



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

**MODELO HIDROLÓGICO DISTRIBUIDO CON REGULACIÓN DE CAUDAL EN
ZONAS URBANAS**

TESIS

Que como parte de los requisitos para obtener el grado de

Maestro en Ciencias

Presenta:

Ing. Ma. Guadalupe González Morán

Dirigido por:

Dr. Nabil Mobayed Khodr

SINODALES

Dr. Nabil Mobayed Khodr
Presidente

Dr. Héctor Leonardo Cisneros Iturbe
Secretario

Dr. Enrique González Sosa
Vocal

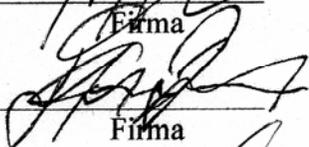
Dr. Miguel Ángel Domínguez Cortazar
Suplente

Dr. Nicolás Caballero Guerrero
Suplente

Dr. Gilberto Herrera Ruiz
Director de la Facultad

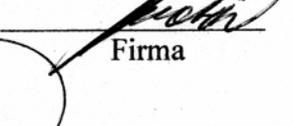
Dr. Luis Gerardo Hernández Sandoval
Director de Investigación y
Posgrado


Firma


Firma


Firma


Firma


Firma

RESUMEN

La aplicación sistemática de herramientas para la representación fisiográfica de cuencas urbanas, conjuntamente con modelos hidrológicos distribuidos, constituyen un instrumento dinámico de análisis y diagnóstico hidráulico; por tanto su uso es indispensable en la toma de decisiones en materia de desalojo de los excedentes de lluvia en zonas urbanas con problemas de inundación. En este estudio, se ha planteado un modelo de tránsito unidimensional de flujo por toda la red de drenaje de una cuenca, basado en una solución integral de las ecuaciones de Saint-Venant (modelo de convección-difusión), y en el cambio que experimentan los coeficientes de celeridad y difusión cuando la escorrentía ocurre en la sección modificada de la planicie o área de inundación. Los hidrogramas que produce un tránsito de avenidas sin efecto de regulación, en este caso, han servido como elemento de referencia para cuantificar los volúmenes de retención y retorno a los cauces, por simple comparación con (diferencia entre) los hidrogramas regulados para estimar tanto la retención global como la asociada a cada elemento de la red de drenaje (esto cuando el caudal máximo de la sección de estiaje sea excedido y/o la pendiente de su cauce sea menor que un valor mínimo permisible, establecido de antemano como parámetro de calibración). El resultado del modelo corresponde a una aproximación del fenómeno, no sólo por las hipótesis en las que se sustenta la modelación (flujo 1D, tránsito basado en el modelo de convección-difusión, volúmenes de excedencia estimados como una diferencia entre hidrogramas con y sin efecto de regulación, y distribuidos según la capacidad local de retención de cada superficie tributaria) sino también por la representación fisiográfica aproximada del área urbana (MDE adaptado a escurrimientos) y la distribución que se ha hecho de los datos de precipitación. Sin embargo, ha sido aplicado con éxito en la simulación de eventos extraordinarios, como los ocurridos en la ciudad de Querétaro durante el mes de septiembre del 2003, en tanto que el modelo reprodujo la magnitud de los escurrimientos, así como las características principales de las manchas de inundación registradas. Destaca, por último, el tiempo de respuesta que tiene el modelo para hacer una evaluación casi inmediata acerca de la situación que puede generar un evento de gran magnitud, en especial cuando deben aplicarse medidas oportunas de protección ante tales contingencias.

(Palabras clave: Hidrología de parámetros distribuidos, hidrología urbana, inundación de áreas urbanas).

SUMMARY

The systematic application of tools for the landscape representation of urban basins, in conjunction with distributed hydrological models, constitutes a dynamic instrument for analysis and hydraulic diagnosis; therefore, their use is essential in decision making regarding the draining of rain excess in urban areas with flooding problems. In this study, a one-dimensional flow model has been proposed for a complete drainage network of a basin, based on an integral solution of the Saint-Venant equations (convection-diffusion model), and the change that celerity and diffusion coefficients undergo when runoff occurs in the modified section of the plain or flooding area. The hydrographs produced by a flow routing without regulation in this case have served as a reference for quantifying the volumes of retention and return to the channels, by a simple comparison with (the difference among) the hydrographs regulated for estimating global retention, as well as that associated with each element of the drainage network (when the maximum flow of the low water section is exceeded and/or the bed slope is less than a permissible minimum value, established in advance as a calibration parameter). The result of the model corresponds to an approximation of the phenomenon, not only because of the hypotheses the modeling is based on (1-D flow, flow routing based on the convection-diffusion model, excess volumes estimated as a difference among hydrographs with and without a regulation effect, and distributed according to the local capacity of retention of each tributary surface), but also because of the approximate landscape representation of the urban area (MDE adapted to runoffs) and the distribution that has been determined for the precipitation data. However, it has been applied with success in the simulation of extraordinary events, such as the one happened in the city of Queretaro during the month of September 2003, since the model reproduced the magnitude of the runoff, as well as the main characteristics of the registered flooding spots. Finally, the time response in the model for making an almost immediate evaluation of the situation that an event of great magnitude can cause is highlighted, especially when prompt measures of protection must be applied due to such contingencies.

(Key words: Distributed parameters hydrology, urban hydrology, urban areas flooding).

Dedicatorias:

A mis padres: Bernardino y Josefina

A mis hermanos: Marco Antonio, Janet, Yeymi, Verónica, Josué y Cristhian

A mis sobrinos: Miguel, Daira, Aldair y Edwin

A toda esta gran familia que Dios me dio

A todos los que se interesaron en este trabajo y confiaron en mí

AGRADECIMIENTOS

Al realizar esta parte que incluirá mi tesis, me vienen a la mente miles de vivencias durante mi estancia en esta universidad; de la cual me llevo grandes logros y gratos recuerdos. Dentro de esta institución me instruyeron excelentes catedráticos a los que agradezco su valiosa aportación de enseñanza como maestros y como personas. Un agradecimiento especial al Dr. Nabil quien me asesoro en este trabajo por su apoyo, paciencia, y por ser un excelente maestro y finísima persona.

Agradezco infinitamente a Dios por darme vida, fortaleza e inteligencia para afrontar cada una de las situaciones difíciles y a su vez darme tantas alegrías y satisfacciones. Gracias por estos Padres tan lindos que me has dado los cuales no han escatimado en apoyo, comprensión, confianza y amor hacia nosotros sus hijos.

A mis Padres Bernardino y Josefina, gracias por traerme al mundo y hacerlo más placentero con su amor y cariño, les agradezco todo y cuanto me inculcaron, su apoyo moral y económico, sin ustedes ahora no estaría escribiendo estas líneas; y todo es poco para agradecerles lo que con tanto ahínco me otorgaron.

A mis hermanos Marco Antonio, Janet, Yeymi, Verónica, Josué, Cristhian, les agradezco por hacer de las situaciones lo más llevaderas posible y por todo cuanto comparten conmigo. A mis cuñados Vicky y Miguel, y a mis maravillosos y lindos sobrinos Miguel, Daira, Aldair, y Edwin quienes son una gran luz en mi vida, gracias por todo el amor que nos une como familia.

A mis amigos y compañeros, Rocío, Sergio, Carmen, Adrián, José Luis, Dafné, Sam, Gregorio, Gonzalo, Cesar, Israel, Juan, Ángel, José, Andrés, Leonilo, los tres Carlos, Gerardo, Omar, Felipe, Mike, Adriana, Nadia, Gaby, Erick, Efraín, Marco, Osvaldo, Alex, Ángeles, y por supuesto no pueden faltar los amigos de Francia: Marc, Emmanuel, Steeve, David, Joe, Noradi, Jean, Céline y Miguel; a todos y cada uno de ustedes mil gracias por su apoyo, consejos y comprensión, y porque a través del tiempo y la distancia seguimos siendo parte de este gran equipo.

Daniel agradezco todo y cuanto hiciste por mí, siempre serás esa gran persona super y especial. Que tus ojos sólo vean el bien y que Dios suavice el camino por donde andarás.

A ti Edgar que compartiste conmigo muchos años y que no has dejado de mostrarme tu apoyo en todo momento, gracias por ayudarme a llevar la carga y estar pendiente de mi. Te deseo lo mejor en esta nueva etapa de tu vida. Gracias por ser parte de todo y que Dios te bendiga.

CONTENIDO

RESUMEN.....	i
SUMMARY.....	ii
DEDICATORIAS.....	iii
AGRADECIMIENTOS.....	iv
ÍNDICE.....	v
ÍNDICE DE TABLAS.....	vii
ÍNDICE DE FIGURAS.....	vii

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes y justificación.....	1
1.2 Objetivos y metas.....	3
1.3 Metodología.....	3
1.4 Infraestructura.....	6
1.5 Contribución esperada.....	6

CAPÍTULO 2: MODELACIÓN HIDROLÓGICA DISTRIBUIDA

2.1 Modelos hidrológicos. Antecedentes.....	7
2.2 Clasificación actual de los modelos hidrológicos	9
2.3 Modelación del proceso lluvia-escorrentía.....	10
2.3.1 Modelos determinísticos, probabilísticos, conceptuales, y paramétricos.....	12
2.3.2 Modelos concentrados y distribuidos.....	14
2.3.3 Programas de modelación hidrológica distribuida.....	17
2.3.4 Escala de modelación hidrológica.....	19
2.4 Modelos de lluvia-escorrentía en zonas urbanas.....	20

CAPÍTULO 3: CARACTERIZACIÓN Y DESARROLLO DEL MODELO DISTRIBUIDO CON REGULACIÓN DE CAUDAL

3.1	Ordenamiento y escalado de áreas tributarias.....	24
3.2	Tránsito de avenidas sin regulación de caudal.....	28
3.3	Regulación de caudal en zonas inundables	34
3.4	Regulación de caudal en almacenamientos.....	40
3.4.1	Bordos y presas.....	40
3.4.2	Cárcamos de bombeo.....	42

CAPITULO 4: SISTEMA HIDRO-URBANO. CASO DE ESTUDIO

4.1	Problemática de la ciudad de Querétaro.....	44
4.2	Base de datos del sistema.....	47
4.2.1	Traza urbana de la ciudad de Querétaro.....	48
4.3	Área y características del MDE actual.....	52
4.3.1	MDE final adaptado a escurrimientos urbanos.....	53
4.3.2	Base de datos binarios del sistema.....	60
4.4	Estudio de caso. Cuenca del dren Norte.....	65
4.4.1	Información utilizada en el estudio de caso.....	66
4.4.2	Análisis de parámetros del modelo de simulación.....	69
4.4.3	Simulación del evento de máxima precipitación (2003).....	77

CAPITULO 5: CONCLUSIONES.....82

REFERENCIAS85

ANEXOS.....93

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla	Página
2.1	Diferencias entre modelos hidrológicos concentrados y distribuidos.....16
4.1	Datos generales del MDE que integra el SHU de la ciudad de Querétaro.....53
4.2	Documentos base que integran el sistema Hidro-Urbano de Querétaro.....61
4.3	Rango de variación de parámetros del modelo hidrológico distribuido Número de escurrimiento.....72
4.4	Gastos máximos, volúmenes de escurrimiento y coeficientes <i>C</i> para el evento pluvial registrado en septiembre del 2003. Cuenca del dren Norte, Querétaro....73

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura	Página
3.1	Red de flujo en un MDE de 16 elementos.....25
3.2	Esquema de un MDE urbano con sus áreas de aportación.....27
3.3	Sección hidráulica y ancho de la superficie libre.....35
3.4	Aproximación de los volúmenes de inundación.....36
3.5	Mancha de inundación asociada a cierto tramo de la red.....37
3.6	Diferencia de hidrogramas con y sin regulación.....38
4.1	Mapa de las principales colonias afectadas por inundaciones y colectores de las zonas norponiente y poniente de la Ciudad de Querétaro.....47
4.2	Mapa base para el sistema hidro-urbano de la ciudad de Querétaro.....49
4.3	Mapa base para el SHU de la ciudad de Querétaro con la mancha urbana.....51
4.4	Detalle del MDE para la zona de Querétaro.....56
4.5	Formularios básicos de los programas MDE_JDIR e INTERALT.....57
4.6	Formulario básico del programa DRAGAR_CD.....59
4.7	Detalle de la carta de uso del suelo.....59
4.8	Cuenca del Río Querétaro configurada con el programa RHiD.....64
4.9	Hietograma de tormenta. Estación Centro, Querétaro.....66

4.10	Cuenca urbana del dren Norte configurada con el programa RHiD.....	68
4.11	Distribución del número de celdas que recibe cada elemento del MDE.....	75
4.11a	Detalle de la distribución del número de celdas que recibe cada elemento del MDE.....	75
4.12	Distribución del coeficiente de Celeridad.....	76
4.13	Distribución del coeficiente de Difusión.....	77
4.14	Hidrograma a la salida del dren Norte, Querétaro.....	78
4.15	Regulación local de gastos y volúmenes de inundación.....	79
4.16	Manchas de inundación obtenidas con el modelo.....	81

CAPÍTULO 1

INTRODUCCIÓN

1.1 Antecedentes y justificación

El acelerado proceso de expansión urbana, asociado a un crecimiento desordenado de las ciudades, revela la carencia de planificación y la necesidad de establecer pautas para formular planes integrales de ordenamiento territorial. Este crecimiento, de hecho, supone grandes presiones sobre los servicios básicos e implica serios impactos sobre el entorno debido a las transformaciones ejercidas, de carácter socioeconómico y ambiental. Dentro de estos impactos, uno de los más serios es el que incide sobre el régimen hidrológico en las zonas alteradas por presencia de los asentamientos humanos.

El manejo inadecuado de los recursos hídricos es uno de los problemas más graves a los cuales se enfrentan las poblaciones modernas, debido a que no se cuenta con una planeación adecuada de los sistemas de abasto ni desalojo de las aguas sanitarias y pluviales. En el caso de estas últimas, muchas veces, su manejo ni siquiera ha sido contemplado. En consecuencia, los efectos hidrológicos pueden causar inundaciones, así como daños de diversa índole tanto materiales como sanitarios. Actualmente, por ejemplo, en muchos sectores de la ciudad de Querétaro, se presentan inundaciones con una frecuencia alarmante, situación que muestra el impacto destructivo que podría tenerse en el futuro inmediato.

La característica principal de las cuencas urbanas está representada por el revestimiento del suelo –que incrementa la impermeabilización y reduce la infiltración del agua– como consecuencia de la construcción de nuevas edificaciones, pavimentación de calles y avenidas y remoción de la cobertura vegetal. Estos factores, en efecto, incrementan el volumen y velocidad de la escorrentía pluvial produciendo caudales mayores en comparación con los de una cuenca no intervenida.

Debido a ello, es necesario formular modelos hidrológicos que tomen en cuenta los problemas que puedan presentarse en las cuencas urbanas debido al exceso de agua,

como ocurre en las inundaciones originadas por precipitaciones importantes y el escurrimiento superficial generado que reconoce hacia las zonas más bajas de la ciudad, con poco o nulo drenaje.

Los estudios hidrológicos urbanos 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, debe servir de fundamento para el desarrollo de modelos prácticos y dinámicos, que tomen en cuenta tanto la configuración de la red hidrográfica (conforme a la disposición de la traza urbana y la propia red de colectores) como la forma de respuesta de las áreas tributarias.

Hoy en día, difícilmente se puede hablar sobre modelos de hidrología urbana plenamente confiables, simplemente porque no existen esquemas completos que comprendan todos los procesos del fenómeno lluvia-escurrimiento ni que incluyan las características físicas completas del sistema de drenaje y la mancha urbana.

No se conocen modelos comerciales –al menos de amplia difusión– que tomen en cuenta la regulación dinámica que ejercen las calles y avenidas al paso de los escurrimientos pluviales y, de haberlos, no se sabe de alguno que tenga una capacidad de pronóstico casi inmediata. Por ejemplo, el modelo Pond Pack© de la empresa Haestad Methods supone que tal regulación ocurre mediante depósitos (almacenamientos o reservorios), los cuales pueden representar estructuras del sistema de drenaje (drenes, bordos) y en los que sólo se toma en cuenta el principio de conservación de masa. Otro esquema conocido, Flo2D©, que resuelve las ecuaciones de Saint-Venant para flujo bidimensional y transitorio, ocupan un proceso de varias horas, por lo que no tienen capacidad de respuesta para hacer pronósticos, y menos en el caso de cuencas urbanas de respuesta súbita.

Gracias a que se cuenta con nuevos modelos hidrológicos distribuidos, con mejores bases físicas, y también con herramientas que facilitan el manejo de información geográfica referenciada, es factible construir un esquema de simulación más realista que tenga la capacidad de reproducir escurrimientos pluviales en zonas urbanas y que sirva

como una herramienta de pronóstico con fines de operación y diseño, o como mecanismo de alertamiento a la población ante la eventual ocurrencia de alguna precipitación extrema.

1.2 Objetivos y metas

El objetivo principal de este trabajo es desarrollar un modelo hidrológico de parámetros distribuidos, para zonas urbanas, que tome en cuenta el efecto regulación de los escurrimientos pluviales dentro del sistema de drenaje en elementos tales como: almacenamientos, cárcamos de bombeo, canales y colectores y, de manera particular, las calles y avenidas que conforman la traza urbana.

Se pretende también simular condiciones pluviales extremas para estudiar cómo provocan problemas de inundación en las partes bajas, con el fin de evaluar tanto la eficiencia de conducción de la red, como la capacidad misma de regulación de volúmenes, tanto para determinar la magnitud de los daños como para ayudar en el diseño de sistemas de regulación (almacenamientos, zonas inundables controladas, cárcamos de bombeo).

Con este trabajo se desea además ofrecer una herramienta de pronóstico que, debidamente calibrada (en tanto exista información climatológica e hidrométrica suficiente), sirva en el futuro como base para conformar un sistema de alertamiento a la población.

Por último, se plantea con esta contribución coadyuvar al desarrollo de una herramienta que integre un modelo de escorrentía, con capacidad para simular el efecto de regulación en áreas de inundación, reservorios y cárcamos de bombeo; y para ayudar en el diseño del sistema de drenaje pluvial.

1.3 Metodología

Por las características del proyecto, ha sido necesario efectuar una búsqueda de información bibliográfica, así como su análisis correspondiente, relacionada con el desarrollo y aplicación de modelos hidrológicos distribuidos para simulación del efecto del proceso lluvia-escurrimiento en cuencas urbanizadas, incluyendo los desarrollos que han

tenido lugar en la propia Universidad Autónoma de Querétaro (UAQ) como parte de otros proyectos y trabajos de tesis (Mobayed, 2001; Aranda, 2002; González C., 2005). En particular, se ha buscado información relacionada con: métodos de cálculo, normas de diseño y criterios para la estimación de escurrimientos, generados a partir de superficies de captación y precipitaciones de diseño.

Posteriormente, se inicia el estudio de algoritmos con los cuales operan los modelos hidrológicos, haciendo énfasis en el programa HIDRAS (Mobayed, 2001); esto con la finalidad de conocer todos los criterios de análisis, manejo de variables y procedimientos de cálculo relacionados con el funcionamiento hidráulico distribuido en redes de drenaje pluvial. Esto comprende el empleo de modelos digitales de elevación (MDE) y el tratamiento que se da a la información topográfica digital para representar áreas tributarias de la mancha urbana que influyan en los escurrimientos (Aranda, 2002).

De acuerdo con la estructura de tales modelos y aceptando su validez para caracterizar la precipitación excedente y el tránsito no regulado de escurrimientos superficiales, se plantean los algoritmos necesarios (o modificación de los actuales) para tomar en cuenta la capacidad de regulación que ejercen, sobre el sistema de drenaje, las partes más bajas o susceptibles al problema de inundación. El planteamiento debe tomar en cuenta el cambio que ocurre en las variables del modelo por causa del fenómeno de inundación, como son: tiempos de concentración, coeficientes de escorrentía, secciones hidráulicas y coeficientes de resistencia al flujo, por mencionar algunas. Además, se debe plantear un modelo de respuesta rápida, esto es con la capacidad de hacer pronósticos en tiempo real.

La siguiente etapa se refiere a la codificación de algoritmos y al desarrollo de los módulos de cálculo que se van a integrar a los programas disponibles en el posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UAQ (que cuentan con el código o programa fuente). Tales módulos pueden consistir en un complemento o una mejora (reemplazo) de los actuales algoritmos de cálculo (diseñados para efectuar la simulación del tránsito de avenidas, pero sin involucrar el efecto de regulación ejercido por las zonas inundables).

Puesto que el programa final debe incluir procedimientos que faciliten el trazo y dimensionamiento de las líneas de alcantarillado pluvial (con sus diámetros, cotas de plantilla y pendientes), así como la caracterización hidráulica del escurrimiento superficial por calles y avenidas (incluyendo la regulación de zonas inundables), lo más conveniente es incorporar las nuevas herramientas dentro de la plataforma de simulación adoptada para hidrología urbana, variante del programa original HIDRAS, denominada **RHiD** (Mobayed y González, 2007). Vale mencionar que este *software*, a diferencia del original, tiene capacidad para manejar información y resultados tanto en formato *raster* como vectorial (compatible con los formatos DXF de AutoCAD© y SHP de ArcGIS©).

En paralelo con el trabajo anterior, se hace la recopilación de datos e integración del sistema fisiográfico correspondiente a una cuenca urbana. De antemano se ha elegido el caso de la ciudad de Querétaro gracias al acceso que se ha tenido a la base de datos de la Comisión Estatal de Aguas y otras oficinas del gobierno municipal. A pesar de que se cuenta con esta información, ha sido necesario hacer un extenso trabajo de preparación para acceder a ella desde los programas de simulación. Se deben integrar también cartas temáticas complementarias, como las de uso del suelo y edafología (Mobayed *et al.*, 2006).

La etapa final comprende la aplicación del modelo de simulación al caso de la cuenca urbana elegida y caracterizada con anterioridad. Ante la dificultad de obtener datos cuantificables de escurrimiento y volúmenes pluviales excedentes que generan problemas de inundación, se hace una validación en términos de: la extensión y características de las zonas inundadas, el tiempo de permanencia de la afectación y los volúmenes desalojados posteriormente (de manera forzada o paulatina, a través del sistema de alcantarillado), con base en la información que pueda proporcionar el organismo operador y que haya sido obtenida, en particular, después de la ocurrencia de alguna tormenta severa. También se puede hacer una validación aproximada del modelo (no es el caso de esta tesis), por comparación con los resultados que pudieran obtenerse con ayuda de algún *software* comercial disponible (por ejemplo, el programa de Pond Pack© o el conocido TR-55© para hidrología urbana).

1.4 Infraestructura

Este proyecto de investigación cuenta con recursos de *software* propios (disponibles en el Posgrado de Ingeniería de la UAQ), desarrollados en el campo de la modelación hidrológica distribuida. En la actualidad, se dispone de la plataforma de trabajo **RHiD** (también propia), que integra diversidad de herramientas y modelos de hidrología urbana bajo un ambiente tipo SIG (sistema de información geográfica).

Se cuenta con la base de datos fisiográficos de la ciudad de Querétaro (MDE, traza urbana, curvas de nivel topográfico, carta temática de uso del suelo, traza de vialidades más importantes); y, para la misma ciudad, con la ubicación de los principales drenes y colectores.

Con respecto a los recursos humanos y materiales, el trabajo ha contado con el apoyo del proyecto CONACYT-FOMIX 2005 (Mobayed *et al.*, 2006).

1.5 Contribución esperada

La aplicación sistemática de herramientas para la representación fisiográfica de cuencas urbanas, conjuntamente con modelos hidrológicos distribuidos, constituyen un instrumento dinámico de análisis y diagnóstico hidráulico; por tanto su uso es indispensable en la toma de decisiones en materia de desalojo de los excedentes de lluvia en zonas urbanas con problemas de inundación. El manejo adecuado de dicho modelo, con sustento en datos de campo, hace posible aproximarse más al conocimiento de la relación lluvia–escorrentía y al efecto de regulación que se produce en las zonas bajas o con poco drenaje, por lo cual se puede convertir en un modelo de pronóstico para alertamiento de la población y de mejoramiento para el diseño y operación de los sistemas de drenaje urbano.

CAPÍTULO 2

MODELACIÓN HIDROLÓGICA DISTRIBUIDA

2.1 Modelos hidrológicos. Antecedentes

El desarrollo de los modelos hidrológicos se remonta a las primeras décadas del siglo pasado y ha recorrido un gran trecho, durante el cual se han desarrollado múltiples modelos de muy diversas características. Destaca sin duda la teoría del hidrograma unitario (Sherman, 1932), que se basa en las características físicas relativamente constantes de una cuenca (tamaño, pendiente, número de cauces, forma, etc.) y supone la obtención de hidrogramas de respuesta similares para el caso de tormentas similares, en tanto que dicha respuesta equivale a la suma de hidrogramas elementales propios de todas las subcuencas, modificados por efecto de su traslado a lo largo de los cauces del sistema de drenaje. Los modelos de respuesta acumulativa, como el del hidrograma unitario, se les denomina lineales.

En el transcurso de la década de 1960-70, inicia propiamente la era de los modelos hidrológicos, con el desarrollo del conocido modelo de Stanford (Crawford y Linsley, 1966), que conceptualiza los fenómenos involucrados como un proceso continuo y cuya principal expresión es el flujo (horario, diario, mensual, anual) de salida del sistema de cauces. Tal esquema ha servido como base para varios modelos de cuenca desarrollados en la década de 1970-80, incluyendo el ampliamente utilizado Programa de Simulación Hidrológica-FORTRAN, o HSPF por sus siglas en inglés (Johanson, 1984).

En los años 1970-80, se plantea por primera vez el uso de modelos paramétricos basados en la representación de diversos procesos físicos del ciclo hidrológico, a través de sus ecuaciones diferenciales correspondientes (Stephenson y Freeze, 1974; Gupta y Solomon, 1977a,c; Solomon y Gupta, 1977). De las dificultades surgidas en ese incipiente proceso de modelación hidrológica surgió la necesidad de evaluar la incertidumbre asociada a los procesos del modelado, lo cual se hizo a través del análisis de errores entre la respuesta de los modelos y los datos medidos o estimados por otros modelos (Cornell, 1972; Aitken, 1973; y Wood, 1976, entre otros).

El Sistema Hidrológico Europeo, o SHE por sus siglas en francés (Abbott *et al.*, 1986a y b), representan un paso significativo en la elaboración de modelos hidrológicos con bases físicas, al emplear un conjunto de ecuaciones diferenciales que describen los procesos del ciclo hidrológico, expresadas para diferentes escalas. Paralelamente, muchos autores resaltaron la necesidad de una mayor investigación en la temática de la escala hidrológica (Klemes, 1983; Eagleson, 1986; Sivapalan, 1986; Wood y Hebson, 1986; Wood *et al.*, 1988; Sivapalan *et al.*, 1988; y Sivapalan *et al.*, 1990).

El conocido TOPMODEL (Beven y Kikby, 1979) fue presentado como un camino prometedor para la modelación hidrológica al representar, de forma simplificada, los procesos físicos del proceso lluvia-escorrentía. Destaca sin duda, la forma de representar explícitamente la dinámica de las áreas saturadas y establecer conexiones con la topografía de la cuenca. Sin embargo, una serie de trabajos recientes a lo largo de la última década han hecho énfasis en sus limitaciones más importantes (Iorgulescu y Jordan, 1994; Zhang y Montgomery, 1994; Franchini *et al.*, 1996; y Saulnier *et al.*, 1997).

A lo largo de la década de 1990-2000 se propuso y desarrolló una metodología alternativa para analizar la incertidumbre de los modelos hidrológicos, o método GLUE (del inglés: *Generalized Likelihood Uncertainty Estimation Methodology*). Su objetivo consiste en determinar límites de confianza asociados con los resultados de cualquier modelo. De acuerdo con sus autores (Beven y Binley, 1992), es un método versátil para estimar la llamada incertidumbre paramétrica, basado en simulaciones que emplean el procedimiento MonteCarlo, el cual supone que no es posible encontrar un conjunto óptimo de parámetros, sino conjuntos probables que deben analizarse bajo determinado criterio. Existen de hecho otros modelos para evaluar la incertidumbre de los modelos hidrológicos como el llamado Metrópolis (Kuczera y Parent, 1998), por mencionar un caso.

Recientemente se ha buscado una integración mayor entre los modelos atmosféricos y los hidrológicos, éstos últimos asociados con esquemas de transferencia del sistema suelo-vegetación-atmósfera, como el caso de los modelos SVAT (*Soil-Vegetation-Atmosphere Transfer models*), diseñados para representar correctamente los flujos superficiales al incorporar la dinámica de la humedad del suelo, su distribución lateral y la

generación de escorrentía. Tales esquemas representan, al menos, cierto avance en la modelación del balance hidrológico (Eagleson, 1986; Klemes, 1986; y O'Connell y Todini, 1996), aunque no necesariamente en la representación de eventos extremos asociados al fenómeno de lluvia-escorrentía.

2.2 Clasificación actual de los modelos hidrológicos

De acuerdo al artículo *Hidrología Superficial en México*, publicado en la revista de Ingeniería Hidráulica en México (Collado, 1990), los modelos hidrológicos pueden catalogarse en tres grandes categorías (Anderson y Burt, 1985). La primera de ellas corresponde a los **modelos con bases físicas**, es decir, esquemas que parten de la conservación de masa, energía, cantidad de movimiento o cualquier otro principio básico, bien fundado y generalmente aceptado, para determinar la ley de comportamiento de algún componente del ciclo hidrológico. Estos modelos pueden considerar la variación continua de las variables hidrológicas, en cuyo caso se habla de modelos de parámetros distribuidos (Beven, 1985), o bien puede considerarse la variación sólo en puntos discretos, conduciendo a modelos de parámetros concentrados (Blackie y Eeles, 1985). Esta categoría de modelos, también conocidos como hidrodinámicos, son los que en principio deberían recibir mayor atención debido a que corresponden a una relación causa-efecto.

La complejidad para obtener una gran cantidad de datos geomorfológicos, topográficos, edafológicos, hidráulicos, etc., dificultan notablemente la aplicación de estos modelos a nivel cuenca. Como consecuencia se genera la segunda categoría, correspondiente a los llamados **modelos conceptuales**, los cuales son simplificaciones plausibles de los modelos con bases físicas, reteniendo la esencia de los conceptos que se desean modelar. De esta forma, la representación conceptual de un proceso hidrológico constituye un “compromiso” entre los modelos hidrodinámicamente sólidos pero prácticamente limitados y los modelos numéricamente expeditos pero carentes de causalidad (y en ocasiones, de cualquier lógica). Esta clase de modelos, aunque criticados frecuentemente por aquellos que enfocan los problemas hidrológicos desde un punto de vista exclusivamente hidrodinámico, han probado que en muchos casos pueden dar

resultados más que aceptables (Singh y He, 1988; Wilson y Elliot, 1988; Kundzewicz y Plate, 1989). Por ejemplo, Govindaraju *et al.* (1988) muestran que un modelo de onda cinemática ofrece resultados prácticamente iguales a los de un modelo de analogía de difusión y a los obtenidos con las ecuaciones de Saint Venant para modelar escurrimiento sin infiltración. Viessman *et al.* (1977) y Gupta (1989) presentan un gran número de modelos hidrológicos conceptuales y ejemplos de aplicación. Aun con la simplificación que representan los modelos conceptuales, cuando las variables hidrológicas exhiben un comportamiento muy complicado o aleatorio, es necesario utilizar modelos todavía más simplificados.

