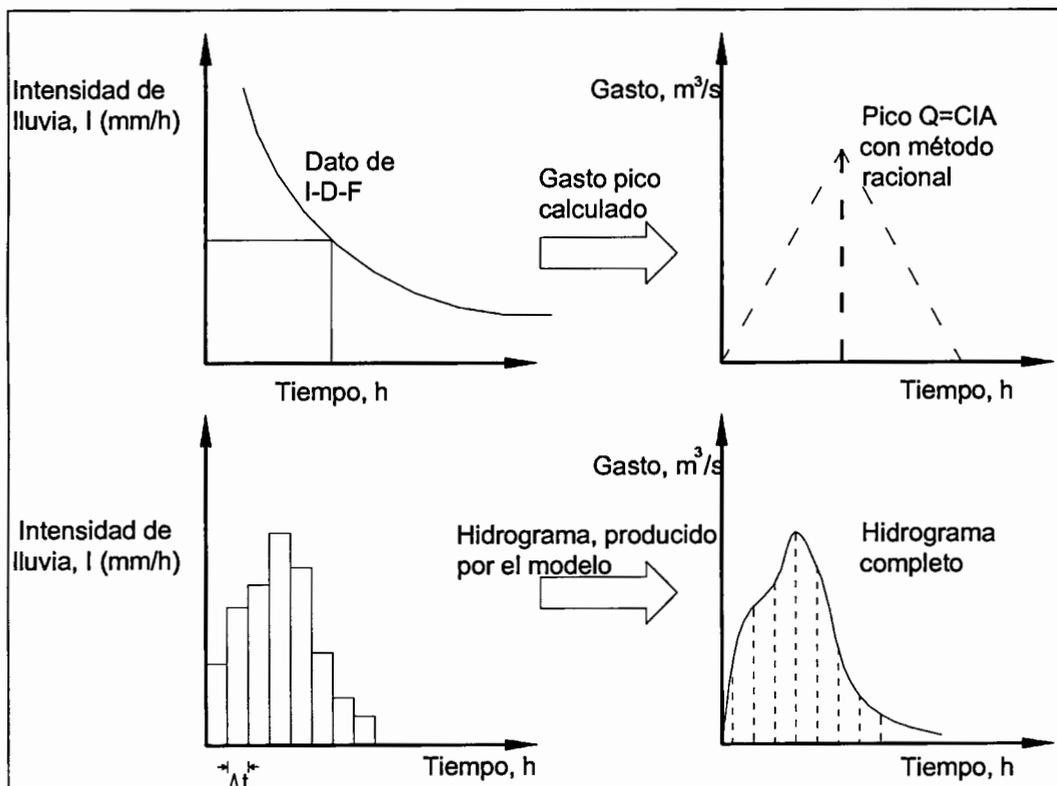


Figura 2.3 Modelo lluvia-escurrimiento que genera gasto pico e hidrogramas (Fuente: O’Loughlin *et al*, 1996)

Existen otra clase de modelos que utilizan el concepto de pérdidas de precipitación. Una representación de ellos se ilustra en la **Figura 2.4**. Tales esquemas de simulación suponen condiciones como las siguientes:

- a) Una pérdida inicial y una pérdida continua constante.
- b) Una pérdida inicial y una pérdida continua proporcional a la precipitación.
- c) Pérdida inicial e infiltración posterior según ecuaciones como la de Horton:

$$f = f_c + (f_0 - f_c) \cdot e^{-kt} \quad (2.3)$$

donde f es la capacidad de infiltración del suelo, en mm/h; f_0 y f_c , valores inicial y final (constantes) del parámetro, en mm/h; k , factor de ajuste (dimensional), en 1/h; y t es el tiempo asociado a la precipitación, en h. Pueden usarse también fórmulas similares como las de Green-Ampt o los criterios que aplica el modelo *SWMM*.

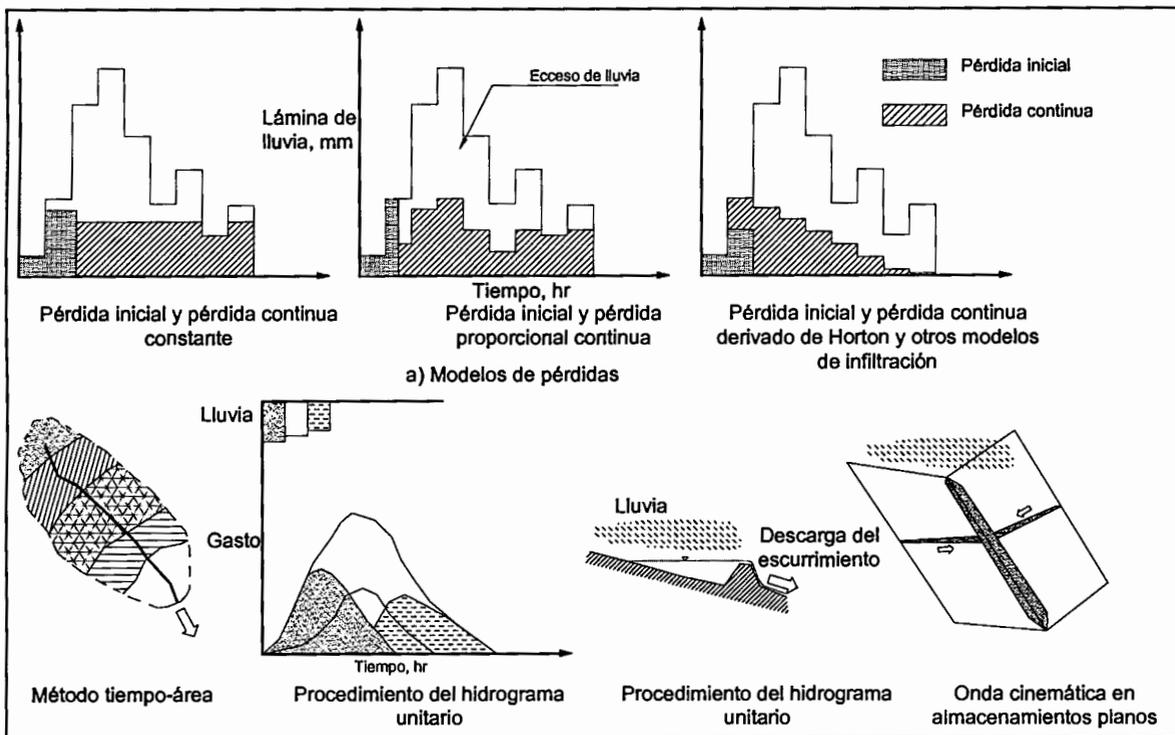


Figura 2.4 Modelos de infiltración-escorrentía, utilizados comúnmente en los cálculos de hidrología urbana (Fuente: O’Loughlin *et al*, 1996).

Estos modelos de infiltración y tránsito de avenidas (encauzamiento) que se muestran en la **Figura 2.4**, incluyen elementos como los siguientes:

- a) Método tiempo-área, para dividir la cuenca conforme al tiempo de recorrido hacia la salida, y agregar los escurrimientos según su tiempo de retardo.
- b) Procedimiento del hidrograma unitario, similar al que emplea el método *TR55*.
- c) Tránsito tipo embalse, ya sea lineal o no lineal (como en el modelo *WASSP*), según el criterio siguiente:

$$S = k \cdot Q^m \quad (2.4)$$

donde: S representa el volumen de almacenamiento, en m^3 ; Q , la salida o descarga, en m^3/s ; k y m , los parámetros del modelo ($m=1$ cuando es lineal). Por cierto que esta clase de métodos son muy similares al conocido modelo de onda cinemática.

Todos los modelos de tránsito incluyen un parámetro de tiempo para involucrar los efectos de concentración del flujo: el método racional ocupa el tiempo de concentración, y los de tipo depósito usan el parámetro k de almacenamiento que aparece en la ecuación (2.4). Cuando el parámetro es cero, no hay ninguna atenuación del flujo, y los hidrogramas se pueden aproximar a la llamada precipitación en exceso. Cuanto más largo es el parámetro de tiempo, mayor es el almacenaje del sistema y por ende más significativa la reducción de escurrimientos.

Los modelos generales de pérdida y tránsito de avenidas ofrecen generalmente buenos resultados, y no hay uno que sea superior a los demás. Esquemas complejos que simulan la infiltración y hacen tránsitos hidráulicos son teóricamente mejores, pero enfrentan las mismas limitaciones que los modelos concentrados, además del problema de asignación de parámetros. De hecho, un modelo complejo como el ilustrado en **Figura 2.2d**, raramente se utiliza en trabajo ordinario de diseño. Modelos de esta clase, como *HSPF* y *SWMM*, se emplean normalmente con fines de investigación y, acaso, para modelar problemas de contaminación. Es cierto que producen mejores resultados hidrológicos, pero requieren una base de datos considerable en comparación con modelos más simples.

tormenta más grandes, en el segundo caso, es factible ajustar una función de distribución a la frecuencia de datos y compararla con la que pueda obtenerse mediante el proceso de modelación. Este método es más difícil que el procedimiento determinístico ya que ocuparía una extensa base de datos de precipitación y caudal, por un período mínimo de diez años, en contraste con dos o más años para el otro procedimiento.

2.2.3 Paquetes de computadora

Antes del auge de las computadoras, los modelos empleaban procedimientos de cálculo, simples y progresivos, que podían seguirse o modificarse con facilidad según las necesidades de proyecto. Cuando se desarrollaron los programas, muchos de ellos se convirtieron en modelos empaquetados como productos comerciales y, con el desarrollo de las *PC*, relativamente accesibles a los usuarios. Un referente obligado son los programas hidrológicos, de bajo costo, elaborados por el Centro de Ingeniería Hidrológica del *U.S. Army Corps of Engineers* (los muy conocidos *HEC-1* *HEC-RAS*). En algunos países, determinado modelo es considerado como estándar (por ejemplo, el *Wallingford Software*, en el Reino Unido, y los modelos *DHI*, en los países Escandinavos) mientras que en otros, como Estados Unidos y Francia, ningún modelo ha sido preeminente. En Francia, el más común es *CEDRE* (Chocat, 1984) y, en E.U., el programa *TR55* ha tenido amplia difusión. Países como Australia y Sudáfrica han adoptado programas locales, como *RORB*, e internacionales, como los de *HEC* y *DHI*. Muchos de los programas en uso más avanzados se han desarrollado a partir del conocido programa *SWMM* y de su bloque *EXTRAN*.

Actualmente, los modelos de computadora están tendiendo a un formato común bajo *Windows*® y más recientemente bajo *Linux*, al uso de pre y post-procesadores gráficos, sistemas de consulta y conexiones con bases de datos, sistemas de información y esquemas gráficos tipo *CAD* (como el *MOUSE*, *HEC-RAS* y los programas del *WP*). Los modelos complejos requieren una buena base de datos para asignar condiciones iniciales y de frontera, y para proporcionar datos de calibración. Los modelos simples, concebidos para un trabajo más rutinario, emplean métodos sencillos lo cual permiten ser usados por modeladores menos experimentados.

2.3 Métodos comúnmente utilizados en la hidrología urbana

Como en todo estudio hidrológico, el primer paso para estudiar una cuenca urbana es caracterizar las tormentas que ahí pueden ocurrir. La aplicación del modelo lluvia-escorrimento consiste en calcular las avenidas, cuya probabilidad de ocurrencia es igual a la tormenta utilizada para generarla. En general, las principales variables que intervienen en el proceso lluvia-escorrimento, y que varían de un lugar a otro, son:

- a) Área de la cuenca.
- b) Lámina total de precipitación.
- c) Características generales de la cuenca, como la forma, pendiente, vegetación, tipo y uso del suelo, etc.
- d) Distribución espacio-temporal de la lluvia.
- e) Variación espacial inherente a características de la cuenca, tomando en cuenta la influencia de la traza urbana.

Con respecto a los métodos y herramientas de cálculo, se han desarrollado modelos de diseño, de predicción y planeación. Los modelos de diseño determinan o revisan las dimensiones geométricas de las alcantarillas pluviales, ya sean nuevas o existentes, y se basan en principios de la hidráulica de canales y tuberías; efectúan incluso modelación hidrodinámica del flujo transitorio para evaluar capacidades de regulación.

En cambio, los modelos de predicción simulan la escorrentía en la cuenca, con ayuda de herramientas hidrológicas, y determinan los hidrogramas de entrada hacia las estructuras del sistema, sean existentes o de proyecto. Los modelos de planeación se utilizan en estudios orientados a la previsión del desalojo de volúmenes pluviales, e inciden fundamentalmente en problemas de ordenamiento territorial.

Por su relación con el trabajo, se hará una breve descripción de algunos modelos de predicción (metodología, datos requeridos, ventajas y desventajas), orientados a la determinación de los llamados gastos de diseño debido a que son los más comúnmente empleados.

2.3.1 Método racional

El método racional es uno de los más antiguos (1850) por lo que sus consideraciones son muy sencillas; sin embargo, es uno de los más empleados. Su principal hipótesis supone que la lluvia es constante y uniforme en la cuenca, y que el gasto pico se presenta cuando la escorrentía en cada punto alcanza la salida, al momento de presentarse una precipitación con una intensidad constante durante un periodo igual al tiempo de concentración del área (ver **Figura 2.5**).

La formula del método racional se define como:

$$Q_p = 0.278 \cdot C \cdot i \cdot A \quad (2.5)$$

donde: Q_p es el gasto pico, en m^3/s ; C , el coeficiente de escurrimiento, adimensional; i , la intensidad media de lluvia para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca, en mm/h ; y A es el área de la cuenca, en km^2 .

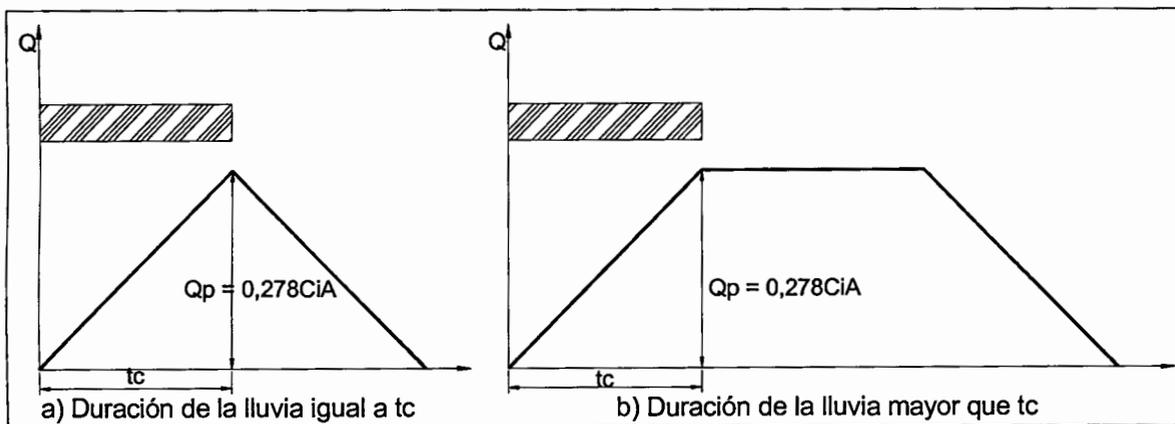


Figura 2.5 Representación gráfica del método racional. Fuente: Manual de alcantarillado pluvial (CNA, 1994).

Una de las ventajas del método es que requiere pocos datos para su aplicación; se ha comprobado además que arroja resultados aceptables para cuencas del orden de $2,5 km^2$. Una desventaja sobresaliente es su poca aplicabilidad en cuencas grandes, ya que solamente proporciona información del gasto pico, desconociéndose por completo la forma del hidrograma. Otra desventaja es la conocida dificultad para seleccionar el coeficiente de escurrimiento.

2.3.2 Método gráfico alemán

Al modificarse los criterios para solucionar problemas de alcantarillado pluvial, surgieron procedimientos como el Método gráfico alemán cuya aplicación en hidrología urbana ha sido muy frecuente, ya sea en áreas pequeñas como medianas. El éxito de este método se debe a su flexibilidad de aplicación además de obtener el gasto máximo y la forma del hidrograma total de escurrimiento.

Otra ventaja del método es que permite subdividir la superficie de aportación en áreas parciales, climatológicamente homogéneas, evitando de esta forma aplicar valores medios cuya dispersión es usualmente excesiva.

Una desventaja es que los parámetros principales del método, como el coeficiente de escurrimiento y el tiempo de concentración, son difíciles de asignar correctamente; otra desventaja es que la suma de hidrogramas elementales, base del método, supone que el desfaseamiento entre ellos es independiente del gasto e igual al llamado tiempo de concentración (ver **Figura 2.6a** y **2.6b**). Dicha suposición parece ser la causa principal de que los caudales resultantes sean generalmente menores que los reales.

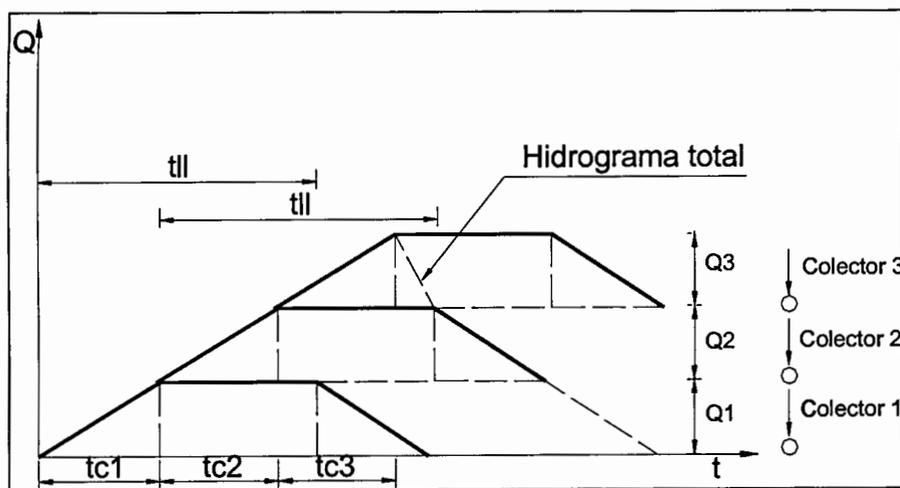


Figura 2.6a Suma de hidrogramas de colectores consecutivos, según el método gráfico alemán. t_{c_j} representa al tiempo de concentración del tramo j , y Q_j el gasto máximo asociado.

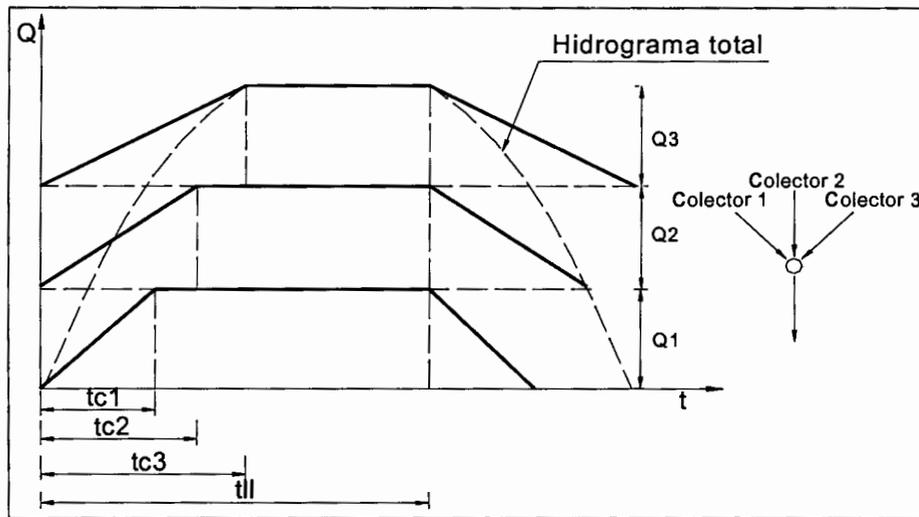


Figura 2.6b Suma de hidrogramas de colectores concurrentes, según el método gráfico alemán. Fuente: Manual de alcantarillado pluvial (CNA, 1994)

2.3.3 Método del *Road Research Laboratory (RRL)*

El método fue desarrollado especialmente para analizar los escurrimientos en zonas urbanas. Una de sus características más importantes es que el gasto de diseño depende solamente de las superficies impermeables conectadas al sistema de drenaje, sin tomar en cuenta áreas permeables o impermeables que no estén conectadas, según lo descrito en el manual de alcantarillado pluvial (CNA, 1994).

Una ventaja importante del método es que acepta lluvias variables en el tiempo, lo cual aproxima mejor la forma del hidrograma de descarga, en contraposición con otros métodos que sólo admiten intensidades uniformes y proporcionan únicamente el gasto pico. Además, el modelo procura seguir con mayor precisión el proceso lluvia-escurrimiento en una zona urbanizada, pues involucra funciones hidráulicas que reproducen el flujo en superficies impermeables, cunetas, tuberías y canales. La comprensión física de estos fenómenos es mucho mayor que en áreas permeables, donde influyen variables como humedad, infiltración y evaporación, entre otras.

De acuerdo con la experiencia, existen algunas recomendaciones que deben ser tomadas en cuenta antes de aplicar el método del *RRL* a problemas de drenaje urbano. Por ejemplo, se obtienen resultados satisfactorios si se cumplen simultáneamente con las siguientes condiciones:

- a) Cuando el área de estudio sea menor de 18 km².
- b) Cuando el área impermeable conectada al sistema de drenaje sea igual o mayor al 15% del área de la cuenca.
- c) Cuando el periodo de retorno de diseño sea menor o igual a 20 años.

Sin embargo, el método presenta fluctuaciones muy grandes al ocurrir escurrimientos significativos en áreas verdes, lo cual sucede si existen una o más de las siguientes condiciones:

- d) Cuando el área impermeable conectada es menor al 15% del área total
- e) Cuando las áreas verdes tienen pendientes pronunciadas y suelos compactados, y se han despreciado las condiciones precedentes de humedad
- f) Cuando se han calculado erróneamente las isocronas y obtenido relaciones incorrectas entre gasto de descarga y volúmenes pluviales.

2.3.4 Método del hidrograma unitario

El hidrograma unitario (HU) de una cuenca se define como el hidrograma de escurrimiento directo correspondiente a una lluvia de 1 mm que cae uniformemente en la cuenca durante un intervalo de tiempo llamado duración en exceso. El HU obtenido con el método tradicional tiene limitaciones importantes, entre las que destacan las siguientes:

- a) Solo se puede conocer el HU (y por tanto la función de transformación) para lluvias que tengan la misma duración que la empleada en la calibración.
- b) No se toma en cuenta la variación temporal de la intensidad de lluvia.

La primera limitación se supera al emplear el conocido procedimiento de la curva S, basado en el principio de superposición de causas y efectos, cuya descripción puede consultarse en cualquier libro o manual de hidrología. Para superar la segunda limitación, se han desarrollado métodos que permiten justamente variar la precipitación por intervalos de tiempo. Puesto que tales intervalos pueden ser tan pequeños como se quiera, a los métodos suele llamárseles del hidrograma unitario instantáneo (HUI) según lo descrito en el Manual de Alcantarillado Pluvial (CNA, 1994).

2.4 Situación actual

En términos prácticos, el método racional sigue siendo el procedimiento hidrológico más utilizado, a pesar de las críticas frecuentes que se hacen de él. Mein y Goyen (1988) citan, en una encuesta de la *U.S. Federal Emergency Management* realizada en 1986, que métodos como *TR55* y el racional tienen más popularidad que otros conocidos, como *SWMM* e *ILLUDAS*. Estos modelos simples siguen siendo los más utilizados por los proyectistas (que muchas veces no son hidrólogos ni hidráulicos) a pesar de que no tienen la misma exactitud, capacidad o presentación que los modelos especializados. En algunos lugares, los programas se usan como estándar de diseño, aunque eso trae consigo problemas de actualización y mejora. Por otro lado, el acceso a *Internet* y el uso de unidades *CD-ROM* hace que la transferencia de información, modelos y datos, sea más fácil que antes. Sin embargo, tal disponibilidad no asegura el éxito en la aplicación de modelos lluvia-escorrentamiento, aún cuando se tenga una base generalmente aceptada de análisis, pues todavía hay limitaciones para representar todos los procesos involucrados en el fenómeno. Los problemas de restricción principales se describen a continuación:

Datos insuficientes. La limitación más grande en los modelos hidrológicos urbanos proviene de la falta de datos. La solución que encuentra el proyectista está basada, muchas veces, en datos que a menudo son inadecuados en cuanto a exactitud y cantidad. Los sistemas para registro de datos son costosos y difíciles de mantener. Las autoridades normalmente han descuidado los programas de monitoreo de descargas pluviales a largo plazo y, cuando los hay, con frecuencia están bajo la amenaza de ser suspendidos. Aunque algunos países ya cuentan con importantes bases de datos, como resultado de mejores programas, todavía son escasos los registros que pueden revelar la variación de la escorrentía como consecuencia del proceso de urbanización. Por eso, es frecuente que las proyecciones, en estudios de hidrología urbana, se hagan con base en modelos y no en el comportamiento de los datos reales. Una justificación para dicha práctica es que los modelos ayudan a suponer cambios por efecto de la urbanización, o por aumento en infiltración de la lluvia, aunque no por ello logran hacer estimaciones del todo correctas. Es deseable contar con diez o más años de registro para hacer estimaciones estadísticas más confiables; pero, mientras que los datos de lluvia están disponibles, los de escurrimiento para un mismo periodo son escasos, sobre todo cuando se trata de captaciones pequeñas. Los datos requeridos son muchos y los eventos de registro escasos, aun-

que puede compensarlo el hecho de que las tormentas frecuentes pueden ser suficientes para calibrar un modelo determinístico de simulación.