En la tercera categoría se encuentran los **modelos operacionales**, de caja negra o estadísticos. Estos modelos, más que tratar de describir el funcionamiento intrínseco de un proceso hidrológico, buscan relacionar entradas con salidas de un sistema o componente del ciclo hidrológico, sin considerar una relación causa-efecto. Aunque parezca demasiado pragmático el uso de este tipo de modelos, cuando un sistema hidrológico es muy complicado o cuando se tiene la información disponible es escasa, quizá sea la única forma de ofrecer resultados numéricos en un plazo de tiempo corto (Chow, *et al.*, 1988; Benedient y Huber, 1988). Incluso si existe una formulación bien fundamentada de un problema hidrológico cuando el comportamiento del sistema se rige por leyes probabilísticas, es necesario considerar modelos estadísticos (Bras y Rodríguez-Iturbe, 1985).

En general, para cada componente del ciclo hidrológico o de algún problema estrechamente conectado con éste, existe un buen número de modelos hidrológicos en sus tres categorías. La decisión de usar alguno de ellos se basa, evidentemente, en los datos con que se cuenta para alimentar el modelo y, en menor escala, en las facilidades de cómputo disponibles. Sin embargo, no puede decirse que los modelos de alguna categoría en particular resultan ser los mejores para todas las situaciones posibles.

2.3 Modelación del proceso lluvia-escorrentía

El escurrimiento en cauces es uno de los componentes más importantes del ciclo hidrológico, ya que representa el efecto integrado de lluvia, interceptación,

evapotranspiración, infiltración y escurrimiento sobre el terreno, en un punto específico de una cuenca (Yair y Lavee, 1985). Analizando hidrogramas es posible determinar la disponibilidad efectiva de agua y su distribución temporal en forma natural.

La relaciones lluvia-escurrimiento han atraído la atención durante largo tiempo, no sólo con objeto de conocer la disponibilidad de agua, sino también con fines de protección contra inundaciones (Sánchez Silva, 1987; Cervantes Servín *et al.*, 1988).

Burges, (1986) sostiene que la tendencia actual de la hidrología como ciencia es alejarse de los modelos conceptuales; por ejemplo el hidrograma unitario, que considera una lluvia uniforme en toda una cuenca. Rodríguez-Iturbe *et al.* (1986) demuestran que los efectos de escala no pueden ignorarse más, si es que han de desarrollarse modelos que pretendan verdaderamente describir la transformación de lluvia a escurrimiento. Sin embargo, desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, es necesario contar con estimaciones de escurrimiento, aunque sean aproximadas.

Asociado al escurrimiento se encuentra el problema de tránsito de avenidas, cuya principal utilidad es la predicción y pronóstico en tiempo real de crecientes aguas abajo. Este es un problema que ha concentrado la atención de los especialistas desde hace mucho tiempo (Hazen, 1930) y se han desarrollado métodos que van desde simples relaciones en estaciones hidrométricas hasta la solución numérica de las ecuaciones de Saint Venant, pasando por el conocido método de Muskingum (Fread, 1985).

Una de las características más importantes de las avenidas es el gasto pico. La necesidad de proteger tierras bajas contra inundaciones así como de determinar la capacidad de vertedores en las presas de almacenamiento, requieren estudiar la frecuencia de gastos máximos.

La medición de las variables del ciclo hidrológico es indispensable para utilizar o elaborar cualquier método hidrológico. Por eso, cuando algún registro presenta datos faltantes o bien, cuando se requiere un registro más largo que el disponible, es necesario deducir los datos faltantes o extender el registro observado. Con este propósito, se utilizan generalmente conceptos de series de tiempo hidrológicas para completar registros

temporales, o procesos estocásticos para completar valores de variables hidrológicas distribuidas espacialmente. En particular los residuos de sedimentos y las marcas de agua de avenidas extraordinarias, permiten determinar los gastos máximos de avenidas ocurridas con anterioridad al inicio de la medición sistemática de gastos. Estos métodos son conocidos genéricamente como paleohidrológicos.

2.3.1 Modelos determinísticos, probabilísticos, conceptuales y paramétricos

En la práctica del modelado de cuencas, se reconocen cuatro tipos de modelos matemáticos: determinísticos, probabilísticos, conceptuales, y paramétricos (Collado, 1990).

Los **modelos determinísticos**, que modelan el proceso lluvia – escurrimiento, pueden también clasificarse en dos tipos: de parámetros concentrados y de parámetros distribuidos. Se formulan en términos de un grupo de variables, parámetros y ecuaciones relacionadas a ellos. Implica una relación causa-efecto entre los valores de los parámetros elegidos y los resultados obtenidos de la aplicación de las ecuaciones. Idealmente, deberían proveer un mejor detalle en la simulación de los procesos físicos. Sin embargo, en la práctica, la aplicación de estos modelos está asociada frecuentemente a la incapacidad del modelo o del modelador para resolver la variabilidad temporal y espacial del fenómeno natural en incrementos suficientemente pequeños.

El objetivo de los modelos determinísticos reside en representar el sistema físico natural (es decir, los procesos del ciclo hidrológico) de modo que, a partir de datos de entrada tales como volumen precipitado y evaporado, condiciones iniciales de humedad del suelo, cobertura vegetal, entre otros, se pueda proporcionar una serie de escurrimientos.

Los **modelos probabilísticos** son exactamente lo opuesto en significado a los modelos determinísticos. Es decir, se formulan siguiendo las leyes del azar o probabilidad. Estos pueden ser de dos tipos: *estadísticos* y *estocásticos*. Los primeros tratan con ejemplos observados, mientras que los modelos estocásticos se basan en la estructura del azar observada en ciertas series hidrológicas temporales –por ejemplo, el flujo diario de una

corriente en cuencas de tamaño medio. El desarrollo de modelos estadísticos requiere invariablemente el uso de datos; los modelos estocásticos enfatizan sobre las características estocásticas de los procesos hidrológicos.

Los modelos estocásticos, hacen uso de series observadas del escurrimiento en determinados puntos y, a partir de ciertas hipótesis sobre su comportamiento, permiten que éstas sean representadas por alguno de los modelos empleados normalmente en la representación de series de tiempo.

Por otro lado, los **modelos conceptuales** son representaciones simplificadas de los procesos físicos, usualmente recaen sobre descripciones matemáticas (ya sean en forma algebraica o por ecuaciones diferenciales ordinarias) y que simulan procesos complejos. El uso extensivo de los modelos conceptuales en la ingeniería hidrológica refleja la complejidad inherente del fenómeno y la incapacidad práctica de considerar los componentes determinísticos en todas las instancias. De allí que los modelos conceptuales son sustitutos útiles y prácticos para los modelos determinísticos.

Dependiendo de la forma cómo los procesos físicos son representados en el modelo, pueden emprenderse algunas subdivisiones en esta categoría. En los modelos lluvia-escurrimiento, los procesos físicos pueden representarse a través de ecuaciones diferenciales, o por formas simplificadas basadas en éstas. Usualmente, ha sido adoptada la representación física de los procesos a través de un conjunto de depósitos o reservorios a los cuales se les asigna un índice de regresión lineal.

Por su parte, los **modelos paramétricos** (esto es de tipo empírico o “caja negra”) son los más simples de todas las propuestas de modelado. Su énfasis está en los parámetros empíricos en los que está basada la solución. Usualmente, un modelo paramétrico consiste en una ecuación algebraica (o ecuaciones) que contiene uno o más parámetros a ser determinados por el análisis de datos u otro medio empírico. La aplicabilidad de estos modelos está restringida al rango de datos utilizados en la determinación de los valores de los parámetros. Pueden ser útiles cuando los modelos conceptuales, determinísticos o probabilísticos no son prácticos o son demasiado caros.

2.3.2 Modelos concentrados y distribuidos

Otra subdivisión de los modelos hidrológicos puede ser percibida en la forma por la cual el modelo trata la variabilidad espacial de los procesos; si ésta es explícitamente considerada, se dice que el modelo es *distribuido*; si los procesos tienen interés en determinado lugar de una cuenca, como su punto de salida, se dice que el modelo es *concentrado*. Otra subdivisión está relacionada con la discretización temporal adoptada, conforme el fenómeno hidrológico en estudio y los objetivos de modelado.

En un modelo de parámetros concentrados, los valores correspondientes no varían espacialmente dentro de la cuenca. De allí que la respuesta de la misma sea evaluada sólo a la salida, sin tener en cuenta explícitamente la respuesta de las subcuencas individuales. Un ejemplo típico de un modelo de parámetro global o concentrado es el hidrograma unitario.

Los modelos de parámetros distribuidos permiten que los parámetros varíen espacialmente dentro de la cuenca. Es decir que no sólo se obtiene el cálculo de respuesta de toda la cuenca sino también la de las subcuencas individuales. Esto permite el modelado de características especiales tales como abstracciones de lluvia e hidrológicas que varían espacialmente. Sin embargo, para que los resultados del modelado distribuido sean significativos, la calidad y la cantidad de datos disponibles deben proporcionarse a gran nivel de detalle.

Los conceptos del modelado concentrado y distribuido, aunque opuestos en significado, no son necesariamente exclusivos. Los modelos de cuenca globales pueden ser utilizados como componentes de modelos distribuidos de cuencas.

Casi toda la investigación e ingeniería desarrollada en hidrología en las décadas 1970-80 y 1980-90, estaba enfocada en la categoría de los modelos concentrados, siguiendo la tendencia iniciada, como ya se dijo, por el desarrollo del modelo de Stanford. Gran parte de estos esfuerzos se aplicaban a la operatividad de los modelos pues, a partir de la parametrización adoptada en cada situación de análisis, se buscaba, a través del proceso de calibración, hacer que los modelos fueran capaces de simular confiablemente las series de escurrimiento en determinados puntos de la cuenca hidrográfica

De las limitaciones intrínsecas observadas en los modelos, Beven (1989) expuso los principales problemas que afectan el uso de modelos conceptuales concentrados: (1) las ecuaciones empleadas en los modelos conceptuales son una representación aproximada de los procesos físicos reales e introducen errores a partir de la estructura del modelo; (2) la heterogeneidad espacial de respuesta de la cuenca no puede ser reproducida por parámetros medios de la misma; (3) hay un gran peligro de parametrización excesiva cuando se desean simular todos los procesos relevantes; aunado a este hecho, los parámetros calibrados pueden presentar determinado grado de interdependencia, dificultando el proceso de calibración (por ejemplo, a partir de estos hechos, diferentes conjuntos de parámetros pueden llevar a resultados semejantes); (4) La mejora de un modelo calibrado y validado depende fuertemente de los errores en los datos de entrada: muchos datos de entrada, como la evapotranspiración y precipitación, están sujetos a considerables incertidumbres.

Además de las limitaciones inherentes al desarrollo de modelos conceptuales concentrados con gran número de parámetros, pueden señalarse otras cuestiones con respecto a su aplicación; por ejemplo, el efecto del cambio en las condiciones de uso del suelo, la regionalización de series de escurrimiento y el acoplamiento con modelos atmosféricos, son aspectos representados de manera inadecuada (Beven, 1989; O'Connell y Todini, 1996). Todo lo anterior llevó al desarrollo de los modelos hidrológicos distribuidos sustentados en bases físicas.

En esta clase de modelos, como ya fue explicado, el comportamiento de la cuenca hidrográfica es representado por un conjunto de ecuaciones diferenciales que describen los procesos físicos correspondientes. La heterogeneidad de la cuenca es considerada explícitamente en tales modelos. Refsgaard (1997) destacó las principales diferencias entre los procedimientos que se adoptan para analizar procesos del ciclo hidrológico –como el fenómeno lluvia-escorrentía– en el caso de los modelos conceptuales-concentrados y los físico-distribuidos (ver **Tabla 2.1**).

La tabla que se muestra proporciona una idea de la complejidad asociada al modelado con bases físicas. De acuerdo con Beven (1989), Refsgaard expuso que la comparación entre hidrogramas calculados y observados constituye una prueba necesaria

pero no suficiente para los modelos hidrológicos distribuidos, que hacen también una simulación de respuestas al interior (en diversidad de puntos) de una cuenca.

Por otro lado, la cuestión de escala de representación de los procesos físicos en un modelo hidrológico rebasa los problemas expuestos anteriormente. El hecho de representar los parámetros del modelo a una determinada escala presupone que los procesos que ocurren a escalas inferiores son tratados como agregados (concentrados en vez de distribuidos). Según Grayson *et al.* (1992), los parámetros del modelo perderían su significado físico debido a aproximaciones obligadas para el modelado y proceso de calibración (por la escala empleada), lo que podría comprometer su uso como herramientas predictivas.

Tabla 2.1 Diferencias entre modelos hidrológicos concentrados y distribuidos (Refsgaard, 1997)

Concepto \ Tipo	Conceptual concentrado	Físico distribuido
Respuesta del modelo	Series de escurrimiento en un punto de la cuenca hidrográfica	Series de escurrimiento, profundidad de nivel freática (carga piezométrica) y humedad del suelo, en diversos puntos de la cuenca.
Característica	Una variable	Múltiples variables
Criterio de trabajo	Comparación entre una serie de escurrimiento medido y simulado en un solo punto	Comparación entre series de escurrimiento, nivel freático (carga piezométrica) y humedad de suelo, medidas y simuladas en diferentes puntos de la cuenca.
Característica	Criterio único	Múltiples criterios
Aplicación típica del modelo	Cálculo de serie de escurrimiento, en condiciones estacionarias y con datos existentes para calibración.	Cálculo de serie de escurrimientos, de flujo en zona no saturada y comportamiento del acuífero, en condiciones diversas y datos para calibración no siempre existentes
Prueba de validación	División de la serie observada en dos periodos (calibración y validación)	División de la serie en diferentes periodos; Evaluación de datos para cuencas próximas
Característica	Práctica frecuente, bien definida	Necesita de una metodología rigurosa
Escala de modelación	Los datos para el modelo son provistos a escala de cuenca	Datos provistos y cálculo a diferentes escalas
Característica	Escala única	Múltiples escalas

Grayson *et al.* (1992) destacan también que la incertidumbre rara vez es considerada en detalle por los formuladores de los modelos. Y, más importante, que ciertos procesos físicos y condiciones de frontera mal definidas llevarían a soluciones no únicas del modelo. De aquí la necesidad, destacada por Beven (1989), de considerar múltiples escenarios en el proceso de calibración, en los cuales se utilicen diferentes conjuntos de parámetros y condiciones iniciales, y en donde las predicciones correspondientes se comparen siempre con los datos históricos. Los mismos autores (Grayson *et al.*, 1992a y 1995) emplearon el modelo distribuido de base física, THALES, para analizar un conjunto de hipótesis sobre el comportamiento de una cuenca hidrográfica australiana. Se observó que la base teórico-conceptual del modelo podía ser alterada en cuanto mayor información disponible fuera involucrada. Sin embargo, se admite que ésta es una forma de concebir, operar y probar un modelo, además de que ayuda a tener una mejor comprensión de los sistemas naturales.

O'Connell y Todini (1996) presentaron una serie de problemas prácticos que, en principio, ocupan modelos hidrológicos distribuidos con bases físicas. Reconociendo las limitaciones existentes, los autores sugirieron que el desarrollo de la investigación en hidrología debería buscar la complementariedad entre los modelos conceptuales (concentrados) y los de base física (distribuidos). La misma conclusión se obtuvo con el desarrollo y validación de un esquema de simulación mixto basado en el empleo de parámetros de carácter físico y los principios de la modelación hidrológica distribuida, para simular el fenómeno de lluvia-escorrentía en cuencas naturales y urbanas debidamente instrumentadas (Mobayed, 2001; Aranda, 2005).

2.3.3 Programas de modelación hidrológica distribuida

Una de las principales críticas contra el uso de modelos conceptuales concentrados es que la cuenca o el conjunto de subcuencas son consideradas como homogéneas, lo cual representa una simplificación extrema de la realidad. De esta manera se han desarrollado diferentes formulaciones para tratar de incluir la heterogeneidad de las características físicas asociadas a las cuencas hidrográficas. El desarrollo de estas formulaciones había

estado limitado inicialmente por la falta de datos espacialmente distribuidos, así como por la necesidad de contar con una gran capacidad de cómputo para su aplicación.

Tradicionalmente, los modelos hidrológicos se han perfeccionado con base en datos medidos de manera puntual y no distribuidos en espacio y tiempo. La técnica más empleada en Estados Unidos y muchas partes del mundo está basada en el principio del hidrograma unitario (HU). Como se sabe, la técnica del HU supone una respuesta lineal por cada entrada unitaria (pulso) de precipitación en exceso. Una aplicación práctica del HU y sus distintas variantes se ha dado, de manera generalizada mediante los programas HEC-1 y HEC-HMS, desarrollados por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército Americano, en el Hydrologic Engineering Center (1981, 2000). Estas técnicas consideran la subcuenca como unidad de análisis, con parámetros medios y resultados asociados a cada unidad, característicos de los modelos agregados (concentrados o conceptuales). La entrada de datos de escorrentía corresponde a registros sintéticos o a mediciones hidrométricas; y los de precipitación a datos de estaciones con una distribución uniforme para toda la cuenca (dentro de su área de influencia). En estos modelos, por cierto, la escorrentía tiende a ser proporcional a la precipitación acumulada más que a las intensidades de lluvia.

Los modelos distribuidos evitan promediar parámetros y datos de entrada para representar más fielmente las características de la cuenca. Como se ha dicho, el esquema de modelación se basa en la retícula en que es dividida la superficie de la cuenca, similar a la de su MDE. El movimiento del flujo de agua entre celdas se simula de forma aproximada (ecuaciones cinemáticas o de convección-difusión) o con base en la dinámica del escurrimiento superficial (ecuaciones de Saint Venant). Moore y Grayson (1991) describen una serie de modelos con bases físicas, sustentados en MDE, SIG e información captada mediante sensores remotos (radares). Entre ellos, destacan: R.WATER (Vieux y Gauer, 1994; Vieux, 2001); CASC2D (Julien y Saghafian, 1991; Ogden y Julien, 1994; Julien *et al.*, 1995); SHE (o Sistema Hidrológico Europeo, Abbott *et al.*, 1986a,b); DHSVM (Wigmosta, *et al.*, 1994); CRR y PRMS (Leavesley *et al.*, 1983); Modelo Sacramento o SAC-SMA (Burnash *et al.*, 1973); y, desde luego, los modelos HEC-1 y HEC-HMSS antes descritos (HEC, 2000).

2.3.4 Escala de modelación hidrológica

En los estudios hidrológicos, es necesario discretizar la cuenca a un nivel apropiado de detalle para considerar la variabilidad espacial, de tal forma que el número de elementos (áreas tributarias) mejore los resultados de la simulación. Sin embargo, se debe enfatizar que una discretización burda puede conducir a una simulación pobre, y una muy fina, requerir un mayor número de datos de entrada, así como mayor tiempo y espacio en computación (Mamillapalli *et al.* 1996).

Wood *et al.* (1988) estudiaron los efectos de la variabilidad espacial y la escala, así como sus implicaciones en la modelación hidrológica. La idea principal fue tratar de formar, a cierta escala, alguna respuesta hidrológica invariante o que varíe muy poco con el incremento en el área. Este umbral de escala corresponde a un área elemental representativa (*representative elementary area*, REA) o elemento fundamental para la modelación de la cuenca. Además, señalan que REA es la superficie crítica (umbral o incipiente) donde las hipótesis pueden ser aplicadas sin necesidad de conocer el patrón de comportamiento estadístico de los parámetros.

Cuando se incrementa el tamaño de la retícula (celdas), se introduce heterogeneidad inherente a la topografía y las lluvias. Wood *et al.* (1988) sugieren que las diferencias entre áreas heterogéneas de la misma escala son menos importantes a escalas de 1 km² para lluvia, suelo y topografía. A esta escala puede ser necesario involucrar la heterogeneidad para realizar predicciones. Wood *et al.* (1994) concluyen además que la topografía influye notablemente en el tamaño del área incipiente o REA, ya que la dimensión de las celdas del MDE puede dificultar la configuración de la red de drenaje (sobre todo en el caso de cauces cuyo ancho es menor que dos veces el tamaño de las celdas) y por ende reducir la precisión de los resultados. En tal caso, la formulación de un modelo hidráulico o hidrológico basado en funciones de transferencia que ocupen la geometría de los cauces ayudaría a obviar esta clase de limitaciones.

Por lo tanto, no se puede dar un valor adecuado del tamaño de celda para la modelación de una cuenca, porque ello depende de la heterogeneidad inherente a los

parámetros y datos fisiográficos del área de estudio. Esto es extensivo para la distribución espacial de la lluvia, en particular cuando la información procede de un radar meteorológico (cuya resolución de imágenes está determinada de antemano por la capacidad del equipo). En el caso de un sistema de estaciones pluviográficas, los valores son distribuidos mediante técnicas de interpolación espacial, sin que esto tenga influencia alguna en la definición del tamaño de celda.

Otro factor de escalado se refiere a la variable tiempo. La resolución temporal máxima para simulaciones diarias –de variables como la evaporación o el escurrimiento medio en cuencas, por mencionar algunas– puede fluctuar entre media y una hora, aunque en el caso de modelos para simular eventos extremos de escurrimiento superficial, el paso de tiempo puede ser mucho menor (de 1 a 10 minutos), esto para poder representar el caudal pico o la forma del hidrograma de salida. En realidad, no existen criterios definitivos para fijar la escala temporal; más bien, el usuario debe elegir el nivel de discretización conforme al tipo de problema que pretenda estudiar y, desde luego, a la cantidad (y calidad) de la información disponible para alimentar al modelo hidrológico.

En fin, lo que se busca es un punto de equilibrio al momento de seleccionar la escala espacial y temporal, para que vayan de acuerdo con los requerimientos deseados en cuanto al tiempo de ejecución y operación de los modelos, así como a la cantidad y calidad de datos disponibles y resultados esperados; sin dejar de reconocer que, en la mayoría de las situaciones, la información es la principal condicionante del escalado espacio-temporal en materia de hidrología.

2.4 Modelos de lluvia-escorrentía en zonas urbanas

Existen muchos estudios que tratan la influencia de la urbanización en el incremento de volúmenes pluviales, 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, observó que los picos y volúmenes más altos ocurrieron a la salida de la primera, y hasta cerca de seis veces más que el volumen aforado en la zona rural.

Se sabe que Mulvaney (1850) 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, a mediados del siglo XIX, 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 formula 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 Lloyd Davis (1906) en el Reino Unido fueron los primeros en aplicar el método racional al diseño de drenajes urbanos. 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. 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, por ejemplo, se hizo muy popular el empleo de la relación de intensidad-duración-frecuencia (I-D-F) como base para aplicar la fórmula racional, y se 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 (Chow *et al.*, 1988).

De 1930 a 1960, la investigación sobre el fenómeno lluvia-escorrentamiento 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. Soc (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 ILLIDAS (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), BALSAS

(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). Desde luego, se hizo patente entonces la necesidad de contar con bases de datos hidrológicos para el desarrollo y calibración de esta clase de modelos.

Los avances en materia de hidrología urbana y diseño de sistemas de drenaje no fueron similares en todos los países y regiones. Con frecuencia, 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.

Finalmente, de toda la revisión bibliográfica efectuada, se observó que los programas comerciales de cómputo más utilizados en hidrología urbana –por su amplia difusión, tanto a nivel científico como profesional– son los siguientes: programas de la familia HEC, INFOWORKS, MOUSE, MIKE-Urban, HR55, por mencionar los principales.

CAPÍTULO 3

CARACTERIZACIÓN Y DESARROLLO DEL MODELO DISTRIBUIDO CON REGULACIÓN DE CAUDAL

3.1 Ordenamiento y escalado de áreas tributarias

La modelación hidrológica distribuida se basa en el estudio de las cuencas de drenaje y en la distribución de sus variables hidrofisiográficas; por ejemplo, la caracterización de la red de cauces principales y secundarios se obtiene con ayuda de los modelos digitales de elevación (MDE) que son la representación matricial de las altitudes topográficas asociadas a la superficie del terreno. Las celdas reticulares se interconectan entre sí, de acuerdo al desnivel que guardan entre ellas, de modo que si ocurriera flujo superficial, las que reciben mayor aportación coinciden con las partes más bajas o cauces y las que no, corresponden a sitios sin drenaje o parteaguas.

Diversidad de autores se han dado a la tarea de analizar la red de drenaje de las cuencas con ayuda de los MDE (Band (1986), Martz y Garbrecht (1993)), por citar a los más conocidos. Otros han propuesto el estudio de las superficies tributarias con base en las líneas altitudinales y el empleo de elementos triangulares para representarlas (Nelson *et al* (1994); Garg y Sen (1994)). En la actualidad, existen ya diversidad de herramientas que permiten hacer la definición de las cuencas y su red de drenaje a partir de técnicas basadas en el análisis de MDE o en la representación vectorial del terreno mediante triángulos irregulares.

Este trabajo en particular se basa en el manejo de información *raster*, a través del programa REDRAS y su adaptación a zonas urbanas (Mobayed y Aranda, 2004), mediante el cual se establece un proceso de ordenamiento de celdas, según su sentido preferencial de flujo y el escalado posterior en áreas tributarias, esto es, el agrupamiento fisiográfico de elementos reticulares que constituyen las llamadas *celdas geo-morfológicas*.

En efecto, el ordenamiento referido consiste en efectuar un recorrido sistemático por todos los elementos de la red, a partir de su punto de salida (ver **Figura 3.1**). 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, 1998). Puede advertirse que todos los elementos de la red son recorridos dos veces: la primera hacia aguas arriba para asignarle su valor ordinal N_o y la segunda hacia aguas 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.

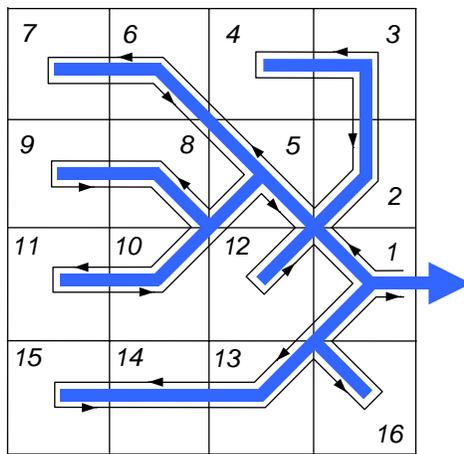


Figura 3.1

Red de flujo en un MDE de 16 elementos, cuyo recorrido hacia arriba sirve para asignarles un número de orden consecutivo (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:

$$N_D(j) = N_o(j) - N_{fin}(j) \quad (3.1)$$

donde $N_D(j)$ es el número de elementos drenados hasta la celda j , $N_o(j)$ su número de orden, y $N_{fin}(j)$ 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,

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

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.

Por otro lado, 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). 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 (calles), entre otras.

Puesto que los MDE están conformados por celdas cuadriculares y lo que los modelos hidrológicos necesitan son áreas irregulares de aportación (ver **Figura 3.2**), se vuelve necesario efectuar el 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), según fue explicado con anterioridad.

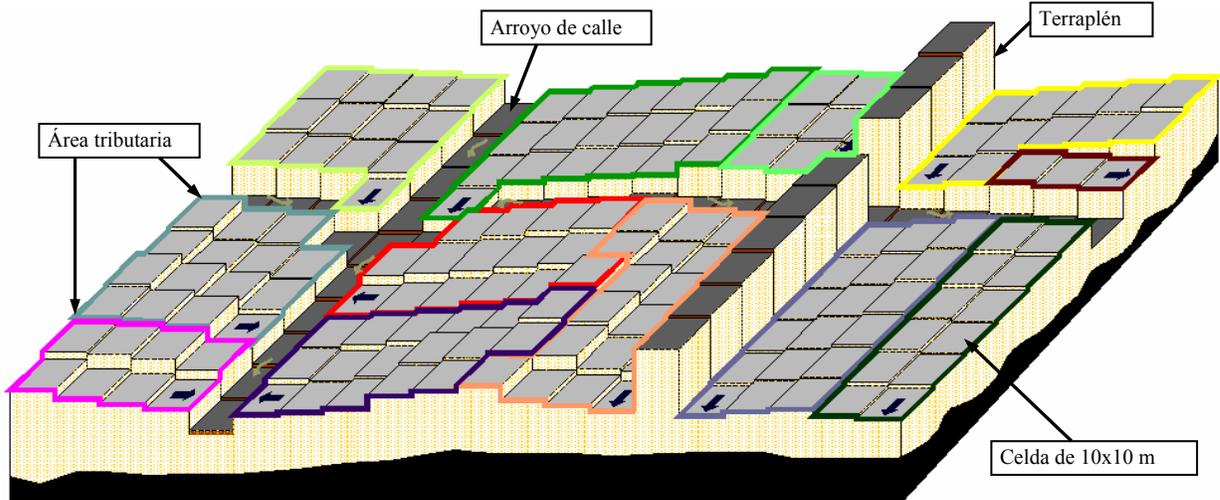


Figura 3.2 Esquema de un MDE urbano con sus áreas de aportación (Aranda, 2005).

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 que el MDE esté expresado en formato raster (y compatible con la información topográfica), que todas sus celdas puedan ser drenadas (dispongan de un cauce o dirección de drenaje hacia celdas adyacentes) y que todos los números de identificación y ordenamiento progresivo sean almacenables en arreglos que respeten la estructura matricial del MDE.

3.2 Tránsito de avenidas sin regulación de caudal

Cuando se utilizan modelos hidrológicos de parámetros distribuidos, se aprovecha la información fisiográfica y pluviométrica asociada a todas y cada una de las unidades de escurrimiento que conforman la superficie de la cuenca. Tales unidades pueden ser elementos de una malla reticular, celdas geomorfológicas (agrupación “fisiográfica” de elementos reticulares, como las utilizadas por el modelo HIDRAS), microcuencas e, incluso, subcuencas.

Algunos modelos hidrológicos involucran para el tránsito de los escurrimientos pluviales las ecuaciones generales de conservación de masa y conservación de cantidad de movimiento del flujo a superficie libre, unidimensional o bidimensional (por ejemplo, Flo_2D© y MIKE 21©, por mencionar algunos). Otros de más fácil aplicación, se basan únicamente en el intercambio volumétrico del flujo entre unidades de escurrimiento – usualmente después de que se alcanza el nivel de saturación de cada una– y, en todo caso, en una velocidad de tránsito preestablecida (constante, como en el caso del programa TOPMODEL (Beven y Kirkby, 1979), o variable, según las características físicas de cada cauce, como en MERCEDES (Bouvier Ch., Domínguez, R y Fuentes, G.,1994) .

Otros modelos tratan de aplicar algoritmos basados en la hidrodinámica del flujo, pero mediante esquemas más simplificados para efectuar el tránsito de avenidas. Algunos, por ejemplo, utilizan el conocido método de Muskingum o de la onda cinemática (como se hace en la serie de programas HEC (SCS, 1972)); y otros, mejor aún, emplean formas simplificadas de las ecuaciones de Saint–Venant (precisamente como en el modelo HIDRAS). Este último tipo de modelos ha sido elegido para simular el esquema de simulación de la esorrentía pluvial en cuencas urbanas porque, además de representar mejor el fenómeno del flujo 1D a superficie libre, permite efectuar evaluaciones mucho más rápidas que los modelos basados en las ecuaciones completas.

Cuando se trabaja con unidades de escurrimiento mayores que la celda de una malla reticular (como es el caso de las celdas geomorfológicos o las microcuencas), es necesario determinar, para cada una, características fisiográficas tales como: superficie,

longitud y pendiente del llamado recorrido superficial más largo, así como valores representativos de la capacidad de escurrimiento o de la humedad precedente (previa a la ocurrencia de una tormenta). Con tal información es posible evaluar diversidad de variables hidráulicas como son: el coeficiente de escurrimiento, tiempo de retardo (del hidrograma), tiempo de concentración, así como otras relacionadas con el tránsito de avenidas (coeficientes de celeridad y difusión, en el caso de los modelos simplificados).

De acuerdo a lo anterior, la herramienta fundamental para simular los escurrimientos superficiales urbanos es el modelo hidrológico distribuido HIDRAS (Mobayed, 2001). En el subcapítulo 3.1, se describieron los procedimientos inherentes a la conformación del sistema hidro-urbano, destacando el ajuste de elevaciones según la traza de la ciudad y el escalamiento de celdas reticulares a microcuencas mediante criterios de agrupamiento hidrográfico.

Las hipótesis fundamentales en las que se sustenta el modelo HIDRAS, tanto para el caso de cuencas naturales como urbanas, son las siguientes (Mobayed, 2001):

- a) La unidad de escurrimiento es la celda geomorfológica, esto es, una agrupación mínima de elementos reticulares del modelo digital de elevación (MDE) que dan forma a una superficie tributaria con características similares a una cuenca: límite o parteaguas; cauce principal único; recorrido superficial más largo; centro de gravedad; y punto de salida (asociado a la celda reticular más baja). La dimensión media de tales celdas geomorfológicas se determina con el criterio de área mínima (*threshold area*, en inglés) o superficie capaz de formar un cauce incipiente de escurrimiento.
- b) Las celdas geomorfológicas corresponden en cantidad y ubicación con los tramos o segmentos que integran la red de drenaje. Por eso, al efectuar el proceso de agrupamiento de celdas reticulares o escalado se determina de una vez la configuración de la red (orden de los tramos de aguas abajo hacia arriba, e interconectividad entre cauces). La diferencia con respecto a la discretización de un área en unidades de microcuenca o subcuenca es que la celda geomorfológica

tiene únicamente un solo cauce; y, para cierto escalado, se producen subdivisiones obligadas y únicas.

- c) Para la esorrentía pluvial, cada celda geomorfológica produce un hidrograma incipiente o propio, equivalente a la precipitación en exceso de cada unidad. Las pérdidas y el retardo local de la esorrentía se estiman con base en el método de la curva de escurrimiento (SCS, 1972) y en función de una condición precedente de humedad, establecida según cierta cantidad acumulada de celdas reticulares (con base en la conectividad o “dirección de flujo” que siguen los elementos del MDE).
- d) El tránsito de avenidas por los cauces se basa en una forma integral de la ecuación dinámica de convección-difusión que, a su vez, corresponde a una simplificación de las ecuaciones de Saint-Venant para flujo 1D transitorio a superficie libre. La acumulación de escurrimientos en la confluencia de dos cauces ocurre de manera lineal, despreciando en ella posibles efectos de remanso. Tales efectos, más bien se representan a través de la propia variabilidad de los coeficientes de celeridad y difusión, en términos de la longitud, pendiente y gasto acumulado de cada celda geomorfológica.
- e) El modelo lluvia-escurrimiento ocupa solamente tres parámetros generales, de naturaleza física (valor mínimo y máximo de celdas acumuladas para distribuir la humedad precedente; fracción del tiempo medio de retardo; y fracción de anchura media de cada celda geomorfológica): y un solo parámetro distribuido que se asigna con base en información temática de las cartas de uso del suelo y edafología (el número de escurrimiento, necesario para aplicar el método referido de la SCS). Las características físicas de cauces y recorridos superficiales –para conocer tiempos de retardo, parámetros de celeridad y difusión por cauce, o para tener una distribución de la humedad precedente– se determinan con ayuda del propio MDE. El modelo admite datos de precipitación distribuidos de cualquier manera (polígonos de Thiessen, isoyetas, imágenes de radar meteorológico) en tanto que se obtienen hietogramas ponderados por cada celda geomorfológica con base en la superposición de áreas incidentes.

En principio, los modelos de tránsito distribuido de crecientes se utilizan para describir la transformación de lluvia a escorrentía, al producir el hidrograma a la salida de una cuenca, y luego tomar el resultado como información de entrada en el extremo aguas arriba de un cauce o sistema de cauces y transitarlo hacia aguas abajo. Como se indicó en las hipótesis, se ha empleado una expresión integral propuesta por Diskin y Ding (1994) que se basa en la ecuación dinámica 1D de convección-difusión. La solución integral no requiere una subdivisión de los cauces para transitar una avenida y está expresada como una función impulso-respuesta, esto es que puede aplicarse directamente a un valor de entrada i para obtener el de salida q . La generación de la salida $q(t)$ a partir de una entrada $i(t)$ en el tiempo se obtiene al aplicar la llamada integral de convolución discretizada de manera similar al conocido hidrograma unitario (Mobayed, 2001):

$$Q_j = \sum_{k=1}^j (I_k u_{j-k+1}) \Delta t \quad (3.1)$$

donde, Q_j es una ordenada de la curva de salida asociada al tiempo $j \Delta t$; e I_k la entrada en el tiempo $k \Delta t$. El valor de u se estima mediante la ecuación que sigue, para el instante $t = (j - k + 1) \Delta t$, la distancia L entre los puntos de entrada y salida, y para valores medios de los coeficientes de celeridad y difusión, C y D :

$$u(t) = \frac{L}{\sqrt{4\pi Dt^3}} \exp\left(\frac{-(L - Ct)^2}{4Dt}\right) \quad (3.2)$$

Se han obtenido gráficas adimensionales y expresiones que tipifican el comportamiento de C y D , en función de variables como el número de Froude, F , la celeridad C_0 y ε , esta última empleada también en el conocido método de Muskingum (ver detalles en Ortiz, 2000). Tales expresiones son las siguientes:

$$C = a \cdot \left[1 - \exp\left(-\frac{F}{a}\right)\right] \cdot C_0 \quad ..(3.3)$$

$$D = (0.5 - \varepsilon) \cdot C \cdot L \quad ..(3.4)$$

donde:

$$\varepsilon = b_0[1 - \exp(b_1 \cdot \mathbf{F})] \quad (3.5a)$$

$$a = 1.68 \cdot L \cdot \exp(0.118 \cdot L^2) \quad (3.5b)$$

$$b_0 = 0.50 - \frac{18}{L} \quad b_1 = -0.574 L^{0.312} \quad (3.5c)$$

$$C_0 = \sqrt{g \frac{A_h}{T}} \quad \mathbf{F} = \frac{I_{MAX}}{A_h \cdot C_0} \quad (3.5d)$$

Como se observa, C_0 es la llamada celeridad de la onda dinámica, asociada a las condiciones del gasto pico I_{MAX} ; y \mathbf{F} es el número de Froude, también asociado a dicho caudal. La variable ε corresponde, como se dijo, 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 canales (o arroyos de calles) ubicados aguas abajo, la entrada de escurrimiento pluvial corresponde a los hidrogramas de salida generados en los tramos superiores (de hecho, si confluyen varios tramos, 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 (3.1) más la generada por cuenca propia. Al final, la acumulación de hidrogramas, hidráulicamente trasladados de los tramos 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.

Por otro lado se debe tomar en cuenta que, con el escalamiento fisiográfico, la tasa de precipitación en exceso no necesariamente conduce al caudal de esorrentía directa, debido básicamente al efecto de regulación del área tributaria. Una alternativa para incluir

tal efecto consiste en usar funciones de convolución o tipo impulso-respuesta (Mobayed, 2001); pero otra posibilidad es 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 el gasto de escorrentía q en función del tiempo t , a nivel microcuencia.

Aranda (2002) comprobó, en efecto, las bondades del algoritmo de Haan, no sólo por haber simulado razonablemente bien hidrogramas aforados sino por depender prácticamente de un solo parámetro de calibración. El algoritmo emplea la siguiente relación adimensional para generar avenidas de distintas formas, como una función del tiempo de pico t_p , el gasto máximo q_p y un parámetro adimensional K :

$$\frac{q(t)}{q_p} = \left[\frac{t}{t_p} \exp\left(1 - \frac{t}{t_p}\right) \right]^K \quad (3.6)$$

La expresión define curvas adimensionales y su integración (área bajo la curva) multiplicada por $t_p \cdot q_p$, corresponde al volumen del hidrograma, o sea:

$$\forall = q_p t_p \left(\frac{e}{K}\right)^K \Gamma(K) \quad (3.7)$$

siendo e el número de Euler y $\Gamma(K)$ la llamada función *gamma*. Al escribir la ecuación en forma adimensional, Haan representó las variaciones del parámetro $(q_p t_p) / \forall$ con respecto al coeficiente K y determinó el siguiente ajuste:

$$K \approx 6.5 \left(\frac{q_p t_p}{\forall}\right)^{1.92} \quad (3.8)$$

En el procedimiento propuesto, el volumen del hidrograma se iguala con la llamada precipitación en exceso, cuantificable por ejemplo con ayuda del método de los números de escurrimiento (SCS, 1972) y el tiempo pico con base en alguna fórmula semi-empírica conocida (como la propuesta por este mismo método). De esta manera, si K se toma como un parámetro general de calibración, el gasto pico del hidrograma incipiente se

puede cuantificar con la ecuación de ajuste (3.8) y la avenida completa generarse por medio de la ecuación (3.6). Una vez que se tengan los hidrogramas incipientes por cada celda geomorfológica, se efectúa su tránsito y acumulación –según lo indique la topología de la red– con ayuda de la función (3.1).

3.3 Regulación de caudal en zonas inundables

De acuerdo con lo antes expuesto, el método de tránsito que emplea el modelo hidrológico descrito se basa en una solución integral de las ecuaciones de Saint-Venant, simplificadas al caso 1D y la variante llamada de convección-difusión. La solución corresponde a una forma discreta de la integral de convolución (ecuación 3.1), con una función impulso-respuesta conocida (ecuación 3.2) que depende de los parámetros de celeridad C y difusión D , supuestos constantes.

Por otro lado, se han encontrado relaciones adimensionales para estimar C y D (Ortiz, 2000), en función de la celeridad dinámica C_0 y el número de Froude F , los cuales a su vez son función del gasto máximo de entrada I_{MAX} , así como del área hidráulica y del ancho de superficie libre correspondientes, A_h y T (ecuaciones 3.5d). Cabe decir que, ante la casi imposibilidad de conocer la geometría de los cientos o miles de cauces que pueden formar la red de drenaje de una cuenca, sea natural o urbana, se ha optado por estimar área y anchura de la superficie libre con ayuda de las llamadas ecuaciones geomorfológicas, de amplia aplicabilidad en la década de 1980-90. Un ejemplo de ellas es el siguiente (Betson, 1979):

$$A_h = n \left(91.4 \frac{I_{MAX}}{A_d} \right)^p \quad (3.9a)$$

$$T = a \left(91.4 \frac{I_{MAX}}{A_d} \right)^b \quad (3.9b)$$

Las expresiones están convertidas al SI de unidades, de modo que I_{MAX} se indica en m^3/s , A_h en m^2 y T en m. En ellas, A_d es la superficie de la cuenca, en km^2 , hasta el sitio donde se presenta el gasto máximo de entrada. Con respecto a los coeficientes,

$a=0.00776 \cdot A_d^{0.54}$, $n = 1.209 \cdot A_d^{0.45}$, $p = 0.358 \cdot S_0^{-0.104}$ y $b = 0.245$, siendo S_0 la pendiente del cauce principal (cerca de la salida). En caso de que el exponente p resulte menor a 0.6, debe tomarse éste como valor mínimo.

La idea que se plantea para involucrar este modelo de tránsito 1D en una representación aproximada del efecto de regulación provocado por un área o planicie de inundación, consiste en suponer que, cuando se presentan volúmenes excesivos de escurrimiento, se forma una sección hidráulica compuesta que comprende parte de dicha planicie, en contraste con un área mínima o normal de geometría conocida. Una forma de fijar tal sección mínima o “de estiaje” consiste naturalmente en asociarla con el cauce, dren o colector (si fuera zona urbana), o definirla mediante las ecuaciones morfológicas en términos de un gasto máximo vinculado a un período de retorno bajo, por ejemplo de cinco años.

Para gastos máximos que excedan a la sección del cauce, dren o colector (o al máximo asociado con el período de retorno propuesto), la sección se vuelve compuesta y su anchura se puede asemejar al ancho medio del área tributaria propia o a una fracción del mismo, esto es el área vinculada con el tramo de la red que forma el dren (ver **Figura 3.3**).

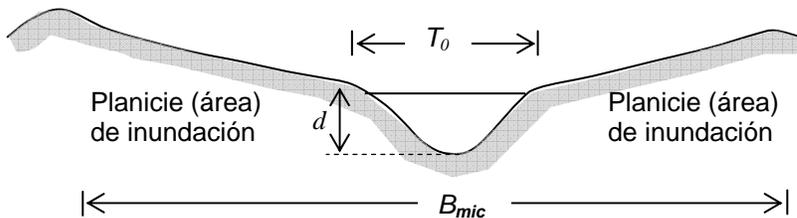


Figura 3.3

Sección hidráulica y ancho de la superficie libre para escurrimientos normales o que exceden la sección de estiaje. La anchura de la planicie o área de inundación se puede expresar como una fracción del ancho medio B_{mic} de la microcuenca o área tributaria.

Si se analizan las ecuaciones para calcular C y D (3.3 y 3.4) se advierte fácilmente que el incremento súbito del área hidráulica y la superficie libre implican una reducción en la celeridad y el coeficiente ε , aunque esto último supone un incremento de la difusión. Habría de esperar, en tal caso, que el tránsito de la avenida se retarde (por la reducción de C) y la magnitud de su caudal se atenúe (por incremento de D), que es justamente el efecto

provocado por la planicie o área de inundación cuando el flujo superficial es regulado por ella.

Un tránsito aproximado de tales características, sin duda, ocupa un tiempo de cálculo mucho menor que el de uno basado en las ecuaciones de Saint-Venant para flujo bidimensional y no permanente. Aunque las limitaciones del modelo 1D parecieran no ayudar a definir zonas de riesgo, una aproximación de la mancha de inundación se podría identificar por volumetría, obtenida al comparar los hidrogramas de tránsito con y sin superficie de inundación. Su diferencia, en el tiempo, representaría la variación de los volúmenes que son regulados durante la escorrentía aguas arriba del tramo colector (ver **Figura 3.4**); mientras que la diferencia incremental de volumen con respecto a sus tramos precedentes, según se explica más adelante, sería justo la cantidad de agua regulada de manera local.

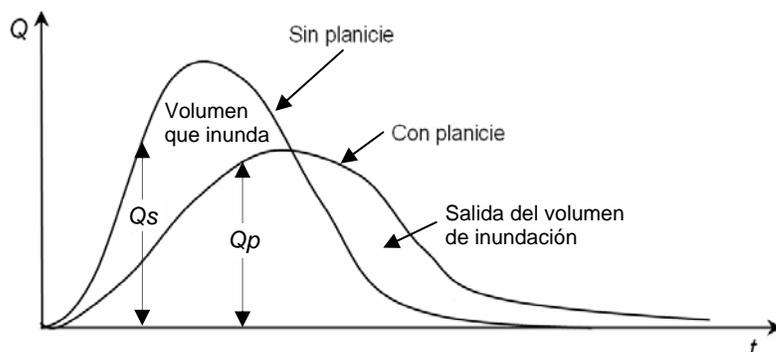


Figura 3.4

Una aproximación de los volúmenes de inundación, incluyendo su variabilidad temporal, se puede determinar como la diferencia entre los hidrogramas de tránsito con y sin planicie de inundación.

No es difícil obtener hidrogramas sin efecto de planicie mediante el método de tránsito propuesto, pues sólo basta suponer que la sección geomorfológica, en ningún caso, es excedida por el caudal de escurrimiento. Tal escenario puede corresponder a una primera aproximación del evento, para todos los cauces que forman la red de drenaje. Si se efectúa después una nueva simulación, suponiendo esta vez que, para determinado caudal máximo entrante (y, más aún, de pendiente mínima permisible) ocurre una excedencia que provoca inundación en la planicie, los hidrogramas tendrán en tal caso un retardo significativo y se atenuarán de manera que se reduzcan las aportaciones y magnitud del evento hacia aguas abajo. Al final del tránsito y puesto que existe conservación de masa en el análisis

efectuado, la medida del volumen que se regula aguas arriba corresponderá siempre a la diferencia acumulada global entre la avenida que produjo inundación y la que no lo hizo.

Ahora, si lo que se quiere es determinar la cantidad de agua retenida localmente, es preciso hacer una comparación de los efectos de regulación al inicio y final de cada tramo de la red de drenaje para el cual, como se explicó en el proceso de escalado, le corresponde una superficie tributaria propia. Supóngase, en efecto, la cuenca de la **Figura 3.5** cuyo primer segmento de la red está comprendido entre los puntos de salida y entrada, **A** y **B**, y le corresponde la superficie tributaria o microcuenca 1, según los criterios de ordenamiento y escalado hacia aguas arriba.

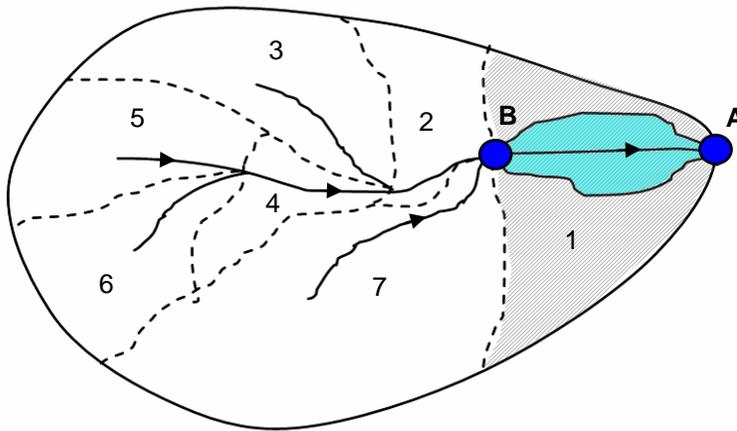


Figura 3.5

La mancha de inundación, asociada a cierto tramo de la red, se define con base en la diferencia de volúmenes regulados entre los puntos **A** y **B**. Su distribución espacial depende de la variación de áreas (y capacidades) con respecto a la altitud local del área tributaria (1).

Sea $Q_s(t)$ una ordenada del hidrograma de salida en el instante t , sin efecto de planicie (o sea, sin regulación); y $Q_p(t)$ una ordenada del hidrograma con efecto de planicie (ver **Figura 3.4**). La diferencia de ordenadas $\Delta Q(t)$ representa, como se dijo, el volumen regulado aguas arriba. Al tomar como salida los puntos **A** y **B** del ejemplo, se tiene que:

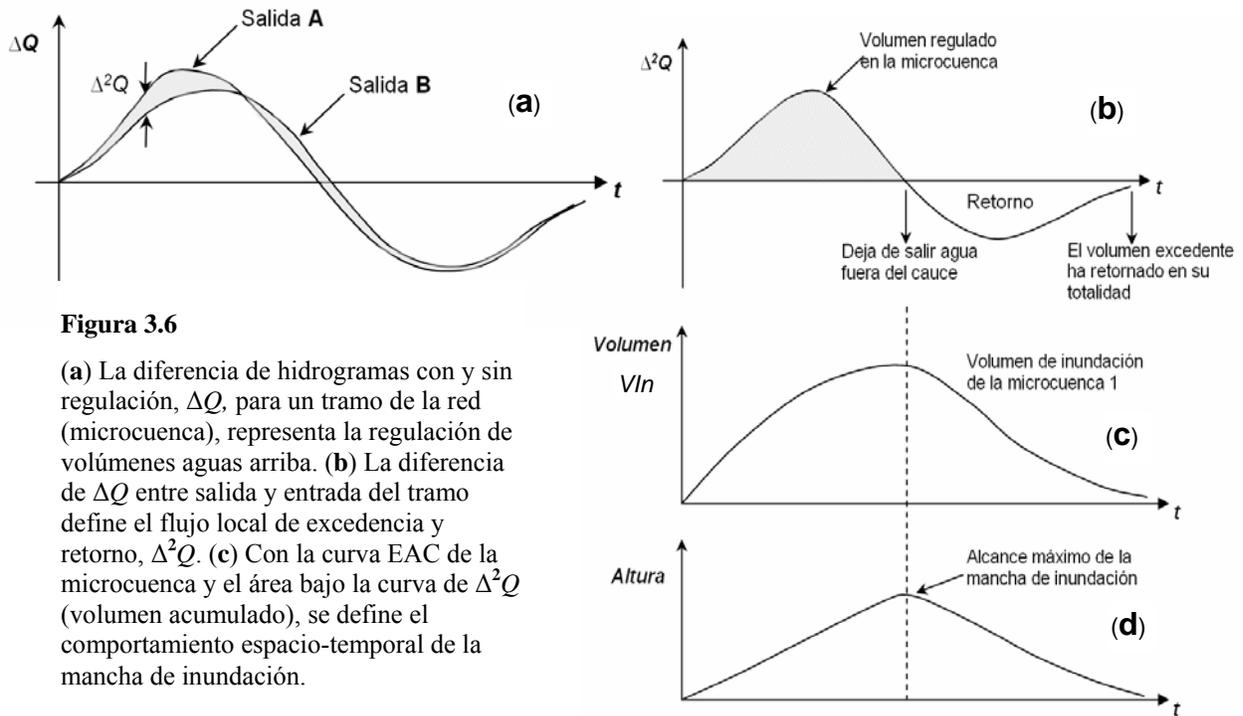
$$\Delta Q_A(t) = Q_{s_A}(t) - Q_{p_A}(t) \quad (3.10a)$$

$$\Delta Q_B(t) = Q_{s_B}(t) - Q_{p_B}(t) \quad (3.10b)$$

En la gráfica 3.4 que representa la diferencia de hidrogramas con y sin regulación, ΔQ , el valor positivo significa retención o salida de volumen de los cauces, en tanto que un negativo representa el flujo de retorno hacia el sistema de drenaje. Extendiendo la idea,

cuando se comparan las diferencias entre la salida y entrada del segmento **AB** (tramo de la microcuenca 1), esto es entre $\Delta Q_A(t)$ y $\Delta Q_B(t)$, lo que se obtiene es la diferencia de retención (o retorno) entre ambos sitios, es decir, la retención local del segmento analizado (**Figura 3.6a**):

$$\Delta(\Delta Q) = \Delta^2 Q_{AB}(t) = \Delta Q_A(t) - \Delta Q_B(t) \quad (3.11)$$



Esta resta de diferencias (o “diferencia de diferencias”) expresada en una nueva gráfica (ver **Figura 3.6b**), define el flujo de excedencia o salida hacia las partes más bajas del área tributaria o planicie del segmento **AB**, cuando el valor es positivo, y el retorno paulatino de volúmenes hacia este tramo de la red, cuando el valor es negativo. Bastaría únicamente establecer un criterio para convertir el resultado de estas curvas en una expresión gráfica del comportamiento aproximado de la mancha de inundación. Empecemos por el hecho de que la integral de la función $\Delta^2 Q_{AB}(t)$, o simplemente $\Delta^2 Q_j(t)$ para cualquier tramo j donde se exceda la capacidad del cauce, corresponde al volumen de inundación de la planicie en dicho tramo:

$$VIn_j(t) = \int_0^t \Delta^2 Q_j(\tau) d\tau \quad (3.12)$$

siendo $VIn_j(t)$ el volumen de inundación del tramo j , hasta el tiempo t , y τ la variable de integración. Por la forma de variación de $\Delta^2 Q_j(t)$, es de esperar que dicho volumen alcance un máximo en determinado momento, asociado naturalmente al tamaño máximo de la mancha de inundación (ver **Figura 3.6c**), y que este valor decrezca en forma gradual, a medida que el volumen de excedencia vaya retornando hacia el cauce (valores negativos que se restan del máximo acumulado).

En segundo término, aceptemos que la parte baja del área tributaria, asociada al segmento j , actúa como un pequeño reservorio del volumen local de inundación. Gracias a la información reticular del MDE de la cuenca, resulta simple generar la llamada curva elevación-área-capacidad de tal reservorio, o curva EAC, pues un conteo de celdas hasta determinada altura define la superficie y una acumulación de diferencias altitudinales entre esta altura y el punto de salida determina la capacidad correspondiente (sin que se olvide naturalmente multiplicar las sumatorias por la constante del área unitaria). Con el cambio temporal del volumen retenido y la curva EAC de la planicie como datos, se puede obtener finalmente la evolución de la altura del agua y generar el comportamiento local de la mancha de inundación (evolución de las áreas).

No se debe olvidar que el esquema de simulación propuesto es únicamente una aproximación del fenómeno real, basado en un principio hidrológico de tránsito 1D y en el cambio que experimentan los coeficientes de celeridad y difusión cuando la escorrentía ocurre en la sección modificada de la planicie de inundación. Los hidrogramas que produce un tránsito de avenidas sin efecto de regulación, en este caso, han servido como elemento de referencia para cuantificar los volúmenes de retención y retorno a los cauces, por simple comparación con (diferencia entre) los hidrogramas regulados para estimar tanto la retención global como la asociada a cada elemento de la red de drenaje (esto cuando el caudal máximo de la sección de estiaje sea excedido y/o la pendiente de su cauce sea menor que un valor mínimo permisible, establecido de antemano como parámetro de calibración).

Por último, es de destacar que la evaluación aproximada propuesta ocupa, en tiempo de proceso, por lo menos dos órdenes de magnitud por debajo de una simulación basada en el modelo de las ecuaciones de Saint-Venant para flujo 2D y no permanente. Además de los conocidos problemas de convergencia y estabilidad, la precisión de este último esquema, incluso, está supeditada al nivel de información fisiográfica disponible y a la dificultad, siempre presente, de asignar coeficientes de resistencia al flujo adecuados y capaces de representar toda la heterogeneidad asociada a la cobertura superficial de una cuenca, particularmente en el caso complejo de las áreas urbanas.

3.4 Regulación de caudal en almacenamientos

3.4.1 Bordos y presas

Otra forma importante de regulación de caudales en una cuenca, sea natural o incluso semi-urbana y urbana, es la presencia de estructuras de control de los volúmenes pluviales. Tal es el caso de las presas y obras de bordería que se llegan a construir en forma expresa para el llamado control de avenidas, habitualmente en las inmediaciones de los asentamientos urbanos, desarrollos agrícolas e industriales más importantes. La ciudad de Querétaro, desde luego, no es la excepción.

A nivel de estudio hidrológico, el análisis de las condiciones operativas para un bordo o presa destinado al control de avenidas se remite al llamado *Funcionamiento de Vaso* en condiciones de máxima precipitación. Además del hidrograma de entrada al embalse, es indispensable contar con: la *Curva de elevación-área-capacidad* del vaso (curva EAC), ciertas restricciones de carácter constructivo (como la altura máxima de la cortina) y algunos datos relacionados con las condiciones iniciales (por ejemplo, nivel inicial de agua en el vaso, obra de toma abierta o cerrada, etcétera).

El funcionamiento de vaso, en efecto, consiste en determinar las condiciones de operación tanto de las obras de toma y excedencias como las del propio vaso de almacenamiento. Si se supone que la variable S representa el volumen almacenado en el

cuerpo de agua, $Q_{ent}(t)$ al gasto del hidrograma de entrada y $Q_{sal}(t)$ a los caudales de salida, donde t es el tiempo, por el principio de conservación de masa se debe cumplir que

$$\frac{dS}{dt} = Q_{ent}(t) - Q_{sal}(t) \quad (3.13)$$

Expresada en forma de diferencias finitas, para un cierto instante t_i , resulta:

$$\frac{S_{i+1} - S_i}{\Delta t} \approx Q_{ent(i)} - Q_{vert(i)} - Q_{toma(i)}$$

$$S_{i+1} = S_i + \Delta t (Q_{ent} - Q_{vert} - Q_{toma})_i \quad (3.14)$$

Significa que el almacenamiento del instante siguiente, S_{i+1} , equivale al inicial más el volumen de entrada (Q_{ent} multiplicado por el incremento de tiempo Δt) menos los volúmenes de salida por el vertedor y la obra de toma. En la ecuación anterior, los gastos del vertedor Q_{vert} y la obra de toma Q_{toma} están dados por:

$$Q_{vert} = C_{vert} \cdot b \cdot (E_i - E_{vert})^{3/2}, \text{ si } E_i > E_{vert}$$

$$Q_{vert} = 0 \quad \text{si } E_i \leq E_{vert} \quad (3.15)$$

$$Q_{toma} = C_d \cdot A \cdot [2g \cdot (E_i - E_{toma})]^{1/2}, \text{ si } E_i > E_{toma}$$

$$Q_{toma} = 0 \quad \text{si } E_i \leq E_{toma} \quad (3.16)$$

En estas ecuaciones, E_i es el nivel o elevación del agua en el vaso (en m o msnm), en el instante t_i ; C_{vert} , b y E_{vert} son el coeficiente, ancho (en m) y elevación del vertedor (en m ó mnsn); en tanto que C_d , A y E_{toma} son el coeficiente de descarga, área hidráulica y elevación al eje de la obra de toma (en m ó msnm). En ambos casos, el gasto o caudal Q se obtiene en m^3/s .