Variabilidad espacial de la precipitación. Terstriep y Stall (1974) indicaron en su momento que "nadie que use modelos digitales de cuenca puede asegurar que éstos mejoren la calidad de los datos". El comentario surgió al tratar de probar el modelo *ILLUDAS* con datos de tormenta en 23 cuencas aforadas. La simulación de cuencas instrumentadas revela generalmente una gran dispersión entre resultados del modelo y gastos pico o volúmenes registrados. Aunque los errores pueden deberse al equipo o procedimientos de medición, la causa más probable de tal dispersión es la variabilidad espacial de la precipitación. Mientras que en casi todos los proyectos suponemos alturas de precipitación uniformes, en realidad hay evidencia suficiente que revela una gran variabilidad del parámetro, aún en cuencas menores de un km². Esta variabilidad refleja la ocurrencia de distintos mecanismos durante la tormenta por los cuales puede o no haber uniformidad espacial, independientemente del tamaño del área y condiciones meteorológicas en las que ocurra el fenómeno.

Discretización temporal insuficiente. Con frecuencia, los modelos que simulan escorrentía pluvial en zonas urbanas operan con pasos temporales de 5 a 10 minutos, a sabiendas que hay áreas parciales de aportación con un tiempo de respuesta menor de 5 minutos. Tal práctica ocurre porque rara vez disponemos de datos asociados a duraciones más cortas. En el método racional, por ejemplo, la carencia de datos obliga al uso de curvas de intensidad correspondientes a duraciones mayores. Sin duda, el uso de intervalos similares al paso de medición condiciona de antemano los datos de entrada de lluvia: a mayor paso de tiempo, más grande es el efecto de ponderación (o enmascaramiento), y más bajos resultan los gastos máximos.

Problema de escala (incompatibilidad de modelos). Al desarrollar modelos de cuenca con diferente resolución o escala, y dividir la superficie en una o más unidades de captación (ver **Figura 2.7**), resulta muy difícil obtener respuestas consistentes cuando los resultados asociados a unidades pequeñas son agregados conforme a la red de drenaje y comparados con los de la cuenca completa, supuesta ésta como una sola unidad.

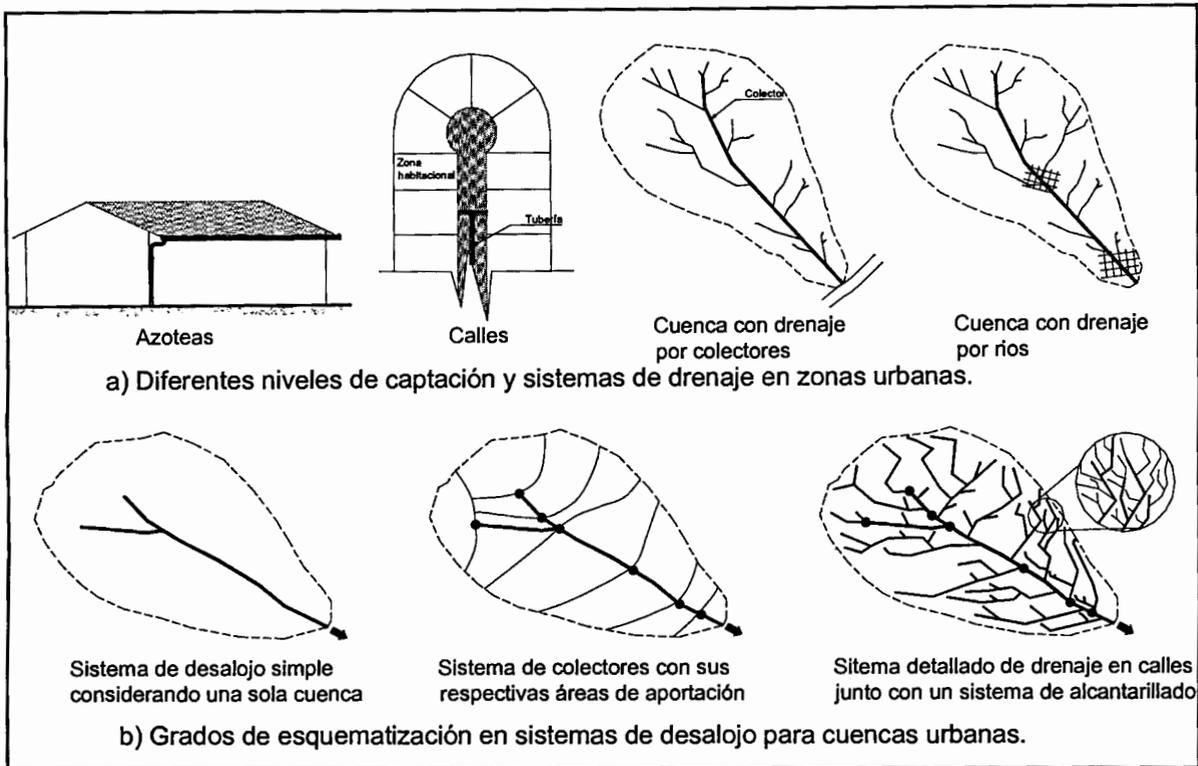


Figura 2.7 Escalas de configuración de los sistemas de drenaje pluvial urbano (Fuente: O'Loughlin *et al*, 1996).

2.4.1 Líneas de investigación y desarrollo

A pesar de los avances científicos actuales en materia de agua, la hidrología urbana parece haberse frenado en comparación con otras disciplinas afines. Como ejemplo, O'Loughlin *et al* (1996) revisaron los trabajos de las *ICUSD* (*International Conference on Urban Storm Drainage*) organizadas por la *IAHR* e *IAWQ* entre 1978 y 1996, y observaron una disminución de 42 a 17% en el total de artículos que tratan sobre modelación del proceso lluvia–escurrimiento. Una revisión de prioridades presentada por la *ASCE* (Delleur y Torno, 1983) destacó la importancia de mejorar la base de datos en materia de drenaje urbano, y procurar la transferencia de tecnología con programas afines. Otros tópicos por investigar fueron: distribución espacio–temporal de la lluvia, mejora de radares meteorológicos y técnicas de medición, desarrollo de modelos de prueba, habilitación de aplicaciones por computadora, por mencionar algunos. Sin embargo, a la fecha, no se ha visto un incremento en el acervo de información –a pesar del beneficio que trae consigo el uso generalizado de *internet*–; se ha hecho poco por la comparación y validación de modelos; y, con respecto a la lluvia, no se han superado las dificultades para su caracterización espacial

y temporal, aunque se ha incrementado la investigación acerca del proceso de infiltración de las aguas llovedizas.

Algunos tópicos de investigación y desarrollo, sugeridos por O'Loughlin *et al* (1996), son los siguientes:

Nivel de detalle apropiado. En la **Figura 2.7**, se muestra una cuenca urbana según varios niveles de detalle. Con la capacidad actual de las computadoras, el proyectista puede modelar superficies tributarias tan pequeñas como un estacionamiento. En un área de 1 km², por ejemplo, podría haber miles de elementos de desagüe, tales como cunetas, descargas domiciliarias o bocas de tormenta. La capacidad de procesamiento disponible no se puede aprovechar a plenitud, debido al esfuerzo enorme que significa incluir la información de todos los sistemas de descarga, y porque los cálculos podrían llevar, a pesar del detalle y tiempo invertido, a resultados tan buenos como los que ofrece con facilidad un esquema más simple. A pesar de que se ha experimentado en sistemas ideales, con modelos que involucran de 10 a 100 elementos típicos, es necesario definir criterios para elegir el nivel de detalle que requiere cada proyecto, y las relaciones que ocupan los modelos en cada escala.

Efecto de escala. Sería ideal que un solo modelo hidrológico pudiera ser aplicado a cualquier escala; o sea que la misma ecuación pudiera relacionar confiablemente la escorrentía y características de la cuenca, como área y pendiente, para cualquier tamaño de superficie tributaria. En la práctica, se usan métodos diferentes, en parte debido al desarrollo que tuvieron, o por ser particularmente convenientes para describir algún proceso físico propio del fenómeno. Se sabe que las cuencas grandes responden –directamente a la lluvia– menos que las pequeñas, por factores diversos relacionados con la complejidad de su red de drenaje y sus muchas formas de regulación. El tipo de suelo, por ejemplo, parece tener un efecto más obvio en la infiltración y escurrimiento cuando se trata de áreas pequeñas en vez de cuencas grandes.

Las cuencas poseen una estructura fractal, esto es que áreas tributarias pequeñas de cierta configuración se agregan para formar cuencas grandes de similar estructura. En términos matemáticos, si la escorrentía se pudiera explicar mediante fractales (y sus propiedades), los procesos de modelado se podrían simplificar y unificar para todas las escalas; se compararían modelos detallados de áreas pequeñas con esquemas más simples del área completa, o se aplicarían los principios

encontrados en cuencas pequeñas para explicar el comportamiento de las grandes. Un modelo así, más completo y elegante, proporcionaría a la larga resultados más precisos.

Modelación a pequeña escala. Otro problema relacionado con la escala es la falta de información en el caso de procesos de corta duración y pequeña escala, como el drenaje pluvial de azoteas. Este tema ha sido descuidado debido a la carencia de instrumentos y formas convenientes de registro y medición, aunque puede ser motivo de nuevas formulaciones y mejoras de diseño.

Variabilidad espacial de la Lluvia. Como se explicó, probablemente se trata de la mayor fuente de error en un proceso de modelado. Aunque ha sido estudiada ampliamente por varios investigadores (como Niemczynowicz, 1984) y se han planteado procedimientos teóricos para hacer distribuciones con criterios geoestadísticos y de probabilidad (Bras y Rodríguez-Iturbe, 1985), existen muchas interrogantes y la necesidad concreta de estudiar aspectos tales como: efecto de la variabilidad espacio-temporal en el escurrimiento, movimiento de la tormenta, lluvia promedio en el área, factores de reducción por tamaño de cuenca y diseño de redes pluviométricas. De hecho, se puede estudiar la variabilidad espacial de la lluvia mediante radares, conjuntamente con mediciones de campo y la integración de modelos hidrológicos y atmosféricos. También resulta útil estudiar la distribución de tormentas por su tamaño y los mecanismos inherentes a este fenómeno meteorológico.

Actualmente, el Instituto de Ingeniería de la UNAM realiza pruebas para conocer la variabilidad espacial de lluvia en una zona de la ciudad de México, mediante una red de radares. Por ahora, las mediciones han sido insuficientes para calibrarlas con el registro de las estaciones climatológicas del área.

Integración de modelos. Es menester producir programas de cómputo que integren simultáneamente modelos hidrológicos e hidráulicos. También es necesario simular la escorrentía directa o superficial junto con el flujo subsuperficial y subterráneo, a pesar de la diferencia notable en los tiempos de ocurrencia de cada uno. Actualmente ya existen programas, como HIDRAS (Mobayed, 2001), que acoplan modelos hidrológicos e hidráulicos, modelan el comportamiento del flujo subsuperficial y aplican criterios geomorfológicos para el escalamiento de cuencas. La investigación, en

este caso, deberá orientarse a la adecuación de tales esquemas numéricos para simular razonablemente la escorrentía pluvial en zonas urbanas.

Modelado continuo. Los modelos continuos de balance de agua superan muchas dificultades que afrontan los modelos de pronóstico, como la incertidumbre respecto a condiciones de humedad precedente o la dependencia a patrones de tormenta estandarizados. A pesar de la mejora en programas y equipos de cómputo, y la insistencia de los modeladores expertos, el proyectista ha sido renuente al empleo de estos modelos, aún conociendo la incertidumbre que significa usar tormentas de diseño preestablecidas. Con una base de datos extensa, disponible en *CD-ROM* o medios similares, parece viable explorar el potencial de aplicación de modelos continuos en las tareas de diseño rutinario, involucrando además criterios de riesgo para cada componente del sistema de alcantarillado.

Consulta e integración a sistemas de información. Normalmente, los proyectos de alcantarillado son diseñados por personas limitadas en cuanto a conocimientos de hidrología e hidráulica. Sin embargo, el *software* lógico puede ahora incorporar sistemas de información extensos y accesibles, bajo ambientes amigables de trabajo. Los programas pueden también proporcionar descripciones y comentarios para formar archivos de entrada e interpretar los resultados del modelo. Estos recursos, debidamente aplicados, tienen el potencial de capacitar a usuarios inexpertos y reducir el margen de errores. El desarrollo de sistemas de información geográfica y otros similares, acoplados con herramientas de la hidro-informática, proporcionan ventajas para el uso de modelos integrados a tales sistemas, como lo es la definición de áreas tributarias y sus características, o la habilitación directa de los sistemas de drenaje urbano, existente o de proyecto, a los procesos de análisis y modelación.

En síntesis, la tecnología para modelar el fenómeno lluvia-escorrentía se ha desarrollado desde hace 150 años. La actividad actual involucra principalmente la aplicación de modelos de cómputo mejorados, aunque con pocos avances en aspectos teórico-prácticos. A pesar del éxito de distintos modelos y métodos de diseño, existen todavía problemas significativos por superar, especialmente incertidumbres causadas por la variabilidad espacial de lluvias, humedad precedente y el efecto de escalamiento. La caracterización de algunos procesos es todavía inadecuada, y no ha sido siempre posible precisar la respuesta, en tiempo y forma, del escurrimiento directo.

CAPÍTULO 3

USO DE MDE Y TRÁNSITO DE AVENIDAS EN HIDROLOGÍA

3.1 Introducción

Una de las herramientas más importantes para la simulación física de los escurrimientos, en cuencas naturales y urbanas, es la configuración del terreno en tres dimensiones mediante los llamados modelos digitales de elevación (MDE). Estos modelos permiten definir variables físicas de las cuencas naturales, como cauces y canales, o atributos de cuencas urbanas, como la altitud de calles en zonas pobladas (habitacional, comercial o recreativa) y estructuras de encauzamiento pluvial.

La configuración de redes de drenaje en cuencas urbanizadas se puede obtener con el MDE asociado a condiciones naturales, aplicando algoritmos que corrijan altitudes y expresen los cambios fisiográficos inducidos por efecto de la urbanización (calles, terraplenes, canales artificiales, etc.). Tal ajuste dará lugar a una configuración más apegada a la morfología de la cuenca por estudiar y por tanto, facilitará la determinación de algunas variables de uso común en la hidrología, como: área de captación, longitud de recorrido, pendiente de cauces y arroyos (de calles), etcétera.

Puesto que los MDE están conformados por celdas cuadriculares y lo que los modelos hidrológicos necesitan son áreas irregulares de aportación (ver figura 3.1), se vuelve necesario efectuar un proceso de escalamiento geomorfológico que respete la naturaleza de las áreas tributarias (esto es que cada una tenga su cauce, pendiente, superficie y parteaguas que la delimite).

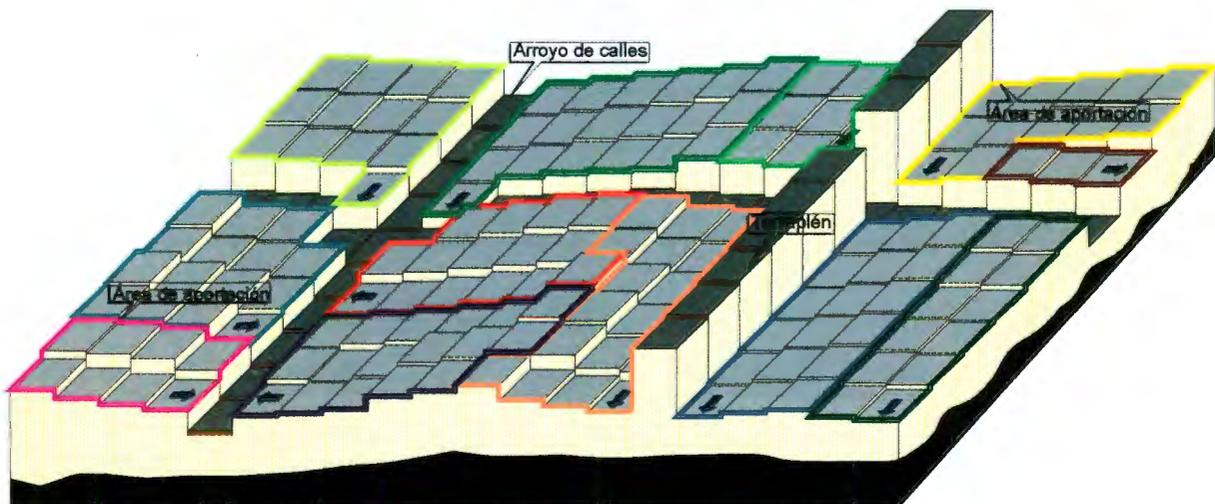


Figura 3.1 Esquema de un MDE con sus áreas de aportación.

Para lograr este cambio de escala, es necesario aplicar los principios de ordenamiento de celdas, según su orden de flujo, y el agrupamiento de ellas conforme a un valor de área mínima, que consecuentemente dé lugar a las llamadas microcuencas o celdas geomorfológicas (Mobayed, 2001).

Aunque la definición de redes de drenaje pareciera más adecuada en formato vectorial, por ser trayectorias trazables con líneas poligonales, su configuración no resulta muy compatible con la estructura de una malla o cuadrícula. De hecho, los algoritmos de conversión entre ambos formatos son usualmente complejos, y la mayor parte de los sistemas de información geográfica (SIG) utilizan sólo uno como plataforma de trabajo (salvo los sistemas de gran alcance, como *ARC/INFO* o *SPANS*). Además de tal incompatibilidad, los SIG más adaptables a computadoras personales, y por ende más económicos, emplean normalmente el formato raster (Leipnik *et al*, 1993).

Para facilitar entonces los procesos de adecuación altitudinal y el escalamiento del área en celdas geomorfológicas, el modelo topográfico de la cuenca por estudiar debe tomar en cuenta las características siguientes:

- a) El MDE debe expresarse en formato raster, por ser compatible con la información topográfica y poderse generar en SIG más accesibles.
- b) Todas las celdas del MDE son áreas susceptibles de ser drenadas y disponen de un cauce o dirección de drenaje hacia alguna de sus celdas adyacentes.
- c) Los números de identificación y ordenamiento progresivo por celda, deben almacenarse en arreglos que respeten la estructura matricial del MDE. Lo anterior es necesario para facilitar el proceso de escalamiento (Mobayed, 2001).

En los próximos subcapítulos, se describen los procesos para obtener direcciones de flujo y parteaguas, así como las técnicas de ordenamiento y escalamiento antes señaladas.

En el capítulo 4, más bien, se explican los algoritmos para reconfigurar las cuencas urbanas, a través de su MDE, y para adecuar las condiciones de frontera en modelos de tránsito habilitados para simular la esorrentía pluvial, en superficies alteradas por su infraestructura física.

3.2 Modelo HIDRAS

La base fundamental del modelo hidrológico distribuido HIDRAS (Mobayed, 2001) es el tratamiento de la información fisiográfica, a partir del MDE y las cartas temáticas de geología, edafología y uso del suelo. Como la mayoría de los modelos distribuidos, utiliza el criterio de direcciones preferenciales de flujo entre celdas y la acumulación de elementos para configurar la red o sistema de drenaje, por cierto con ayuda del programa de apoyo denominado REDRAS. Este último, además, permite: (a) editar singularidades características de los MDE (depresiones artificiales o zonas sin drenaje) mediante técnicas de relleno (Martz y Garbrecht, 1993) y dragado (Mobayed, 2001); (b) ordenar los elementos en forma consecutiva, hacia aguas arriba, según la estructura de la red; y (c) cambiar la escala puntual del sistema (elementos reticulares) a escala de microcuenca o celda geomorfológica.

El ordenamiento al que se hace referencia, consiste en efectuar un recorrido sistemático por todos los elementos de la red, a partir de su punto de salida (ver **Figura 3.2**). Durante este recorrido hacia aguas arriba, deben numerarse ordenadamente las celdas, de modo que los números mayores, respecto a cualquier celda numerada, correspondan siempre a elementos que le preceden en el sentido del flujo (Mobayed y Cruickshank, 2001). Puede advertirse que todos los elementos de la red son recorridos dos veces: la primera, hacia aguas arriba, para asignarle su valor ordinal N_0 ; y la segunda, hacia abajo, para identificar confluencias pendientes de recorrer. El proceso termina cuando se ha regresado al punto de salida inicial. Naturalmente, un algoritmo de numeración basado en este criterio puede hacerse extensivo a tramos de conductos o canales.

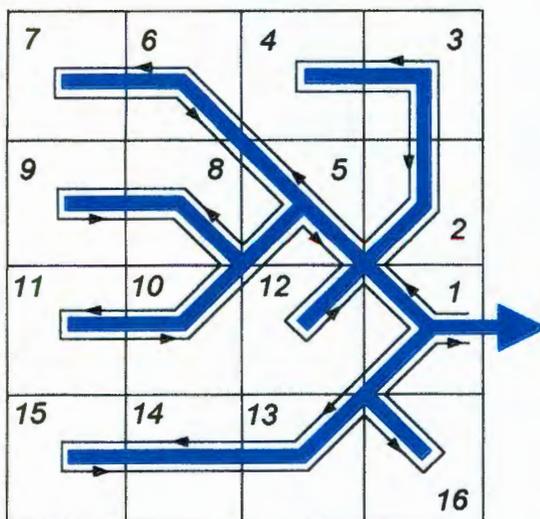


Figura 3.2
Red de flujo en un MDE de 16 elementos, cuyo recorrido hacia arriba sirve para asignarles un número de orden consecutivo (Fuente: Tesis doctoral Mobayed, 2001).

La obtención del número de orden trae consigo varias ventajas. La primera de ellas es que permite determinar el número de elementos drenados por cada celda. En efecto, al realizar el recorrido hacia aguas abajo, durante el ordenamiento, puede guardarse el valor inmediato anterior asignado a una celda no drenadora, previa al elemento por recorrer. Así, la diferencia entre dicho valor y el ordinal del elemento resultará equivalente al número de celdas que le preceden:

$$N_D(j) = N_O(j) - N_{in}(j) \quad (3.1)$$

donde: $N_D(j)$ es el número de elementos drenados hasta la celda j , $N_O(j)$ su número de orden, y $N_{in}(j)$ el último número de orden asignado a una celda de inicio, al momento de recorrer j hacia aguas abajo. Es fácil comprobar que los valores N_O y N_D son elementos suficientes para hacer una caracterización topológica completa de la red de drenaje, pues

$$N_D = 0 \quad \text{líneas divisorias o parteaguas} \quad (3.2)$$

$$N_D > N_{REF} \quad \text{red de drenaje} \quad (3.3)$$

El valor N_{REF} es un número de referencia, útil para visualizar los cauces según su importancia en cuanto a capacidad de drenaje (este valor mínimo se asocia a la denominada área inicial por drenar o *threshold area*, en inglés). Como se observa, para cualquier celda, los números comprendidos entre N_O y $N_O + N_D$ corresponden invariablemente a las celdas drenadas por ella. Entonces,

$$[N_O(j), N_O(j) + N_D(j)] \quad \text{subcuenca hasta el punto} \quad (3.4)$$

Una de las ventajas más importantes que ofrece el ordenamiento de celdas es justamente la posibilidad de hacer un agrupamiento secuencial de ellas, puesto que cada grupo pasa a conformar justamente una microcuenca o celda geomorfológica. Para lograr este simple escalamiento, deben tomarse en cuenta dos criterios básicos:

- a) Iniciando con la unidad y de manera consecutiva, el ordinal es incrementado cada vez que una microcuenca haya acumulado un número mínimo prefijado de celdas, y cuando se encuentre –hacia aguas arriba– una celda que drene un número igual o superior a dicho valor mínimo.
- b) Aquellas celdas que drenan áreas menores a la mínima, debe dárseles el mismo ordinal de microcuenca que se asignó a su celda de salida, numerada con anterioridad gracias al ordenamiento preestablecido.