Los pasos de cálculo para hacer el funcionamiento son los siguientes:

- a) Para el instante t_i , se conoce la elevación del vaso E_i y se lee el valor $Q_{ent(i)}$ del hidrograma de entrada;

- b) De la curva EAC del vaso, se interpola la capacidad S_i asociada a E_i ;
- c) Se obtiene S_{i+1} con la ecuación (3.14), para el instante $t_i + \Delta t$. Es recomendable que el paso de tiempo sea pequeño. Para los gastos del vertedor y obra de toma (ecuaciones 3.15 y 3.16), se debe elegir la ecuación conforme a su elevación característica y a la que tenga el vaso, E_i ;
- d) Con S_{i+1} , se interpola la nueva elevación E_{i+1} de la curva EAC;
- e) Se pasa al instante siguiente $t_i + \Delta t$, asumiendo que otra vez se tienen condiciones iniciales, y se repiten los pasos (a) a (d).

3.4.2 Cárcamos de bombeo

Cuando en las cuencas urbanas se tienen lugares con escasa o nula pendiente, o incluso depresiones de terreno, resulta imprescindible la habilitación de lugares para regulación de volúmenes pluviales, incluyendo en ocasiones el desalojo paulatino de excedencias mediante sistemas o equipo de bombeo. Puede tratarse de sitios expuestos a una inundación regulada (intencional), con o sin capacidad de desalojo, o de instalaciones conocidas como cárcamos de bombeo. En este último caso, el funcionamiento del cárcamo se puede simular también conforme al principio de conservación de masa antes descrito:

$$S_{i+1} = S_i + \Delta t(Q_{\text{ent}} - Q_{\text{bombeo}})_i \quad (3.17)$$

donde la salida del sistema es ahora el caudal de bombeo, $Q_{\text{bombeo}(i)}$. Si se admite que la curva característica de las bombas sigue la forma de una parábola durante una operación transitoria sin falla de energía (Chaudry, 1982), se tiene que:

$$H_i = a - b \cdot Q_{\text{bombeo}(i)}^2, \quad b > 0$$

En este caso, H_i es la carga de presión que deben vencer las bombas en un cierto instante t_i , a y b son coeficientes de ajuste. Si se despeja el caudal, se expresa la carga con elevaciones

y se añaden las pérdidas por fricción (desde la succión hasta la descarga) se obtiene, al despejar el gasto, que

$$Q_{\text{bombeo}(i)} = n_b \cdot \left[\frac{a - (E_i - E_0)}{b + k_f} \right]^{1/2}, \quad \text{si } (E_i - E_0) < a \quad ; \quad E_i > E_0$$

$$Q_{\text{bombeo}(i)} = 0, \quad \text{si } (E_i - E_0) \geq a \quad \text{ó } E_i \leq E_0 \quad (3.18)$$

donde E_i , como antes, es el nivel o elevación del agua en el depósito o cárcamo de bombeo (en m o msnm) en el instante t_i ; E_0 es el nivel de succión mínimo, tal que el gasto es cero cuando $E_i - E_0 = a$; k_f corresponde al coeficiente de fricción asociado a las pérdidas en la conducción y locales, o sea $k_f Q_{\text{bombeo}(i)}^2$; y n_b es el número de bombas en paralelo, en el supuesto de que los equipos trabajan simultáneamente y tienen la misma capacidad.

Los pasos de cálculo para simular el funcionamiento hidráulico del cárcamo son similares a los de un vaso, con la diferencia de que la geometría del depósito es por lo general más simple. Por ejemplo, si su forma es rectangular o tiene sección constante A_{dep} cuando se le ve en planta, la elevación del agua en el instante t_{i+1} resulta:

$$E_{i+1} = E_i + \frac{S_{i+1} - S_i}{A_{\text{dep}}} \quad (3.19)$$

donde S_{i+1} es el volumen almacenado en el instante t_{i+1} , obtenido con la ecuación (3.17). Si la elevación calculada resulta igual o menor que E_0 , el bombeo es interrumpido (cárcamo vacío); pero si tal elevación iguala o excede el límite permisible ($E_{i+1} \geq a + E_0$), los equipos alcanzarían el punto crítico de carga máxima y bombeo nulo, en cuyo caso habría el riesgo evidente de que la capacidad reguladora o de los propios equipos resulte insuficiente para controlar y desalojar los volúmenes pluviales entrantes. La simulación hidrológica, en tal caso, ayudaría a determinar las características de diseño o mejoramiento de las instalaciones para tener una obra más eficiente y segura.

CAPITULO 4

SISTEMA HIDRO-URBANO. CASO DE ESTUDIO

4.1 Problemática de la ciudad de Querétaro

Uno de los problemas más comunes en la ciudad de Querétaro es sin duda el proceso hidrológico de las aguas pluviales dentro de la zona urbana debido a la frecuencia con la que causan inundaciones; estos fenómenos dejan a su paso daños ambientales y afectan directamente a la población. El elevado crecimiento poblacional dentro de la ciudad en los últimos años, se ve reflejado en la gran demanda de servicios básicos, así como en la impermeabilización intensiva de las cuencas incidentes. Lo anterior supone un aumento constante de las aguas provenientes de tormentas que terminan en los sistemas de drenaje pluvial y de aguas residuales, presentando déficit tanto en capacidad como en existencia.

El desarrollo de zonas urbanas supone también una planificación adecuada de la infraestructura pluvial. En este rubro, el gobierno del estado de Querétaro, a través de la Comisión Estatal de Aguas (CEA), ha desarrollado el *Plan maestro de drenaje pluvial para la ciudad de Querétaro y su zona conurbada* (Noviembre 2002–Mayo 2004), del cual se tomaron algunos de los siguientes datos.

El área de estudio para esta investigación (**Figura 4.2**), está ubicada en la zona central de República Mexicana, en el noroeste del estado de Querétaro sobre la vertiente del Pacífico y en las cercanías del Partaguas Continental. La ciudad de Querétaro y su zona conurbada se ubica en las coordenadas geográficas: 20°35'30'' de latitud norte y 100°23'35'' de longitud oeste, referenciadas al meridiano de Greenwich.

La cuantificación y caracterización de los procesos de expansión urbana es fundamental para determinar el modo en que éstos afectan el régimen hidrológico de una cuenca y potencian el problema de las inundaciones. Según datos de INEGI, la tasa de crecimiento poblacional en la ciudad de Querétaro fue de 9.82% en los años 1995-2000,

impulsado principalmente por el desarrollo industrial, además del asentamiento de gran cantidad de habitantes provenientes de ciudades aledañas.

La mayor parte del territorio del estado de Querétaro se considera semiárido, predominando los climas secos y semisecos. En todos los terrenos situados a 1900 metros de altitud o más, dentro de los municipios de Querétaro y El Marqués, se presenta un clima semiseco templado (según la clasificación de Köppen), con una estación lluviosa bien marcada y altas temperaturas durante el verano. La lluvia invernal no rebasa el 5% del total de la precipitación anual. En las partes más bajas, donde se encuentra la capital y la cabecera del municipio de Corregidora, el clima es más caluroso, de tipo semiseco semicálido, con proporción de lluvia de invierno similar al anterior e inviernos frescos. Hacia el sur del municipio de Corregidora, algunos terrenos presentan condiciones climáticas de mayor humedad, que se clasifican dentro de los climas templado subhúmedo, con lluvias de verano y proporción de lluvia invernal menor al 5% del total anual.

En la mayor parte del área, predominan temperaturas medias anuales entre 16 y 18°C. La media mensual máxima corresponde al mes de mayo, con un valor cerca de 20°C y la más baja en diciembre, entre 12.5 y 13°C. En las zonas más bajas, donde el clima es más cálido, la media anual es de más de 18°C, la temperatura media del mes de mayo se eleva a más de 22°C y la de enero es ligeramente menor a 15°C.

Las lluvias en toda la entidad son fundamentalmente veraniegas. En prácticamente toda el área de los municipios, más del 95% de toda la precipitación del año se presenta entre los meses de mayo y octubre. En amplias zonas de clima semiárido semicálido o templado la precipitación media anual es escasa, esto es menor o igual a 560 mm y, por lo mismo, presenta fuertes variaciones entre los años más y menos secos. Sólo hacia el sur del municipio de Corregidora se tiene un gradiente en la precipitación que llega hasta los 700 mm anuales en promedio.

Las condiciones de cobertura del suelo de la cuenca han sido altamente influenciadas por el desarrollo de actividades humanas. Los terrenos dedicados a la

agricultura ahora lo ocupan grandes conjuntos habitacionales por lo que los aspectos predominantes en la cuenca son pastos y áreas urbanas

La Ciudad de Querétaro, por causa de las precipitaciones extremas ocurridas en los meses de agosto y septiembre del 2003, enfrentó innumerables afectaciones por inundación y encharcamientos, dentro y fuera de su zona urbana. Las zonas con pendiente nula (de 0 a 1 %) más significativas, se encuentran en la planicie central del valle de Querétaro –que en parte corresponden a la zona urbana de la misma ciudad– y en la salida de la cuenca del río Querétaro, en la confluencia con el dren El Arenal y Las Adjuntas, cerca de los límites estatales con Guanajuato.

Las pendientes medias o moderadas, clasificadas de 2 a 10%, predominan en la mayor parte de la ciudad de Querétaro, especialmente en la zona sur y surponiente de la misma, sin que sea menos importante la zona norte. Por su parte, las pendientes altas clasificadas mayores a 10%, se pueden observar en menor cantidad que las anteriores y con geometría alargada, lo que denota la franja de cerros que rodean a la zona urbana y conurbada de la ciudad de Querétaro.

En cuanto a los sitios donde se han observado inundaciones o encharcamientos dentro de la ciudad de Querétaro, por desbordamientos de drenes e insuficiencia de infraestructura pluvial, sobresalen los drenes del Cimatario I y II, así como el dren Norte a la altura de la colonia Felipe Carrillo y de la Zona Industrial. Al respecto, se observó que las principales colonias afectadas por encharcamientos y desbordamiento de drenes y colectores corresponden a las zonas norponiente y poniente, principalmente en Felipe Carrillo, Los Sauces, El Sol, El Rocío y Santa María Magdalena (ver **Figura 4.1**).

Dicha información fue tomada en cuenta para la planeación de la infraestructura pluvial dentro de la ciudad, de acuerdo con el plan maestro pluvial antes mencionado. Es preciso señalar que, aún con la existencia de drenes, colectores y bordos dentro de la cuenca urbana, la infraestructura no ha sido suficiente para regular los efectos de tormenta ocasionados por precipitaciones de importancia, debido a la falta de mantenimiento de las obras existentes y al incremento de zonas impermeables, a lo que han contribuido también:

la obstrucción de drenes, el azolvamiento, el cruce de estructuras viales, desembocaduras superficiales directas a las calles, o por el simple hecho de no haber sido contemplados dentro del crecimiento urbano, forzando o adecuando su sección a las áreas limitadas por construcciones colindantes.

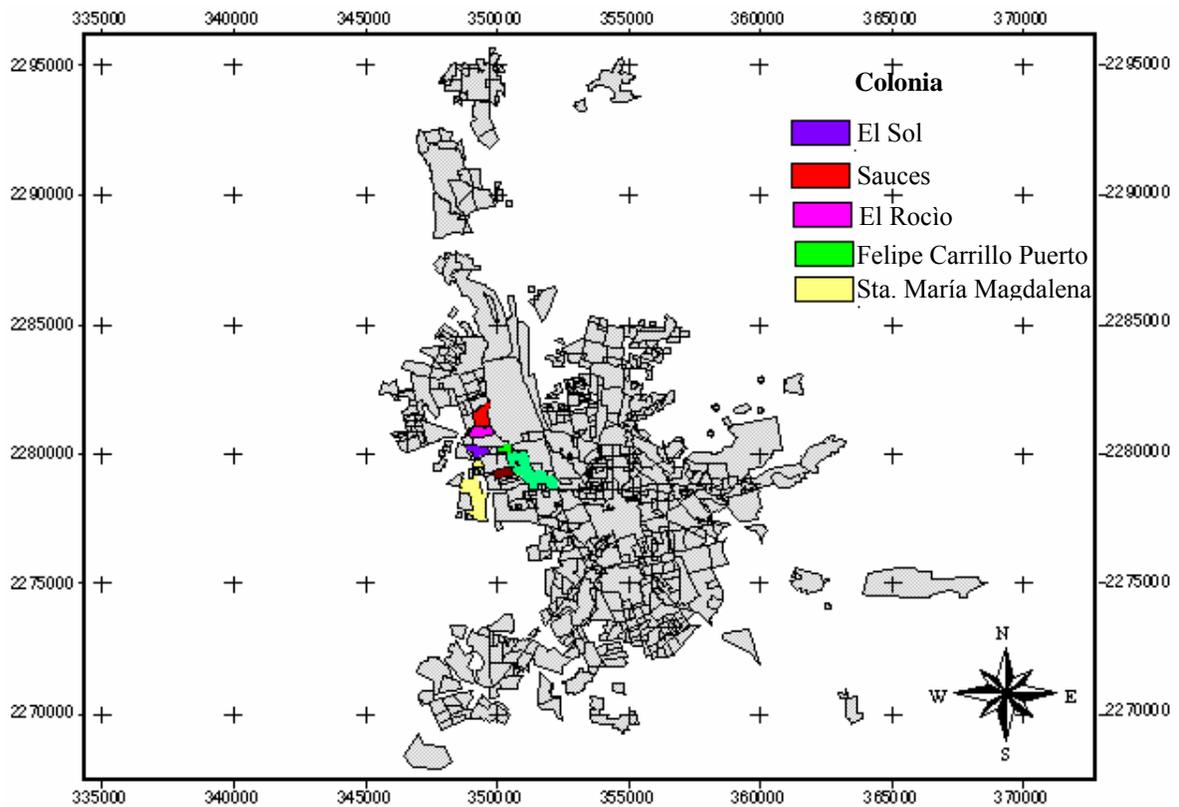


Figura 4.1 Mapa de las principales colonias afectadas por encharcamientos y desbordamiento de drenes y colectores de las zonas norponiente y poniente de la Ciudad de Querétaro.

4.2 Base de datos del sistema

Puesto que el objetivo de la hidrología urbana consiste en representar el comportamiento del fenómeno lluvia-escorrentía, tomando en cuenta las condiciones de la topografía local y modificaciones causadas por la mancha urbana y obras de drenaje pluvial, es fundamental que se logre integrar un sistema de información para representar, de la mejor manera posible, la morfología artificial o modificada de las áreas tributarias por

cuanto hace a la forma de ocurrencia del flujo superficial y a la cantidad de escorrentía que propicie su actual cobertura de suelo.

De acuerdo con los requerimientos de información, el trabajo principal ha sido la recopilación, análisis y clasificación de datos relacionados con la traza urbana de la ciudad y el relieve superficial del área, basado en las curvas de nivel topográfico. En los subcapítulos siguientes se presenta una descripción pormenorizada de las actividades correspondientes.

4.2.1 Traza urbana de la ciudad de Querétaro

La información fundamental del sistema hidro-urbano corresponde al modelo digital de elevación, siendo éste la base para hacer la caracterización de las áreas tributarias, así como la traza de calles y avenidas que conforman la mancha urbana. Se delinearón los parteaguas de las cuencas más importantes que inciden en el lugar, con base en determinados puntos de control para delimitar la extensión de la zona de estudio. La **Figura 4.2** muestra precisamente el área de proyecto.

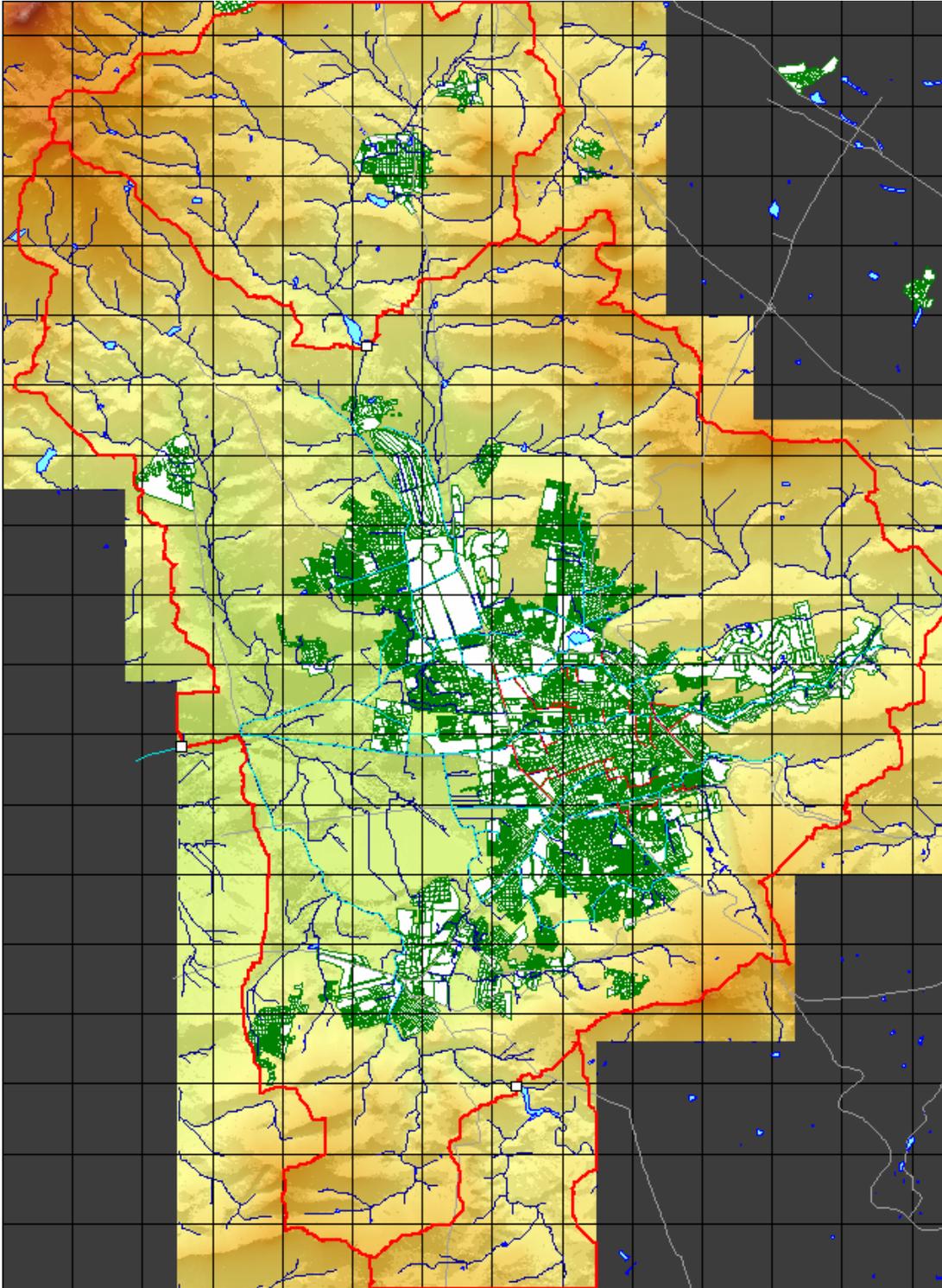
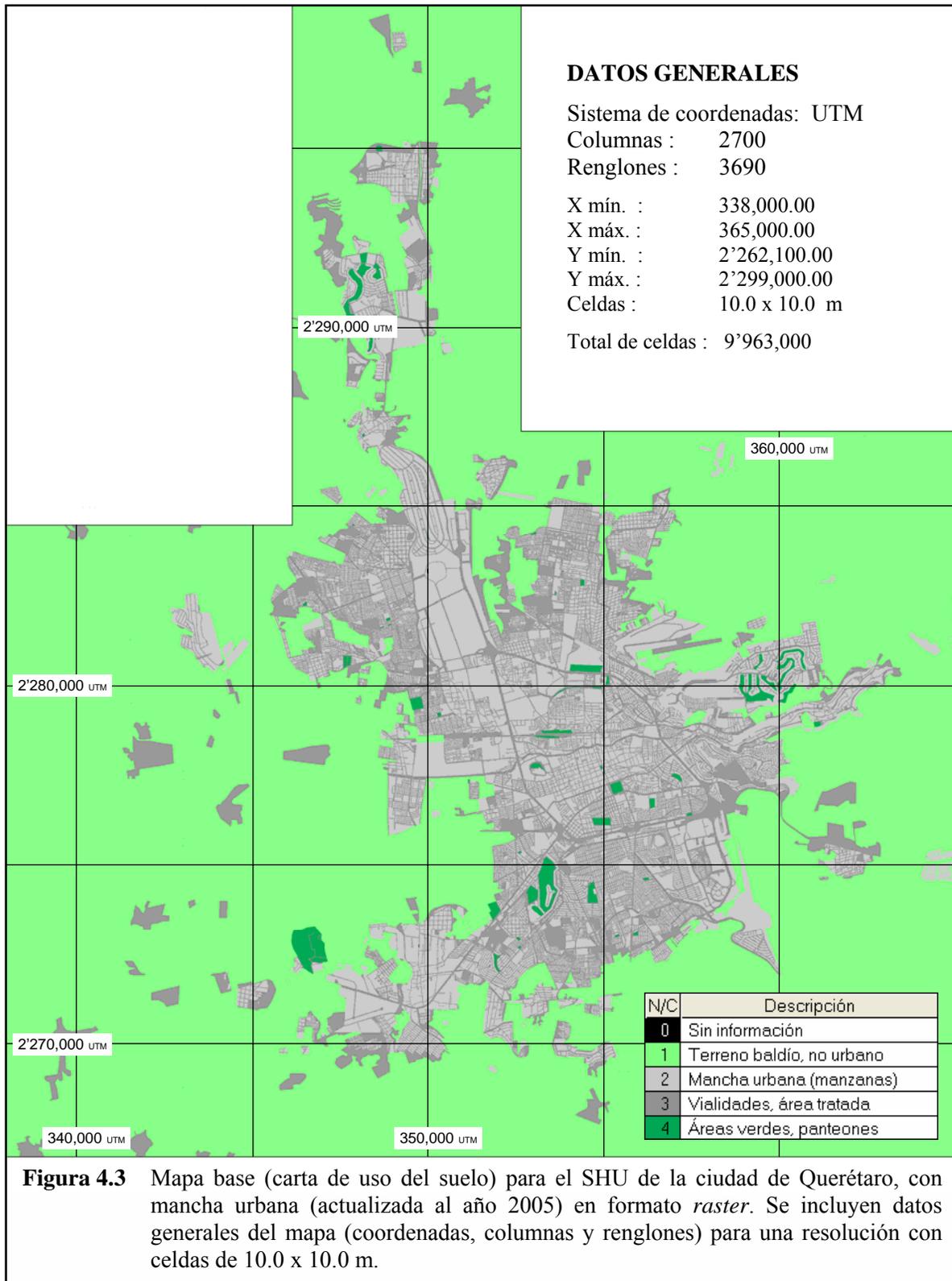


Figura 4.2 Mapa base para el sistema hidro-urbano de la ciudad de Querétaro. La zona corresponde al área cubierta por las subcuencas incidentes

Con respecto a la información de la mancha urbana, primeramente se accedió a datos recopilados tanto por la Comisión Estatal de Aguas como por el CONCYTEQ (CQRN), en oficinas del municipio de Querétaro o a nivel de Gobierno del estado, correspondientes a planos catastrales –y de otra índole– de la ciudad capital y su zona conurbada. Tal información se encontró almacenada bajo distintos formatos (de los programas AutoCAD© y ArcGIS©) y actualizada para fechas distintas, razón por la que se optó por elegir la más reciente, aún cuando correspondiera a un acervo de datos mucho más cuantioso.

Después de un trabajo significativo de edición, se formó la base de datos tipo Raster con la mancha urbana de la ciudad de Querétaro, a fin de utilizarla para hacer las adecuaciones del MDE y representar mejor la configuración de las áreas tributarias (Mobayed *et al.*, 2006). La **Figura 4.3** muestra una imagen del área urbana, generada originalmente para una resolución con celdas de 5.0x5.0 m; sin embargo, la integración (y edición definitiva) del MDE correspondió a una retícula de 10.0x10.0 m, a fin de reducir el número de celdas a una cuarta parte (de casi 40 millones a un total cercano a los 10 millones). Por ello, fue necesario ajustar igualmente la resolución *Raster* de la zona urbana.



4.3 Área y características del MDE actual

Como se mencionó en el subcapítulo anterior, la información fundamental del Sistema Hidro-urbano corresponde al modelo digital de elevación (MDE), siendo éste la base para hacer la caracterización de las áreas tributarias. Por tal motivo, ha sido necesaria la obtención de datos topográficos de la ciudad de Querétaro, así como de la traza de calles y avenidas que conforman la mancha urbana. Para delimitar la extensión del área de estudio, se delinearon los parteaguas de las cuencas más importantes que inciden en el lugar, habida cuenta de que, para algunas, se identificaron solamente sus puntos de control a la salida de las mismas.

En la **Figura 4.2** se observa el área de estudio tal como es desplegada por el propio sistema. Tomándose los siguientes criterios para hacer la delimitación: al norte, el control corresponde a la salida de la presa Santa Catarina (aunque, por la forma que tiene la cuenca, aguas abajo, se ha recomendado otro punto interno asociado con la salida del bordo denominado Pie de Gallo, cerca del poblado de Santa Rosa Jáuregui); al sur, se encuentra el límite de la cuenca formada aguas abajo de la presa El Batán; al oriente, se ha tomado un punto de control en la zona de La Cañada, sobre el propio cauce del río Querétaro; y al poniente se ha ubicado el sitio denominado Las Adjuntas en los límites de la entidad, aunque la frontera se ha extendido poco más hacia Guanajuato para que las cuencas propias incidentes queden comprendidas en su totalidad.

La **Tabla 4.1** da cuenta de las características principales que conforman el actual modelo digital de elevación utilizado como base del sistema hidro-urbano de la ciudad de Querétaro y sus alrededores, según el formato de encabezado de archivos binarios utilizado por el sistema de información IDRISI©.

```

file title   : SHU de Querétaro (escala 1:10000)
data type    : real
file type    : binary
columns     : 2700
rows        : 3690
ref. system  : plane
ref. units   : m
unit dist.   : 1
min. X       : 338000
max. X       : 365000
min. Y       : 2262100
max. Y       : 2299000
pos'n error  : unknown
resolution   : 10
min. value   : 1400
max. value   : 2800
Value units  : m
Value Error  : unknown

```

Tabla 4.1

Datos generales del MDE que integra el sistema hidrourbano de la ciudad de Querétaro y sus alrededores. La matriz de elevaciones está integrada por $2700 \times 3690 = 9'963,000$ celdas de información topográfica.

4.3.1 MDE final adaptado a escurrimientos urbanos

La base primordial para la configuración fisiográfica de cuencas, y la aplicación posterior de algoritmos de simulación hidrológica, corresponde al llamado modelo digital de elevación (MDE). Para que sea plenamente aplicable, es necesario que el modelo haya sido objeto de las adecuaciones necesarias para poder representar –de manera fidedigna– la red de drenaje de todas las áreas tributarias, especialmente en zonas con relieve mínimo. Tales adecuaciones no pueden hacerse completamente de manera sistemática (automatizada); más bien, ocupamos una constante validación entre topografía e hidrografía, para que las áreas más bajas coincidan con cauces de escurrimiento y las altas con el partaguas de las cuencas.

Para construir un MDE, es preciso contar con información topográfica levantada en campo (o generada mediante restitución fotogramétrica) y asociada a múltiples puntos de interés dentro del área, distribuidos con cierta homogeneidad espacial. En ocasiones la información está representada mediante líneas de igual altitud (isolíneas) pero se puede transformar a una matriz o retícula de valores altitudinales interpolados a partir de tales líneas (a la manera del Instituto Nacional de Estadística Geografía e Informática, INEGI), cuyos elementos correspondan a superficies cuadrículares de dimensión constante.

En cuanto a la ciudad de Querétaro y su zona conurbada, ha sido posible recopilar datos topográficos expresados mediante curvas de nivel espaciadas cada 10, 5 y 1 m de

altitud, almacenados en archivos de formato SHP de ArcGIS©. De hecho, las fuentes de información fueron diversas. La topografía con curvas a cada 10 m tiene cobertura para toda el área del sistema, aunque corresponde a la resolución de las cartas topográficas, escala 1:50000, del INEGI. Las curvas de nivel a cada 5 y 1 m coinciden prácticamente con las áreas urbanizadas y, al parecer, fueron generadas por la oficina de catastro del municipio de Querétaro; sin embargo, las líneas muestran un trazo errático poco realista, en parte por influencia de la mancha urbana y en parte debido al muy posible proceso (automatizado) de restitución (Mobayed *et al.*, 2006).

Después de elegir la base de datos asociada con curvas de nivel a cada 5 m (obtenidas a partir de las isolíneas topográficas del INEGI), se pasó la información del formato DXF (típico del programa AutoCAD©) a otro tipo de texto o VEC, como el usado por el sistema IDRISI©. Bajo esta estructura, fue posible determinar que había una cantidad excesiva de puntos para conformar el delineado de las curvas de nivel, razón por la que se decidió reducir su número de manera racional, esto es a un mínimo suficiente que no alterara la configuración de los trazos.

Se procedió después a efectuar un concentrado de valores de altitud al centro de todas aquellas celdas que conforman el MDE, según la incidencia de puntos asociados a las curvas de nivel. Esta actividad se hizo con celdas de 10 m primero y 20 m después, para las cuales se promediaron las alturas de todos los puntos topográficos incidentes; y luego se obtuvo un segundo valor final al centro de cada grupo formado por cuatro celdas adyacentes, a través de toda la malla del área de estudio. Después de tal reducción de puntos, se aplicaron los algoritmos de interpolación del programa SURFER© para producir la primera versión del MDE, primero con celdas de 5.0 m (lo cual requirió de un trabajo en dos partes) y después con celdas de 10.0 m. El formato GRD de salida, con números de doble precisión, fue posteriormente modificado a IMG, con números reales binarios de 4 bytes (Mobayed *et al.*, 2007).

Un detalle más fue la reducción del número de elementos que conforman el MDE al momento de eliminar áreas perimetrales de la zona urbana, asociadas con cuencas que no se suman a las superficies tributarias incidentes de la ciudad y sus alrededores (como se

observa en la **Figura 4.2**). La **Figura 4.4** muestra el resultado del MDE generado conforme al proceso descrito, con amplificación de una pequeña zona al norte de la ciudad. Ahí se pueden observar: la mancha urbana (predios), isolíneas topográficas (en blanco, según cartas del INEGI y datos de Catastro), así como un gran número de puntos cuya dirección de flujo no pudo ser identificada (en color negro).

Como ya fue explicado, en efecto, la construcción del MDE para definir el sentido de escurrimiento entre celdas requiere que existan desniveles –aunque sea mínimos– entre ellas, para revelar la dirección preponderante de su salida de flujo.