De esta forma, el ordenamiento de celdas comprende intrínsecamente cualquier arreglo por microcuencas que desee establecerse de manera posterior, con la ventaja de que el ordinal asignado a ellas lleva también el sentido y orden del flujo en la red, siempre hacia aguas arriba.

Otra característica relevante del programa HIDRAS es su capacidad para transitar la precipitación en exceso mediante criterios hidráulicos asociados al escorrentamiento en cauces y canales. En principio, se aplica una solución analítica de las ecuaciones de Saint-Venant, simplificadas a la forma de la ecuación analógica de convección-difusión. El resultado es una función del tipo impulso-respuesta que depende de los coeficientes de celeridad y difusión, C y D , y permite transitar directamente las avenidas por un cauce mediante la llamada integral de convolución (Ortiz, 2000).

De manera resumida, la expresión integral simplificada de las ecuaciones está dada por:

$$Q_j = \sum_{k=1}^j (I_k u_{j-k+1}) \Delta t \quad (3.5)$$

$$u(t) = \frac{L}{\sqrt{4\pi Dt^3}} \exp\left(\frac{-(L-Ct)^2}{4Dt}\right) \quad (3.6)$$

En este caso, Q_j es una ordenada del hidrograma de salida asociada al tiempo $j\Delta t$; e I_k la entrada en el tiempo $k\Delta t$. El valor u de la función impulso-respuesta se estima mediante la ecuación (3.6) para $t = (j-k+1)\Delta t$, y la distancia L entre hidrogramas, y para valores medios conocidos de los coeficientes C y D .

Para efectuar un tránsito de avenidas por toda de la red de drenaje, se utiliza la solución presentada, después de haber identificado el sistema de cauces en la cuenca. Cada uno constituirá un elemento de la red y tendrá asociados los datos de: área tributaria (cuenca propia), fracción de área saturada (o humedad precedente), longitud y pendiente del canal, así como coeficientes propios de celeridad y difusión, C y D . En primer lugar, deben obtenerse los hidrogramas incipientes que generan las microcuencas endógenas, a partir de la precipitación en exceso, pues constituyen las condiciones de frontera o entradas al sistema. Aquí es donde se consultan los mapas temáticos restantes para ayudar a establecer las condiciones de escorrentía de cada celda geomorfológica (Mobayed, 2001).

Por cierto que la caracterización de las variables C y D , para la aplicación directa de las ecuaciones (3.5) y (3.6), está dada por las expresiones de ajuste siguientes (Ortiz, 2000):

$$\frac{C}{C_0} = a \cdot [1 - \exp(-\frac{F}{a})] \quad (3.7)$$

$$D = (0.5 - \varepsilon) \cdot C \cdot L \quad (3.8)$$

donde:

$$\varepsilon = b_0 [1 - \exp(b_1 \cdot F)]$$

$$a = 1.68 \cdot L \cdot \exp(0.118 \cdot L^2)$$

$$b_1 = -0.574 L^{0.312} \quad b_0 = 0.50 - \frac{18}{L}$$

$$C_0 = \sqrt{g \frac{A_h}{T}} \quad F = \frac{I_{MAX}}{A_h \cdot C_0}$$

Como se observa, C_0 es la llamada celeridad de la onda dinámica, asociada a las condiciones del gasto pico I_{MAX} ; y F es el número de Froude, también asociado a dicho caudal. La variable ε corresponde a un conocido parámetro adimensional del método de Muskingum, el cual se supone constante durante la simulación de los escurrimientos pluviales. a , b_0 y b_1 son coeficientes de ajuste, todos en función de la distancia L (en km para a , y en m para b_0 y b_1); A_h y T son el área hidráulica y ancho de la superficie libre en la sección inicial, asociadas al gasto pico.

Para los canales ubicados aguas abajo, la entrada corresponde a los hidrogramas de salida generados en los tramos superiores (de hecho, si confluyen varios canales, habrá que sumar sus aportaciones para definir tal entrada). Dichos canales producen su propia salida, resultado del tránsito de la avenida por medio de la ecuación (3.5) más la generada por cuenca propia. Al final, la acumulación de hidrogramas, hidráulicamente trasladados de los cauces superiores a los inferiores, habrá de definir la variación de la esorrentía a través de toda la red. La discretización del área permite suponer que cada canal tiene sección y pendiente constante (lo que facilita la elección de sus parámetros). La heterogeneidad, más bien, es inherente al sistema hidrológico en su conjunto.

3.3 Precipitación en exceso

El modelo hidrológico de parámetros distribuidos que se va a emplear para el desarrollo del trabajo de tesis requiere de una función respuesta que defina el hidrograma de entrada originado por cada tramo de la red de drenaje. En principio, se sabe que dicho hidrograma es generado por la llamada precipitación excedente, la cual será individual para cada área de aportación según sus propias características. La técnica que emplea el programa HIDRAS para obtener hidrogramas de entrada, se basa en el conocido método de los números de escurrimiento (SCS, 1964), descrito en Chow *et al.*, 1994, con el cual es posible conocer la precipitación en exceso Pe y, también, la forma de los hidrogramas de entrada.

Este método considera que una tormenta genera una altura de precipitación P . Al contacto con el suelo, una parte la es retenida inicialmente (abstracción inicial antes del encharcamiento), de modo que la escorrentía potencial se limita a la cantidad P menos la . Una suposición más del método es que la cuenca tiene una capacidad potencial de retención S , con lo que, mientras ocurre un evento de lluvia, se tendrá una escorrentía menor o precipitación excedente Pe y una retención parcial o menor, Fa . La **Figura 3.3** muestra gráficamente la variación temporal de estos componentes.

La hipótesis general del método SCS se basa en que la relación entre las dos cantidades de escorrentía real (P , Pe) y las dos cantidades potenciales de pérdida (la , Fa) son iguales (Chow *et al.*, 1994):

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - la} \quad (3.9)$$

Del principio de continuidad, se cumple que

$$P = Pe + la + Fa \quad (3.10)$$

El método SCS propone la relación empírica $la = 0.20 S$, con base en estudios experimentales de cuencas pequeñas (Chow *et al.*, 1994). Puesto que, para el trabajo de tesis, habrán de involucrarse áreas mínimas de tipo urbano, se consideró que la constante 0.2 pudiera variar dentro de cierto rango, por ejemplo entre 0.2 y 0.40, de modo que su expresión fuera la siguiente:

$$la = x \cdot S \quad (3.11)$$

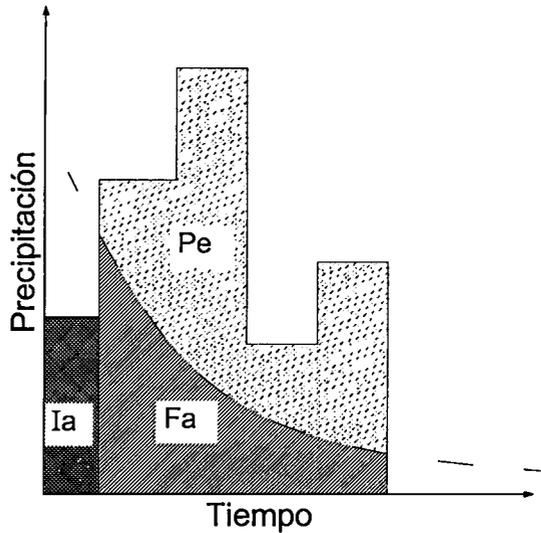


Figura 3.3
Comportamiento de variables empleadas en el método de abstracciones del SCS (1964)

Combinando entonces las ecuaciones 3.9 a 3.11, se obtiene la expresión que calcula la precipitación en exceso, incluido el caso general de la abstracción inicial:

$$Pe = \frac{(P - x \cdot S)^2}{P + S(1 - x)} \quad (3.12)$$

Para estandarizar el método, se define el número adimensional N (o CN como en el trabajo original) tal que $0 \leq N \leq 100$, siendo máximo para superficies impermeables y menor para terrenos naturales. Este número y la retención potencial S , en mm, se relacionan por:

$$S = 254 \left(\frac{100}{N} - 1 \right) \quad (3.13)$$

El SCS propuso valores de N tabulados en función del tipo y uso del suelo, de modo que para cuencas heterogéneas, con diversos tipos de suelo y usos, se puede calcular un valor compuesto (ponderado). Además de lo anterior, el método contempla una corrección de valores N , según las condiciones antecedentes de humedad (CAH), ya sea que se trate de CAH secas (*I*), normales (*II*) o húmedas (*III*).

Por otro lado, al utilizar las ecuaciones 3.9 y 3.10 y resolverlas para Fa , se puede obtener una ecuación derivable con respecto al tiempo que proporcione una forma de distribución temporal de la retención parcial Fa :

$$Fa = \frac{S(P - Ia)}{P - Ia + S}$$

$$\frac{dFa}{dt} = \frac{S^2 h}{[P + S(1-x)]^2}, \quad P \geq Ia \quad (3.14)$$

donde: $h = dP/dt$ corresponde a la intensidad de lluvia.

Al ocurrir un evento de precipitación, $dFa/dt \rightarrow 0$ cuando $P \rightarrow \infty$, pero al tener a la intensidad en el numerador parecería que la tasa de retención parcial habría de incrementarse al inicio de una tormenta. A pesar que Morel-Seytoux y Verdin en 1981 (Chow, 1994) señalaron tal inconsistencia, se pudo comprobar que ésta ocurre fuera del rango de validez (antes de que $P \geq Ia$, o previo a la saturación) y que sólo parece influir en la forma de la curva de ascenso del hidrograma (Mobayed, 2001). Al aceptar entonces la expresión (3.14) y sustituirla en la forma derivada de la ecuación (3.10), se obtiene una expresión del gasto de escorrentía q en función del tiempo t :

$$q(t) = i(t) = h(t) \left(1 - \frac{S^2}{(P(t) + 0.8S)^2} \right) \quad (3.15)$$

En unidades similares a h (por ejemplo, mm/min). Como se sabe, la precipitación en exceso es tan sólo la entrada a un sistema de cuenca, razón por la que q es en ocasiones reemplazada por la variable $i(t)$, típicamente usada para expresar entradas. Naturalmente, también se ve que es necesario conocer $h(t)$ y el número de escurrimiento, según las características de la cuenca y sus condiciones antecedentes de humedad. Con $h(t)$, se obtiene $P(t)$ que es el área bajo la curva de h ; y con N se calcula la retención potencial S , de acuerdo con la ecuación (3.13).

La variación temporal de la intensidad $h(t)$ se puede suponer, por ejemplo, conforme a la forma del hietograma instantáneo (Chow, 1994) o potencial (Mobayed, 2001); pero, evidentemente, la mejor alternativa es contar con registros de la lluvia conforme transcurre una tormenta, esto es cantidades parciales de lluvia $p(k)$ para diferentes intervalos de tiempo $d(k)$, donde k es el contador de intervalos. Un caso así se reduce a las expresiones siguientes:

$$h(t) = \frac{p(k)}{d(k)}, \quad \text{válido para el intervalo } k \quad (3.16)$$

$$P(t) = \sum_{m=1}^k p(m) \quad t = \sum_{m=1}^k d(m) \quad (3.17)$$

Las expresiones se sustituyen en la ecuación (3.15) y se obtiene así la variación de la precipitación en exceso cuando los datos de entrada corresponden a un

hietograma de tormenta. Puede incluso resolverse la ecuación para los incrementos de tiempo que necesite el modelo, por ejemplo Δt , en cuyo caso se mantendrá fijo el valor de $h(k)$ mientras el tiempo de simulación quede comprendido en el intervalo $d(k)$. La sumatoria de $P(t)$ puede igualmente discretizarse según dicho incremento.

3.4 Hidrogramas incipientes. Método de Haan

Cuando se efectúa el escalamiento fisiográfico de una cuenca, según fue explicado, y las unidades de aportación pasan de celdas cuadriculares a microcuencas, la tasa de precipitación en exceso que generan, o intensidad efectiva, no necesariamente equivale al caudal de escorrentía directa. En otras palabras, cuando el área de drenaje es mínima (o sea que genera un escurrimiento incipiente) la suposición de $i(t) = q(t)$ puede resultar cierta; pero esto no parece válido cuando la superficie es más grande, y obliga a considerar el efecto de regulación del área en el tránsito de los escurrimientos. Ante esta situación, se presenta la siguiente alternativa de cálculo:

- a) Escalar siempre la cuenca con elementos de drenaje mínimos, para los cuales se cumpla invariablemente la igualdad anterior, o sea $i(t) = q(t)$.
- b) Aplicar un modelo de tránsito agregado (no distribuido, pues se caería justo en el esquema anterior) que permita inferir el hidrograma $q(t)$ a la salida de la microcuenca, en función de la entrada $i(t)$ y las características físicas del área.

Particularmente se ha considerado más atractiva la segunda opción, en tanto que puede permitir un escalamiento de la cuenca en áreas más grandes, y porque una fragmentación excesiva, derivada de la primera opción, no necesariamente garantiza una solución mejor respecto a la que ofrecen, por ejemplo, los modelos agregados convencionales.

Con respecto a la manera de aplicar un modelo de tránsito a la tasa de precipitación en exceso (ecuación 3.15), existe la alternativa de usar funciones de convolución o tipo impulso-respuesta (ver, por ejemplo, Mobayed, 2001) o la posibilidad de emplear formas de salida conocidas, como el hidrograma unitario triangular o el adimensional propuesto por el SCS (1972). Por sus características y facilidad de adecuación al caso de respuestas rápidas, como las del escurrimiento pluvial en zonas urbanas, se ha valorado la ventaja de aplicar las expresiones propuestas por Haan (1970) para generar, como en la ecuación (3.15), el gasto de escorrentía q en función del tiempo t .

En la aplicación desarrollada como parte del trabajo de tesis se comprobó, en efecto, las bondades del algoritmo de Haan, no sólo por haber simulado razonablemente bien los hidrogramas aforados sino por depender prácticamente de un solo parámetro de calibración (ver detalles respectivos en el próximo capítulo). En 1966, Haan, DeCoursey y otros investigadores, propusieron ecuaciones para representar el hidrograma unitario del tipo siguiente:

$$q(t) = a \cdot t^b e^{-a} \quad (3.18)$$

Algunas condiciones que debía satisfacer una ecuación así, eran que:

- a) $q = q_p$ cuando $t = t_p$, esto es que el gasto máximo corresponda al tiempo pico.
- b) $dq/dt = 0$ cuando $t = t_p$.
- c) El área bajo la curva del hidrograma de salida fuera igual que el volumen ∇ de precipitación en exceso, o sea nuestro valor Pe de la ecuación (3.12).

$$\int_0^{\infty} q(t) dt = \nabla = Pe \quad (3.19)$$

En 1970, Haan propuso la siguiente relación adimensional para generar hidrogramas de distintas formas, como una función del tiempo de pico t_p , el gasto máximo q_p y un parámetro adimensional K :

$$\frac{q(t)}{q_p} = \left[\frac{t}{t_p} \exp\left(1 - \frac{t}{t_p}\right) \right]^K \quad (3.20)$$

La **Figura 3.4** muestra diferentes hidrogramas adimensionales, generados mediante la ecuación de Haan, para distintos valores del parámetro K (entre 1 y 10). La ecuación 3.20 cumple con las condiciones señaladas, de modo que el volumen del hidrograma corresponde a la expresión siguiente:

$$\nabla = q_p t_p \left(\frac{e}{K}\right)^K \Gamma(K) \quad (3.21)$$

siendo e el número de Euler y $\Gamma(K)$ la llamada función gamma. Al escribir la ecuación en forma adimensional, el autor representó las variaciones del parámetro $(q_p \cdot t_p) / \nabla$ con respecto al coeficiente K (ver **figura 3.5**) y propuso el ajuste:

$$K \approx 6.5 \left(\frac{q_p t_p}{\nabla} \right)^{1.92} \quad (3.22)$$

Haan comprobó, por ejemplo, que el conocido hidrograma unitario adimensional propuesto por el SCS (Chow *et al*, 1994) se reproduce adecuadamente por medio de la ecuación (3.18) cuando $K \approx 3.77$.

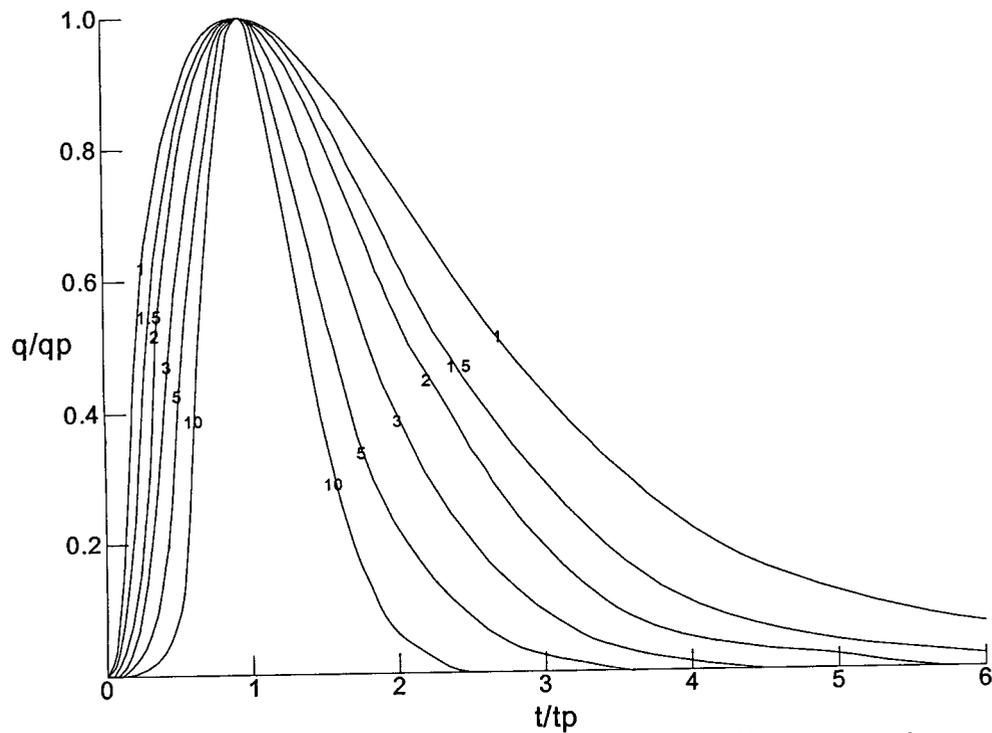


Figura 3.4 Hidrograma adimensional de Haan para diferentes valores de K
(Fuente: Haan *et al*, 1970)

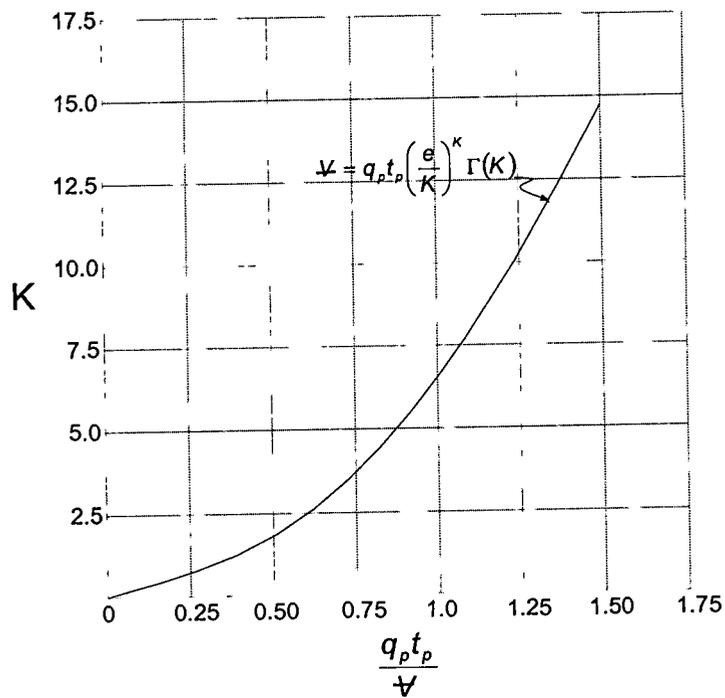


Figura 3.5 Curva de ajuste obtenida por Haan de la relación K y $(q_p \cdot t_p) / V$
(Fuente: Haan *et. al*, 1970)

Con la relación de Haan, entonces, es factible determinar la respuesta de una microcuenca o área de aportación sobre la que ocurre un evento de precipitación dado. El algoritmo de cálculo tendría que complementarse con el método del SCS, que es el más práctico para estimar el volumen de escurrimiento y, de paso, el llamado tiempo de retardo (durante el cual se alcanzan las condiciones de saturación y, por ende, el inicio del escurrimiento). Lo que se ha denominado Método de Haan comprende pues los pasos de cálculo siguientes:

- a) Dado un volumen de precipitación P , que incide en un área de aportación, y su número de escurrimiento característico N , se estima la precipitación en exceso por medio de la ecuación (3.12). De inicio habría que suponer un valor del parámetro x , aunque en el método tradicional (del SCS) se sabe que $x = 0.20$.
- b) Puesto que la escurrimiento inicia una vez que ha llovido el volumen de abstracción I_a (ver **Figura 3.6**), el tiempo de retardo t_r estaría asociado al momento en que ha terminado de precipitarse dicho volumen, esto es cuando

$$\int_0^{t_r} h(t) dt = I_a = x \cdot S \quad (3.23)$$

Para un hietograma de intensidades $h(t)$, dado o supuesto, es factible determinar el tiempo de retardo (límite superior) cuando el área bajo la curva resulte igual a la abstracción I_a . Se entiende que si el rango de integración es igual a la duración de tormenta, el volumen acumulado es igual a P .

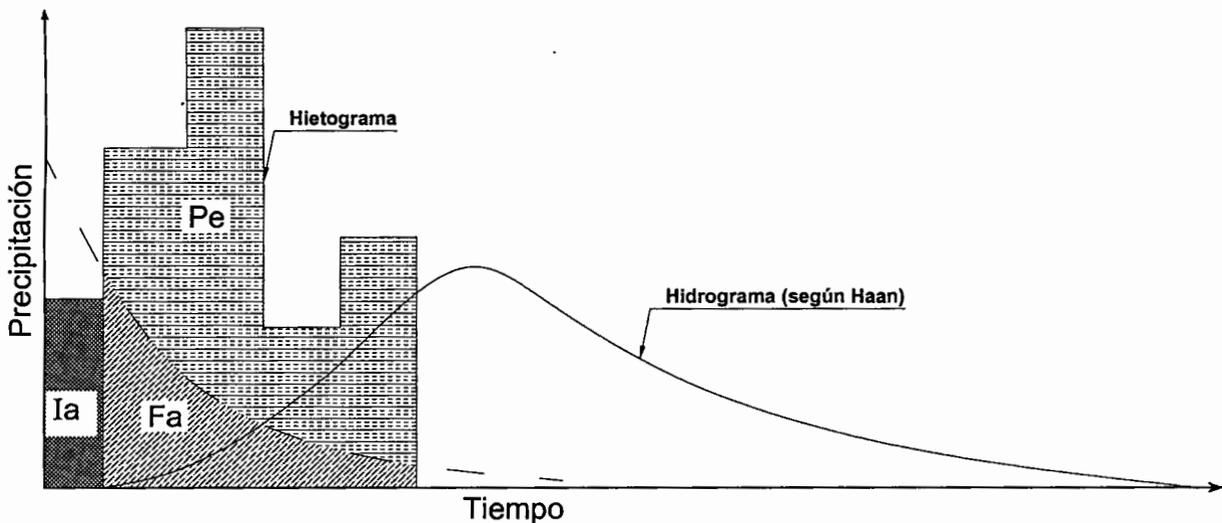


Figura 3.6 Esquema de la configuración de hidrogramas iniciales.

- c) Otro dato necesario se refiere al tiempo pico del hidrograma, t_p . Para calcularlo, se puede emplear la fórmula que propone el SCS para el tiempo de retardo, y que en áreas pequeñas se puede igualar con el tiempo pico (en nuestro caso, el retardo se evaluaría conforme al paso b, arriba descrito). La ecuación siguiente, desarrollada inicialmente para superficies agrícolas, ha sido también adoptada para aplicarse en zonas urbanizadas:

$$t_p = 0.0136 \frac{L^{0.8}}{S_0^{0.5}} \left(\frac{1000}{N} - 9 \right)^{0.7} \quad (3.24)$$

donde L es la distancia de recorrido del agua desde el punto más alejado del área de aportación hasta la entrada a su cauce principal, en m; S_0 es la pendiente media de dicho recorrido, expresada en forma adimensional; y N el número medio de escurrimiento. El tiempo de retardo está dado en minutos.

- d) Aceptando luego que $Pe = \nabla$, es fácil despejar el gasto pico q_p de la relación de ajuste (3.22) y suponer que el coeficiente K , junto con el factor x , constituye otro parámetro de ajuste del modelo hidrológico:

$$q_p \approx 0.377 \left(\frac{Pe}{t_p} \right) K^{0.521} \quad (3.25)$$

- e) Finalmente, una vez definidas las variables q_p y t_p , se aplica la ecuación (3.20) para obtener el hidrograma incipiente $q(t)$ que produce un área de aportación con un retardo tr , dada su geometría (L , S_0), número de escurrimiento (N) y parámetros seleccionados (x , K ; o sus valores convencionales $x \approx 0.2$, $K \approx 3.77$). No debe olvidarse, por cierto, multiplicar el resultado por la superficie del área para convertir el caudal (en mm/min o m/s) a unidades más apropiadas (m^3/s).

CAPÍTULO 4

APLICACIÓN DE MODELO HIDRAS EN CUENCAS URBANAS

4.1 Caracterización del área de estudio

Puesto que el objetivo fundamental del proyecto de tesis consiste en aplicar y probar el modelo hidrológico de tipo distribuido HIDRAS (Mobayed, 2001) en cuencas urbanas, el primer paso de tal aplicación ha sido seleccionar el área de estudio, aceptando que cumpliera con algunas condiciones mínimas, esto es que fuera:

- a) Una cuenca parcial o totalmente modificada de su estado natural.
- b) Un área urbana con un sistema de drenaje pluvial independiente.
- c) Zona de fácil acceso que cuente con un sólo sitio de descarga.

En el capítulo, por cierto, habrán de presentarse los criterios generales para caracterizar cuencas urbanizadas. Sin embargo, para hacerlo más ilustrativo, dichos criterios estarán ejemplificados con su aplicación al área de estudio que haya sido elegida.

4.1.1 Condiciones naturales

Apoyándose en información proporcionada por la Comisión Estatal de Aguas de Querétaro, se eligió la cuenca de influencia del llamado dren Marqués, ubicada al sur de la ciudad de Querétaro (ver **Figura 4.1**).

Una vez definida la zona de estudio, se procedió a recopilar información topográfica y climatológica del lugar. Primeramente se obtuvo un MDE de la ciudad, en escala 1:50 000 (digitalizado en la propia Universidad) y se procedió a modificar su resolución a celdas reticulares de 10 x 10 m, con ayuda del programa *IDRISI*® (1997). La experiencia mostró, sin embargo, una marcada linealización de las curvas de nivel, particularmente en las áreas más urbanizadas (planas). En realidad, la topografía a dicha escala no permitió obtener un MDE más preciso, y por eso fue necesario buscar levantamientos de mayor resolución. Precisamente, la carta urbana en escala 1:10 000 del INEGI, clave F14C65-45 (Querétaro), sirvió como base para representar un conjunto detallado de isolíneas altitudinales con ayuda de una tableta digitizadora, esto es una secuencia de puntos (X,Y,Z) en coordenadas UTM por cada línea, para generar así un archivo en formato CAD o vectorial del área de estudio (**Figura 4.2**).



Fig.4.1 Dominio de la zona de estudio

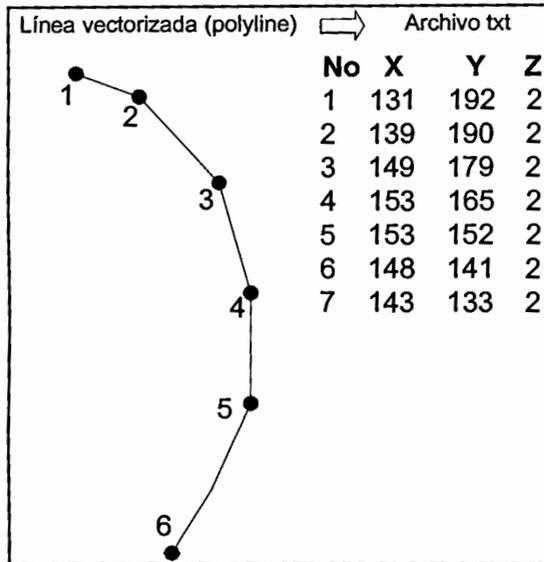


Figura 4.2 Objeto poligonal de un plano vectorizado y conversión a formato de texto tabular. Z=2 se refiere al atributo de la poligonal

Una vez obtenido el archivo de isolíneas en formato vectorial (con extensión *.dxf, del conocido programa *AutoCAD*®), se requirió generar uno nuevo a partir del anterior que contuviera solamente las coordenadas geográficas. Debido a la gran cantidad de puntos que puede utilizar una poligonal (objeto *polyline*, en *AutoCAD*®), fue necesario construir el programa DXF2TXT, en lenguaje *Visual Basic* (Microsoft, 1996), para convertir el archivo vectorizado a una tabla de valores (X,Y,Z) en formato de texto (ver detalle de listado en el **ANEXO 1**).

Con el archivo tabular (de formato *ASCII* y extensión *.rst), es factible generar una matriz de elevaciones equidistantes que se hacen coincidir con el centro (o vértice) de sus elementos cuadrículares. Para obtenerla, se pueden utilizar los algoritmos del conocido programa de interpolación denominado *SURFER*®, el cual dispone de varias técnicas para efectuar el proceso de conversión. En el caso de la cuenca de estudio, la interpolación se hizo con el procedimiento llamado método de *Kriging*, utilizando celdas de 10 m por lado como criterio de espaciamiento. Se consideró que tal dimensión resultaba congruente con respecto a la anchura media de calles y avenidas. El resultado del proceso fue así una matriz de 628 renglones y 411 columnas, cuya expresión altitudinal, en formato de MDE, se muestra en la **Figura 4.3**. Se puede decir que el modelo obtenido representa la cuenca de aportación en condiciones naturales ya que todavía no se ha tomado en cuenta –en las altitudes– la influencia de la traza urbana.

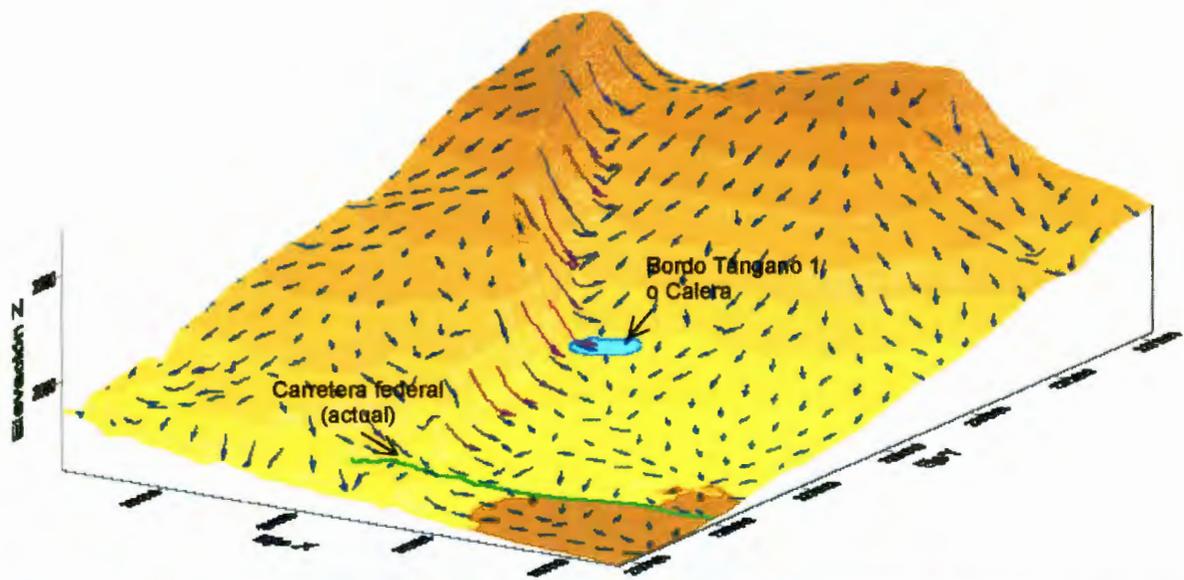


Figura 4.3 MDE de la zona en estudio (aprox. año 1960). **Nota:** la carretera federal solo se muestra como referencia.

Una vez generada la matriz de elevaciones (en formato *.grd de SURFER®), es conveniente transferir el arreglo a la forma convencional utilizada por los sistemas de información geográfica (SIG) para almacenar datos *raster*. Primeramente, se observó que el programa SURFER® guarda secuencialmente los atributos de elevación a partir de la esquina inferior izquierda del arreglo matricial, esto es conforme al orden creciente y convencional que adoptan los ejes cartesianos; además, cada valor es asociado al vértice de su elemento cuadrícula, a diferencia de los datos *raster* que están referidos al centro de cada celda. Dado lo anterior, se requiere hacer una corrección de $\Delta X/2$ hacia la derecha y $\Delta Y/2$ hacia arriba para eliminar la diferencia entre un MDE bajo SIG y otro bajo SURFER® (ver detalle en Figura 4.4).

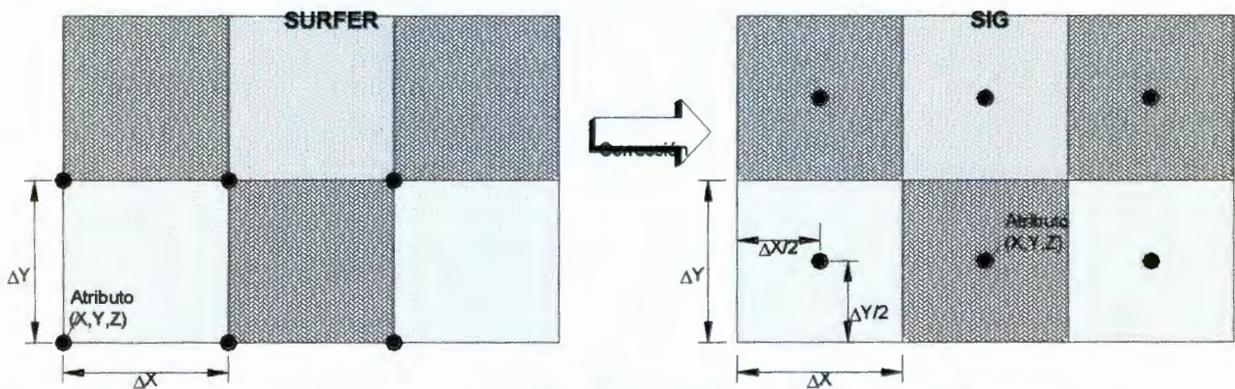


Figura 4.4 Referenciación de altitudes en SURFER® y mapas tipo *raster*.

Aunque el almacenamiento de valores en el paquete es de izquierda a derecha ($j = 1, \dots, Ncol$, siendo $Ncol$ el número de columnas), semejante a los arreglos *raster*, el recorrido por filas es de abajo hacia arriba ($i = Nren, \dots, 1$, donde $Nren$ es el total de renglones). Esta consideración, ilustrada en la **Figura 4.5**, debe tomarse en cuenta al momento de efectuar la transferencia entre arreglos. De nueva cuenta, para facilitar el proceso de conversión, se elaboró el programa GRD2IMG en lenguaje *Visual Basic* (Microsoft, 1996), cuyo listado se incluye en el **ANEXO 2** del trabajo de tesis. El programa *SURFER*®, por cierto, emplea arreglos binarios con números reales de doble precisión (8 bytes cada uno), en tanto que el arreglo *raster* se forma también como archivo binario pero con números reales de precisión simple (4 bytes).

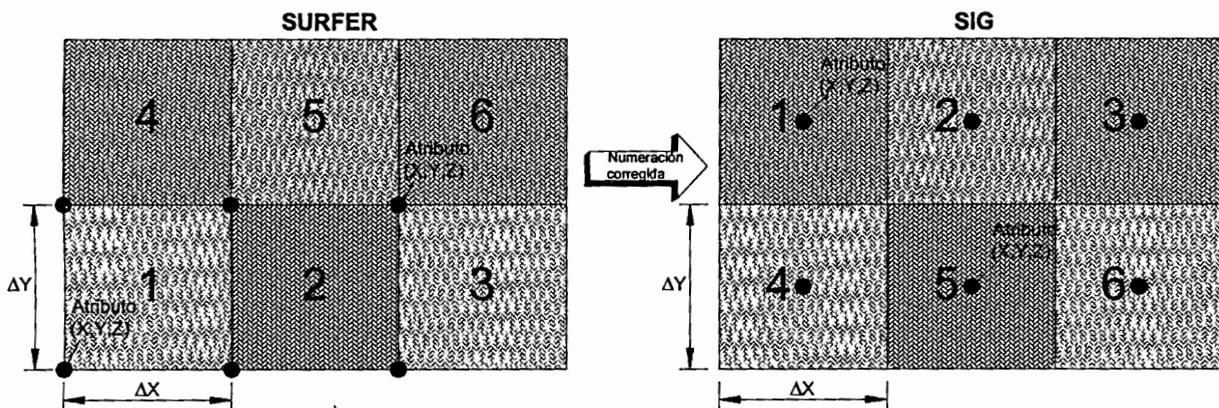


Figura 4.5 Orden de almacenamiento de datos (altitudes) en *SURFER*® y mapas tipo *raster*.

La matriz de elementos altitudinales, dispuesta según el arreglo descrito, se puede visualizar como mapa siempre y cuando se conforme el archivo correspondiente de datos generales (el que define: sistema de coordenadas, número de columnas y renglones, etc.). Así pues, el archivo de elevaciones se puede abrir con el programa *ArcVIEW*®, utilizando la extensión *.bil, o con el sistema *IDRISI*®, empleando las extensiones *.img o *.rst.

Para eliminar algunos problemas de reconocimiento de datos en el modelo HIDRAS (descrito en el capítulo previo) se ha recomendado incluir celdas perimetrales de valor nulo, por ejemplo, -9999, o en todo caso inactivar (reemplazar) el de las existentes por dicho valor (Mobayed, 2001). La aplicación de los programas descritos para procesar el archivo vectorizado de la cuenca del dren Marqués (**Figura 4.1**), permitió formar un MDE de buena resolución, en celdas de 10 x 10 m.

4.1.2 Cuenca urbanizada

En todo desarrollo urbano, se presentan un número significativo de modificaciones que repercuten e impactan el entorno natural. Uno de los aspectos que más se modifican son los escurrimientos generados por el agua de lluvia. En este subcapítulo, se describe el tratamiento aplicado al MDE natural para reproducir los desniveles que se generan con la construcción de vialidades –al que llamaremos marcado de calles– y por sobrelevaciones inducidas sobre el terreno natural, como el caso de terraplenes.

Como se explicó al principio, la metodología de adecuación del MDE es ilustrada con el caso de la cuenca del dren Marqués, cuya digitalización se realizó al considerar el área que cubre la zona centro-sur de la capital Queretana, esto es colonias como Cimatario, Quintas del Marqués y fraccionamiento El Marqués.

El primer paso consiste entonces en digitalizar calles, terraplenes y drenes del área referidas al centro de cada elemento (eje longitudinal), para facilitar luego el marcado de los mismos en el MDE natural y lograr con eso modificar solamente las celdas de la malla reticular que coincidan con la poligonal (objeto *polyline* de *AutoCAD*©) asociada justamente a cada calle, terraplén o dren.

Para facilitar la identificación de elementos poligonales, es conveniente asignarles cierto atributo común de referencia, por ejemplo $z=1$ para calles, $z=2$ para drenes y $z=3$ para terraplenes. Ya sea en formato *raster* o vectorial, tal atributo es fundamental para el proceso de edición de celdas o simple visualización de objetos en el plano de trabajo.

Otra clase de objetos en la cuenca son las estructuras de contención, en particular obras de bordería, las cuales participan en la regulación de los escurrimientos y, a veces, en la retención total de volúmenes pluviales durante la ocurrencia de ciertas tormentas. En la zona de estudio, por ejemplo, se localiza el bordo Tángano 2 (ver **Figura 4.6**) cuya capacidad de retención es fundamental en el comportamiento de la escorrentía que recibe el dren Marqués.

Un tratamiento aplicable en estos casos es la digitalización del vaso de almacenamiento e identificación de poligonal con el atributo $z=4$; sin embargo, al momento de convertir el objeto a formato *raster*, es necesario ocupar un identificador que permita –al modelo hidrológico– simular el efecto de regulación de la estructura (funcionamiento de vaso) o, de plano, uno que “desacople” la influencia del bordo y

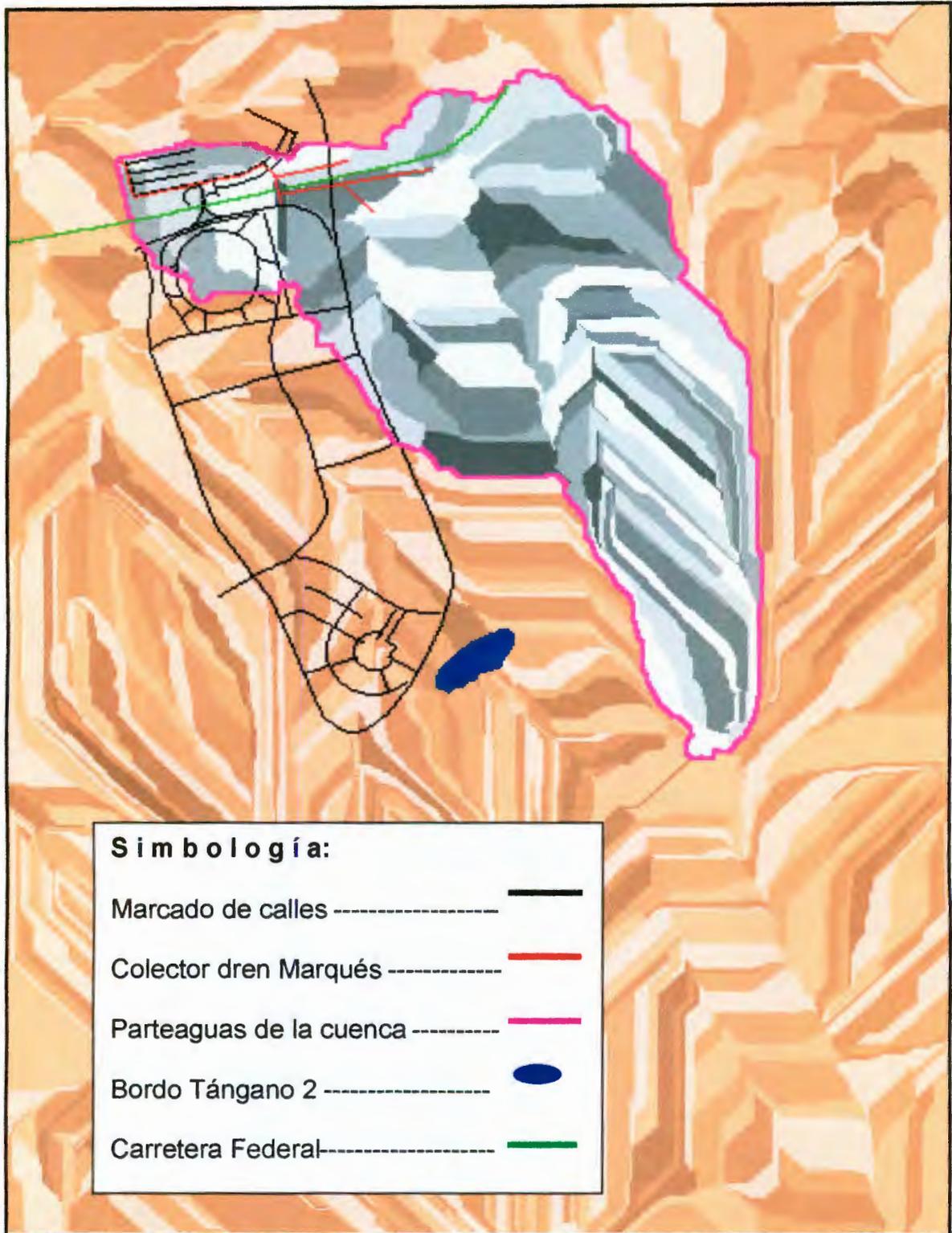
aportaciones de su área de captación. En este último caso (adoptado por cierto para el bordo Tángano 2), el programa HIDRAS requiere que las celdas asociadas a una frontera como ésta sean desactivadas, en el MDE, con el consabido atributo de valor nulo (-9999).

Después de haber conformado el plano de calles, drenes, terraplenes y bordos en formato tipo *CAD*, es necesario pasar las poligonales a un archivo de texto con ayuda del programa DXF2TXT antes descrito. Para involucrar la influencia de la traza urbana en el MDE, es conveniente transformar luego estas poligonales a formato *raster* a través de otro programa de cómputo, desarrollado ex profeso, al que se ha denominado VEC2RAS y cuyo listado (en lenguaje *Visual BASIC*) está incluido en el **ANEXO 3**.

Se entiende que las celdas coincidentes con poligonales llevan el atributo *z* antes indicado, o valor nulo cuando no ocurre tal coincidencia. Una vez lograda la conversión, el archivo –de extensión *.bil para *ArcVIEW*© o *.rst para *IDRISI*©– puede ser manipulado o visto en cualquier *SIG*.

Vale la pena señalar que el plano de poligonales, en particular drenes y terraplenes, requiere una verificación física mediante recorridos de campo que ayuden a corroborar su presencia dentro de la infraestructura urbana actual. En el caso de los bordos, los recorridos sirven para confirmar su influencia en la regulación de escurrimientos locales y su forma de descarga hacia aguas abajo.

2 277 102



2 270 849

356 657

360 473

Figura 4.6 Zona de estudio discretizada en celdas geomorfológicas (áreas tributarias por tramo). El área mínima de escalamiento fue de 400 celdas.

4.1.3 Marcado de calles, drenes y terraplenes

Las operaciones matriciales entre la malla del MDE natural y la que contiene los atributos de calles, terraplenes, drenes y bordos se efectuaron, a nivel de cada elemento, con ayuda del programa denominado ADECMDE (ver su listado, en lenguaje *VisualBASIC*, en el **ANEXO 4** del trabajo de tesis). Este programa, en efecto, abre los archivos señalados, recorre las celdas y, cada vez que lee un atributo $z > 0$, efectúa la operación siguiente en las altitudes del MDE: (1) resta 0.50 m para marcar el arroyo de una calle; (2) resta 1.00 m para marcar la presencia de un dren; (3) suma al menos 2.00 m para marcar una estructura en terraplén; y (4) asigna el atributo nulo (-9999) al caso de bordos cuya área de aportación no vaya a contribuir a los escurrimientos de la cuenca.

Para que el marcado descrito tenga verdadera influencia en el comportamiento de la escorrentía pluvial, es fundamental entender la forma en que el programa VEC2RAS expresa cada tipo de poligonal señalada en el plano.

En la **Figura 4.7**, se presenta el esquema de un MDE modificado con el marcado de calles, en planta y en 3D. En ella, se puede observar que el flujo de los escurrimientos puede inducirse de manera perpendicular a los ejes de la malla, o bien en forma diagonal, sin problema de que esta distribución dé lugar a la interrupción de su recorrido pendiente abajo. Lo antes mencionado se aplica igualmente al marcado de los drenes pluviales.

En cambio, la **Figura 4.8** muestra la modificación del MDE por influencia de un terraplén en el área. En tal esquema, la expresión *raster* de este objeto corresponde a celdas siempre dispuestas en forma perpendicular, unas con respecto a otras, de manera que no permitan un cruce de flujo en la dirección diagonal (con lo cual se perdería su verdadera influencia física o propósito para el que fue construida la obra). De hecho, los detalles **A** y **B** (en planta) de esta última figura, contrastan la diferencia que produce sobre elevar el terraplén al permitir o no conexiones diagonales entre celdas: el terreno sobre elevado no impide, en efecto, que ocurra una interconexión o cruce de flujo cuando no se eligen arreglos exclusivamente perpendiculares entre sí.

Es importante considerar también que si un terraplén es cruzado por un puente–alcantarilla, por ejemplo, el sitio de cruce deberá conservar la altitud de terreno natural o la del objeto calle o dren que atraviese ese lugar. Por eso, las

operaciones entre elementos del MDE y plano urbano requieren un orden de prioridad, en este caso formar primero los terraplenes, marcar luego los arroyos de calles y, por último, corregir las celdas influenciadas por los drenes.

Así pues, la caracterización fisiográfica de una cuenca urbana se logra cuando se han efectuado las adecuaciones al MDE en condiciones naturales, conforme a los criterios descritos en este subcapítulo.

Para la cuenca del dren Marqués, por ejemplo, se obtuvieron configuraciones del área natural y modificada por la traza urbana. Con los MDE arreglados en formato *raster*, se aplicó entonces el programa REDRAS (Mobayed, 2001), descrito en el capítulo 3, para efectuar los procesos de ordenamiento de elementos y escalamiento en microcuencas o celdas geomorfológicas.