De acuerdo con la **Figura 4.4**, en la zona de estudio se tiene un número muy alto de sitios con problemas de drenaje. Es evidente que esto se debe más al resultado numérico que genera la propia interpolación de altitudes, especialmente en áreas que carecen de información topográfica (curvas de nivel), que a que se trate de verdaderos sitios sin salida. No se debe perder de vista que el objetivo planteado es aplicar diversidad de estrategias para corregir las anomalías descritas y obtener un MDE resuelto, en cuanto a direcciones de flujo, para la totalidad de sus celdas reticulares. Finalmente, se procedió conforme a los pasos siguientes:

- a) Se generó un MDE preliminar con celdas de 30x30 m para que la edición de casos anómalos tuviera un número mucho menos significativo. Con tal resolución, el número de columnas y renglones fue de 900 x 1230. Para lograr este primer nivel, se ponderaron valores al centro de cada elemento; se aplicó el método de Kriging con ayuda del programa SURFER© para interpolar altitudes y producir el modelo y se convirtió el formato resultante a otro binario (de extensión IMG), con números reales de 4 bytes.
- b) Se aplicaron los programas MDE_JDIR, en ambiente MS-Windows©, e INTERALT, en ambiente MS-DOS© (Mobayed, 2001), desarrollados en el posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UAQ y cuyas ventanas de trabajo se muestran en la **Figura 4.5**, para hacer la edición de celdas cuya dirección de flujo resultó indefinida. También se aplicó, por cierto, el programa REDRAS

(Mobayed, 2001) para reducir el número de casos anómalos mediante algunas técnicas automatizadas de interpolación. El resultado final fue un MDE con celdas de 30.0m, representativo de la superficie natural del terreno en toda la zona de la ciudad y sus alrededores.

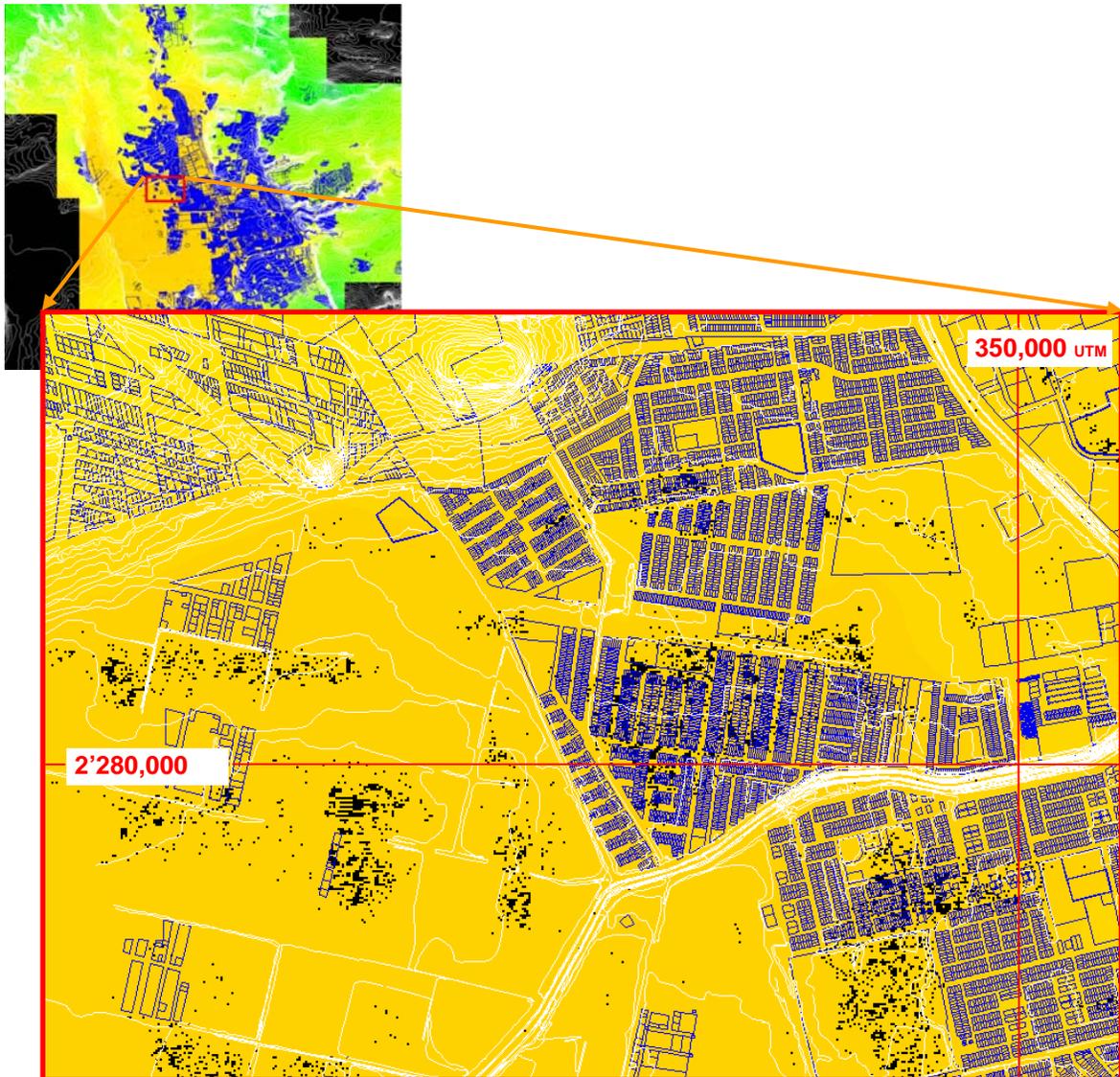


Figura 4.4 Detalle del MDE para la zona de Querétaro y sus alrededores, donde se aprecian multitud de sitios (celdas, en color negro) sin drenaje o sentido de flujo definido. Las curvas de nivel a cada metro ayudan a explicar, en parte, por qué se han producido tales indefiniciones.



Figura 4.5
Formularios básicos de los programas MDE_JDIR (cuadro arriba) e INTERALT (Mobayed, 2001), utilizados en el proceso de edición de los MDE para representar la escorrentía superficial

- c) Se desarrolló el programa denominado TRIADA para formar superficies triangulares basadas en los vértices del MDE anterior (con celdas de 30 m), a fin de interpolar valores para celdas más finas, de 10x10 m. De esta manera, tras haber asegurado la salida del flujo para todos los elementos del MDE preliminar, la interpolación con tales áreas triangulares y planas no produjo celdas anómalas, en tanto que se formaron superficies siempre inclinadas hacia alguno de sus vértices (pues lo estaban de origen, gracias al proceso de edición previo). Un listado de este programa, desarrollado para el trabajo en lenguaje VisualBasic©, versión 6.0, se muestra en el **ANEXO II** de la tesis.
- d) Ya con el MDE resuelto para celdas de 10x10 m, todas con una dirección de flujo definida, se procedió a sobreelevar aquéllas que coincidieran con el área de alguna manzana de la ciudad; esto para que el modelo final ayude a configurar, de manera más realista, las áreas tributarias de la mancha urbana. Tal como se describió en el **subcapítulo 3.1**, la sobreelevación de celdas obliga a que los escurrimientos superficiales, de origen pluvial, reconozcan hacia los arroyos que forman calles, avenidas y, mejor aún, los drenes mismos de la ciudad (ver **Figura 3.2**). Por cierto, se tomó una altura de 2.50 m para elevar las celdas coincidentes con las manzanas citadinas.

- e) Puesto que la adecuación anterior habría de generar un importante número de elementos sin salida de flujo (simplemente porque su celda adyacente más baja habría sido sobreelevada por influencia de la mancha urbana), fue necesario aplicar un post-proceso tendiente a identificar dicha salida, siempre y cuando implicara: un sitio de conexión cercano, una trayectoria obligada por el arroyo de las calles y un desnivel aceptable (dentro del rango de sobreelevación usado) entre el punto “atrapado” y la salida identificada como próxima.

Aplicando la técnica denominada “dragado” (Mobayed, 2001), pero sujeta a las restricciones que impone la configuración de las superficies urbanas, se desarrolló el programa denominado DRAGAR_CD, en lenguaje de programación VisualBasic©, versión 6.0 (**Figura 4.6**). Para ejemplificar el proceso que busca la salida de un sitio sin drenaje, limitado después de elevar su celda de salida (por corresponder a una manzana), se ha elaborado la **Figura 4.7**, con fines explicativos (Mobayed *et al.*, 2007).

El algoritmo, como se ha dicho, hace un “dragado inteligente” que evita cortar manzanas al momento de buscar salida a puntos bajos atrapados tras el realce de calles y avenidas. Se trabaja sobre la carta de “uso del suelo” con los atributos que identifican manzanas y/o banquetas (celdas no cortables, elevadas determinada altitud, entre 0.20 y 3.00 m). Para cada punto bajo, se copia una fracción de MDE a su alrededor, en el arreglo **Alt()**; se localiza salida viable (*Msal, Nsal*); y se marca ruta por celdas (más cercanas a la salida) que no sean de manzanas, haciendo **Alt(m,n)<0**, inhibiendo riesgo de “retorno” y guardando avance en el arreglo **Dij()**.

Sólo cuando se alcanza la salida y no ocurre un corte grande, se aplica trabajo de dragado al corregir altitudes y dirección de flujo en función del recorrido real definido y el desnivel global. La corrección se aplica directamente a los archivos base (MDE y direcciones de flujo –de nombre JDIREC.BIN– generado antes con el programa MDE_JDIR).

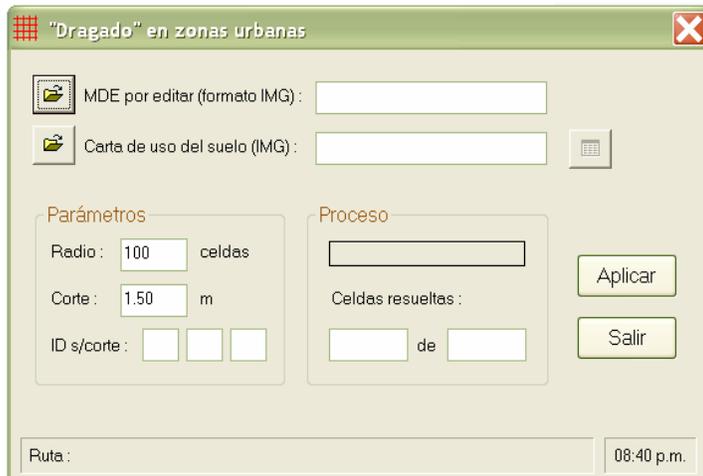


Figura 4.6

Formulario básico del programa DRAGAR_CD, para resolver el problema de puntos sin drenaje, forzados al sobreelevar celdas asociadas a manzanas del área urbana. Cuenta con un algoritmo que identifica ruta mínima de salida para cada celda (por calles y avenidas) y otro que corrige la pendiente (dragado) para formar el gradiente requerido.

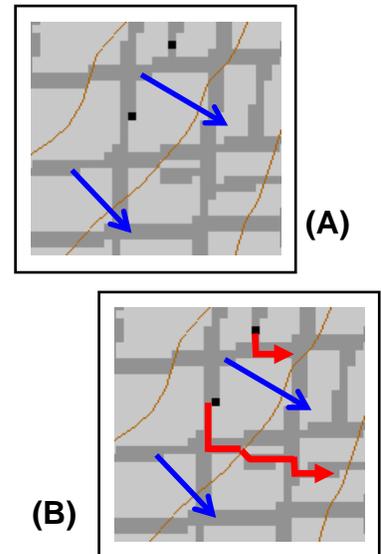


Figura 4.7 Detalle de la carta de uso del suelo, donde se ubica una de las cajas hidrométricas (dren Peñueles) (Mobayed *et al.*, 2006) . Después de realzar manzanas, se generan sitios sin salida de flujo (celdas en color negro). En el detalle (A) del recuadro, se aprecia el sentido natural del flujo superficial, de acuerdo con las curvas topográficas, y dos lugares cuyo drenaje ha sido interrumpido. El detalle (B) muestra las rutas mínimas de salida, según traza de calles, identificadas y resueltas topográficamente con ayuda del programa descrito.

En el caso de la ciudad de Querétaro, es interesante comentar que se marcaron también áreas verdes en la carta de uso de suelo, y se optó luego por subirlas 0.25 m. Tras la corrida quedaron sin drenar más de 12000 celdas, aunque fueron reducidas a 3960 por medio de los algoritmos de dragado selectivo que aplica el programa DRAGAR_CD. En tal proceso, como se ha dicho, se evita “cortar” áreas elevadas pero se busca salir reiteradamente y evitar regreso por camino ya

avanzado, “alrededor de las manzanas” citadinas. Por cierto que se reiteró la corrida del programa de manera consecutiva, para aprovechar rutas encontradas por otros cortes, incrementando siempre un poco –pero sin exceder de 2.00 m– la altura de desnivel permisible. De esta manera, se logró reducir el número de celdas anómalas a menos de 1000, tras aplicar el proceso una docena de veces. Las restantes se resolvieron “a mano” con ayuda del programa INTERALT, respetando siempre la traza urbana, salvo el caso de unas cuantas que no parecieron tener alguna salida razonable (alrededor de 10 puntos).

- f) De manera paralela a la sobreelevación de manzanas, se efectuó el marcado de colectores y drenes principales, cuya ubicación en planta fue proporcionada por la Comisión Estatal de Aguas (CEA). A falta de información de rasantes (niveles de fondo o plantilla), el marcado se hizo conforme a la pendiente natural del terreno y según el sentido principal de cada dren, suponiendo una profundidad mínima de corte igual a 1.50 m. El proceso se aplicó de manera automatizada con ayuda del programa específico MARCDREN (Mobayed *et al.*, 2007), aunque esto no impidió comprobar que las celdas cercanas se conectaran a la red de drenaje y que la configuración del MDE representara realmente la interconexión de los canales y colectores pluviales. En todos los casos, se hizo una revisión de direcciones de flujo (con MDE_JDIR) y una edición de altitudes para asegurar la empatía entre topografía e hidrografía (como siempre, con INTERALT).

4.3.2 Base de datos binarios del sistema

Los documentos de información generados mediante los procesos de adecuación y ordenamiento de elementos del MDE, según fue descrito con anterioridad, constituyen la base del sistema hidro–urbano de la ciudad de Querétaro y sus alrededores. Es por tanto indispensable que tales documentos estén siempre presentes –digamos en la *carpeta de trabajo* de la computadora– para poder efectuar el estudio de cualquier cuenca, ya sea para la obtención de sus parámetros físicos o la discretización de su área en unidades de escurrimiento o microcuencas.

La **Tabla 4.2** da cuenta de los documentos que integran el sistema hidro-urbano de la ciudad de Querétaro (*SHUqro*). Según puede verse, los documentos 2 a 5 permanecen sin alteración mientras el modelo digital de elevación no sea modificado en forma alguna. Los archivos 6, 7 y 10, útiles para la caracterización de microcuencas y cauces, se modifican cada vez que se proponga un nuevo valor de superficie mínima para el escalamiento de áreas tributarias.

Tabla 4.2 Documentos base que integran el sistema Hidro-Urbano de Querétaro

N°	Archivo		Tamaño (bytes)	Descripción (contenido)
	Nombre	Ext.		
1	Cqr-mde8	.img	39'804,800	Modelo digital de elevación, en formato binario de números reales (4 bytes). Es el mosaico urbano de la Figura 4.2 , editado conforme a la traza urbana y los drenes principales. La imagen es de 2700 columnas y 3690 renglones, y las celdas tienen 10 m por lado (100 m ²).
2	Cqr-mde8	.doc	518	Archivo de datos generales (Tabla 4.1) utilizado por el programa IDRISI para visualizar el <i>MDE</i>
3	Jdirec	.bin	19'926,000	Matriz que guarda identificador del sentido de flujo por celda (<i>Jdir</i>) respecto a sus adyacentes.
4	Norden	.bin	39'804,800	Matriz que guarda <i>número de orden</i> por celda, en la posición que le corresponde en la malla.
5	Nareas	.bin	39'804,800	Matriz que guarda <i>número de áreas</i> drenadas por celda, según su posición dentro de la malla.
6	Ordcelf	.bin	113'042,752	Documento con información de celdas ordenadas: su dirección, punto de salida, área que drena (celdas) y microcuenca a la que pertenece.
7	Ordmicf	.bin	171,912	Documento con información por microcuencas, ordenadas conforme al sentido del flujo. Se incluye la de área incipiente igual a 2000 celdas.
8	Cqr-usos	.img	19'926,000	Carta de uso del suelo, generada a partir del mapa base de la Figura 4.3 . Su matriz coincide con el MDE, en cuanto a coordenadas y tamaño de celda.
9	Cqr-usos	.doc	507	Archivo con datos generales del mapa previo. Contiene también descripción de atributos.
10	Qro-vect	.bin	90'809,464	Archivo con información de líneas auxiliares, como: curvas topográficas (cada 5 m), cuerpos de agua, drenes y colectores principales. Incluye también puntos de apoyo: bancos de nivel topográfico y pozos de visita del sistema de alcantarillado (ver detalles en subcapítulo 4.4). El documento incluye además poligonales de las áreas tributarias (parteaguas), cauces asociados y recorrido superficial más largo de cada una.

Además de los documentos referidos, el sistema puede incluir cartas temáticas digitalizadas, junto con su archivo de datos generales. En el caso de la ciudad de Querétaro, se ha integrado la carta sobre uso del suelo según fue generada para formar parte del sistema (**Figura 4.3**). Se integró también un archivo, en formato binario, que contiene información de “objetos”, esto es de: curvas topográficas, cuerpos de agua (bordos), drenes y colectores, límite de áreas tributarias (parteaguas) y cauces asociados, caminos y vías principales; así como algunos puntos de interés. La utilidad de esta información es con fines ilustrativos (ubicación, despliegue).

La resolución de los mapas corresponde a celdas de 10 m por lado y su información comprende el municipio de Querétaro y sus alrededores. Como se advierte, la resolución de la malla reticular coincide con la del MDE a efecto de su integración y plena empatía con el sistema hidro-urbano.

Una vez que el sistema ha quedado integrado es factible establecer procesos de consulta y análisis para cualquier cuenca ubicada en el área de los modelos digitales de elevación y demás cartas temáticas. En esencia, el estudio de una cuenca urbana de captación ocupa tres procesos fundamentales:

- a) Delimitación del área, que comprende la definición del parteaguas general y los límites de subcuencas o microcuencas, además del trazo de la red de drenaje (cauce principal, afluentes principales y secundarios, y puntos de confluencia)
- b) Obtención de características físicas, referente a los datos de: área general y por microcuencas (áreas tributarias); longitud y desnivel de todos los tramos de cauce (pendientes); longitud y desnivel del recorrido superficial más largo en cada microcuenca; orden de corrientes y relaciones de Horton asociadas.
- c) Determinación de atributos físicos e hidrológicos complementarios, con base en mapas temáticos digitalizados: uso de suelo y cobertura vegetal, tipo de suelo (en caso de contar con el dato), así como algún otro parámetro evaluado con apoyo en tal información (por ejemplo, el número de escurrimiento).

De manera ilustrativa, se ha generado un ejemplo con el río Querétaro, en el tramo que atraviesa la ciudad, con ayuda de las herramientas de cómputo habilitadas en la plataforma de trabajo **RHiD**, según se describe más adelante. Para dar de alta el proyecto, basta con indicar los puntos de control de la cuenca, en este caso a la salida (cruce con la carretera federal N°57) y entrada (La Cañada) del cauce por la zona urbana (ver **Figura 4.8**). Después se aplica una discretización o escalado de la superficie en microcuencas o áreas tributarias, conforme a determinado criterio de área mínima (500 celdas, equivalentes a 5 hectáreas o 0.05 km^2), en la cual se aprovechan los resultados del ordenamiento aplicado a todos los elementos del sistema hidro-urbano (archivos binarios de la base de datos).

En la **Figura 4.8**, se observa también parte de los objetos agregados al sistema (traza de drenes y colectores, vialidades importantes, además de los escurrimientos superficiales y parteaguas de las áreas tributarias). De acuerdo con la definición de superficies y escalamiento respectivo, la cuenca cubre una extensión de 3825.6 Ha y está integrada por 610 microcuencas. El orden de corriente mayor, según el criterio de Horton, es 4; y la longitud media de recorrido del flujo, igual a 167.7 m.

Toda la consulta a la base de datos así como el análisis de cuencas urbanas y aplicación de los modelos hidrológicos desarrollados, como se ha dicho, se efectúa con ayuda de la plataforma de trabajo denominada **RHiD** (Mobayed *et al.* 2006 y 2007), donde se han integrado diversidad de herramientas computacionales desde hace varios años, como parte de las actividades de investigación y docencia en el posgrado de Hidráulica de la Universidad Autónoma de Querétaro. Una breve descripción de esta plataforma, dentro de la cual se ha integrado precisamente el módulo para simulación del efecto de inundación en áreas urbanas, se presenta en el **ANEXO I** de esta tesis.

4.4 Estudio de caso. Cuenca del dren Norte

Durante los eventos pluviales extremos registrados a principios del mes de septiembre del año 2003, la ciudad de Querétaro padeció un severo problema de inundaciones en la mayor parte de su área urbana. Los hechos dieron lugar a la aplicación inmediata de programas de emergencia y a la puesta en marcha de las acciones prioritarias identificadas en el plan maestro pluvial para la ciudad, en ese momento en su fase terminal de desarrollo e integración a los programas de la Comisión Estatal de Aguas.

Una de las zonas donde se manifestó de manera notable el efecto adverso de las inundaciones fue la más próxima al llamado dren Norte, importante obra que intercepta los escurrimientos pluviales que transitan de norte a sur, con el fin de conducirlos en dirección oriente-poniente y evitar que reconozcan y se acumulen en la zona central del valle, justo donde corre el río Querétaro (que cruza la zona urbana en sentido más o menos paralelo al dren). De esta manera, el dren Norte desaloja las aguas llovedizas hacia el arroyo El Arenal, antes de su confluencia con el propio río en el extremo poniente de la mancha urbana. De origen, la obra evitaba la concentración de escurrimientos en la zona centro, al trasladarlos fuera de las áreas habitacionales; sin embargo, el crecimiento de la ciudad tuvo lugar en las partes bajas y cercanas a los drenes, donde antes los volúmenes pluviales excedentes no causaban mayores problemas de inundación.

En esa fecha (2003), la ciudad de Querétaro no contaba con suficiente instrumentación climatológica, en particular que permitiera el registro de los llamados hietogramas de precipitación, salvo por el caso de las mediciones pluviográficas tomadas en la estación Observatorio (del Servicio Meteorológico Nacional) y en cuatro estaciones automatizadas que, desde entonces, opera la Secretaría de Desarrollo Sustentable del estado (SEDESU). Debido a la notoriedad del evento meteorológico, además, el área de Protección Civil, junto con otras autoridades estatales y municipales, tuvo a bien efectuar un levantamiento visual de las áreas de inundación dentro de la ciudad y sus alrededores, pocas horas después de ocurrida la tormenta de los días 5 y 6 de septiembre del año 2003.

La magnitud de la precipitación referida, junto con los registros pluviométricos disponibles y el levantamiento aproximado de las áreas inundadas, constituyen elementos de gran valor para probar la bondad del esquema de simulación propuesto y poner a prueba la confiabilidad de la base de datos fisiográficos integrada para formar el sistema hidro-urbano de la ciudad de Querétaro (en particular, su MDE adaptado para representar los escurrimientos superficiales con influencia de la mancha urbana y los drenes pluviales, naturalmente además de la propia topografía).

4.4.1 Información utilizada en el estudio de caso

Se tuvo acceso, como se dijo, a los registros de las estaciones pluviométricas automatizadas de SEDESU, correspondientes al mes de septiembre del año 2003. De acuerdo con tal información, los equipos que registraron la tormenta mayor, desde las 19:00 horas del día 5 hasta las 7:00 horas del día siguiente, correspondieron a las estaciones: Centro, Estadio, Galerías y Tláloc, con un pulso máximo de 38 mm entre las 20:00 y 21:00 horas, similar en casi todas ellas (salvo en la última). Por el área de influencia y dado que no se observaron fluctuaciones notables entre registros, se eligió el correspondiente a la estación Centro, cuyo hietograma de precipitación –para pulsos de 60 minutos– se muestra en la **Figura 4.9**.

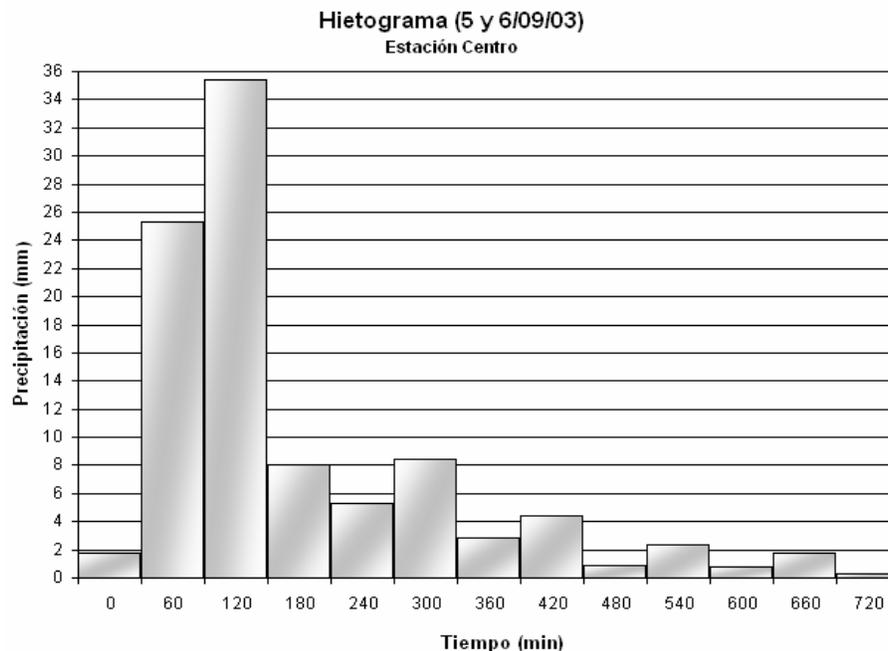


Figura 4.9 Hietograma de tormenta de los días 5 y 6/09/2003. Estación Centro, Querétaro (SEDESU)

Para la información fisiográfica de la cuenca, se utilizó desde luego la base de datos del sistema hidro-urbano de Querétaro a través del acceso que brinda la plataforma de trabajo **RHiD** (ver subcapítulo anterior). Para dar de alta el proyecto, se ubicaron dos puntos de control obligados, en este caso: la salida del área (poco antes de la confluencia del dren Norte con el arroyo El Arenal) y un punto de entrada aguas abajo del bordo Benito Juárez. La ubicación de este último control obedece al hecho de que la obra mencionada ofreció una importante capacidad de regulación durante la ocurrencia del evento meteorológico y, aunque se sabe que hubo cierto vertido por su estructura de excedencias, la magnitud del mismo no fue de importancia, amén de que no se tuvo la posibilidad de acceder a los registros hidrométricos correspondientes.

Una vez indicados los puntos de control, se efectuó un escalado de las áreas tributarias o microcuencas para un criterio de área mínima igual a 500 celdas reticulares (5 hectáreas), según experiencias exitosas previas que se han tenido con tal resolución en zonas urbanas (Aranda, 2002). La cuenca de estudio para el dren Norte, con una superficie total de 20.78 km² (que excluye la cuenca propia del bordo Benito Juárez), se muestra con detalle en la **Figura 4.10**. En la figura también se han agregado las manchas de inundación obtenidas, de manera aproximada, mediante el levantamiento visual que se hizo después de la tormenta ocurrida los días 5 y 6 de septiembre del 2003, según fue explicado con anterioridad (información proporcionada de manera económica por personal de Protección Civil y presentada también en reportes de supervisión al proyecto del Plan Maestro Pluvial para la ciudad de Querétaro y su zona conurbada).

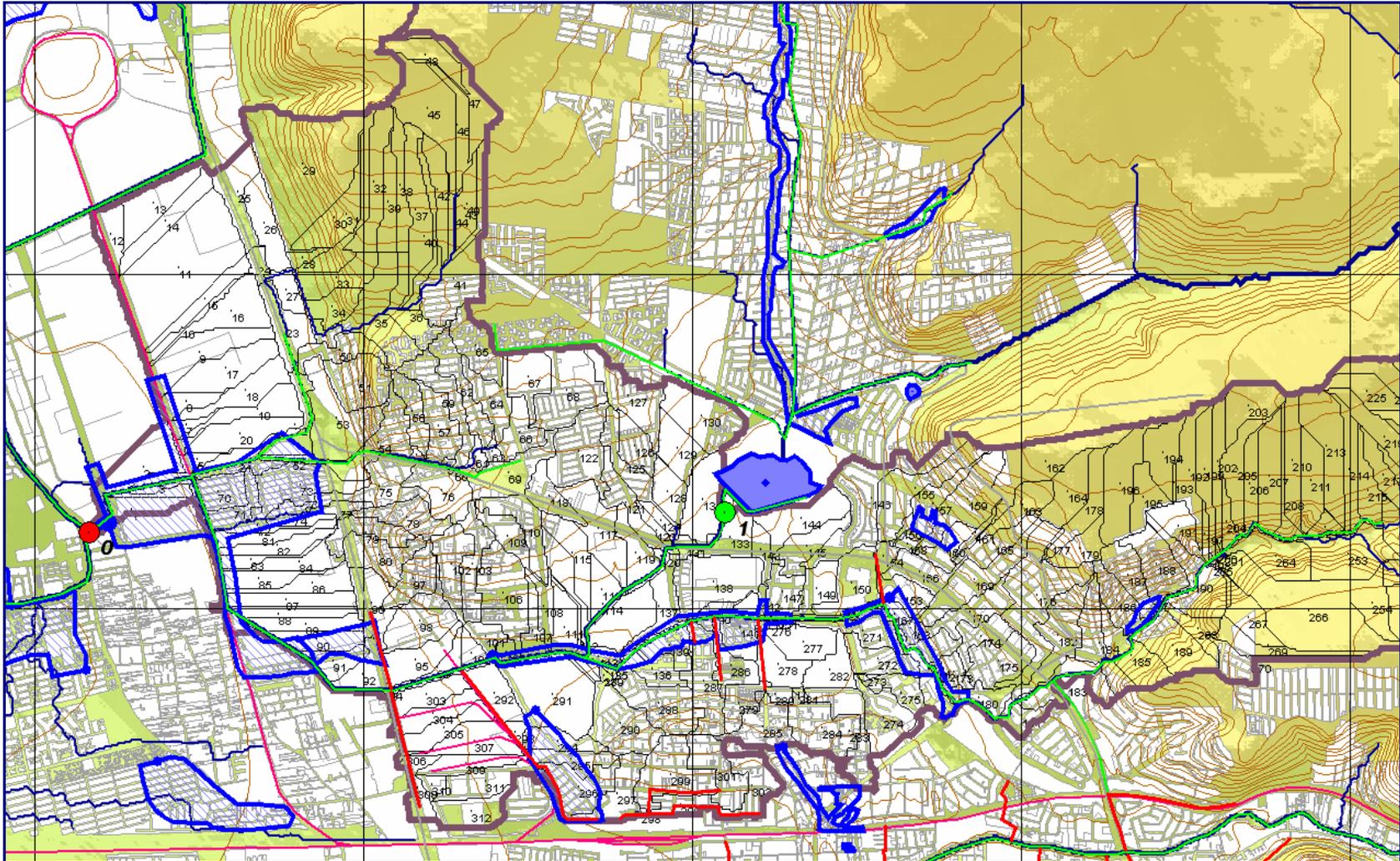


Figura 4.10 Cuenca urbana del dren Norte, de 20.8 km² (sin incluir la cuenca del bordo B. Juárez), configurada con el programa **RH2D** y el sistema de datos de la ciudad de Querétaro. Se incluyen las manchas de inundación observadas después de los eventos de tormenta extraordinarios que tuvieron lugar los días 5 y 6 de septiembre del año 2003 y que afectaron buena parte del área urbana.