El resultado de la aplicación para la cuenca urbanizada, en la parte que escurre hacia el dren Marqués, se ilustra en la **Figura 4.9**, vale la pena destacar la influencia de la traza urbana en la discretización de áreas, especialmente del terraplén formado por la carretera federal México–Querétaro.

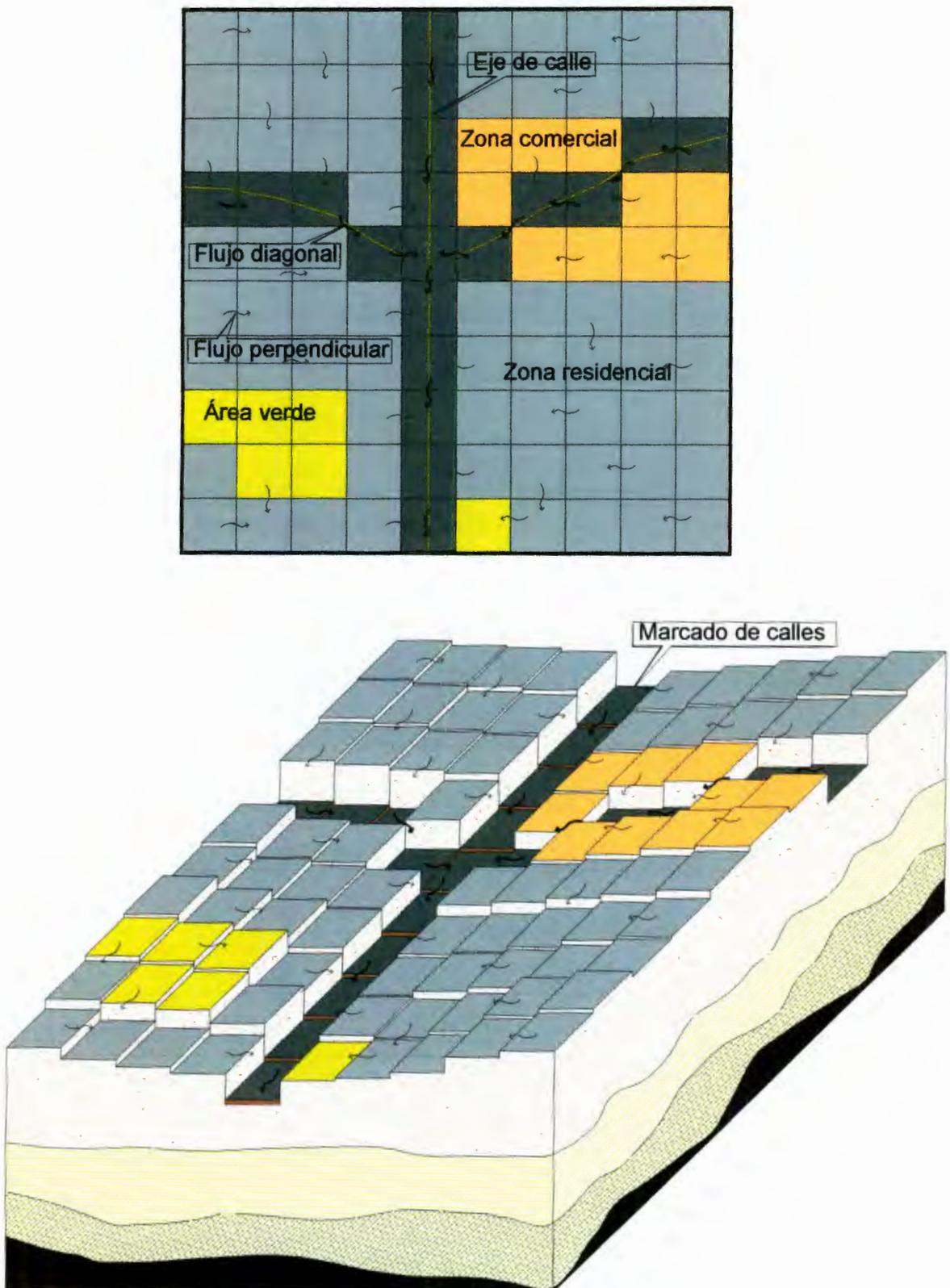


Figura 4.7 MDE modificado con el marcado de calles

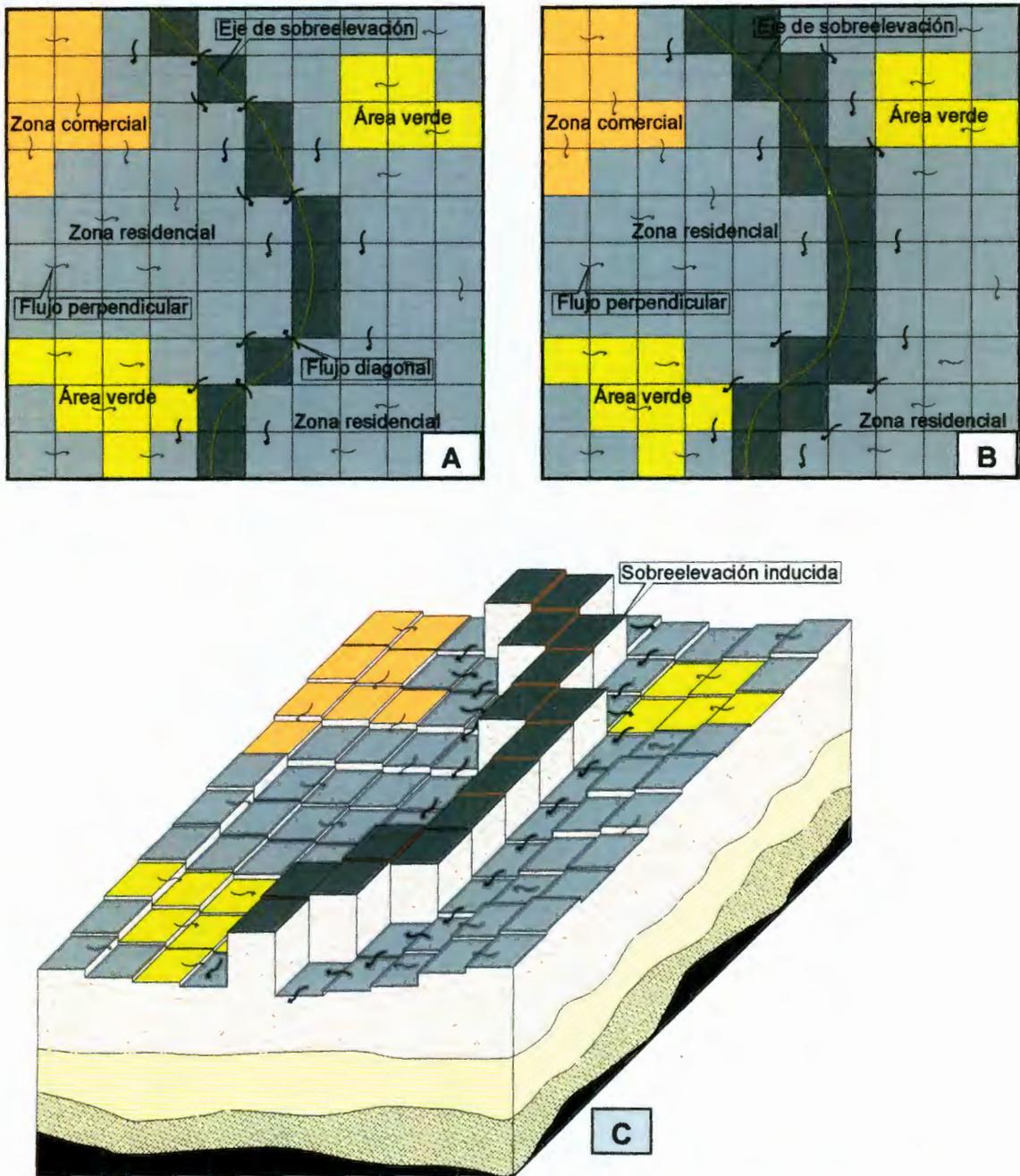


Figura 4.8 MDE modificado por sobre elevaciones del terreno (terraplén).

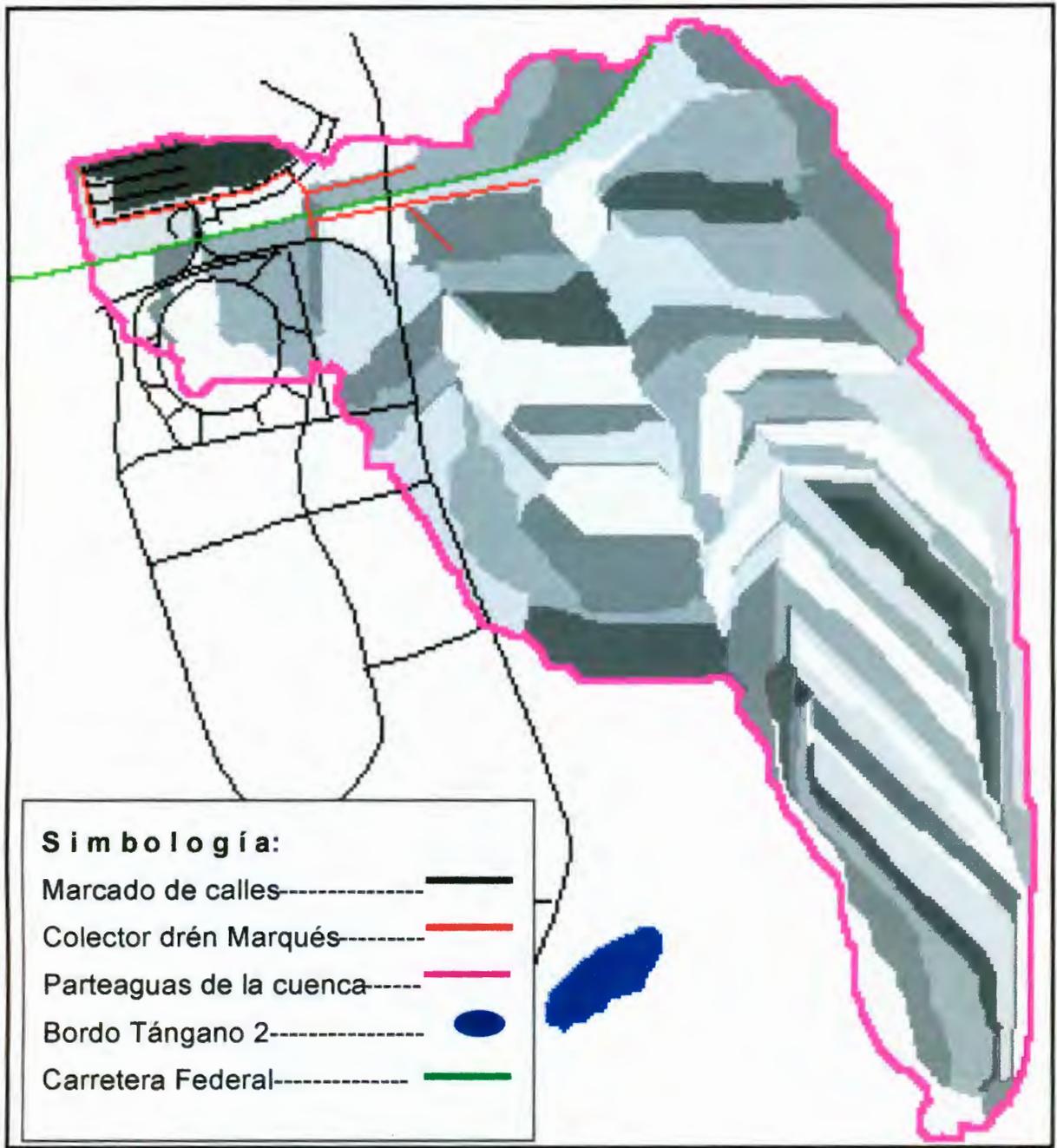


Figura 4.9 Cuenca modificada por la traza urbana

4.2 Información hidro-climatológica

La mejor manera de probar un modelo de predicción hidrológica consiste en simular eventos reales de tormenta debidamente instrumentados. Cuando se calibran modelos físico-hidrológicos de tipo distribuido, los datos de campo comprenden una medición detallada de las variaciones espacio-temporales de precipitación, para varias tormentas, y al menos el aforo temporal de la escorrentía en una sección de control asociada al punto de salida del área tributaria.

En este trabajo, una de las actividades de campo más importantes fue la medición de elevaciones del agua en la descarga del dren Marqués cuando se presentaron algunos escurrimientos pluviales. La campaña se realizó los días 15, 20 y 21 de junio del 2001, así como 5 de abril del 2002, y se eligieron luego los eventos que generaron los mayores volúmenes de escorrentía (días 15 y 21 de junio). En las Figuras 4.10, 4.11, 4.12 y 4.13 se muestran los hidrogramas y hietogramas presentados para los días aforados antes descritos respectivamente.

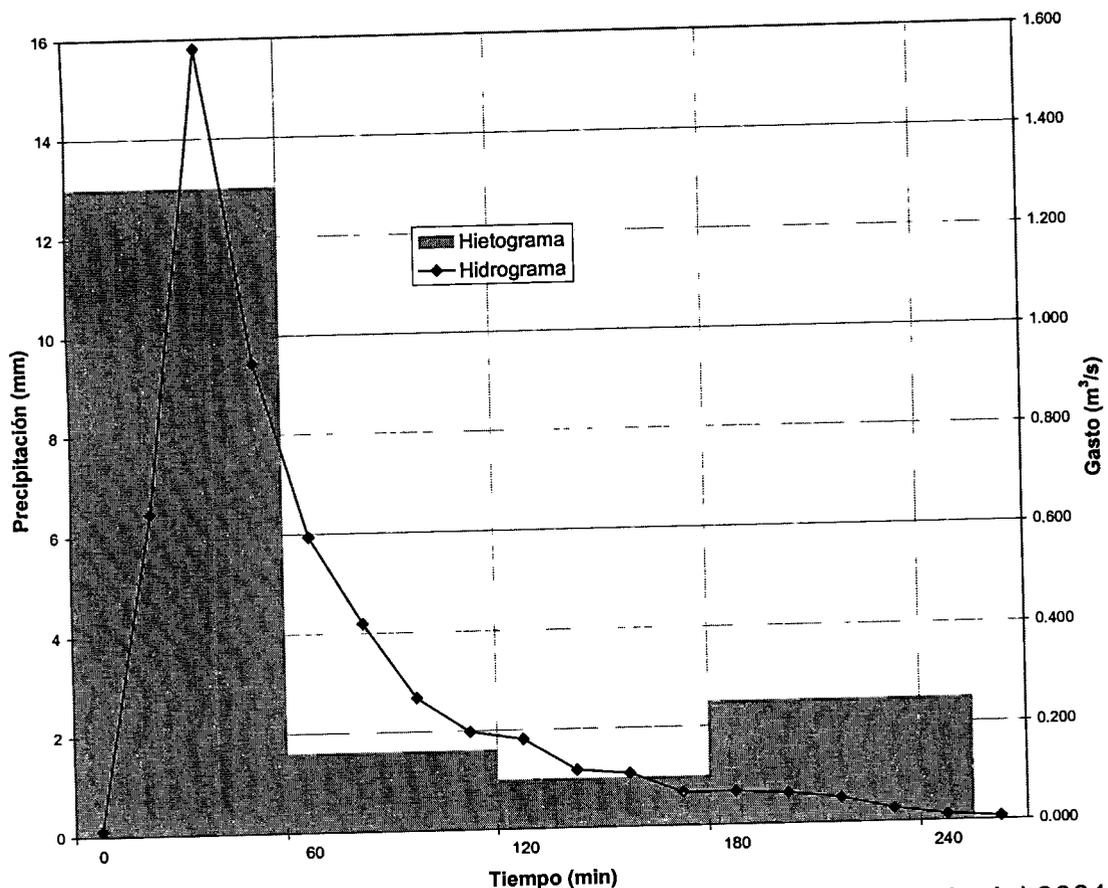


Figura 4.10 Hidrograma aforado y hietograma del día 15 de Junio del 2001

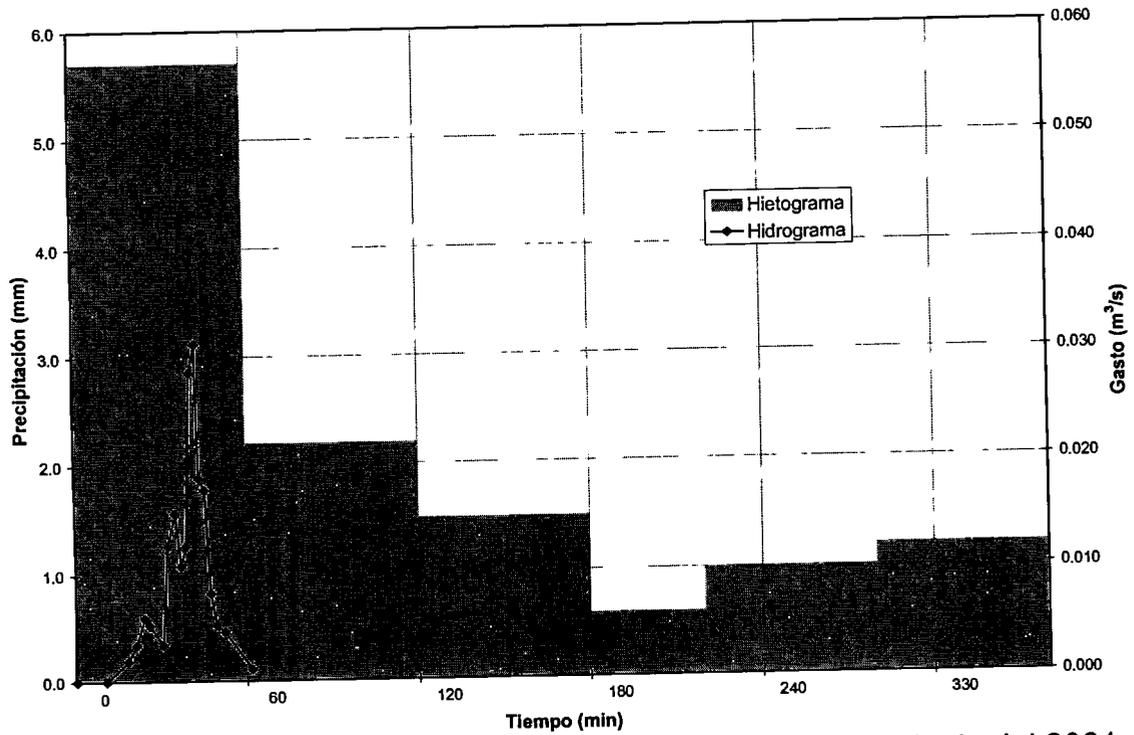


Figura 4.11 Hidrograma aforado y hietograma del día 20 de Junio del 2001

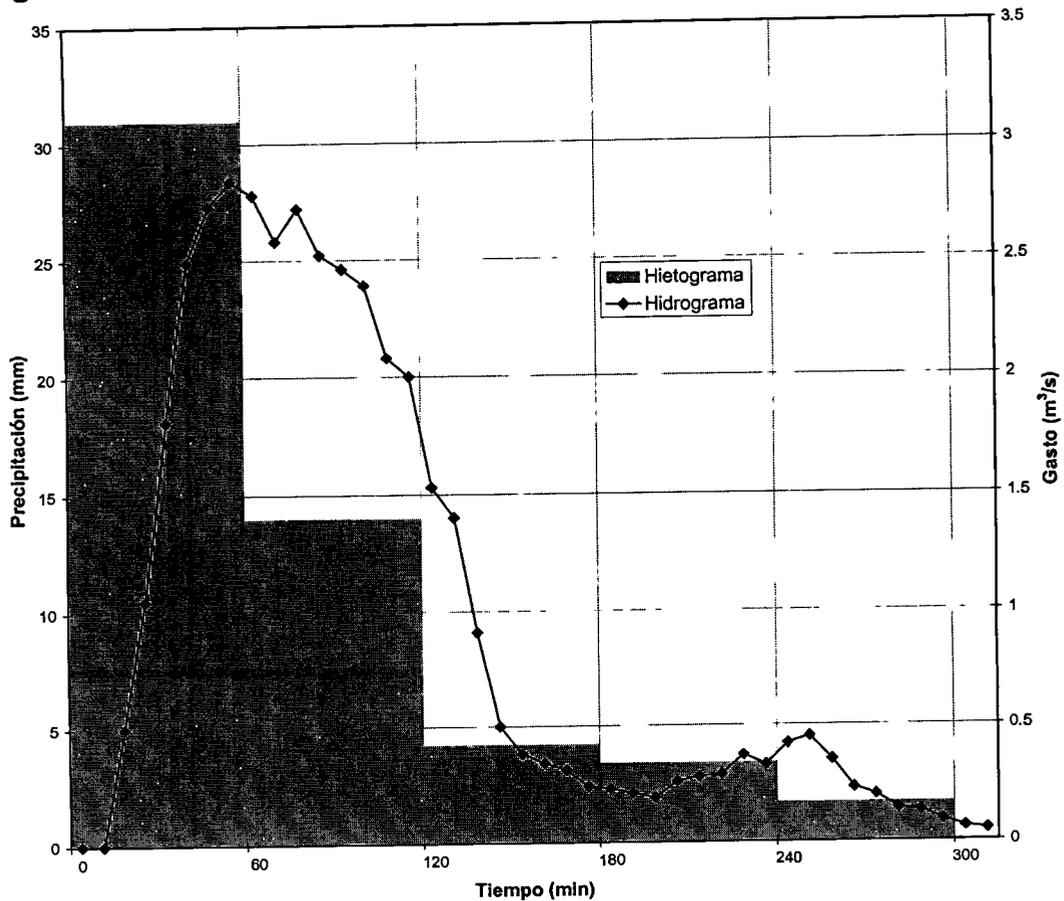


Figura 4.12 Hidrograma aforado y hietograma del día 21 de Junio del 2001

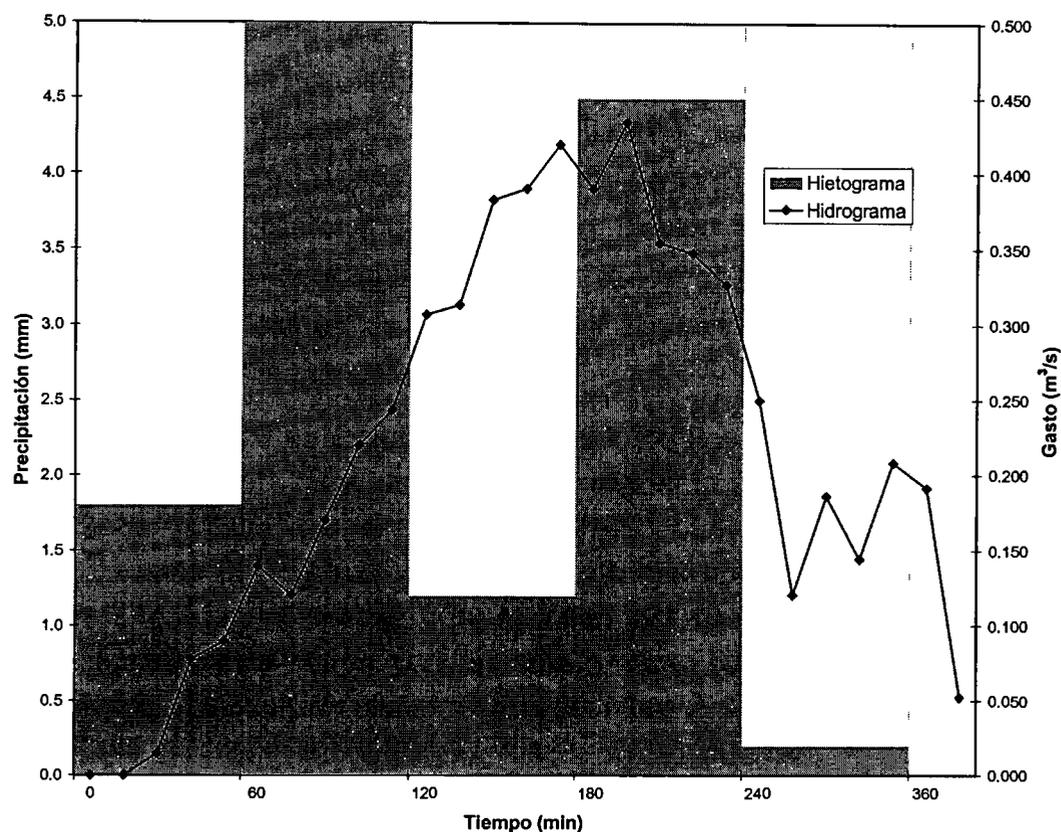


Figura 4.13 Hidrograma aforado y hietograma del día 5 de Abril del 2002

Específicamente, las mediciones consistieron en leer tirantes durante los evento de tormenta, con una frecuencia de tres a cinco minutos (según se consigna en las **Tablas 4.1** y **4.2**) por medio de una escala métrica dibujada en las paredes de la descarga del dren –que, a propósito, vierte libremente hacia el dren Cimatarío mediante un canal rectangular de sección y pendiente conocida– además de emplear un estadal de apoyo para medir la lámina de agua desde la parte superior de la sección y confirmar el valor de la lectura de escala.

Dado que fue imposible obtener datos de diseño del dren, la sección y pendiente del canal debieron ser levantadas directamente en campo. Con la geometría del dren –canal rectangular con 3.00 m de base y 1.25 m de altura– y los niveles registrados, se aproximó el valor de gasto instantáneo con ayuda de la fórmula de Manning, tras suponer una pendiente similar a la plantilla ($S_o = 0.0135$) y coeficiente de rugosidad para acabado de concreto ($n = 0.015$).

El resultado de los aforos, para los días 15 y 21 de junio del 2001, se resume finalmente en las mismas **Tablas 4.1** y **4.2**. Tal información ha sido la base para probar las adecuaciones propuestas en la tesis, con objeto de aplicar modelos

Tabla 4.2 Resultados obtenidos del aforo realizado el día 21 de Junio del 2001

No.	Tiempo real de aforo	Tiempo acumulado (min)	Tirante medido (m)	Gasto m ³ /s
	6:32		0.00	0.000
1	6:54	22	0.00	0.001
2	6:58	26	0.16	1.045
3	7:00	28	0.23	1.807
4	7:02	30	0.28	2.486
5	7:05	33	0.30	2.725
6	7:08	36	0.31	2.840
7	7:11	39	0.30	2.783
8	7:15	43	0.29	2.584
9	7:20	48	0.30	2.718
10	7:23	51	0.28	2.521
11	7:25	53	0.28	2.458
12	7:30	58	0.27	2.390
13	7:35	63	0.25	2.082
14	7:40	68	0.24	2.004
15	7:45	73	0.21	1.527
16	7:50	78	0.19	1.400
17	7:55	83	0.15	0.914
18	8:08	96	0.10	0.496
19	8:15	103	0.09	0.379
20	8:20	108	0.08	0.344
21	8:25	113	0.08	0.307
22	8:30	118	0.07	0.244
23	8:35	123	0.06	0.235
24	8:40	128	0.06	0.211
25	8:45	133	0.06	0.194
26	8:50	138	0.07	0.262
27	8:55	143	0.07	0.281
28	9:00	148	0.07	0.290
29	9:05	153	0.09	0.368
30	9:10	158	0.08	0.327
31	9:20	168	0.09	0.419
32	9:25	173	0.10	0.445
33	9:30	178	0.08	0.354
34	9:40	188	0.06	0.235
35	9:50	198	0.06	0.203
36	10:00	208	0.05	0.139
37	10:13	221	0.05	0.130
38	10:23	231	0.04	0.090
39	10:40	248	0.03	0.056
40	11:00	268	0.02	0.048

Constantes de cálculo:

Base del canal (b) = 3 m.

Altura del canal (h) = 1.25 m

Pendiente (S_0) = 0.0135 (adim)

n de Manning = 0.015 (adim)

Tabla 4.3 Datos de precipitación a cada hora.

15 de Junio del 2001		21 de Junio del 2001	
Hr	Mm	Hr	mm
19	0	17	0.0
20	13	18	31.0
21	1.6	19	14.0
22	1	20	4.2
23	2.5	21	3.4
24	0	22	1.7
Total 18.1 mm		Total 54.3 mm	

4.3 Aplicación del programa HIDRAS

Según fue explicado en el subcapítulo de caracterización, la adecuación del área, por influencia de la infraestructura urbana, produce un MDE modificado que expresa mejor la configuración de la red de drenaje, más congruente con la influencia que ejercen arroyos de calles y drenes en el comportamiento de la escorrentía pluvial. Desde un inicio, y para efectos comparativos, se ha manejado un MDE asociado a la cuenca en condiciones naturales y otro a la cuenca urbanizada.

En el subcapítulo 4.1.2, se mostraron también los resultados obtenidos con la aplicación del programa REDRAS, con fines de escalamiento (Mobayed, 2001). La **Figura 4.6**, en efecto, destaca el área tributaria del dren Marqués discretizada en un total de 71 celdas geomorfológicas (microcuencas) que cubren una superficie de 4.097 km².

El criterio de área mínima para hacer el escalamiento fue de 400 celdas (esto es 4.0 Ha o 0.04 km²). En realidad, se efectuaron agrupaciones con áreas mínimas de 250, 400, 600 y 800 celdas.

La **Figura 4.9** por su parte, contiene el escalamiento de la cuenca urbana para el área del dren Marqués, cuya zona de influencia o dominio corresponde al recuadro mostrado, para mayor referencia, en la **Figura 4.14**. Con un criterio similar de área mínima (400 celdas), se determinaron 66 microcuencas y una superficie total de 3.887 km². Es importante recordar que el programa REDRAS configura naturalmente la red de drenaje y la clasifica por orden de corrientes.

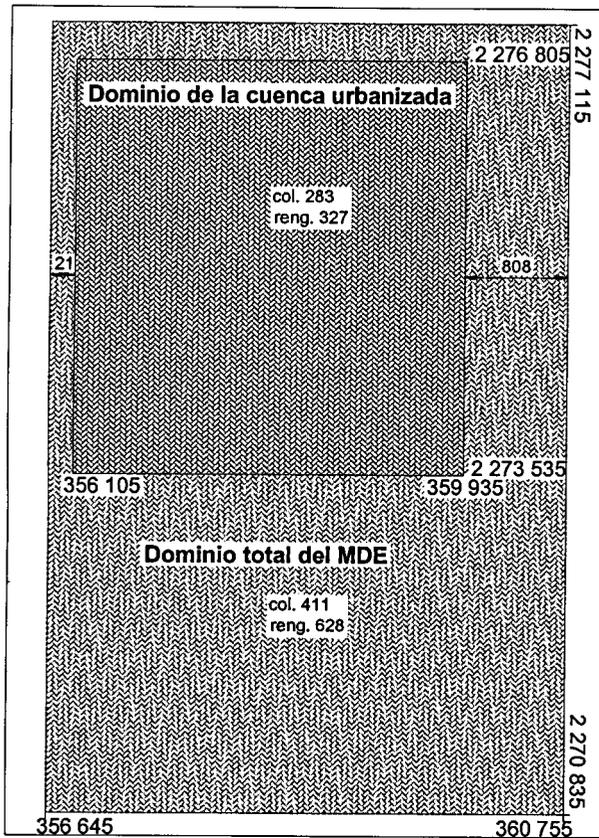
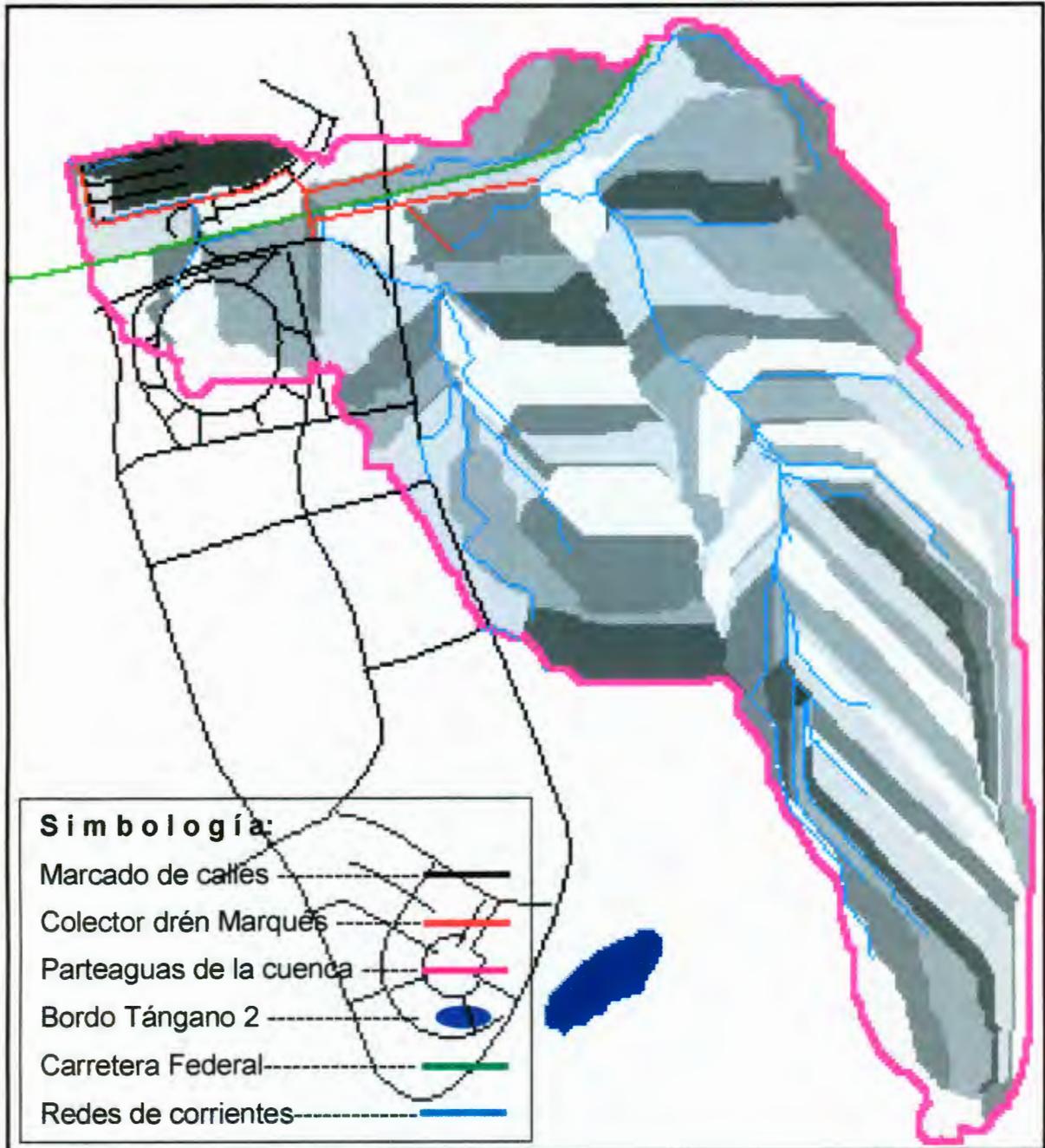


Figura 4.14 Dominios en estudio (MDE total y cuenca urbanizada).

En la **Figura 4.15**, por ejemplo, se muestra la configuración de la red dentro de la cuenca urbanizada. En ella se observa que la corriente principal (de orden máximo 4) y sus afluentes principales coinciden claramente con los drenes y se encauzan por los arroyos de calles ubicadas en las partes más bajas.

2 276 805



357 105

2 273 535
359 935

Figura 4.15 Red de drenaje en cuenca urbana y áreas de aportación por tramo.

4.3.1 Entrada de datos al programa

Como se explicó en el subcapítulo 3.2, los resultados del programa REDRAS constituyen la base de datos fisiográficos del programa de simulación HIDRAS, amén de la información climatológica que incide en el área de estudio y los parámetros generales de calibración. La **Tabla 4.4** muestra precisamente el archivo de datos (y algunos comentarios), de extensión *.txt, requeridos por este programa para su ejecución.

Tabla 4.4 Archivo de datos para ejecutar el programa HIDRAS (ver Mobayed, 2001 para mayores detalles)

Archivo ASCII	Comentarios
"Dren Marqués 15/06/02"	Título de referencia
Numcuen.img	Mapa temático con los números de escurrimiento (<i>CNII</i>)
Thscuen.img	Mapa temático que contiene los polígonos de Thiessen
Ordcelf.bin	Archivo de REDRAS que contiene el ordenamiento de celdas
Ordmicf.bin	Archivo que contiene ordenamiento por microcuencas
10.0	Tamaño de celda en la malla del MDE
1	Número de estaciones pluviográficas en la zona de estudio
4	Número de intervalos del hietograma de precipitación
13 3600 1.6 3600 1 3600 2.5 3600	Valores de precipitación (en mm) y duración (en s) por cada intervalo del hietograma
60 0	Paso de tiempo con fines de impresión (<i>DtImp</i>); y fracción del tiempo medio de retardo (<i>Rthi</i>), arriba del cual se transitan hidrogramas incipientes (cero cuando se transita sólo en cauces)
0 0	Potencia (<i>Phiet</i>) y factor de retardo (<i>Rhiet</i>) del hietograma. Se pone cero cuando se cuenta con datos pluviográficos
3.8 0.329	Coefficiente <i>K</i> de Haan (<i>Chaan</i>) y factor <i>x</i> de abstracción (<i>Xia</i>)
40 200	Número límite de elementos acumulados para definir celdas secas (<i>FcnI</i>) y celdas húmedas (<i>FcnIII</i>)
0 0.8	Factores para corregir número de escurrimiento (<i>FPscs</i>) y coeficiente de rugosidad de Manning (<i>FPman</i>)
0	Factor η (Eta). Se iguala a cero para modelar escorrentía directa
1 1	Microcuencas con aforo y número ordinal asignado
Aforo21.txt	Archivo de texto que contiene el hidrograma aforado

Antes de referirnos a la tabla anterior, es importante destacar la necesidad que hubo de modificar el listado original del programa HIDRAS para incluir la simulación de hidrogramas incipientes mediante el método de Haan (subcapítulo 3.4).

Además de haber integrado un algoritmo que ofrece mayores ventajas para modelar la escorrentía en zonas urbanas, se ha logrado una reducción interesante en el número de parámetros de calibración pues, según fue explicado en su momento, tal número se limita básicamente al coeficiente K de la fórmula de Haan (ecuación 3.20) y al factor x de la ecuación para calcular la abstracción, I_a (ecuación 3.11).

El primer bloque de la **Tabla 4.4** contiene la referencia a los archivos de mapas temáticos. Aunque REDRAS prepara directamente los de extensión *.bin a partir del MDE, el usuario debe formar el mapa de números de escurrimiento CN_{II} para condiciones normales de humedad, según la metodología del SCS (1972).

También se debe preparar el mapa que contiene los polígonos de *Thiessen*, de manera que cada área de polígono tenga por atributo al número económico de su estación correspondiente (ya dijimos que para el dren Marqués se ocupó solamente una estación).

Para formar el mapa de números CN , se elaboró primero la carta de uso del suelo con ayuda del plano vectorial integrado antes para representar la traza urbana. Luego, mediante el sistema *IDRISI*®, se transformó el mapa a formato *raster* y se reclasificaron sus atributos conforme a los valores característicos de esta variable (Chow *et al*, 1994).

La **Tabla 4.5**, por cierto, da cuenta de los valores asignados según el uso observado en la cuenca urbana; en tanto que la **Figura 4.16** muestra el resultado del mapa temático elaborado con objeto de asignar los números CN .

En el caso supuesto de la cuenca natural, los coeficientes se modificaron (al valor asignado para pastizal y zona no urbanizada) con la idea de que el modelo contrastara la influencia que tiene la traza urbana en la acumulación de las aguas llovedizas.

Tabla 4.5 Valores de humedad (CN_{II}) empleados para cada evento (Chow *et al*, 1994)

Uso del suelo	Día del evento (2001)	
	15 de Junio	21 de Junio
Calle de concreto	89	89
Calle de adoquín	89	89
Estacionamiento	89	89
Cancha deportiva	74	74
Pasto	68	74
Zona residencial	89	89
Zona comercial	89	89
Zona sub urbana	68	78

Al analizar la **Tabla 4.5**, de entrada se observa que existe un juego de valores distinto por cada avenida, en la zona suburbana de la cuenca. La razón es que no hubo otra manera de diferenciar las condiciones precedentes de humedad en tales áreas donde, a diferencia de las zonas urbanas, sí resulta determinante el efecto de las lluvias previas sobre el grado de saturación del suelo (situación irrelevante en el caso de superficies cubiertas por techumbres y pavimentos). De hecho, los factores del programa HIDRAS para definir la condición de humedad en cuencas naturales (FCN_r y FCN_{III}) no tuvieron gran efecto en las corridas, pues su influencia es de carácter global (de ahí la necesidad que se tuvo de diferenciar “a mano” los valores de CN asociados a superficies no urbanizadas).

Los números mayores, más que coincidir con una fecha precedida por días lluviosos, fueron asignados durante el proceso de calibración ya que los factores de ajuste no ayudaron a definir mejor la forma del hidrograma aforado, en el caso de la segunda tormenta.

2 276 805



357 105

2 273 535
359 935

Figura 4.16 Mapa temático de uso de suelo en condiciones actuales (2002)

4.3.2 Parámetros de calibración

Con relación a los llamados parámetros generales de calibración, vale destacar que el programa HIDRAS ocupa un número bastante reducido (tan sólo el popular programa *TOPMODEL* (Beven y Kirkby, 1979) requiere la definición de al menos 13 parámetros). De acuerdo con la **Tabla 4.4**, modelar la escorrentía directa de cuencas urbanas con HIDRAS necesita únicamente de 5 parámetros, a saber: Coeficiente K de Haan (ecuación 3.20), factor x de abstracción (ecuación 3.11), número límite de elementos acumulados para definir celdas secas (FCN_I) y celdas húmedas (FCN_{III}) y factor para corregir el coeficiente de rugosidad de Manning (FP_{man}). Aunque la tabla de entrada consigna otros parámetros (R_{thi} , FP_{scs} y E_{ta}), su valor nulo implica que no están involucrados en las corridas de simulación.

Para simplificar aún más el proceso de calibración, y reducir el número de grados de libertad, se asignaron iguales valores para determinados coeficientes, después de efectuar algunas pruebas de sensibilidad con el modelo de simulación. Al coeficiente de Haan, que fluctúa entre 1 y 10 –según el autor– y que ajusta con 3.77 al hidrograma adimensional del SCS (ver detalles en el subcapítulo 3.4), se le asignó el valor $K = 3.8$. A los coeficientes de rugosidad que emplea el programa HIDRAS para el tránsito de avenidas en cuencas naturales, se les aplicó una reducción de 30% para cuencas urbanas, de modo que $Fp_{man} = 0.70$.

Con relación al factor x de abstracción, se manejó su rango de fluctuación entre 0.20 y 0.40. Para las corridas de la cuenca del dren Marqués, la calibración ayudó a determinar el valor $x = 0.265$ para el hidrograma medido el día 15 de Junio del 2001, y $x = 0.329$ para el evento del día 21 de Junio. La adecuación de los hidrogramas calculados a los datos medidos en campo, permitió observar la influencia de la abstracción inicial en el incremento o decremento de caudales, dependiendo si la variable x disminuía o aumentaba. De igual manera, se notó que los tiempos de inicio de la escorrentía (precipitación excedente) se modificaban en función de tal variable, es decir, el inicio del hidrograma se retardaba al incrementar el valor de x , e iniciaba antes al momento de disminuir su magnitud.

Como era de esperarse, las condiciones precedentes de humedad resultaron decisivas durante el proceso de calibración, especialmente por la influencia de áreas naturales (no urbanizadas) dentro de la cuenca de estudio. De la investigación realizada para recopilar los datos de precipitación, en el caso del dren Marqués, se observó que el día 14 de Junio del 2001 hubo una importante tormenta

de 38.9 mm que predispuso evidentemente condiciones de humedad en toda el área. Por eso, para la tormenta estudiada del día 15 de junio, se asignaron los valores $FCN_I = 1$ y $FCN_{III} = 2$, haciendo así que el programa ajustara prácticamente, a condición húmeda, los números CN de todas las celdas que conforman el MDE. En cambio, la precipitación del día 21 fue precedida por cuatro días sin lluvia (16 al 19 de junio) y uno previo con un registro de 12 mm, lo cual dio lugar a una escorrentía más bien escasa. Entonces, fue necesario emplear factores que forzaran el ajuste del número N a condición más seca, en este caso $FCN_I = 40$ y $FCN_{III} = 200$ celdas.

Las corridas, de hecho, mostraron poca sensibilidad cuando se emplearon factores altos, razón por la que se cambiaron algunos valores en el mapa de números de escurrimiento, en particular para las áreas no urbanizadas (ver **Tabla 4.5**).

Los resultados de las simulaciones por tipo de cuenca (urbana y natural), para cada evento de tormenta, son presentados en el próximo subcapítulo. Igualmente se muestran los hidrogramas aforados, a fin de compararlos con las simulaciones del tránsito físico-hidrológico de cada avenida.

4.3.3 Hidrogramas resultantes

La bondad de los resultados conseguidos al aplicar el modelo distribuido a cuencas urbanas se ilustra con la comparación de los hidrogramas obtenidos en campo y los generados a partir del cálculo, después de efectuar el proceso de calibración previamente descrito. Así pues, las **Figuras 4.17** y **4.18** muestran los hidrogramas de los eventos de tormenta ocurridos los días 15 y 21 de junio del 2001, en el área del dren Marqués, Querétaro, y confirman, en efecto, la similitud entre datos aforados y resultados producidos por el programa de simulación. Se hace énfasis de la concordancia entre los tiempos pico y gastos máximos presentados y calculados, además de la similitud notable en cuanto a las curvas de recesión de los hidrogramas. Como se puede observar en las tablas de resultados de salida del programa HIDRAS (**Anexo 5** y **6**), los gastos máximos correspondieron a 1.51 m³/s y 2.92 m³/s para los días 15 y 21 de junio del 2001 respectivamente.

Es de notar que, en ambos hidrogramas, se apreció un incremento súbito del gasto a 30 minutos de iniciada la precipitación. En principio, se presume que tal respuesta es efecto de la contribución de zonas (microcuencas) cercanas a la descarga, o bien, debido a la estabilidad inicial numérica del modelo. Este efecto,

aparentemente no registrado en los aforos, sí se pudo observar con las tormentas del 20 de Junio del 2001 y la del 5 de abril del 2002 (**Figura 4.11 y 13**), aunque éstas, no fueron simuladas en el proyecto de tesis.

Con respecto a su variación general, los hidrogramas calculados para las tormentas del 15 y 21 de Junio mostraron un comportamiento no sólo acorde con las fluctuaciones aforadas en la descarga sino también con las características físicas de la cuenca urbana.

El primer tramo ascendente y gasto máximo, en efecto, corresponden a la escorrentía de las áreas más urbanizadas (calles de concreto y adoquín, estacionamientos, zonas comerciales y residenciales, etc.) puesto que su tiempo de respuesta es más rápido; en cambio, el segundo máximo (notorio en la lluvia del 21 de junio) y propiamente la fase recesiva de los hidrogramas observados, se deben al escurrimiento que generan las zonas naturales y poco urbanizadas, cuyo tiempo de retardo evidentemente es mayor.

Con relación al escalamiento de microcuencas (que efectúa el programa REDRAS), se recordará que se probaron agrupamientos de 250, 400, 600 y 800 celdas como criterio de área mínima; y se comprobó que el de 400 mostró las mejores condiciones de ajuste. De hecho, en la **Figura 4.19** se muestran los hidrogramas obtenidos durante el proceso de calibración del día 21 de Junio del 2001 para los escalamientos antes mencionados. En ella se observa un comportamiento similar en el incremento y recesión de la avenida, aunque con ligeras diferencias en cuanto a la magnitud del gasto máximo, ocurrencia del tiempo pico y forma de recesión al final de la escorrentía.

En términos generales, el escalamiento de 400 produjo los mejores resultados. Para el escalamiento de 250 celdas, por ejemplo se presentó cierto retardo e incremento del gasto pico. En el caso de 600 y 800 celdas, su comportamiento mostró una disminución del gasto pico inicial y una ligera pérdida de respuesta en la segunda fase de hidrograma (probablemente por utilizar una discretización menos fina de las áreas tributarias).

Otros resultados obtenidos correspondieron a las simulación en condiciones naturales, según fue descrito en los subcapítulos previos. Por la claridad de su respuesta, en la misma **Figura 4.18** se ha incluido este caso para la tormenta del 21 de junio. Es evidente que la escorrentía presentó una disminución significativa, sobre

todo en el primer pico del hidrograma, porque se modificó (virtualmente) el uso del suelo –de zona urbana a terreno natural– en las áreas donde ocurrían las mayores aportaciones. Pero también fue claro que el segundo pico resultó prácticamente igual al observado en las corridas previas (cuenca urbanizada), puesto que se generó en áreas cuyo uso del suelo no fue alterado.

La simulación en condiciones naturales ayudó a contrastar el efecto que produce la urbanización en los volúmenes y tiempo de respuesta de los hidrogramas; pero sobre todo sirvió para demostrar la importancia que tienen los modelos hidrológicos de tipo distribuido para simular, en forma más realista, los fenómenos de escorrentía pluvial en cuencas urbanas.