4.4.2 Análisis de parámetros del modelo de simulación

El modelo hidrológico distribuido para simular la escorrentía urbana, según fue descrito en el **capítulo 3**, se basa en los algoritmos del programa HIDRAS (Mobayed, 2001), cuyas hipótesis fundamentales han sido explicadas con anterioridad. Una de las hipótesis afirma que el modelo tiene capacidad de simular el escurrimiento superficial de una cuenca, con sustento físico aceptable, mediante un número mínimo de parámetros: tres generales, de naturaleza física (valor mínimo y máximo de celdas acumuladas para distribuir la humedad precedente; fracción del tiempo medio de retardo; y fracción de anchura media de cada celda geomorfológica): y un solo parámetro distribuido que se asigna con base en información temática de las cartas de uso del suelo y edafología (el número de escurrimiento, necesario para aplicar el método de la SCS).

En realidad, las características físicas de cauces y recorridos superficiales –para conocer tiempos de retardo, parámetros de celeridad y difusión por cauce, o para tener una distribución de la humedad precedente– se determinan con ayuda del propio MDE y, más que parámetros, se consideran datos fisiográficos propios de la cuenca. Como fue explicado, el modelo admite datos de precipitación distribuidos de cualquier manera (polígonos de Thiessen, isoyetas, imágenes de radar meteorológico) en tanto que se obtienen hietogramas ponderados por cada celda geomorfológica con base en la superposición de áreas incidentes.

De acuerdo con lo anterior, se acepta que las variables fisiográficas (áreas tributarias, longitud y pendiente de cauces) son, en el mejor de los casos, valores confiables obtenidos directamente del MDE (o cuya confiabilidad compete a la calidad de la información topográfica, y no a las características del modelo de simulación). El valor de los coeficientes de celeridad y difusión, si bien se obtienen mediante ecuaciones de ajuste que los relacionan con el comportamiento dinámico del flujo transitorio 1D en canales prismáticos de pendiente constante (Ortiz, 2000), se admite que su variabilidad no depende de más parámetros que las características de cada cauce (longitud, anchura y pendiente media) y el gasto acumulado a la entrada de la celda geomorfológica.

El tiempo de retardo del hidrograma propio, a nivel de cada microcuenca, es también función de la longitud y pendiente del recorrido superficial más largo y, en el caso del método de la curva de escurrimiento, del llamado coeficiente o número de curva CN (SCS, 1972). Este parámetro tiene influencia en la regulación local del hidrograma incipiente y la medida de su variación queda sujeta únicamente, por congruencia con el modelo usado para generar tal hidrograma, al valor que se asigne al coeficiente CN . Aunque la variable puede ser modificada por un parámetro de ajuste (Mobayed, 2001), se van a emplear solamente los valores que resulten con las fórmulas de la SCS (1972).

Otra variable que tiene influencia decisiva en la magnitud de gastos máximos y volúmenes de escurrimiento es la llamada humedad precedente. Aunque el método de la curva CN establece un criterio para ajustar los coeficientes según las condiciones previas de humedad, no propone la manera de hacer una distribución espacial de la misma. Sin embargo, con la ventaja de tener un ordenamiento y clasificación de las celdas reticulares que forman el MDE –con base en las direcciones preferenciales del flujo– es posible definir una distribución de elementos por cuanto hace al número de celdas superiores (topográficamente) cuyo escurrimiento puede recibir. Bastaría, en tal caso, definir el número mínimo de celdas drenadas, N_{dI} , para decir que en cierto punto las condiciones de humedad son secas, y el máximo, N_{dIII} , para indicar que el escurrimiento mantiene la humedad del suelo en lugares que reciben igual o mayor número de elementos.

Un parámetro adicional, objeto de análisis en esta investigación es la anchura de influencia de las áreas inundables, expresada como una función del ancho medio de cada celda geomorfológica. Ante la dificultad topográfica de saber cuál es el valor preciso de esta variable (decisiva en la estimación de los coeficientes de celeridad y difusión), se admite como dato el ancho medio referido, a nivel de cada microcuenca, y un factor global de corrección, K_B .

Se esperaría que el criterio de escalado (tamaño de las celdas geomorfológicas), pudiera ser determinante en el comportamiento de la simulación hidrológica. Por tal razón, el área mínima o incipiente, A_{min} , se convierte en otro parámetro general que puede influir

en el proceso de modelación (ver **capítulo 3**). Sin embargo, se aceptan de antemano las conclusiones a las que se ha llegado en trabajos previos (Mobayed, 2001 y Aranda, 2002) en el sentido de que el escalamiento de áreas, mientras sea fisiográfico (por unidades de escurrimiento, como se explicó en la metodología), reduce de manera significativa las fluctuaciones en el resultado de los hidrogramas a la salida de las cuencas (con áreas incipientes que varíen entre 0.4 y 1.5 km², en el caso de cuencas naturales; y entre 0.05 y 0.3 km² si se trata de zonas urbanas).

En resumen, el análisis de sensibilidad se centra en los parámetros concentrados descritos: Nd_I , Nd_{III} (para la humedad precedente) y K_B (para la anchura de influencia de la inundación por microcuenca), así como en el parámetro distribuido de los números de escurrimiento, CN . Se incluye también el criterio de área mínima, A_{min} , para generar distintas configuraciones del escalado fisiográfico (tamaño de unidades de escurrimiento). La tabla siguiente presenta estos parámetros junto con el rango de variación en el que pueden fluctuar. Para los dos primeros, se tomaron en cuenta las experiencias tenidas en la aplicación del modelo HIDRAS en zonas urbanas (Aranda, 2002); y, para el número de escurrimiento, los valores característicos de esta metodología (SCS, 1972). En cuanto al parámetro K_B , se ha elegido el rango $0.30 \leq K_B \leq 0.60$ sólo por fijar un criterio de análisis (aunque tomando en cuenta, como se explica más adelante, que la anchura resultante sea la de 4 a 8 arroyos de calle de la ciudad, esto es un valor que varíe entre 80 y 160 m). Con respecto al escalado, finalmente, se tomaron áreas incipientes de 500 y 1000 celdas

Para hacer las pruebas de sensibilidad de parámetros, se efectuaron ocho corridas o simulaciones con el modelo hidrológico, correspondientes a la combinación de dos condiciones de humedad (mayor con 5 y 10, y menor con 10 y 20), dos fracciones de anchura K_B y dos criterios de escalamiento (A_{min} de 500 y 1000) (**Tabla 4.3**). Con respecto a la precipitación, las evaluaciones se limitaron al empleo del hietograma registrado durante los eventos extremos antes referidos, en septiembre del 2003, y con una distribución uniforme en toda la superficie de la cuenca urbana del dren Norte.

Tabla 4.3 Rango de variación de parámetros del modelo hidrológico distribuido

Variable	Descripción	Mínimo	Máximo	Comentarios
Nd_I *	Celdas drenadas máximas para condición precedente seca	5	10	Valores probados en cuenca urbana instrumentada de la ciudad de Querétaro (Aranda, 2002)
Nd_{III} *	Celdas drenadas mínimas para condición precedente húmeda	10	20	
K_B	Fracción de anchura media de la celda geomorfológica	0.30	0.60	Rango para definir anchuras aceptables de inundación en zona urbana
CN	– Terreno baldío, sin urbanizar	70		Valores característicos en el método de la curva de escurrimiento (SCS, 1972)
	– Mancha urbana (predios)	84		
	– Vialidades, áreas tratadas	87		
	– Áreas verdes, jardines	65		
A_{min}	Área incipiente de drenaje	500	1000	Rango de 0.05 a 0.10 km ²

* Un valor más grande implica menor humedad precedente

Para cada juego de valores de CN , además, se hizo un cálculo de hidrogramas para una precipitación menor (se eligió, de manera preliminar, una de 30 mm en 2 horas), esto con el fin de establecer secciones hidráulicas máximas o límite, antes de que sean rebasadas por un evento mayor, capaz de producir problemas de inundación (ver detalles en la metodología del **capítulo 3**).

Los resultados de las corridas, de acuerdo con las evaluaciones realizadas, ocuparon –cada una– un tiempo no mayor de un minuto (en una computadora personal equipada con procesador Pentium 4 de Intel® o similar, y 1 Gb de memoria RAM). Lo anterior se destaca para apreciar la capacidad del modelo al momento de hacer una evaluación aproximada del riesgo de inundación, en un tiempo de respuesta suficientemente rápido (y mucho menor al de un modelo bidimensional basado en las ecuaciones de Saint Venant), aún en zonas urbanas. La **Tabla 4.4** presenta los valores de gasto máximo, volumen y coeficiente de escorrentía obtenidos con las diferentes combinaciones propuestas de parámetros, tanto concentrados como distribuidos.

Tabla 4.4 Gastos máximos, volúmenes de escurrimiento y coeficientes C para el evento pluvial registrado en septiembre del 2003. Cuenca del dren Norte, Querétaro

Escala	Humedad \ Anchura	Mayor ($K_B = 0.60$)	Menor ($K_B = 0.30$)
500	Menor ($Nd = 10$ y 20)	$Q_{max} = 21.302 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{Total} = 740.25 \times 10^3 \text{ m}^3$ $C = 0.3649$	$Q_{max} = 22.227 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{Total} = 740.25 \times 10^3 \text{ m}^3$ $C = 0.3649$
	Mayor ($Nd = 5$ y 10)	$Q_{max} = 22.230 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{Total} = 769.31 \times 10^3 \text{ m}^3$ $C = 0.3792$	$Q_{max} = 24.252 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{Total} = 769.31 \times 10^3 \text{ m}^3$ $C = 0.3792$
1000	Menor ($Nd = 10$ y 20)	$Q_{max} = 20.284 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{Total} = 721.42 \times 10^3 \text{ m}^3$ $C = 0.3556$	$Q_{max} = 22.282 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{Total} = 721.42 \times 10^3 \text{ m}^3$ $C = 0.3556$
	Mayor ($Nd = 5$ y 10)	$Q_{max} = 24.131 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{Total} = 844.84 \times 10^3 \text{ m}^3$ $C = 0.4165$	$Q_{max} = 26.863 \text{ m}^3/\text{s}$ $V_{Total} = 844.84 \times 10^3 \text{ m}^3$ $C = 0.4165$

Como se dijo en principio, el tamaño de las celdas geomorfológicas no tuvo mayor influencia en la magnitud de los caudales, aunque se observó cierta discrepancia en los volúmenes de escurrimiento al modificar los parámetros de humedad precedente. Según fue explicado, la acumulación de celdas se emplea como criterio de corrección y al tomar microcuencas grandes, que agrupan más elementos reticulares, se puede esperar un incremento en el valor ponderado del número de curva CN y, por ende, en el volumen de escorrentía. Por otro lado, el cambio de humedad precedente significó un incremento de 10 a 20%, según el escalado de áreas, por la razón antes señalada (cantidad de elementos que se agrupan para definir el número de curva).

La modificación en la anchura media de las celdas geomorfológicas, como criterio para establecer el área de influencia de las zonas inundables, mostró el efecto esperado en todos los casos: el gasto máximo tuvo una regulación mayor, del orden de 10%, cuando se efectuaron simulaciones con el valor más grande del factor K_B . No se habría esperado una diferencia mayor por el hecho de que las calles y avenidas, dadas sus

dimensiones limitadas, no podrían ejercer una regulación tan significativa, por ejemplo, como un vaso de almacenamiento o un cárcamo de bombeo.

Al no contarse con un registro de hidrogramas asociados al evento estudiado, u otro de características similares, resulta difícil establecer una pauta para seleccionar el juego de parámetros más adecuado. En este caso, se ha tomado en cuenta: el nivel de resolución o dimensiones de las áreas tributarias (mejor 500 que 1000 para el área incipiente); una humedad precedente mayor, dado el efecto de impermeabilización que se observa en las superficies urbanas; y un factor más pequeño para corregir la anchura media de las celdas geomorfológicas (mejor 0.3 que 0.6), esto porque determina un gasto menos regulado y porque la magnitud obtenida –de 24 m³/s– es similar a la que estimó el personal técnico de varias dependencias, con fines de evaluación, cuando ocurrieron estas precipitaciones máximas (Quintanilla, 2006).

Finalmente, la magnitud y variación espacial de los parámetros distribuidos corresponde, como se dijo, a las características del MDE y configuración de atributos de las cartas temáticas (uso del suelo, principalmente). La asignación de coeficientes de escorrentía o determinación de variables físicas asociadas a los cauces (celeridad, difusión, tiempo de recorrido, etc.) se hace en función de tales atributos físicos aunque su posible ajuste, de haberlo, se aplica con base en los parámetros generales arriba descritos.

La **Figura 4.11**, por ejemplo, muestra la distribución del número de celdas que recibe cada elemento del MDE. El color claro corresponde a partes elevadas o parteaguas y el oscuro –cada vez más, en tanto se acumulan más celdas– coincide con los arroyos de calles, drenes y colectores. Tal carta, en efecto, ayuda a definir la distribución de zonas más susceptibles a tener una humedad mayor; pero el criterio general del rango $Nd_I - Nd_{III}$ antes descrito, es el que realmente permite acotar las zonas seca, normal o húmeda que se ocupan en el método para calcular el escurrimiento incipiente (SCS, 1972).

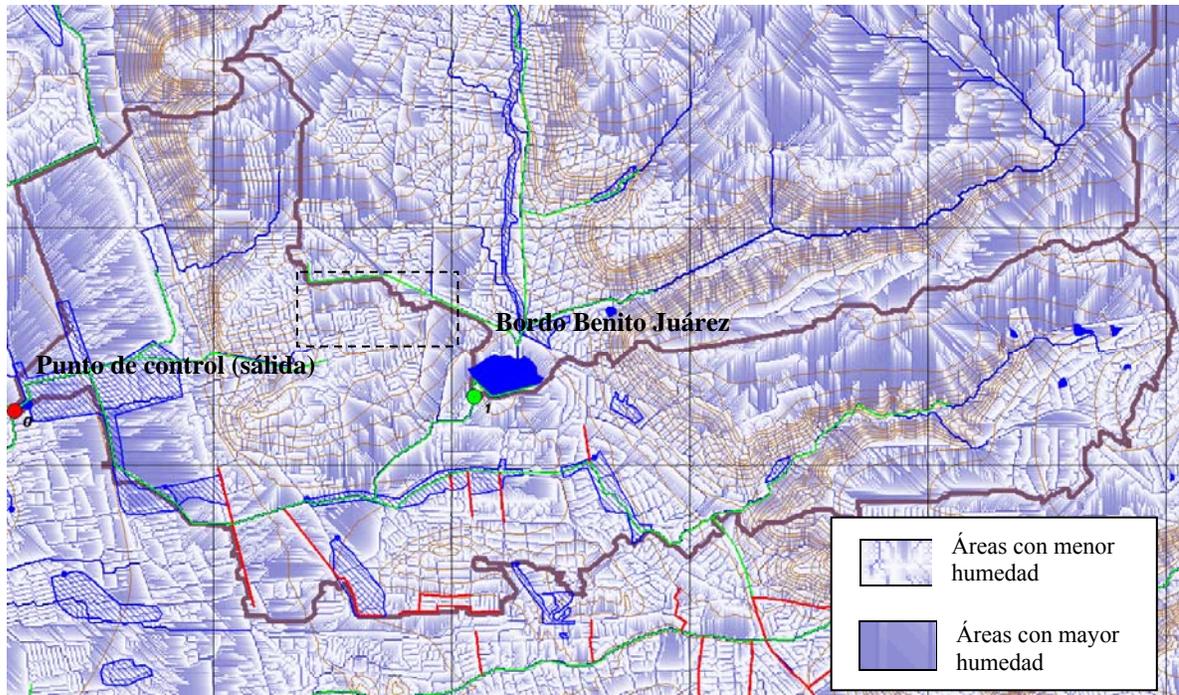


Figura 4.11 Distribución del número de celdas que recibe cada elemento del MDE. El color claro corresponde a partes elevadas o parteaguas y el oscuro –cada vez más, en tanto se acumulan más celdas– coincide con los arroyos de calles, drenes y colectores.

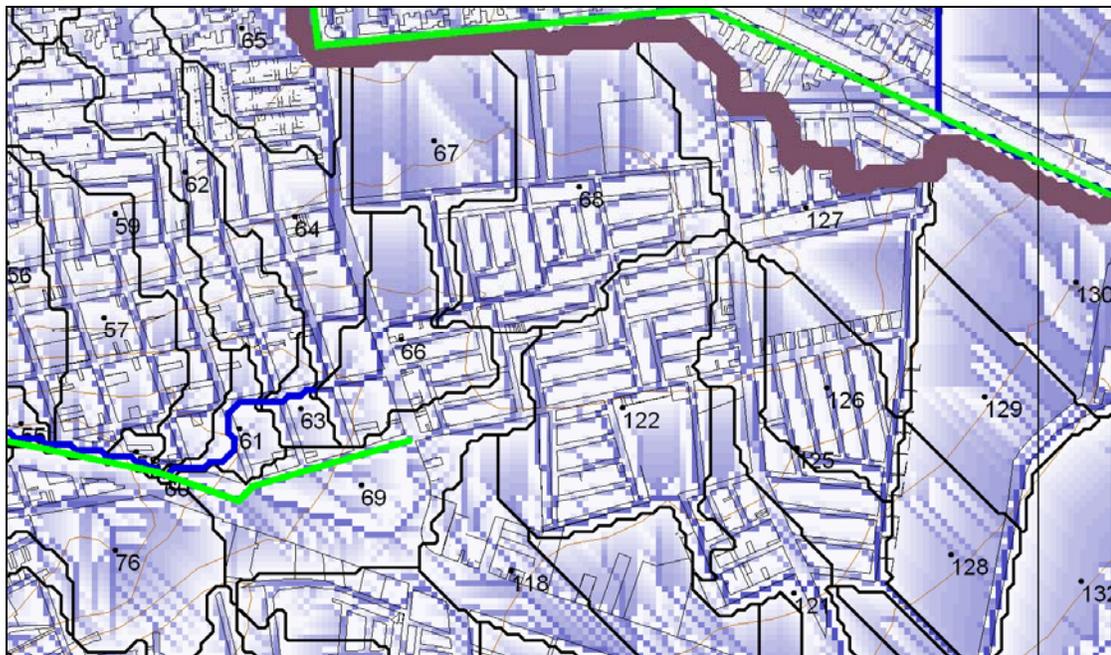


Figura 4.11a Detalle de la distribución del número de celdas que recibe cada elemento del MDE. El color claro corresponde a partes elevadas o parteaguas y el oscuro coincide con los arroyos de calles, drenes y colectores.

De manera similar, las **Figuras 4.12** y **4.13** presentan la distribución de los coeficientes de celeridad y difusión, según las áreas tributarias definidas para el escalamiento menor ($A_{min} = 500$). Su magnitud depende de la longitud y pendiente de los cauces, pero también del gasto máximo acumulado aguas arriba, cuya magnitud se determina en función de los hidrogramas incipientes, su tránsito por los cauces y, desde luego, los parámetros asociados al escurrimiento (número de curva) y a la propia humedad antecedente. En general se observa la influencia que tiene la pendiente topográfica en el comportamiento espacial de estos coeficientes: celeridad más grande en zonas de mayor pendiente y coeficiente de difusión mayor en lugares donde ocurre atenuación de los hidrogramas (efecto aproximado de regulación).

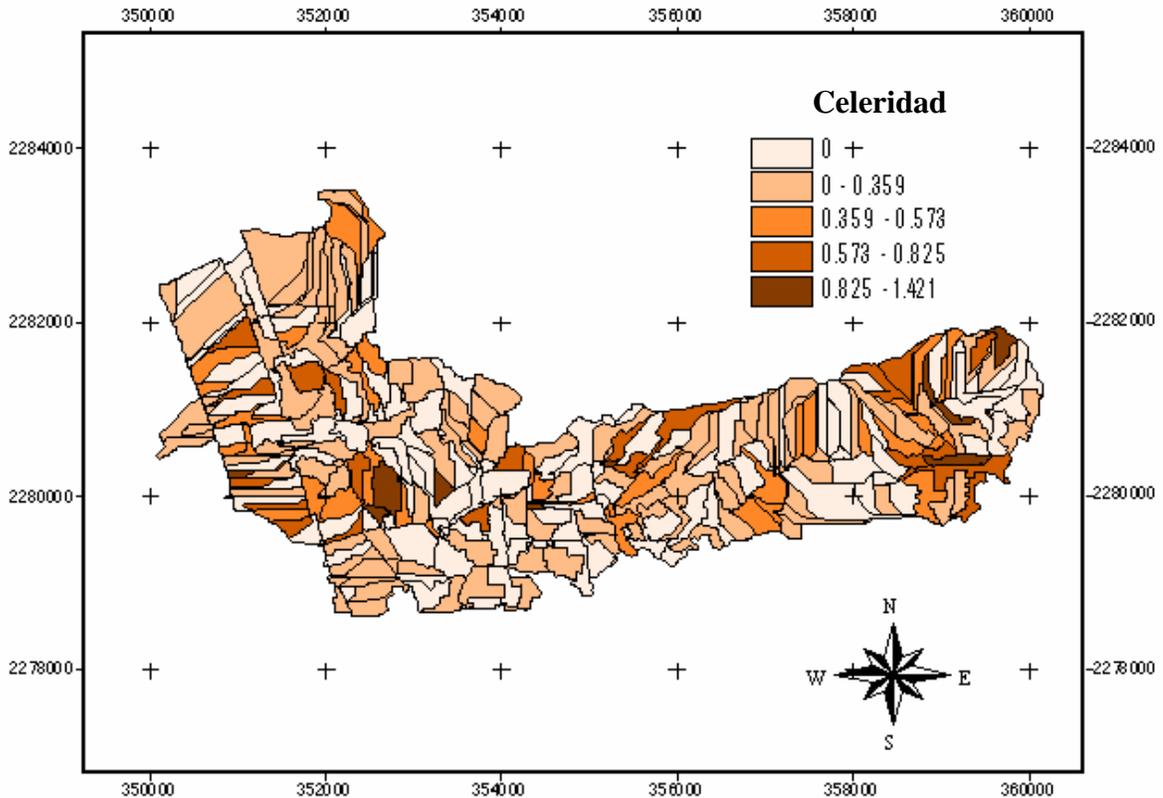


Figura 4.12 Distribución del coeficiente de celeridad. Por la influencia que tiene la pendiente topográfica en el comportamiento espacial de éste coeficiente se tienen valores más grandes en zonas de mayor pendiente,

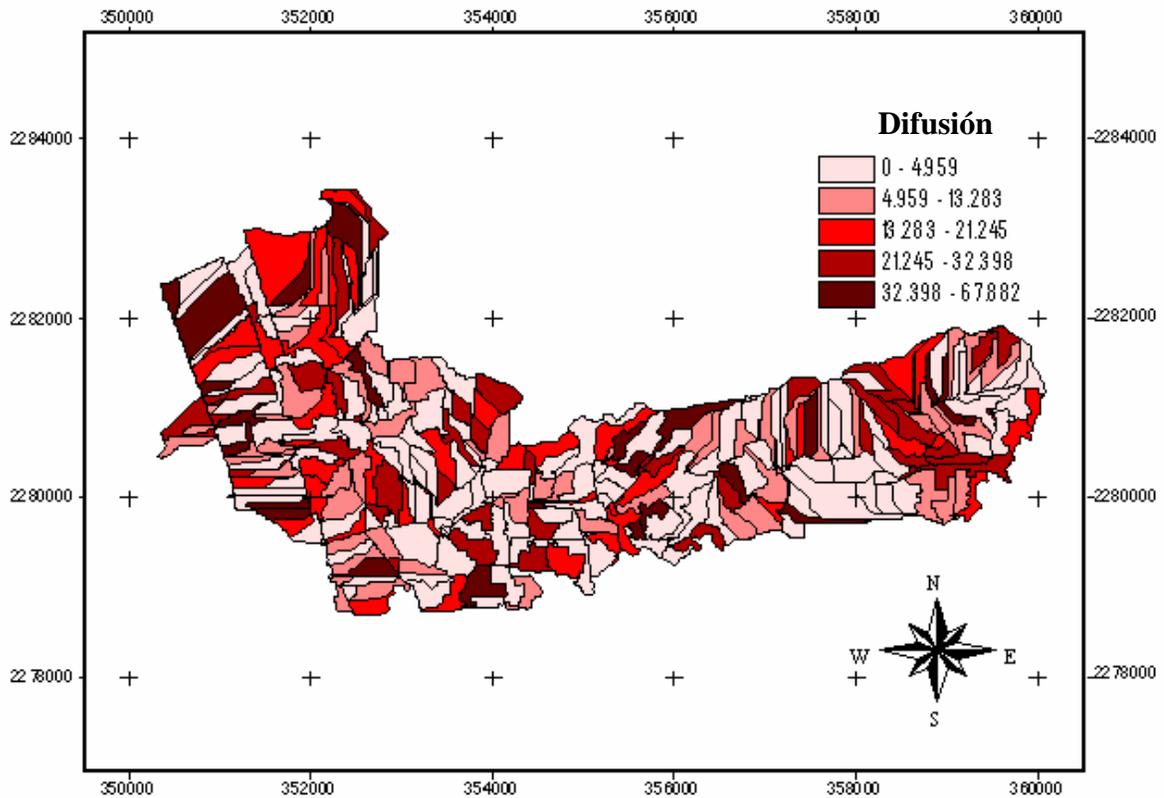


Figura 4.13 Distribución del coeficiente de difusión. Por la influencia que tiene la pendiente topográfica en el comportamiento espacial de éste coeficiente se tienen valores mayores en lugares donde ocurre atenuación de los hidrogramas (efecto aproximado de regulación).

4.4.3 Simulación del evento de máxima precipitación (2003)

La aplicación del modelo propuesto, que permite hacer una aproximación unidimensional al flujo de inundación en áreas urbanas, se hizo con ayuda del mismo formulario habilitado para el modelo hidrológico distribuido que se basa en las ecuaciones del método de la curva de escurrimiento. Además de codificar el módulo que da cuenta de la corrección de hidrogramas y la obtención de gráficas que expresan la regulación de caudal a nivel de microcuencas, se programaron los algoritmos para generar las curvas de elevación-área-capacidad de cada área tributaria, según fue explicado en la metodología.

De acuerdo con las simulaciones efectuadas y el análisis de parámetros del modelo, se eligió el caso descrito en el subcapítulo anterior (cuyos resultados principales, a nivel global y por microcuenca, se pueden consultar en el **ANEXO III** de la tesis), y se

determinó el hidrograma de salida que se muestra en la **Figura 4.14**. En la misma se incluye tanto la avenida hipotética, que representa la salida sin un solo desbordamiento de drenes –esto es sin regulación alguna–, como la avenida real resultante, provocada por el control obligado que ejercen las áreas de inundación.

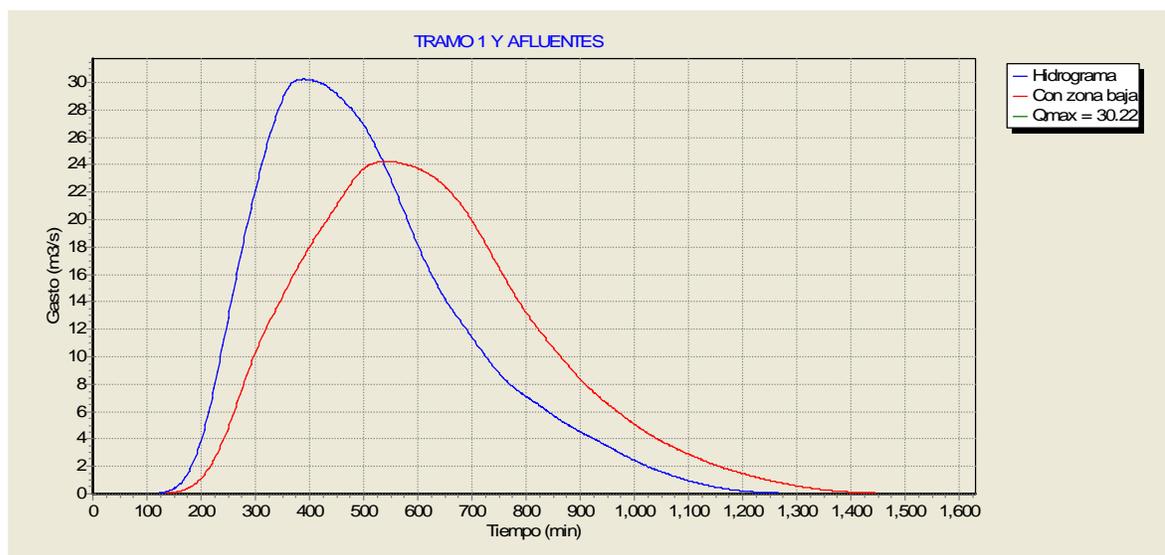


Figura 4.14 Hidrograma a la salida del dren Norte, Querétaro, con y sin efecto de regulación en áreas de inundación, determinado con el modelo **RHiD** para el evento de tormenta extraordinario registrado el 5 y 6 de septiembre del año 2003.

No se debe perder de vista que, a falta de un levantamiento generalizado de secciones hidráulicas, asociadas a drenes y colectores, se acepta la aproximación geomorfológica para estimar el área máxima sin desbordamiento (ecuaciones 3.9) y una fracción de la anchura media de cada microcuenca para la sección desbordada. Por ejemplo, si se toman 230 m como longitud media de los cauces (tablas del **ANEXO III**) y un área tributaria media de 6.5 Ha, el ancho promedio vale B resulta de 280 m. Para la corrida seleccionada, se adoptó una fracción de 0.3, lo que determina alrededor de 80 m como base de la sección de inundación; esto es, de manera aproximada, una anchura equivalente a cuatro calles de la ciudad a nivel de cada superficie tributaria.