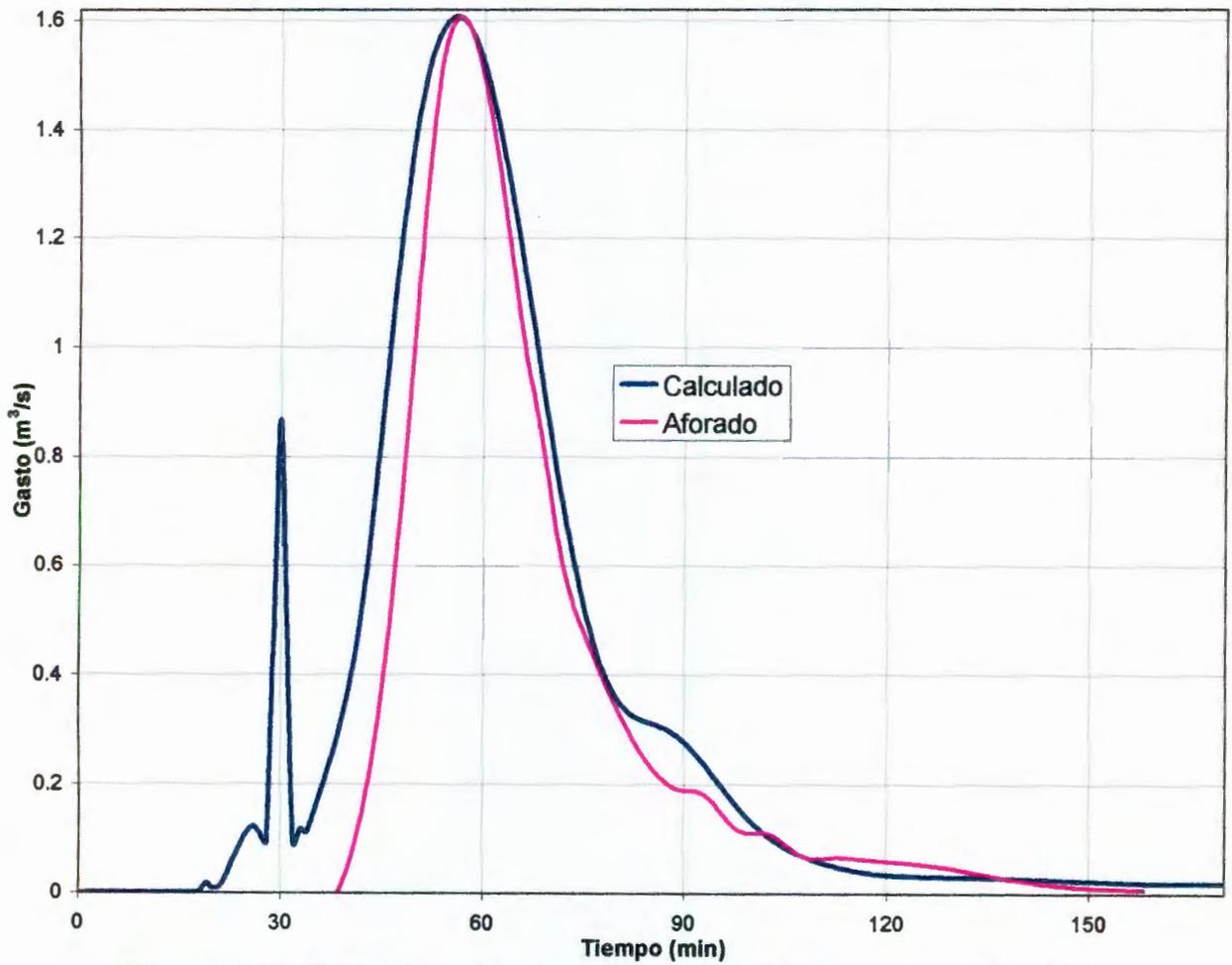


Figura 4.17 Dren Marqués. Hidrograma del día 15 de Junio del 2001

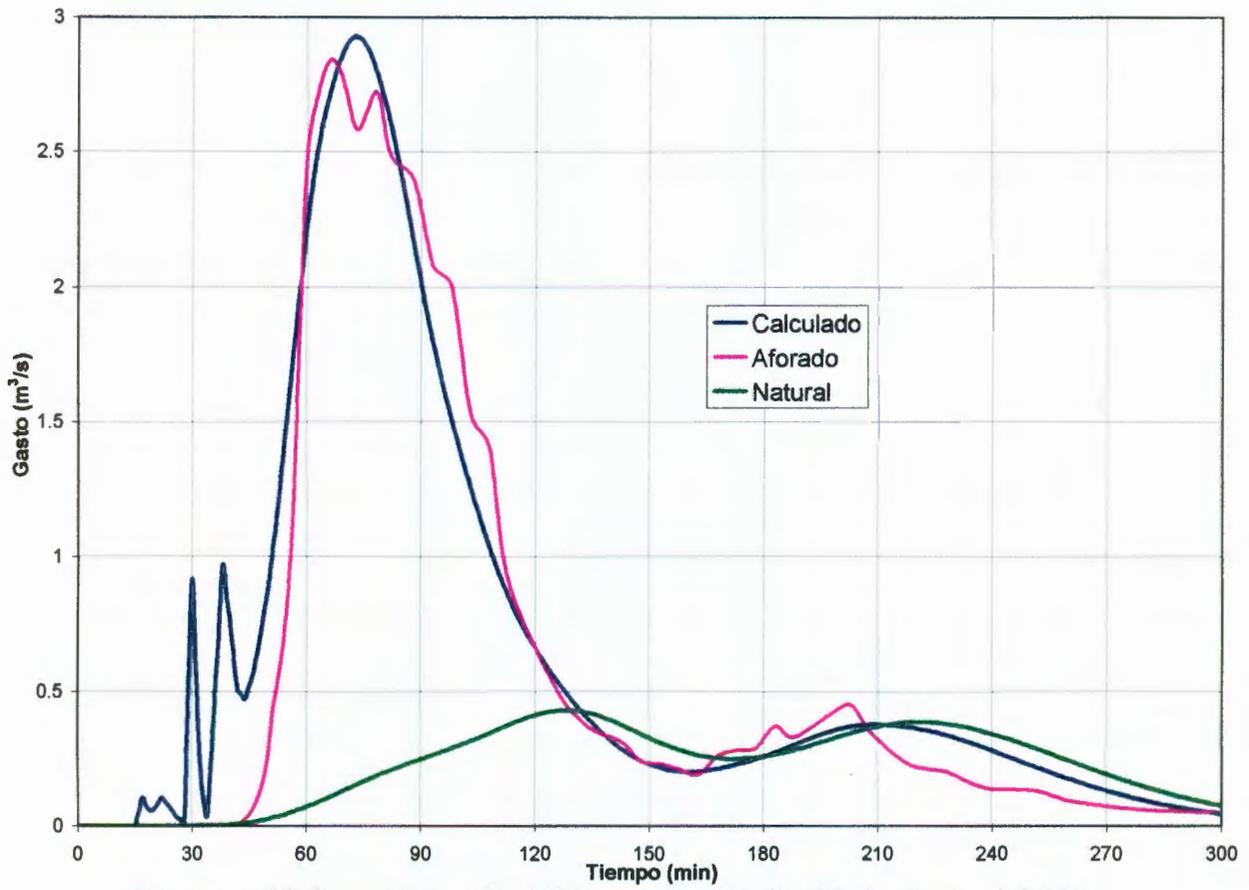


Figura 4.18 Dren Marqués. Hidrograma del día 21 de Junio del 2001

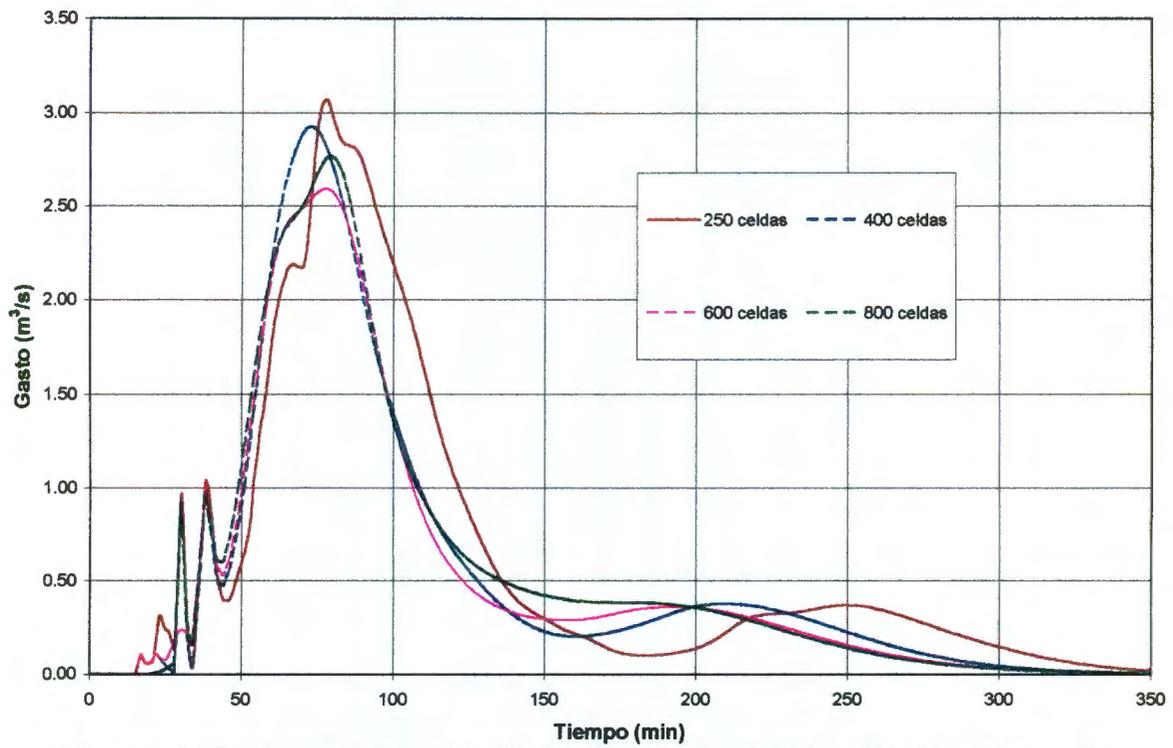


Figura 4.19 Hidrogramas del día 21 de Junio del 2001 distintos grados de escalamiento.

4.3.4 Simulaciones de predicción

Con los resultados obtenidos en el presente subcapítulo, se pretende ahora mostrar un escenario diferente, suponiendo el uso del suelo de una cuenca más urbanizada, donde el crecimiento de la infraestructura altera las zonas con tendencia a urbanizarse, al igual que su número de escurrimiento (CN_{II}). Lo antes descrito se muestra gráficamente en la **Figura 4.20** y los números de escurrimiento, corresponden a los empleados para calibrar el evento del día 21 de Junio del 2002 (**Tabla 4.5**).

Dado que la finalidad en este apartado es realizar un análisis predictivo de los escurrimientos que se pudieran presentar en la cuenca estudiada bajo un esquema diferente de urbanización y precipitación, se realizó un análisis probabilístico para determinar lluvias máximas en 24 hr para diferentes periodos de retorno (T_r), valiéndose de información de precipitaciones máximas diarias anuales registradas de 1970 a 1997 en la estación climatológica Querétaro. En el **Anexo 7** se presentan los datos y resultados de precipitación -por medio del método Gumbel (Aparicio, 1987)- empleados para dicho análisis.

Una vez que se obtuvieron las precipitaciones máximas para diferentes tiempos de retorno (T_r), se eligió la lluvia resultante para un periodo de 50 años (**91.5 mm**). Para determinar la precipitación asociada a un menor número de horas, se supuso que en la primera ocurre alrededor del 65% de la lluvia total en 24 horas (según datos estadísticos presentados por Linsley *et al*, 1958, para regiones con precipitación anual escasa). Aceptando que la variación entre datos de lluvia y duración de tormenta se distribuye en forma logarítmica, es factible aproximar un ajuste con los valores de una hora y 24 horas de manera que, para un periodo de retorno de 50 años y datos estadísticos de la estación Querétaro, se tiene :

$$\log(P_T) = 1.77452 + 0.13542 \cdot \log(D_T) \quad (4.1)$$

donde: P_T es la lluvia total en mm, y D_T es la duración de la lluvia en horas.

De los datos climatológicos obtenidos, se observó que las duraciones de tormenta varían regularmente entre 4 y 6 horas, por lo que se tomo un tiempo de 5 horas para la generación del hietograma de diseño. Al aceptar además que su forma es similar a los registros, la lluvia del 21 de Junio del 2001 sirvió como base para distribuir proporcionalmente la precipitación de diseño. En la **Figura 4.21** se muestra

el hietograma la metodología antes descrita, cuya precipitación total corresponde a un valor de 74.0 mm para una duración de 5 horas.



4.20 Mapa temático de uso de suelo suponiendo más área urbanizada

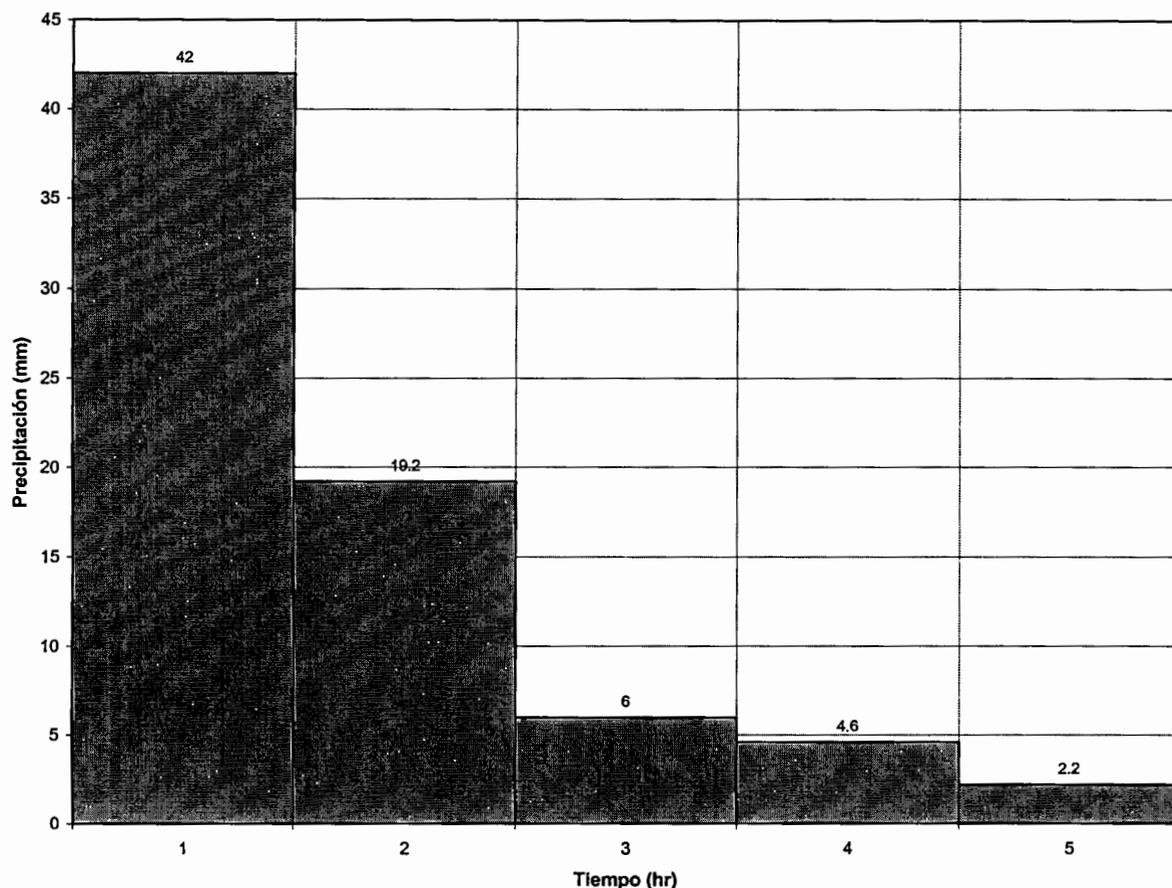


Figura 4.21 Hietograma de diseño para un $Tr=50$ años y una duración de 5 hr.

Una vez obtenido el hietograma de diseño (**Figura 4.21**) se realizaron corridas con el modelo HIDRAS considerando la situación actual de urbanización como primer escenario (**Figura 4.17**) y el caso de mayor crecimiento urbano como un segundo escenario (**Figura 4.20**). Las variables del modelo se tomaron igual que las calibradas para el evento registrado el 21 de Junio.

La **Figura 4.22** muestra los hidrogramas obtenidos de los escenarios antes descritos al igual que el generado el día 21 de Junio del 2001. En esta figura se observa el comportamiento de los escurrimientos para las condiciones urbanas actuales (2002), con diferentes intensidades de lluvia, al igual que el hidrograma generado para el segundo escenario. En este último, se presentó un aumento natural del volumen con respecto al primer caso, durante la fase creciente del hidrograma, característico por cierto de la zona urbanizada. En la segunda fase del hidrograma, la curva de gastos se mantuvo relativamente igual en los dos escenarios, debido a que la zona de lomerío, cuya respuesta se retarda con respecto a las áreas urbanas, no fue modificada en cuanto a sus coeficientes de escurrimiento.

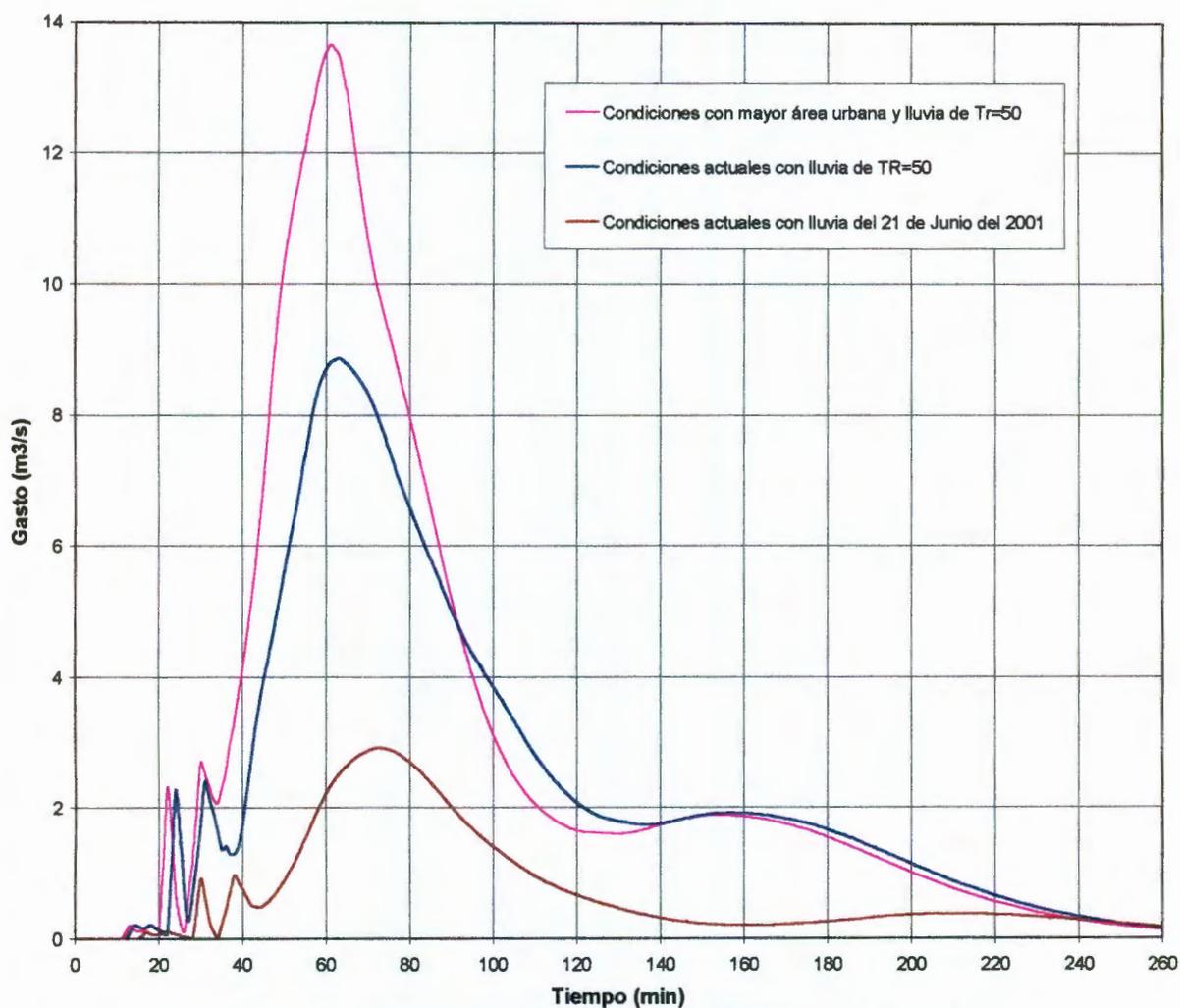


Figura 4.22 Hidrogramas de diseño con diferentes escenarios.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

Hoy en día, el uso eficiente e integral del agua exige una amplia conceptualización de los problemas relacionados con el recurso, a fin de procurar soluciones realistas y favorables para la mayoría de los usuarios. En hidrología urbana, la problemática consiste en eliminar o reducir el impacto adverso que supone un desajuste deficiente de las aguas llovedizas. La solución óptima demanda por supuesto la construcción de obras pluviales eficientes diseñadas con base en tecnologías, convencionales o modernas, debidamente sustentadas.

El presente trabajo de tesis tuvo como finalidad establecer criterios generales para representar las cuencas urbanas mediante modelos digitales de elevación (MDE) —empleando sistemas de información geográfica— que tomen en cuenta la influencia de la estructura de calles, avenidas, terraplenes, canales y bordos, así como aplicar un modelo hidrológico distribuido acorde con la forma de respuesta de las áreas tributarias así definidas.

Por lo que se refiere a la adecuación del MDE, se observó la conveniencia de emplear mallas con celdas cuadrulares de 10 m por lado (si lo permite la información topográfica). Se definieron criterios para el marcado de estructuras (disminuir altitudes de celdas), de manera que la red de drenaje conformada con el MDE coincida preferentemente con arroyos de calles y avenidas, y particularmente con canales y drenes pluviales. En el caso de terraplenes, el marcado consistió en sobreelevar altitudes de celdas interesadas, procurando impedir la conexión en diagonal (entre celdas) para que la configuración de la red realmente se adapte a dicha estructura.

En cuanto a la aplicación del modelo hidrológico de parámetros distribuidos, se utilizó el programa HIDRAS (Mobayed, 2001) por su capacidad para ordenar las celdas del MDE, conforme al sentido del flujo, y efectuar procesos sistemáticos de escalamiento por áreas tributarias (celdas geomorfológicas). Esta última actividad permitió demostrar que para zonas urbanas los escalamientos del orden de 4.0 Ha apoyan en el mejoramiento del hidrograma de salida además de reproducir de mejor manera la respuesta de los escurrimientos a las condiciones físicas del tipo de suelo.

El modelo HIDRAS se eligió también por el número reducido de parámetros que emplea y porque sirvió para habilitar el método de Haan, gracias al acceso que hubo a su código fuente. Dicho método permite generar hidrogramas de escurrimien-

to incipientes (en tramos iniciales) a través de una fórmula que depende de un solo parámetro K , función del gasto máximo, tiempo pico y volumen del hidrograma de entrada (precipitación en exceso).

Para comprobar la bondad de la metodología propuesta, se efectuó la caracterización de una cuenca urbana en la ciudad de Querétaro (dren Marqués) y se llevaron a cabo aforos directos en una sección de control ubicada en la descarga. El primer paso consistió en rectificar el MDE según la traza de las principales calles, el dren pluvial existente y el terraplén formado por la carretera federal que cruza el área.

Después de preparar información pluviográfica correspondiente a dos eventos de precipitación apreciable (15 y 21 de junio del 2001) y formar el mapa de los números de escurrimiento, se efectuaron simulaciones con el modelo distribuido y calibraron sus parámetros más importantes. Así, el coeficiente K de Haan resultó igual a **3.8** en las corridas, valor similar al que utilizó el propio autor para ajustar el hidrograma adimensional del SCS. La variable x , asociada al término de abstracción y cuya magnitud se esperaba entre **0.2** y **0.4**, se ajustó a los valores **0.33** y **0.27**. La influencia más significativa de x , por cierto, fue con respecto al tiempo de retardo de los hidrogramas, mayor incluso que la del coeficiente de rugosidad de arroyos y drenes (globalmente reducido en 30% con respecto a los valores que propone el programa HIDRAS para cuencas naturales). Lo anterior se debe a que la escorrentía inicia después de haber satisfecho el volumen que demanda el proceso de abstracción.