La magnitud de $24 \text{ m}^3/\text{s}$ para el gasto máximo resultante, como se dijo, es similar a la que se estimó después de ocurrido el evento y que, con un período de retorno de 50

años, se determinó en el estudio hidrológico efectuado para diseñar la estructura de bifurcación y control que luego fue construida sobre el dren Norte, antes de su confluencia con el arroyo El Arenal (Quintanilla, 2006).

Por su parte, la **Figura 4.15** contiene la expresión de las diferencias entre hidrogramas tanto a la salida como entrada de la segunda microcuenca (línea azul y roja, respectivamente), así como la llamada “diferencia de diferencias”, que representa la regulación ejercida de manera local en esa área (línea en color verde). El resultado, en efecto, concuerda con el comportamiento que se esperaba al momento de establecer estas comparaciones como elemento de cuantificación de los volúmenes de inundación, así como de análisis correspondiente a su variabilidad espacial (para conocer el impacto en cada área tributaria) y temporal (para definir el tiempo de permanencia y modo de ocurrencia del evento dentro de la cuenca).

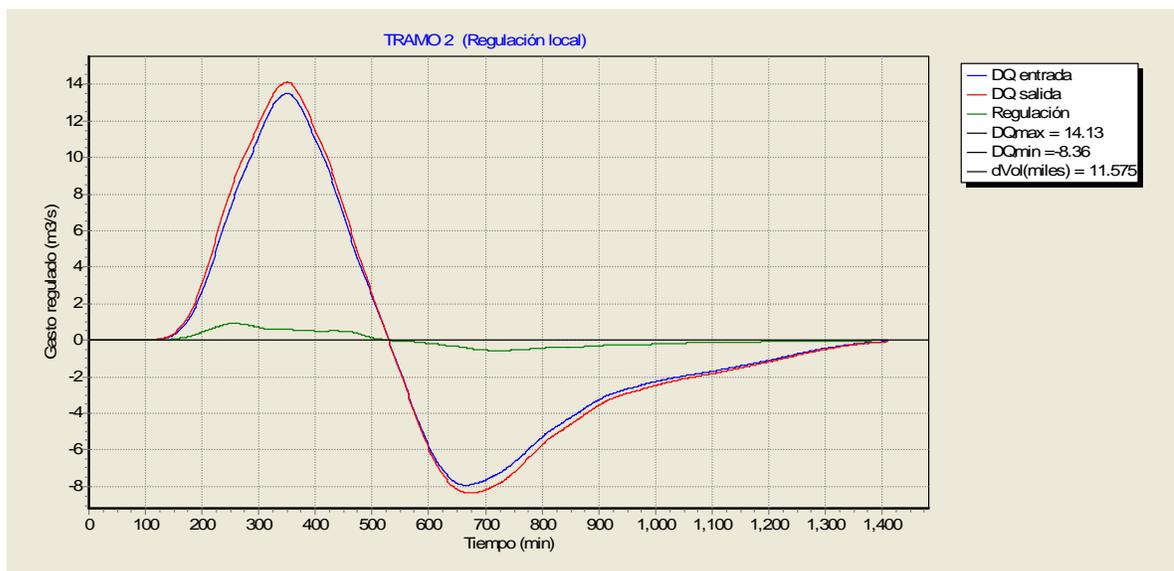


Figura 4.15 Regulación local de gastos y volúmenes de inundación en el área tributaria cercana al punto de salida del dren Norte, Querétaro (microcuenca 2), para la tormenta de los días 5 y 6 de septiembre del 2003. El resultado concuerda con el comportamiento esperado para representar la variación espacio-temporal del fenómeno.

Vale destacar que la presencia temporal de las manchas de inundación, conforme a la duración observada en las gráficas, es próxima a las 24 horas (1440 min), situación de

algún modo observada después del evento y, además, reconocida por la ciudadanía como característica de la ciudad cuando se presentan fenómenos de esta naturaleza.

Por último, los detalles de la **Figura 4.16** muestran el tamaño que alcanzan las manchas de inundación por causa del evento ocurrido, configuradas con base en el volumen asociado a la máxima regulación (valor máximo del área bajo la curva “verde” mostrada en la figura previa, por ejemplo, que se obtiene a su vez como una diferencia entre las curvas de regulación al inicio y final del tramo de análisis) y, como fue explicado, mediante la curva de elevación-área-capacidad de cada superficie tributaria. Como se puede ver, existe una coincidencia más que aceptable entre tales manchas y las correspondientes al levantamiento visual que se efectuó poco después de ocurrido el evento.

Aún cuando la concordancia encontrada ha sido más que aceptable, no se debe olvidar que el resultado del modelo corresponde a una aproximación del fenómeno, no sólo por las hipótesis en las que se sustenta la modelación sino también por la representación fisiográfica aproximada de la ciudad y la distribución que se ha hecho de los datos de precipitación. Destaca sin embargo, el tiempo de respuesta que tiene el modelo para hacer una evaluación casi inmediata acerca de la situación que puede generar un evento de gran magnitud, en especial cuando deben aplicarse medidas oportunas de protección ante tales contingencias.

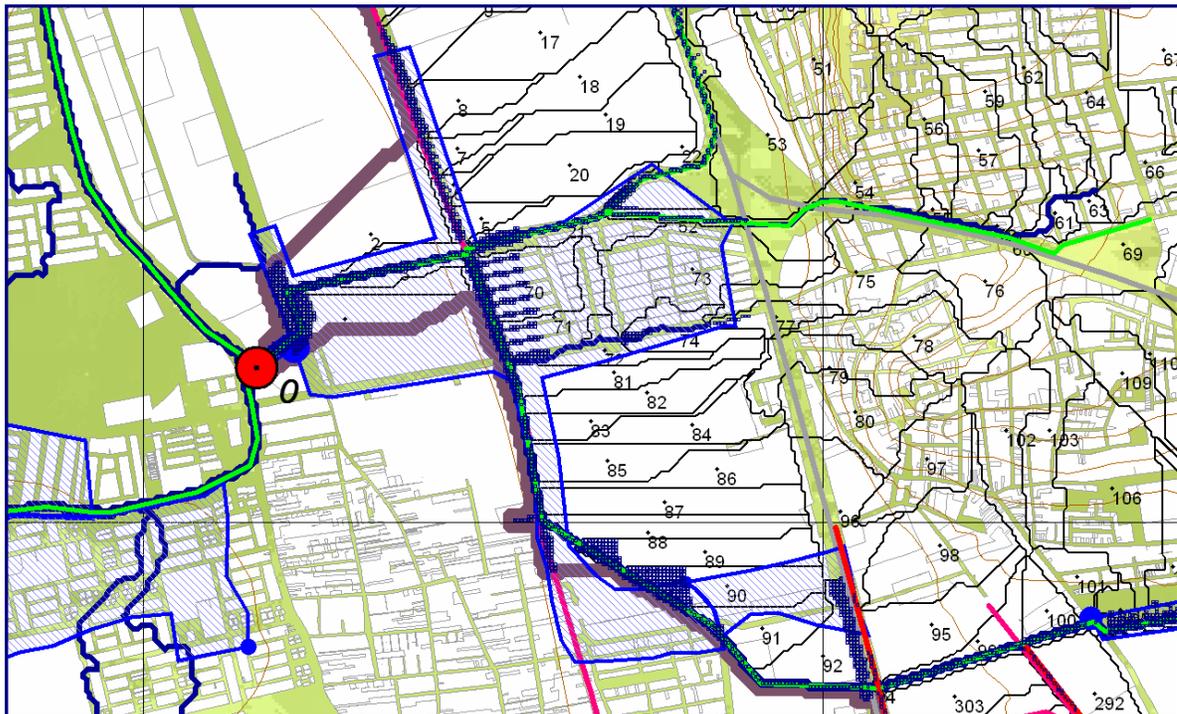
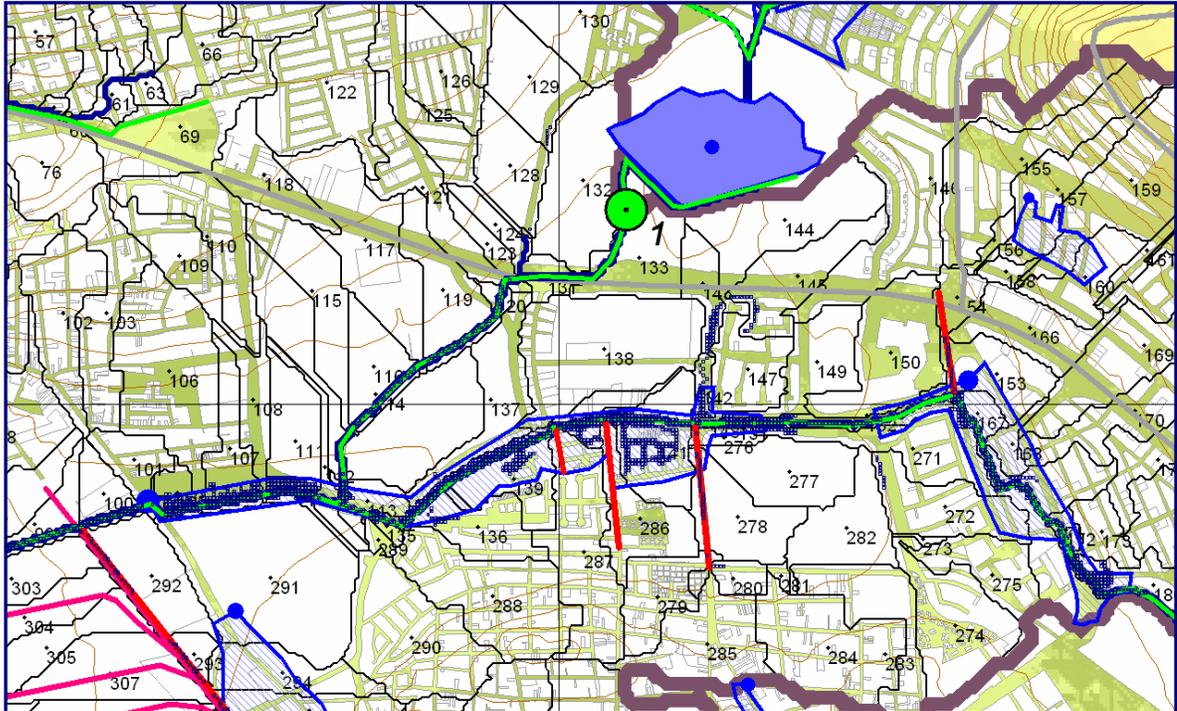


Figura 4.16 Manchas de inundación obtenidas con el modelo (áreas oscuras sombreadas) en comparación con las identificadas después del evento de tormenta estudiado (áreas claras *ashuradas*), dentro de la cuenca del dren Norte, Querétaro. En el caso de las primeras, además de la concordancia con las observadas, la afectación coincide mejor (como debe ser) con el área baja de las vialidades afectadas.

CAPÍTULO 5

CONCLUSIONES

Los estudios hidrológicos urbanos proporcionan los fundamentos necesarios para el diseño de infraestructura pluvial y para el control de inundaciones. Los procesos lluvia-escorrimento en zonas urbanas son el fundamento para el desarrollo de modelos prácticos y dinámicos, siempre y cuando tomen en cuenta la configuración de la red hidrográfica y la forma de respuesta de las áreas tributarias.

Dado que se cuenta con nuevos modelos hidrológicos distribuidos, con mejores bases físicas y mejores herramientas que facilitan el manejo de información geográfica referenciada, se puede construir un esquema de simulación más realista, capaz de reproducir los escurrimientos pluviales en zonas urbanas, además de servir como herramienta de alertamiento con fines de operación y diseño.

Reconociendo las limitaciones existentes para la aplicación de los modelos hidrológicos distribuidos con bases físicas, se ha buscado la complementariedad entre los modelos concentrados y los distribuidos, esto mediante el desarrollo y validación de un esquema de simulación mixto, basado en el empleo de parámetros generales de carácter físico y los principios de la modelación hidrológica distribuida.

El modelo de tránsito 1D propuesto, es una representación aproximada del efecto de regulación provocado por un área o planicie de inundación, al suponer que se forma una sección hidráulica compuesta cuando ocurren volúmenes excesivos de escurrimiento, en contraste con un área mínima o normal, de geometría conocida –asociada al cauce, dren o colector– o definida mediante las llamadas ecuaciones geomorfológicas, en términos de un gasto máximo vinculado a un período de retorno bajo. Así pues, cuando los gastos máximos exceden dicha sección normal, el área se vuelve compuesta y su anchura se puede asemejar al ancho medio de la superficie tributaria propia o a una fracción de la misma, esto es el área aportadora vinculada con el tramo de red que forma el cauce.

El esquema de simulación presentado es únicamente una aproximación del fenómeno real, basado en el principio hidrológico de tránsito 1D mediante una forma simplificada de las ecuaciones de Saint-Venant (modelo de convección-difusión), y en el cambio que experimentan los coeficientes de celeridad y difusión cuando la escorrentía ocurre en la sección modificada de la planicie de inundación. Los hidrogramas que produce un tránsito de avenidas sin efecto de regulación, han servido como elemento de referencia para cuantificar los volúmenes de retención y retorno a los cauces, por simple comparación con los hidrogramas regulados para estimar tanto la retención global como la asociada a cada elemento de la red de drenaje.

La magnitud de las precipitaciones ocurridas en la ciudad de Querétaro, en septiembre del 2003, junto con los registros pluviométricos disponibles y el levantamiento aproximado (que se hizo entonces) de las áreas inundadas, constituyen elementos de gran valor para probar la bondad del esquema de simulación propuesto y poner a prueba la confiabilidad de la base de datos fisiográficos integrada para formar el sistema hidro-urbano de la ciudad de Querétaro (en particular, su MDE adaptado para representar los escurrimientos superficiales con influencia de la mancha urbana y los drenes pluviales, naturalmente además de la propia topografía)

Los parámetros distribuidos del modelo (coeficientes de escurrimiento, celeridad y difusión en cauces, drenes y colectores, así como sus longitudes y pendientes) se generaron con base en la información fisiográfica (MDE urbano adaptado a escurrimientos) y en la carta de uso del suelo. Con respecto a los parámetros generales utilizados, de carácter físico, sólo fue necesario establecer dos: la fracción del ancho medio de cada superficie tributaria, para representar la sección de inundación, igual a 0.3 (lo que determina alrededor de 80 m como base de la sección mixta; de manera aproximada, una anchura equivalente a cuatro calles de la ciudad a nivel de cada microcuenca); así como la condición de humedad precedente, en términos de cierto número de celdas, fijada en este caso para obtener volúmenes máximos de escurrimiento (debido a la presencia evidente de la mancha urbana).

Una vez realizado el análisis y aplicado el modelo para generar los hidrogramas de escurrimiento, se obtuvo un gasto máximo resultante cercano a los 28 m³/s (para la tormenta registrada los días 5 y 6 de septiembre del 2003) en la cuenca del Dren Norte, el cual también se había obtenido en estudios anteriores con fines de diseño estructural. Posteriormente, con la diferencia entre los hidrogramas de salida y entrada en todos los tramos de la red, y con la llamada diferencia de diferencias –que representa la regulación ejercida de manera local en cada área tributaria– se definieron volúmenes y áreas de inundación, según el MDE urbano, que concuerdan de manera aceptable con los datos levantados en campo.

Con la aplicación del modelo de simulación a la cuenca urbana en estudio (del Dren Norte), se hizo una validación en términos de extensión y características de las zonas inundadas. Se observó también que el tiempo de permanencia de la afectación (presencia temporal de las manchas de inundación), conforme a la duración estimada, es próxima a las 24 horas (volúmenes desalojados posteriormente a través de los sistemas de alcantarillado), situación de algún modo observada después del evento y, además, reconocida por la ciudadanía como característica de la ciudad cuando se presentan fenómenos de esta naturaleza.

Los resultados del modelo corresponden a una aproximación del fenómeno, no sólo por las hipótesis en las que se sustenta la modelación sino también por la representación fisiográfica aproximada de la ciudad y la distribución que se ha hecho de los datos de precipitación. Destaca sin embargo, el tiempo de respuesta que tiene el modelo para hacer una evaluación casi inmediata acerca de la situación que puede generar un evento de gran magnitud, en especial cuando deben aplicarse medidas oportunas de protección ante tales contingencias.

REFERENCIAS TÉCNICAS

CITAS BIBLIOGRÁFICAS

- Abbott, M.B., Bathurst, J.C., Cunge, J.A. et al., "An introduction to the european hydrological system - système hydrologique européen, 'SHE' 1. History and philosophy of a physically-based, distributed modelling system", *Journal of Hydrology*, 87, 45-59, 1986a.
- Abbott, M.B., Bathurst, J.C., Cunge, J.A. et al., "An introduction to the european hydrological system - système hydrologique européen, 'SHE' 2. Structure of a physically-based, distributed modelling system", *Journal of Hydrology*, 87, 61-77, 1986b.
- Aitken A P., "Assessing systematic errors in rainfall-runoff models", *Journal of Hydrology*, 20, 121-136, 1973.
- Anderson M.G. y T.P. Burt, "Modelling Strategies", en Anderson, M.G. y T.P. Burt (Eds.) *Hydrological Forecasting*, Wiley, 1985.
- Aranda, P. Abraham (2002), *Diseño sistemático basado en SIG para redes de alcantarillado Pluvial*, Tesis de grado, Universidad Autónoma de Querétaro, México
- Bedient P.B. y W.C. Huber, *Hydrology and Floodplain Analysis*, Addison-Wesley, 1988.
- Betson P.R., A geomorphic model for use in streamflow routing, *Water Resources Research*, 15-1, febrero 1979.
- Beven K. y Kirkby M.J., *A Physically Based, Variable Contributing Area Model of Basin Hydrology*, *Hidrol., Sci. Bull.*, 1979.
- Beven K., "Changing ideas in Hydrology - the case of physically-based models", *Journal of Hydrology*, 105, 157-172, 1989.
- Beven K., "Distributed Models", en Anderson, M.G. y T.P. Burt (Eds.) *Hydrological Forecasting*, Wiley, 1985).
- Beven K., Binley A., "The future of distributed models: model calibration and uncertainty prediction", *Hydrological Processes*, 6, 279-298, 1992.
- Blackie J.R. y C.W.O. Eeles, "Lumped Catchment Models", en Anderson, M.G. y T.P. Burt (Eds.) *Hydrological Forecasting*, Wiley, 1985
- Bras R.L. e I. Rodríguez-Iturbe, *Random Functions and Hydrology*, Addison-Wesley, 1985.
- Burges S.J., "Trends and Directions in Hydrology", *Water Resources Research*, 22(9): 1S-5S, 1986.

- Burnash R.J.C., The NWS river forecast system - catchment modelling. In: SINGH, V.P. (ed.). Computer Models of Watershed Hydrology. Water Resource Publications, Colorado, p.311-366, 1995.
- Cervantes Servín L., M. Maass y R. Domínguez Mora, " Relación Lluvia-Escorrentamiento en un sistema Pequeño de Cuencas de Selva Baja Caducifolia", Ingeniería Hidráulica en México, III(i):30-42, 1988.
- Chaudhry, M. Hanif, Ph. D., Applied Hydraulic Transients, Van Nostrand Reinhold Company, 1983.
- Chow V.T., D.R. Maidement y L.W. Mays, Applied Hydrology, McGraw-Hill, 1988.
- Chow, Ven Te (1959). Hidráulica de canales abiertos. Ed. McGraw-Hill.
- Clark C.O., Storage and the unit hydrograph, Transactions, American Society of Civil Engineers, Vol. 110, U.S.A., 1945.
- Collado J., "Hidrología superficial en México: estado del arte y necesidades de investigación", Ingeniería Hidráulica en México, número en especial, octubre 1990.
- Cornell, C.A ., "First order analysis of model and parameter uncertainties", International Symposium on Uncertainties in Hydrologic and Water Resources Systems, University of Arizona, Tucson, Arizona, USA, 1972.
- Crawford N.H. y Linsley R.K., Digital simulation in hydrology, Stanford Watershed Model IV, Department of Civil Engineering, Stanford University, Technical Report 39, 1966.
- Desbordes M., Réflexions Sur les Méthodes de Calcul des Réseaux Urbains D'assainissement, Thèse DI, Université des Sciences et Techniques du Languedoc, Montpellier, 1974.
- Diskin M. y Ding Y., Channel routing independent of length subdivision, Water Resources Research, 30-5, mayo 1994.
- Domínguez M. R., Bouvier C., Fuentes M. G., 1994, "MERCEDES, un Modelo de Pronóstico de Avenidas para Cuencas Heterogéneas", rev. Tlaloc-AMH, Septiembre 1994.
- Dooge J.C.I. A General Theory of the Unit Hydrograph, Journal of Geophysical Research, Vol. 64, 1959.
- Dooge J.C.I., The Rational Method for Estimating Flood Peaks: Irish Contributions to the Technique, Engineering, Vol. 184, U.S.A, 1957.
- Eagleson P., "The emergence of global-scale hydrology", Water Resources Research, 22, 46S-58S, 1986.

- Franchini M., Wendling J., Obled, C. et al., "Physical interpretation and sensitivity analysis of the TOPMODEL", *Journal of Hydrology*, 175, 293-338, 1996.
- Fread D.L., "Chanel Routing" en Anderson M.G. y T.P. Brut (Eds.) *Hydrological Forecasting*, Wiley, 1985.
- Garg S.K. y Sen D.J., Determination of watershed features for surface runoff models, *J. of Hydraulic Engineering*, 120(4), abril 1994.
- González C., Mirna (enero 2005), *Sistematización del diseño y uso eficiente de redes de alcantarillado*, tesis de grado, Universidad Autónoma de Querétaro.
- Govindaraju R.S., S.E. Jones y M.L. Kawas, "On The Diffusion Wave Model for Overland Flow 1. Solution for Steep Slopes", *Water Resources Research*, 24(5):734-744, 1988.
- Grayson R.B., Blöschl G., Moore, I.D., Distributed parameter hydrologic modelling using vector elevation data: THALES and TAPES-C. In: SINGH, V.P. (ed.). *Computer Models of Watershed Hydrology*. Water Resource Publications, Colorado, p.669-696, 1995.
- Grayson R.B., Moore I.D., McMahon T.A., "Physically based hydrologic modeling 2. Is the concept realistic?", *Water Resources Research*, 26, 10, 2659-2666, 1992a.
- Grayson, R.B., Moore, I.D., McMahon, T.A., "Physically based hydrologic modeling 1. A terrain-based model for investigative purposes", *Water Resources Research*, 26, 10, 2639-2658, 1992b.
- Gupta R.S., *Hydrology and Hydraulic Systems*, Prentice Hall, 1989.
- Gupta S.K. y Solomon S.I., "Distributed numerical model for estimating runoff and sediment discharge of ungaged rivers 1. The information system", *Water Resources Research*, 13, 3, 613-618, 1977a.
- Gupta S.K. y Solomon S.I., "Distributed numerical model for estimating runoff and sediment discharge of ungaged rivers 3. Comparison with other simple techniques", *Water Resources Research*, 13, 3, 631-636, 1977b.
- Haan C.T., Barfield B.J. y Hayes J.C. (1994), *Design hydrology and sedimentology for small catchments*, Academic Press, San Diego, CA, EUA (referencia donde se cita a Haan, 1970).
- Hazen A., *Flood Flows*, Wiley, 1930.
- 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.
- Iorgulescu I. y Jordan J.P., "Validation of TOPMODEL on a small Swiss catchment", Journal of Hydrology, 159, 255-273, 1994.
- 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., Computed Combined System Overflow Based on Historical Rain Series, 3rd International Conference on Urban Storm Drainage, Göteborg, 1984.
- Julien, P.Y., Saghafian, B., CASC2D User Manual-A Two Dimensional Watershed Rainfall-runoff Model Civil Engineering Rep. CER90-91PYJ-BS-12. Colorado State University, Fort Collins, p.66, 1991.
- Kidd C.H.R., Rainfall Runoff Processes Over Urban Surfaces, Report 53, Institute of Hydrology, Wallingford, 1978.
- Klemes V., "Conceptualization and scale in Hydrology", Journal of Hydrology, 65, 1-23, 1983.
- Klemes V., "Dilettantism in Hydrology: Transition or destiny?", Water Resources Research, 22, 9, 177S-188S, 1986.
- Kuczera G. y Parent. E., "Monte Carlo assessment of parameter uncertainty in conceptual catchment models, the Metropolis algorithm", Journal of Hydrology, 211, 69-85, 1998.
- Kuichling E., The Relationship Between the Rainfall and the Discharge of Sewers in Populous Areas, Transactions, ASCE, Vol. 10, 1889.
- Kundzewicz Z.W. y Plate E.J., "Effects of Choice of Routing Model on Extreme Flood Statistic", Hydrological Science Journal, 34(2): 139-156, 1989.
- Laurenson E.M. and Mein R.G., RORB Version 4 Runoff Routing Program User Manual, Monash University, Melbourne, 1995.
- Laurenson E.M., A Catchment Storage Model for Runoff Routing, Journal of Hydrology. Vol. 2, 1964.
- Lloyd Davies D.E., The Elimination of Stormwater from Sewerage Systems, Proceedings, Institution of Civil Engineers, Vol. 164, 1906.

- Mamillapalli S., Srinivasan R.; Arnold G. y B. Engel. Effect of spatial variability on basin scale modeling. Proceedings of Third International Conference on GIS and Environmental modeling, Santa Fe, New Mexico, Online Paper, 1996.
- 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.
- Mobayed K. Nabil (octubre 2001), Modelo distribuido de lluvia-escorrentía basado en el manejo de variables geo-referenciadas y el escalamiento fisiográfico de cuencas, tesis doctoral, UNAM, México.
- Mobayed K.N. y Aranda P.A., Diseño y evaluación sistemática, basados en sig, para redes de alcantarillado pluvial, XVIII congreso nacional de hidráulica, San Luis Potosí, SLP, 2004.
- Mobayed K.N. y Cruickshank V.C., Ordenamiento sistemático de redes de drenaje para la modelación físico-hidrológica, XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo I, 10 pp, Oaxaca, México, 1998.
- Mobayed K.N., E. González S., J.L. Jurado B. y Y. Meas V. (2006), Modelo hidrológico distribuido con regulación de caudal en zonas urbanas. Estudio de la problemática de inundaciones en la ciudad de Querétaro, proyecto CONACYT, Qro-2005-C01-16286, Primer Reporte, Querétaro, México.
- Mobayed K.N., E. González S., J.L. Jurado B. y Y. Meas V. (2007), Modelo hidrológico distribuido con regulación de caudal en zonas urbanas. Estudio de la problemática de inundaciones en la ciudad de Querétaro, proyecto CONACYT, Qro-2005-C01-16286 (en proceso), Segundo Reporte, Querétaro, México.
- Nash J.E., The Form of the Instantaneous Unit Hydrograph, International Association of Hydrological Sciences, Pub. 42 Vol. 3., 1958.
- Nelson E.J., Jones N.L. y Miller A.W., Algorithm for precise drainage-basin delineation, J. of Hydraulic Engineering, 120(3), 298-312, marzo 1994.
- 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 Lound, 1984.
- O'Connell P.E. y Todini E., "Modeling of rainfall, flow and mass transport in Hydrological systems: an overview", Journal of Hydrology, 175, 3-16, 1996.
- Ogden, F.L., Julien, P.Y., Runoff model sensitivity to radar rainfall resolution. Journal of Hydrology 158, 1-18, 1994.
- O'Loughlin G.G., The ILSAX Program for Urban Stormwater Drainage Design and Analysis (User's Manual for Microcomputer Versión V2.13), Civil Engineering Monograph 93/1, University of Technology, Sydney, 1993.

- Ortiz, A. Felipe (2000), Modelo integral simplificado de las ecuaciones de Saint Venant para el tránsito de avenidas, Tesis de grado, Universidad Autónoma de Querétaro, México.
- 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.
- Refsgaard, J.C., "Parameterisation, calibration and validation of distributed hydrological models", Journal of Hydrology, 198, 69-97, 1997.
- Rodríguez-Iturbe I., V.J. Gupta y E.F. Word, Scale Problems in Hydrology, D. Reidel, 1986.
- 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/OO1b (NTIS PB88-236658/AS), Environmental Protection Agency, Athens, Georgia, 1988.
- Sánchez Silva R., "Algunas Características Hidrológicas del Río Pilon, N.L.", Ingeniería Hidráulica en México, II(2):36-51, 1987.
- Saulnier G.M., Beven K., Obled C., "Digital elevation analysis for distributed hydrological modeling: Reducing scale dependence in effective hydraulic conductivity values", Water Resources Research, 33, 9, 2097-2101, 1997a.
- Saulnier G.M., Beven K., Obled C., "Including spatially variable effective soil depths in TOPMODEL", Journal of Hydrology, 202, 158-172, 1997b.
- Sherman L.K. Streamflow from Rainfall by the Unit Hydrograph Method, Engineering News Record, Vol. 108, 1932.
- Singh V.P. y Y.C.He, "Muskingum Model for Furrow Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 114(1): 89-103, 1988.
- Sivapalan M., Scale Problems in Rainfall, Infiltration, and Runoff Production, Ph.D. Thesis, Princeton University, New Jersey, USA, 1986.
- Sivapalan M., Beven K., y Wood E., "On hydrologic similarity 2. A scaled model of storm runoff production", Water Resources Research, 23,12,2266-2278,1987.
- Sivapalan M., Wood E.,Beven, K., "On hydrologic similarity 3. Adimensionless flood frequency model using a generalized geomorphologic unit hydrograph and partial area runoff generation", Water Resources Research, 26,1,43-58,1990.
- Soil Conservation Service (SCS) (1964, 1972), Hydrology, SCS National Engineering Handbook, U. S. Department of Agriculture, Washington D. C.