Tal vez el factor con mayor dificultad de calibración fue la humedad precedente del suelo. Con el modelo hidrológico empleado, que utiliza un límite mínimo y máximo de celdas acumuladas –a nivel de cada elemento– para asociarles condición seca, normal (en medio de los límites) y húmeda, no se logró una discretización del parámetro tan realista, probablemente porque el criterio del SCS (en el que se basa HIDRAS) no resulta tan aplicable en el caso de superficies urbanizadas. Lo que fue un hecho, en los eventos aforados, es que las condiciones de humedad fueron altas cuando se registraron tormentas previas importantes, y bajas (secas) cuando no se presentaron. Por lo tanto, es conveniente estudiar un mayor número de cuencas urbanas instrumentadas, cada una con varios eventos de tormenta, antes de recomendar criterios más específicos para la definición de tan importante factor.

Con fines comparativos, se efectuaron simulaciones en la cuenca estudiada suponiendo que hubiera condiciones naturales (no urbanas) en las áreas de aportación. El ejercicio sirvió para destacar el efecto que produce la urbanización en los volúmenes y tiempo de respuesta de los hidrogramas; y también demostró, junto con las corridas anteriores, la importancia que tienen los modelos hidrológicos de tipo distribuido para simular, en forma más realista, los fenómenos de escorrentía pluvial en cuencas urbanas.

FUENTES DE INFORMACIÓN

Bibliografía

- American Society of Civil Engineers and Water Environment Federation, Design and Construction of Urban Storm water Management Systems, ASCE Manuals and Reports of Engineering Practice No. 77, U.S.A., 1992.*
- Aparicio Minjarez F., *Fundamentos de Hidrología de Superficie*, Limusa, México, 1987.
- Autodesk, Inc. AutoCad Release 2000i. User's guide. U.S.A., 2000.*
- Beven K. y Kirkby M.J., *A Physically Based, Variable Contributing Area Model of Basin Hydrology, Hidrol., Sci. Bull.*, 1979.
- Bras, R.L. and Rodríguez-Iturbe I., *Random Functions and Hydrology, Addison-Wesley, U.S.A., 1985.*
- Breña Puyol A., *Hidrología Urbana, U.A.M., México, 1985.*
- Caquot, A., *Ecoulement des eaux pluviales (stormwater runoff), Compte Rendu, l'Académie des Sciences de Paris du*, 1941.
- Clark. C.O., *Storage and the unit hydrograph, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 110, U.S.A., 1945.*
- Comisión Nacional del Agua, *Manual de Alcantarillado Pluvial, C.N.A., México, 1994.*
- Crawford N.H. and Linsley, R.K., *Digital Simulation in Hydrology: Stanford Watershed Model IV, Technical Report No. 39, Department of Civil Engineering, Stanford University, U.S.A., 1966.*
- Danish Hydraulics Institute MIKE 11 User Manual, Version 3.11, 1995.*
- Danish Hydraulics Institute MOUSE User Manual, Version 4.0, Dinamarca, 1996.*

- Delleur J.W. and Torno. H.C., *Proceedings of the International Symposium on Urban Hydrology*, American Society of Civil Engineers, Baltimore, Maryland, 1983.
- Desbordes M., *Réflexions Sur les Méthodes de Calcul des Réseaux Urbains D'assainissement*, Thèse DI, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 1974.
- Dooge J.C.I., *The Rational Method for Estimating Flood Peaks: Irish Contributions to the Technique*, *Engineering*, Vol. 184, U.S.A, 1957.
- Dooge J.C.I., *A General Theory of the Unit Hydrograph*, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 64, 1959.
- Eagleson, P.S., *Dynamic Hydrology*, McGraw-Hill, New York, 1970.
- Geoffrey O'Loughlin, Wayne Huber and Bernard Chocat, *Rainfall-Runoff Processes and Modelling*, *Journal of Hydraulic Research*, Vol. 34, U.S.A., 1996.
- Haan C.T., Barfield B.J. and Hayes J.C., *Design Hydrology and Sedimentology for Small Catchments*, Academic Press, U.S.A., 1994.
- Hall M.J., *Urban Hydrology*, Elsevier Applied Science Publishers, London, 1984.
- Herremoës P., *Rainfall as the Basis for Urban Runoff Design and Analysis*, *Proceedings of Seminar, Water Science and Technology*, Volume 16, Nos. 8/9, Pergamon, Copenhagen, 1983.
- Henderson F.M. and Wooding R. A., *Overland Flow and Groundwater Flow from a Steady Rainfall of Finite Duration*, *Journal of Geophysical Research*, Vol. 169, 1964.
- Hollis G.E., *The Effect of Urbanization on Floods of Different Recurrence Interval*, *Water Resources Research*, Vol. 11, 1975.
- Horton R.E., *The Role of Infiltration in the Hydrological Cycle*, *Transactions, American Geophysical Union*, Vol. 14, 1933.

- Huber W.C. and Dickinson, R.E., *Storm Water Management Model User's Manual, Version 4*, EPA/600/3-88/001a (NTIS PB88-236641/AS), Environmental Protection Agency, Athens, Georgia, 1988.
- Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers HEC-1 Flood Hydrograph Package, *User's Manual*, Davis, California, 1981.
- Idrisi, School of Geography at Clark University Release 2. *User's guide*. U.S.A., 1997.
- Izzard C.F., *Hydraulics of Runoff from Developed Surfaces*, U.S. National Research Council, Highway Research Board, Proceedings, Vol. 26, 1946.
- Johansen N.B., Linde-Jensen J.J. and Harremoës, P., *Computing Combined System Overflow Based on Historical Rain Series*, 3rd International Conference on Urban Storm Drainage, Göteborg, 1984.
- Jovanovic S., *Hydrologic Approaches in Urban Drainage, System Modelling*, In *Urban Drainage Modelling* (edited by C. Maksimovic and M. Radojkovic), Pergamon, Oxford, 1986.
- Kibler D.F., *Urban Stormwater Hydrology*, Water Resources Monograph, American Geophysical Union, Washington D.C., 1982.
- Kidd C.H.R., *Rainfall Runoff Processes Over Urban Surfaces*, Report 53, Institute of Hydrology, Wallingford, 1978.
- Kuichling E., *The Relationship Between the Rainfall and the Discharge of Sewers in Populous Areas*, Transactions, ASCE, Vol. 10, 1889.
- Laurenson E.M., *A Catchment Storage Model for Runoff Routing*, Journal of Hydrology. Vol. 2, 1964.
- Laurenson E.M. and Mein R.G., *RORB Version 4 Runoff Routing Program User Manual*, Monash University, Melbourne, 1995.
- Leipnik M. R., Kemp, K. K. y Loaiciga H. A., *Implementation of GIS for Water Resources Planning and Management*, J. of Water Res. Planning & Management, 119(2), U.S.A., 1993.

Linsley R.K., Kohler M. A. and Paulhus Joseph L. H., *Hydrology for Engineers*, McGRAW-HILL, U.S.A., 1958.

Linsley R.K., *Urban Storm Drainage*, in *Urban Storm Drainage* (edited by P.R. Helliwell), *International Conference, Southampton, Pentech Press, London*, 1978.

Lloyd-Davies D.E., *The Elimination of Stormwater from Sewerage Systems*, *Proceedings, Institution of Civil Engineers*, Vol. 164, 1906.

Maksimovic C. and Radojkovic M., *Urban Drainage Catchments, Selected Worldwide Rainfall-Runoff Data from Experimental Catchments*, Pergamon Press, Oxford, 1986.

Martz L. W. y Garbrecht J., *DEDNM: A Software System for the Automated Extraction of Channel Network and Watershed Data from Raster Digital Elevation Models*, *GIS & Water Resources*, American Water Resour. Assoc., 1993.

Mein R.G. and Goyen A.G., *Urban Runoff*, *Civil Engineering Transactions, Institution of Engineers*, Vol. CE30, Australia, 1988.

Mobayed Khodr N., *Modelo Distribuido de Lluvia-Esorrentía Basado en el Manejo de Variables Geo-referenciadas y el Escalamiento Fisiográfico de Cuencas*, Tesis Doctoral, U.N.A.M., México, 2001.

Morel-Seytoux, H. J., y J. P. Verdin, *Extensión of the Soil Conservation Service Rainfall Runoff Methodology for Ungaged Watersheds*, Informe No. FHWA/RD-81/060, *Federal Highway Administration*, Washington, D. C., *National Technical Information Service*, Springfield, 1981.

Nash J.E., *The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph*, *International Association of Hydrological Sciences*, Pub. 42, Vol. 3., 1958.

Niemczynowicz J., *An Investigation of the Areal and Dynamic Properties of Rainfall and its Influence on Runoff Generating Processes*, *Department of Water Resources Engineering, University of Lund*, 1984.

- O'Loughlin G.G., *The ILSAX Program for Urban Stormwater Drainage Design and Analysis (User's Manual for Microcomputer Version V2.13)*, Civil Engineering Monograph 93/1, University of Technology, Sydney, 1993.
- Ortiz A. F., *Modelo Integral Simplificado de las Ecuaciones de Saint-Venant para el Modelo de Avenidas*, Tesis de Maestría, U.A.Q., México, 2000.
- Poertner H.G., *Practices in Detention of Urban Stormwater Runoff*, American Public Works Association, Chicago, 1974.
- Rao N.S.L., Delleur, J.W. and Sarma, B.S.P., *Conceptual Hydrologic Models for Urbanizing Basins*, *Journal of the Hydraulics Division*, ASCE, Vol. 98, 1972.
- Roesner L.A., Aldrich J.A. and Dickinson R.E., *Storm Water Management Model User's Manual Version 4: Addendum 1, EXTRAN, EPA/600/3-88/001b (NTIS PB88-236658/AS)*, Environmental Protection Agency, Athens, Georgia, 1988.
- Sherman L.K., *Streamflow from Rainfall by the Unit Hydrograph Method*, *Engineering News Record*, Vol. 108, 1932.
- SURFER, Inc. Golden Software. User's guide. U.S.A., 1995.*
- Terstriep M.L. and Stall J.B., *The Illinois Urban Drainage Area Simulator ILLUDAS, Bulletin 58, Illinios State Water Survey, Urbana, 1974.*
- U.K. National Water Council, Design and Analysis of Urban Storm Drainage, The Wallingford Procedure, London, 1981.*
- U.S. Soil Conservation Service, Urban Hydrology for Small Watersheds, Technical release No. 55, SCS-USDA, Washington, D.C., 1975.*
- U.S. Army Corps of Engineers, HEC-RAS River Anaiysis System, User's Manual, Version I.O, Hydrologic Engineering Center, Davis, California, 1995.*
- Ven Te Chow, David R. Maidment, and Larry W. Mays, *Hidrología Aplicada*, McGRAW-HILL, Colombia, 1994.
- Viessman W., *The Hydrology of Small Impervious Areas, Water Resources Research, Vol. 2, 1966.*

Watkins L.H., *The Design of Urban Sewer Systems, Research into the Relation Between Rate of Rainfall and Rate of Flow in Sewers*, Department of Scientific and Industrial Research, Ro Laboratory, Technical Paper No. 55, U.K., 1962.

Wisner P.E., *IPSWM Urban Drainage Modelling Procedures, 2nd Edition, The Implementation of Storm Water Management Program*, University of Ottawa, 1983.

Wp Software RAFTS-XP Runoff Analysis & Flow Training Simulation with XP Graphical Interface, Version 5.0 Reference, Canberra, 1996.

Yen B.C., *Rainfall-runoff Process on Urban Catchments and Its Modeling*, in *Urban Drainage Modelling* (edited by C. Maksimovic and M. Radojkovic), Pergamon, Oxford, 1986.

Zoch R.T., *On the Relation Between Rainfall and Streamflow*, *Monthly Weather Review*, No. 62, No. 64, No. 65, 1934, 1936, 1937.

Sitios consultados:

<http://www.haestad.com>

<http://www.dhi.dk>

Otras fuentes:

Universidad Autónoma de Querétaro (U.A.Q.)

Estación Climatológica Querétaro de la Comisión Nacional del Agua

Comisión Estatal de Aguas del Estado de Querétaro

ANEXOS

Anexo 1: Programa para generar un archivo del tipo texto a partir de *polilíneas* de *Auto Cad*.

Anexo 2: Programa que ordena la malla creada en *SURFER* en formato *raster* (SIG).

Anexo 3: Programa que genera un archivo *raster* a partir de otro que contenga líneas con formato vectorizado.

Anexo 4: Programa que genera el MDE urbanizado.

Anexo 5: Resultados del programa HIDRAS para la simulación del día 15 de Junio del 2001.

Anexo 6: Resultados del programa HIDRAS para la simulación del día 21 de Junio del 2001.

Anexo 7: Análisis probabilístico de precipitaciones de 24 hr. para diferentes periodos de retorno.

Anexo 1

Programa para generar un archivo del tipo texto a partir de *polilíneas* de *Auto Cad*

```
' dxf2txt
```

```
' Obtención de coordenadas (x,y,z) de polilíneas generadas en AutoCAD
```

```
DEFINT I-N
```

```
INPUT "Nombre del archivo (*.dxf) sin extensión : "; Archivo$
INPUT "Guardar como (x,y,z), como línea o como polígono ? [1/2/3] ", Iop
OPEN Archivo$ + ".dxf" FOR INPUT AS #1
OPEN Archivo$ + ".txt" FOR OUTPUT AS #2
Xp$ = " #####.###  #####.###"
```

```
DO
```

```
DO
```

```
LINE INPUT #1, Linea$
```

```
Linea$ = RTRIM$(LTRIM$(Linea$))
```

```
IF Linea$ = "AcDbPolyline" THEN INPUT #1, Ntip
```

```
IF Ntip = 90 THEN EXIT DO ELSE Ntip = 0
```

```
LOOP UNTIL EOF(1)
```

```
IF EOF(1) THEN EXIT DO
```

```
NumLineas = NumLineas + 1
```

```
INPUT #1, Npuntos
```

```
WHILE Ntip <> 10 AND Ntip <> 38: INPUT #1, Ntip: WEND
```

```
IF Ntip = 38 THEN INPUT #1, Z#
```

```
LOCATE CSRLIN, 1:
```

```
PRINT "Línea "; NumLineas; " Nivel="; Z#; " Puntos ="; Npuntos
```

```
IF Iop > 1 THEN PRINT #2, NumLineas, Npuntos
```

```
FOR I = 1 TO Npuntos
```

```
IF Ntip = 10 AND I = 1 THEN INPUT #1, X#, N, Y#
```

```
IF Ntip = 38 OR I > 1 THEN INPUT #1, N, X#, N, Y#
```

```
IF I = 1 THEN X1# = X#: Y1# = Y#
```

```
PRINT #2, USING Xp$; X#; Y#;
```

```
IF Ntip = 38 THEN PRINT #2, USING " #####.###"; Z#
```

```
IF Ntip = 10 THEN PRINT #2,
```

```
NEXT I
```

```
IF Iop > 2 THEN
```

```
PRINT #2, USING Xp$; X1#; Y1#;
```

```
IF Ntip = 38 THEN PRINT #2, USING " #####.###"; Z# ELSE PRINT #2,
```

```
END IF
```

```
LOOP
```

```
IF Iop > 1 THEN PRINT #2, Nulo, Nulo
```

```
PRINT
```

```
CLOSE
```

```
SHELL "mirar " + Archivo$ + ".txt"
```

```
END
```

Anexo 2

Programa que ordena la malla creada en *SURFER* en formato *raster* (SIG)

```
' grd2img
```

```
' Programa para convertir salida *.grd de SURFER a *.img de IDRISI
```

```
DEFINT I-N
```

```
INPUT " Nombre del archivo (*.grd), sin extensión :"; Nombre$
```

```
INPUT " Número de columnas :"; Ncol&
```

```
INPUT " Número de renglones :"; Nren&
```

```
NomsSURF$ = Nombre$ + ".grd"
```

```
NomIDRS$ = Nombre$ + ".img"
```

```
OPEN NomsSURF$ FOR BINARY AS #1
```

```
OPEN NomIDRS$ FOR BINARY AS #2
```

```
SEEK 1, 101
```

```
FOR I& = 1 TO Nren&
```

```
  FOR J& = 1 TO Ncol&
```

```
    GET 1, , ElvSURF#
```

```
    ElvIDRS = ElvSURF#
```

```
    Direc& = (Nren& - I&) * Ncol& + J&
```

```
    PUT 2, 4 * Direc& - 3, ElvIDRS
```

```
  NEXT J&
```

```
  LOCATE CSRLIN, 1
```

```
  PRINT " Renglón -> ####.#####"; I&;
```

```
NEXT I&
```

```
PRINT
```

```
CLOSE
```

```
END
```

Anexo 3

Programa que genera un archivo *raster* a partir de otro que contenga líneas con formato vectorizado

vec2ras

Programa para convertir formato vector (líneas x,y,z) a formato raster. Se consideran dos casos: que la línea represente un arroyo o un terraplén. En el primero, los cambios de dirección (cambio de columna j o de renglón i) se hacen 'en diagonal' (alguna celda adyacente, esquinada); en el segundo se realizan 'a 90 grados' (celda adyacente, pero en dirección horizontal o vertical). Con eso aseguramos que el flujo reconozca al eje de un cauce, cuando disminuyamos las altitudes asociadas al arroyo; y evitamos que el agua pase sobre un terraplén al momento que elevemos sus cotas de terreno

```
DEFINT I-N
DECLARE SUB Poner (I&, J&, Kdat)
DECLARE FUNCTION Valor (Linea$)

DIM SHARED Columna AS STRING * 2, Ncol&, Nren&

INPUT " Nombre del archivo (*.txt) con vectores : ", Arch1$
INPUT " Información como (x,y,z) o como (x,y) ? [1/2] ", Iop
INPUT " Nombre del archivo (*.doc) con datos del MDE : ", Arch2$
INPUT " " Arroyo o terraplén ? [1/2] ", Kop

OPEN Arch1$ + ".txt" FOR INPUT AS #1
OPEN Arch2$ + ".doc" FOR INPUT AS #2
OPEN Arch1$ + ".img" FOR BINARY AS #3

FOR I = 1 TO 3: LINE INPUT #2, Linea$: NEXT I
LINE INPUT #2, Linea$: Ncol& = Valor(Linea$)
LINE INPUT #2, Linea$: Nren& = Valor(Linea$)
FOR I = 1 TO 3: LINE INPUT #2, Linea$: NEXT I
LINE INPUT #2, Linea$: Xmin = Valor(Linea$)
LINE INPUT #2, Linea$: Xmax = Valor(Linea$)
LINE INPUT #2, Linea$: Ymin = Valor(Linea$)
LINE INPUT #2, Linea$: Ymax = Valor(Linea$)
FOR J& = 1 TO Ncol&: Fila$ = Fila$ + Columna: NEXT J&
FOR I& = 1 TO Nren&: PUT 3, , Fila$: NEXT I&
dcel = (Xmax - Xmin) / Ncol&

O
INPUT #1, Natrib, Npts
IF Natrib = 0 AND Npts = 0 THEN END
INPUT #1, X2, Y2: IF Iop = 1 THEN INPUT #1, Z
FOR n = 2 TO Npts
  X1 = X2: Y1 = Y2
  Xint = X1: Yint = Y1
  INPUT #1, X2, Y2: IF Iop = 1 THEN INPUT #1, Z
  Rxy = SQR((X2 - X1) ^ 2 + (Y2 - Y1) ^ 2)
  DelX = dcel * (X2 - X1) / Rxy
  DelY = dcel * (Y2 - Y1) / Rxy
  Dist = 0
```

Anexo 3

Programa que genera un archivo *raster* a partir de otro que contenga líneas con formato vectorizado

DO

IF Ib& = I& THEN PorI& = 1 ELSE PorI& = 0

IF Jb& = J& THEN PorJ& = 1 ELSE PorJ& = 0

Ja& = Jb&: Jb& = J&: J& = INT((Xint - Xmin) / Dcel) + 1

Ia& = Ib&: Ib& = I&: I& = INT((Ymax - Yint) / Dcel) + 1

Poner I&, J&, Natrib

Xint = Xint + DelX

Yint = Yint + DelY

Dist = Dist + Dcel

Borra& = 0

IF Kop = 1 THEN

IF PorI& = 1 AND Ib& <> I& AND Jb& = J& AND PorJ& = 0 THEN Borra& = 1

IF PorJ& = 1 AND Jb& <> J& AND Ib& = I& AND PorI& = 0 THEN Borra& = 1

IF Borra& = 1 THEN Poner Ib&, Jb&, Nulo: Ib& = Ia&: Jb& = Ja&

ELSE

IF PorI& = 1 AND Ib& <> I& THEN Jb& = J&: Borra& = 1

IF PorJ& = 1 AND Jb& <> J& THEN Ib& = I&: Borra& = 1

IF Borra& = 1 THEN Poner Ib&, Jb&, Natrib

END IF

LOOP WHILE Dist < Rxy

NEXT n

PRINT "Línea"; Natrib

LOOP UNTIL EOF(1)

LOSE

END

SUB Poner (I&, J&, Kdat)

IF I& > 0 AND I& <= Nren& AND J& > 0 AND J& <= Ncol& THEN

Direc& = (I& - 1) * Ncol& + J&

PUT 3, 2 * Direc& - 1, Kdat

END IF

END SUB

FUNCTION Valor (Linea\$)

Linea\$ = RIGHT\$(Linea\$, LEN(Linea\$) - 14)

Valor = VAL(Linea\$)

END FUNCTION

Anexo 4

Programa que genera el MDE urbanizado

adecMDE

Programa que corrige MDE conforme a características de la mancha urbana

```
DEFINT I-N
DECLARE FUNCTION Valor (Linea$)

INPUT "Nombre del archivo (*.img) con calles principales : "; Calles$
INPUT "Nombre del archivo (*.img) con drenes principales : "; Drenes$
INPUT "Nombre del archivo (*.img) con Terraplenes : "; Terrap$
INPUT "Nombre del archivo (*.img) con Bordos (zonas sin drenar) : "; Bordos$
INPUT "Nombre del Archivo (*.img) que contiene al MDE : "; MDE$

IF Calles$ = "" THEN Calles$ = "NulCalle"
IF Drenes$ = "" THEN Drenes$ = "NulDren"
IF Terrap$ = "" THEN Terrap$ = "NulTerr"
IF Bordos$ = "" THEN Bordos$ = "NulBord"

OPEN Calles$ + ".img" FOR BINARY AS #1
OPEN Drenes$ + ".img" FOR BINARY AS #2
OPEN Terrap$ + ".img" FOR BINARY AS #3
OPEN Bordos$ + ".img" FOR BINARY AS #4
OPEN MDE$ + ".img" FOR BINARY AS #5
OPEN MDE$ + ".doc" FOR INPUT AS #6
OPEN "MDEnuevo.img" FOR BINARY AS #7

FOR I = 1 TO 3: LINE INPUT #6, Linea$: NEXT I
LINE INPUT #6, Linea$: Ncol& = Valor(Linea$)
LINE INPUT #6, Linea$: Nren& = Valor(Linea$)
FOR I = 1 TO 3: LINE INPUT #6, Linea$: NEXT I
LINE INPUT #6, Linea$: Xmin = Valor(Linea$)
LINE INPUT #6, Linea$: Xmax = Valor(Linea$)
Ncel = (Xmax - Xmin) / Ncol&
CLOSE 6

FOR I = 1 TO Nren&
  FOR J = 1 TO Ncol&
    DelZ = 0
    GET 1, , Ncall: GET 2, , Ndren: GET 3, , Nterr
    GET 4, , Nbord
    GET 5, , Elev
    IF Nterr = 3 THEN DelZ = 10
    IF Ncall = 1 THEN DelZ = -.5
    IF Ndren = 2 THEN DelZ = -1
    IF Nbord = 4 THEN DelZ = -9999 - Elev
    Elev = Elev + DelZ
    PUT 7, , Elev
  NEXT J
  LOCATE CSRLIN, 1
  PRINT "  Renglón"; I;
NEXT I
CLOSE
```

Anexo 4

Programa que genera el MDE urbanizado

```
IF Calles$ = "NulCalle" THEN KILL "NulCalle.img"  
IF Drenes$ = "NulDren" THEN KILL "Nuldren.img"  
IF Terrap$ = "NulTerr" THEN KILL "NulTerr.img"  
IF Bordos$ = "NulBord" THEN KILL "NulBord.img"
```

END

```
FUNCTION Valor (Linea$)  
Linea$ = RIGHT$(Linea$, LEN(Linea$) - 14)  
Valor = VAL(Linea$)
```

END FUNCTION