- Solomon S.I. y Gupta S.K., "Distributed numerical model for estimating runoff and sediment discharge of ungaged rivers 2. Model development", *Water Resources Research*, 13,3,619-629,1977.
- Stephenson G.R. y Freeze R.A., "Mathematical simulation of subsurface flow contributions to snowmelt runoff, Reynolds Creek Watershed, Idaho", *Water Resources Research*, 10,2,284-293. 1974.
- Terstriep M.L. and Stall J.B., *The Illinois Urban Drainage Area Simulator ILLUDAS, Bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, 1974.*
- U. S. Department of Commerce., *Urban Hydrology for Small Watersheds, National Technical Information Service Springfield, VA 22161, 1986.*
- Viessman W. Jr., J.W. Knapp, G.L. Lewis y T.E. Harbaugh, *Introduction to Hydrology, Harper & Row, 1977.*
- Viessman W., *The Hydrology of Small Impervious Areas, Water Resources Research, Vol. 2, 1966.*
- Vieux B.E., *Distributed Hydrologic Modeling Using GIS Water Science and Technology Series, vol. 38. Kluwer Academic Publishers, Norwell, MA (293p, ISBN 0-7923-7002-3), 2001.*
- Vieux B.E., Gauer, N., *Finite element modeling of storm water runoff using GRASS GIS. Microcomputers in Civil Engineering 9 (4), 263-270,1994.*
- 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.*
- Wigmosta M.S., Vail L.W. & Lettenmaier D.P., *A distributed hydrology.vegetation model for complex terrain. Water Resour. Res. 30(6), 1665,1679, 1994.*
- Wilson B.N. y Elliot R.L., "Furrow Advance Using Simple Routing Models", *Journal of Irrigation and Drainage Engineering, ASCE, 114(1): 104-117, 1988.*
- Wisner P.E., *IPSWM Urban Drainage Modelling Procedures, 2nd Edition, The Implementation of Storm Water Management Program, University of Ottawa, 1983.*
- Wood E.F. y Hebson C.S., "On hydrologic similarity 1. Derivation of the dimensionless flood frequency curve", *Water Resources Research*, 22,11,1549-1554, 1986.
- Wood E.F., "An analysis of the effects of parameter uncertainty in deterministic hydrologic models", *Water Resources Research*, 12,3,925-932,1976.
- Wood E.F., Sivapalan M., Beven K. et al., "Effects of spatial variability and scale with implications to hydrologically modeling", *Journal of Hydrology*, 102, 29-47, 1988.

- Wood E.F., Sivapalan M., Beven K. et al., "Effects of spatial variability and scale with implications to hydrologically modeling", *Journal of Hydrology*, 102, 29-47, 1988.
- Wood, E.F.; P.A. Troch.; M. Mancini y C. Paniconi. Distributed approach to catchment scale hydrologic modeling. En: Rosso, R.; A. Peano.; I. Becchi y G.A. Bemporad. *Advances in Distributed Hydrology Water Resources Publications*. Michigan, U.S.A. pag 31-55, 1994.
- Yair A. y H. Lavee, "Runoff Generation in Arid and Semiarid Zones", en Anderson M.G. y T.P. Buró (Eds.) *Hydrological Forecasting*, Wiley, 1985.
- Zhang W. y Montgomery, D.R., "Digital elevation model grid size, landscape representation, and hydrologic simulations", *Water Resources Research*, 30, 4, 1019-1028, 1994.

**MODELO HIDROLÓGICO DISTRIBUIDO CON REGULACIÓN DE
CAUDAL EN ZONAS URBANAS.**

A N E X O S

Contenido

	Página
A.I PLATAFORMA DE TRABAJO RHiD	AI-I
A.II REFINAMIENTO DE <i>MDE</i> . PROGRAMA “Triada.bas”	AII-I
A.III ESTUDIO DE CASO. RESULTADOS DE SIMULACIÓN	AIII-I

ANEXO I

PLATAFORMA DE TRABAJO, RH*i*D

Sin duda, el cálculo de gastos pluviales constituye uno de los trabajos más complejos de la hidrología urbana, no sólo por la dificultad inherente a la caracterización de las áreas tributarias –en muchos casos incierta, pues la topografía de zonas relativamente planas dificulta notablemente su definición precisa– sino también por la sensibilidad involucrada en los parámetros que ocupan los modelos de simulación. A la complejidad anterior, se suma el enorme esfuerzo que conlleva la definición de cientos o miles de superficies aportadoras, así como el cálculo de su área, pendiente, longitud de dren, recorrido superficial más largo y ponderación de coeficientes de escurrimiento según influencia del uso de suelo, por decir lo menos.

Gracias al trabajo involucrado en los procesos de ordenamiento y escalamiento, esta tarea exhaustiva pasa a segundo término, pues la delimitación de áreas tributarias y la obtención de sus parámetros físicos se vuelve un procedimiento totalmente automatizado. El usuario, por tanto, se ocupa solamente de asignar datos generales para el modelo de lluvia-escorrentía, así como información climatológica y coeficientes de escurrimiento asociados a cada uso del suelo, a través de un formulario como el que se despliega en la **Figura A1**.

Por cierto que la lluvia se puede asignar como valor total, con su duración asociada, o en forma de hietograma o registro de *pulso-tiempo*. Se ofrecen también herramientas que ayudan a revisar datos históricos de precipitación y efectuar un análisis estadístico pormenorizado para elegir parámetros hidrológicos de diseño y revisión.

A futuro, se pretende aprovechar la información medida por el radar meteorológico de banda C, instalado cerca de la ciudad y operado actualmente por la Comisión Estatal de Aguas del Estado de Querétaro. Se trata de determinar campos de intensidad de precipitación asociados con eventos de tormenta, a partir de mediciones continuas de reflectividad, y de construir los hietogramas correspondientes a las áreas tributarias de la cuenca que se encuentre bajo estudio.

Por otro lado, cuando se va a efectuar el diagnóstico de una red o el diseño a nivel de subcolectores y colectores, el cálculo del gasto sanitario queda supeditado al tamaño de sus áreas tributarias así como a la población o desarrollo industrial que pueda contribuir, según su densidad o tasa de consumo, a la integración de estos caudales. Esta opción, menos exacta que la basada en la tradicional acumulación de longitudes tributarias, puede facilitar la distribución de datos para el cálculo de aportaciones según el uso de suelo de una población y su zonificación por niveles socio-económicos y de ordenamiento.

N°	Concepto	Valor
1	Ajuste a números CN (N'/N)	0.00
2	Ajuste n'/n de Manning	1.00
3	Fracción T. medio de retardo	0.50
4	Condición previa seca, Nd(I)	10
5	Cond. previa húmeda, Nd(II)	40
6	Coefficiente de avance, r	0.30
7	Potencia de hietograma, P	3.00
8	Paso de tiempo (s) p/guardar	300
9	Salida. Tiempo en min/h/día	minutos

Figura A1.

Formulario habilitado en la plataforma de trabajo **RH/D** para capturar o editar datos y hacer las corridas del modelo hidrológico distribuido aplicado a zonas urbanas. El modelo sólo ocupa un total de 7 parámetros generales

Por su parte, la captura y edición del sistema de drenaje para determinada cuenca se lleva a cabo con ayuda del formulario mostrado en la **Figura A2**. Además de indicar datos generales, el control vincula el programa a otros procedimientos que permiten: hacer el dibujo de pozos, drenes y colectores; determinar incidencias (conexiones faltantes) con fines de proyecto; marcar drenes en el MDE (para facilitar la definición de áreas tributarias); y efectuar, en determinado momento, el diseño hidráulico y geométrico de un proyecto de alcantarillado.

RH/D ofrece un diagnóstico hidráulico completo de las líneas que forman la red de drenaje, en el supuesto de que trabajan siempre como canales abiertos. En realidad, cuando una tubería se llena, comienza a funcionar bajo presión y limita su capacidad

hidráulica a tales condiciones. Además, los volúmenes excedentes ya no pueden ser bien drenados lo cual ocasiona problemas de encharcamiento e inundación en las zonas más planas y bajas de la ciudad. Una regulación forzada como ésta hace que las tuberías localizadas aguas abajo reciban menor cantidad de agua. Sin embargo, lo que se busca es tener un diagnóstico que ayude a conocer la forma de ocurrencia de los volúmenes pluviales, sin que las calles y avenidas tengan que hacer las veces de un almacenamiento; de ahí que sea preciso determinar la concentración de gastos máximos al momento que la red opera de manera eficiente y segura, esto es cuando no “detiene” el escurrimiento por falta de capacidad.

Rangos permisibles			
Velocidades :	0.50	3.00	m/s
Profundidad :	0.70	8.00	m
Altura mínima de agua :	0.015		m
Escalón crítico (diseño) :	0.060		m

Figura A2

Formulario de **RHID** para capturar o editar el sistema de drenaje para determinada área de estudio. Además de indicar datos generales, se puede: hacer el dibujo de pozos, y drenes, determinar incidencias (conexiones faltantes), marcar drenes en el MDE (para definición de áreas tributarias) y efectuar el diseño hidráulico y geométrico de un proyecto de alcantarillado

Otro elemento fundamental de esta aplicación es el VISOR de **RHID** (ver **Figura A3**) que constituye todo un programa de cómputo propio –más o menos independiente– para el despliegue gráfico del MDE, cartas temáticas y planos que contienen objetos relacionados con un proyecto hidráulico e hidrológico de sistemas de drenaje y alcantarillado. Por tratarse de un control *secundario*, carece de un menú textual; sin embargo, cuenta con una versátil barra de íconos que ayuda a realizar un importante número de consultas gráficas y tabulares, y a elegir diversas opciones de apertura y almacenamiento. Incluye también un recuadro pequeño, en su esquina superior derecha, que hace las veces de croquis de localización.

Entre multitud de funciones, el visor permite: desplegar diversos objetos en la imagen (parteaguas de microcuencas, colectores, recorrido superficial de los escurrimientos, traza urbana, sitios sin drenaje, por mencionar algunos); mostrar resultados de consultas tabulares relacionadas con dichos objetos (áreas de drenaje, coordenadas XYZ, datos de los colectores y drenes, parámetros –por microcuenca– asociados a la simulación hidráulica e hidrológica, etc.); y reemplazar la carta temática de fondo por otra activa (que se haya abierto), sin modificar ubicación, formato ni escala de objetos visibles. En la figura referida, se puede observar el formulario para asignar atributos a los objetos gráficos así como diversos recuadros que se emplean en el dibujo/edición de: pozos, puntos de control, drenes, colectores y alcantarillas.

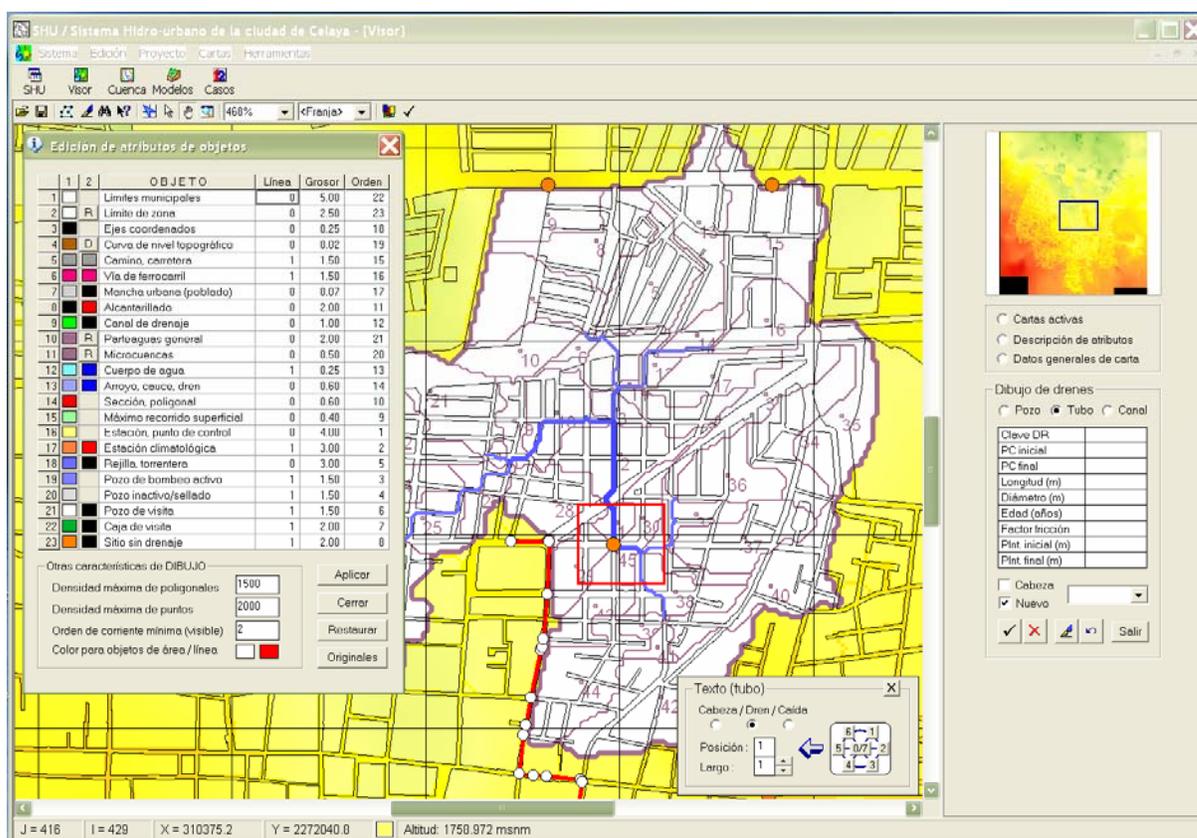


Figura A3. Visor de RHID que muestra el área tributaria de un proyecto ejemplo (asociada con un punto sin drenaje). La imagen de fondo corresponde a un MDE de prueba, abierta con una paleta de colores tipo “semáforo”. Se observan también: parteaguas de áreas tributarias, microcuencas (numeradas), traza urbana, recorridos de escurrimiento superficial (en azul) así como pozos de visita y tramos de un colector pluvial (en rojo que, en este caso, drena otra cuenca), cuyos extremos hacen las veces de puntos de control para demarcar áreas tributarias. Se observan también controles para desplegar o editar datos asociados con pozos, tubos y canales o drenes (lado derecho) y para asignarles especificaciones de texto en el plano de dibujo (recuadro inferior).

Además de los formularios presentados, existe otro número importante de ellos que se emplean para: dar de alta los proyectos, asignar coeficientes de escorrentía, aplicar modelos de disponibilidad, efectuar análisis estadístico de registros climatológicos; así como utilerías para imprimir, importar y exportar información desde y hacia otros sistemas de información geográfica (como el caso del popular ArcGIS©).

ANEXO II.

REFINAMIENTO DE MDE. PROGRAMA “Triada.bas”

Programa desarrollado para formar superficies triangulares basadas en los vértices equidistantes de un modelo digital de elevación (MDE), a fin de interpolar valores para celdas de resolución más fina (por ejemplo, modificar la resolución con elementos de 30x30 m a unos de 10x10 m, sin necesidad de regenerar ni re-editar otro modelo con una cantidad de celdas nueve veces mayor). De esta manera, después de asegurar la dirección o salida del flujo para todos los elementos del MDE “burdo”, la interpolación con tales áreas triangulares y planas no produce celdas anómalas, en tanto que se forman superficies siempre inclinadas hacia alguno de los vértices o centros de cuadrícula del modelo original.

Los algoritmos del programa contemplan el cambio de resolución para distintas escalas (variable ‘Esc’ del listado), aunque en este caso se hace énfasis para la modificación indicada de 30 a 10 m (Esc=3.0). En la figura A4 se tiene, por ejemplo, la interpolación con 4 y 9 celdas ($\Delta/2$ y $\Delta/3$, respectivamente) a partir de información asociada a un elemento (J, L). Las expresiones empleadas para la interpolación son las siguientes:

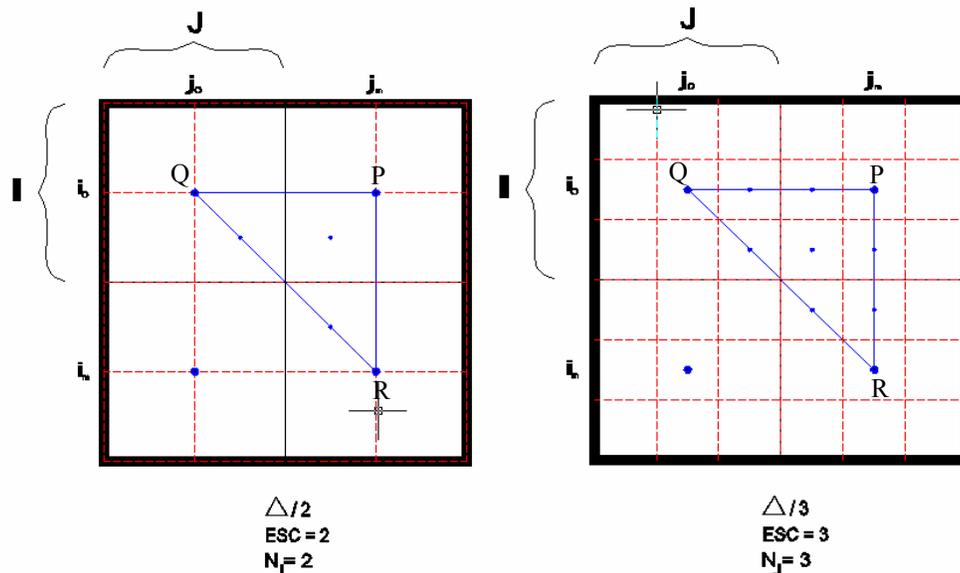


Figura A4. Cambio de resolución para distintas escalas.

Ecuación del plano

$$ax + by + cz = d$$

$$Z_{\text{int}} = \frac{d - ax_i - by_i}{c}$$

$$d = ax_o + by_o + cz_o$$

$$\bar{n} = a\bar{i} + b\bar{j} + c\bar{k}$$

$$a = (y_p - y_r)(z_q - z_p) = \Delta(z_q - z_p)$$

$$b = (x_p - x_q)(z_r - z_p) = \Delta(z_r - z_p)$$

$$c = (y_p - y_r)(x_p - x_q) = \Delta^2$$

donde Z_{int} es el valor interpolado para (x_i, y_i) ; \bar{n} es el vector unitario normal al plano; y a, b, c y d son constantes.

En este caso: $P(x_p, y_p, z_p)$, $Q(x_q, y_q, z_q)$ y $R(x_r, y_r, z_r)$ son tres puntos cualesquiera del plano, aunque en el caso de los vértices de una celda cuadrada, hacen que $y_p - y_r = x_p - x_r = \Delta$ siendo Δ la dimensión de la celda.

En este caso en particular:

$$Z_{\text{int}} = \frac{d - \Delta(z_q - z_p)x_i - \Delta(z_r - z_p)y_i}{\Delta^2} \dots$$

usando p para calcular d:

$$d = ax_p + by_p + cz_p$$

sustituyendo y simplificando

$$Z_{\text{int}} = z_p + \frac{(z_q - z_p)(x_p - x_i) + (z_r - z_p)(y_p - y_i)}{\Delta}$$

En seguida se incluye el listado completo del programa, en lenguaje VisualBasic© para Windows©:

```
' Triada_2
' Programa que forma triángulos entre nodos de un MDE para in-
' terpolar elevaciones a celdas de un MDE de resolución más fina

DIM Bq4 AS STRING * 4000, Bq5 AS STRING * 400, Bq6 AS STRING * 40
DIM IrBas AS LONG, JcBas AS LONG, NcBas AS LONG, NrBas AS LONG
DIM Esc AS LONG, Ir AS LONG, Jc AS LONG, Nc AS LONG, Nr AS LONG
DIM Cte0 AS LONG, CteM AS LONG, Frac() AS SINGLE, i AS INTEGER
DIM Dat AS SINGLE, Ncd AS LONG, Jm(4) AS INTEGER, j AS INTEGER
DIM DirP AS LONG, DirQ AS LONG, Elv(4) AS SINGLE, Ntrd AS LONG
DIM dz1 AS SINGLE, dz2 AS SINGLE, dz3 AS SINGLE, dz4 AS SINGLE
DIM Io AS LONG, Jo AS LONG, Dr0 AS LONG, Zint AS SINGLE
DIM Icel AS LONG, Jsal AS LONG, Ndrn AS LONG, Micr AS LONG
DIM ElvF AS SINGLE, ElvI AS SINGLE, Jad AS INTEGER, Ip AS LONG
DIM Nreal AS LONG

' Se abren archivos original y nuevo
OPEN "Cqr-mde7.img" FOR BINARY AS #1
OPEN "Cqr-mde8.img" FOR BINARY AS #2

' Resolución del MDE original y factor de escala
' con respecto al nuevo MDE (celdas de 30 a 10 m)
NcBas = 900: NrBas = 1230: Esc = 3
Nc = NcBas * Esc: Nr = NrBas * Esc
Ncd = Nc: Dat = -9999: Tmp = TIMER

' Se llena un espacio de memoria con nulos
FOR j = 1 TO 1000: PUT 2, , Dat: NEXT j
GET 2, 1, Bq4: GET 2, 1, Bq5: GET 2, 1, Bq6
FOR i = 3 TO 0 STEP -1
    Jm(4 - i) = INT(Ncd / (10 ^ i))
    Ncd = Ncd - Jm(4 - i) * (10 ^ i)
NEXT i
SEEK 2, 1
CLS : PRINT "Forma base del nuevo MDE ..."
FOR i = 1 TO Nr
    FOR j = 1 TO Jm(1): PUT 2, , Bq4: NEXT j
    FOR j = 1 TO Jm(2): PUT 2, , Bq5: NEXT j
    FOR j = 1 TO Jm(3): PUT 2, , Bq6: NEXT j
    FOR j = 1 TO Jm(4): PUT 2, , Dat: NEXT j
NEXT i

Cte0 = INT(Esc / 2) + 1
CteM = Esc + Esc MOD 2
REDIM Frac(CteM) AS SINGLE
Frac(1) = 0: IF Esc MOD 2 = 0 THEN Frac(1) = 1 / (2 * Esc)
FOR i = 2 TO CteM: Frac(i) = Frac(i - 1) + 1 / Esc: NEXT i

PRINT "Forma triádas e interpola Z interiores -> ";
FOR IrBas = 1 TO NrBas - 1
    FOR JcBas = 1 TO NcBas - 1
        DirP = (IrBas - 1) * NcBas + JcBas
        DirQ = DirP + NcBas
        GET 1, DirP * 4 - 3, Elv(0): GET 1, , Elv(1)
        GET 1, DirQ * 4 - 3, Elv(3): GET 1, , Elv(2)

        ' Bloque clave que aplica ecuación del plano para interpolar Z's
```

```

' a tríada superior e inferior, definidas por los vértices 0 a 3
IF Elv(0) > 0 AND Elv(1) > 0 AND Elv(2) > 0 AND Elv(3) > 0 THEN
  Jo = (JcBas - 1) * Esc + Cte0
  Io = (IrBas - 1) * Esc + Cte0
  Dr0 = (Io - 1) * Nc + Jo: Ntrd = Ntrd + 1
  dz1 = Elv(0) - Elv(1): dz2 = Elv(2) - Elv(1)
  dz3 = Elv(0) - Elv(3): dz4 = Elv(2) - Elv(3)
  FOR Io = 1 TO CteM
    SEEK 2, 4 * (Dr0 + (Io - 1) * Nc) - 3
    FOR Jo = 1 TO Io - 1
      Zint = Elv(3) + dz4 * Frac(Jo) + dz3 * (1 - Frac(Io))
      PUT 2, , Zint
    NEXT Jo
    FOR Jo = Io TO CteM
      Zint = Elv(1) + dz1 * (1 - Frac(Jo)) + dz2 * Frac(Io)
      PUT 2, , Zint
    NEXT Jo, Io
  LOCATE CSRLIN, 42
  PRINT Ntrd;
END IF
NEXT JcBas
NEXT IrBas
PRINT
PRINT "Aplica postproceso de 'remarcado' -> ";
' Se aplica un postproceso de marcado para 'reafirmar' recorridos según
' conexión de celdas originales (datos en 'Ordcelf.bin' y 'Jdirec.bin').
' Aprovecha secuencia 'ordinal' seguida por el programa 'Sube_MDE'

CLOSE
OPEN "Cqr-mde7.img" FOR BINARY AS #1
OPEN "Cqr-mde8.img" FOR BINARY AS #2
OPEN "Jdirec.bin" FOR BINARY AS #3
OPEN "Ordcelf.bin" FOR BINARY AS #4
Nreal = LOF(4) / 16: dz1 = .005
FOR Kp = 1 TO Nreal
  GET 4, , Icel: GET 4, , Jsal
  GET 4, , Ndrn: GET 4, , Micr
  GET 1, 4 * Icel - 3, ElvI
  IrBas = INT((Icel - 1) / NcBas) + 1
  JcBas = Icel - (IrBas - 1) * NcBas
  Jc = (JcBas - 1) * Esc + Cte0
  Ir = (IrBas - 1) * Esc + Cte0
  Dr0 = (Ir - 1) * Nc + Jc
  ElvI = ElvI - dz1
  IF Jsal > 0 THEN
    GET 1, 4 * Jsal - 3, ElvF
    GET 3, 2 * Icel - 1, Jad
    ElvF = ElvF - dz1
    IF ElvF < 0 THEN ElvF = ElvI
    dz2 = (ElvI - ElvF) / (CteM - 1)
    SELECT CASE Jad
      CASE 1, 2, 3: K = Jad - 2: L = -1
      CASE 11, 13: K = Jad - 12: L = 0
      CASE 21, 22, 23: K = Jad - 22: L = 1
      CASE ELSE: K = 0: L = 0
    END SELECT
    FOR Ip = 1 TO CteM - 1
      PUT 2, Dr0 * 4 - 3, ElvI
      Dr0 = Dr0 + L * Nc + K
      ElvI = ElvI - dz2
    NEXT Ip
  END IF
NEXT Kp

```

```
        ELSE ElvF = ElvI
    END IF
    PUT 2, Dr0 * 4 - 3, ElvF
    IF Kp MOD 100 = 0 OR Kp = Nreal THEN
        LOCATE CSRLIN, 38
        PRINT USING "### %"; Kp / Nreal * 100;
    END IF
NEXT Kp
PRINT
PRINT "Tiempo de proceso : "; TIMER - Tmp; "s"
CLOSE
END
```

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
1	0	310	626	4	30.2	0.838	55.0	6.604	85.0	20.784	0.519	26.790	24.25198	542	1632
2	1	309	1282	4	18.2	0.803	70.8	6.443	85.0	20.722	0.250	16.136	24.22755	532	1622
3	2	308	333	4	38.9	0.831	34.9	5.551	85.0	20.594	0.539	34.931	24.11409	522	1610
4	3	65	9	3	2.8	1.056	2.4	2.494	87.0	4.961	0.250	4.331	8.69083	338	1440
5	4	15	191	2	15.3	1.127	31.2	4.217	85.0	1.316	0.250	13.386	2.59843	298	1300
6	5	13	87	2	11.2	0.057	17.5	3.525	86.0	1.204	0.250	12.833	2.38476	290	1290
7	6	11	186	2	12.7	0.065	31.6	4.061	85.0	1.126	0.250	14.301	2.25454	288	1282
8	7	9	391	2	17.3	0.118	41.1	4.390	85.0	1.029	0.250	18.799	2.07783	282	1274
9	8	7	1190	2	21.3	0.138	85.8	6.104	85.0	0.880	0.250	22.847	1.82225	272	1262
10	9	5	254	2	10.1	0.080	75.6	5.447	85.0	0.661	0.250	11.377	1.31562	260	1248
11	10	3	3617	2	51.6	0.783	87.6	5.846	85.0	0.585	0.250	47.336	1.27475	266	1242
12	11	1	553	1	17.1	2.945	44.4	3.744	85.0	0.150	0.342	15.122	0.31782	236	1034
13	12	0	945	1	4.8	0.117	68.5	2.424	85.0	0.094	0.000	0.000	0.22120	234	1794
14	11	0	734	1	3.0	0.093	86.8	5.351	85.0	0.073	0.000	0.000	0.17181	234	1794
15	10	0	505	1	0.0	0.000	85.0	5.854	85.0	0.051	0.000	0.000	0.07948	222	1794
16	9	0	1005	1	52.0	4.135	33.5	0.700	85.0	0.101	0.000	0.000	0.23524	234	1794
17	8	0	1092	1	30.0	3.777	51.0	2.258	85.0	0.109	0.000	0.000	0.25561	234	1794
18	7	0	791	1	31.7	4.077	49.2	2.167	85.0	0.079	0.000	0.000	0.18515	234	1794
19	6	0	687	1	26.8	3.653	55.0	2.448	85.0	0.069	0.000	0.000	0.16065	234	1794
20	5	0	932	1	22.5	3.778	58.4	2.579	85.0	0.093	0.000	0.000	0.21815	234	1794
21	4	48	586	3	43.6	2.002	35.1	5.215	86.0	3.644	0.323	33.898	6.26496	348	1438
22	21	29	667	3	76.2	1.090	33.7	2.921	87.0	2.447	0.250	55.498	3.84045	358	1440
23	22	26	805	3	64.8	0.192	23.0	6.602	86.0	2.217	0.250	67.882	3.70225	312	1440
24	23	2	205	2	25.7	0.552	7.8	4.036	86.0	0.189	0.250	24.378	0.44173	260	1082
25	24	0	894	1	38.8	0.376	46.0	16.193	86.0	0.089	0.000	0.000	0.24182	213	1442
26	24	0	793	1	9.0	0.046	41.5	10.241	85.0	0.079	0.000	0.000	0.20218	240	1442
27	23	22	361	3	19.5	1.100	34.7	4.656	85.0	1.947	0.250	16.820	3.38993	272	1178
28	27	2	156	2	12.2	0.021	24.7	44.233	84.0	0.480	0.250	14.345	0.90421	264	1166
29	28	0	3759	1	79.3	15.472	76.6	134.761	80.0	0.376	0.000	0.000	0.77500	255	1442

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
30	28	0	890	1	0.0	0.000	103.3	145.568	74.0	0.089	0.000	0.000	0.12961	264	1442
31	27	1	718	1	34.4	76.408	93.1	78.349	77.0	0.168	0.747	20.195	0.33803	240	1034
32	31	0	962	1	24.7	22.429	79.6	52.383	83.0	0.096	0.000	0.000	0.22125	255	1442
33	27	16	776	2	19.5	1.312	59.7	88.978	81.0	1.262	0.250	16.402	2.14886	260	1146
34	33	15	519	2	12.7	1.691	38.8	62.213	81.0	1.185	0.387	10.844	1.98171	250	1134
35	34	14	1607	2	58.3	4.112	45.3	43.893	83.0	1.133	1.005	29.653	1.94173	258	1128
36	35	13	683	2	12.2	11.386	49.4	37.635	87.0	0.972	0.381	8.641	1.55723	250	1118
37	36	2	1109	1	46.6	31.432	86.7	66.941	86.0	0.223	0.788	26.609	0.58972	216	1054
38	37	1	549	1	7.0	0.837	87.5	63.006	87.0	0.112	0.250	6.885	0.29359	206	932
39	38	0	575	1	1.0	0.133	75.8	58.877	85.0	0.058	0.000	0.000	0.14611	204	1442
40	36	9	435	2	15.5	13.329	116.3	85.902	86.0	0.681	0.447	10.880	0.82711	258	1112
41	40	8	1386	2	26.9	13.459	124.4	67.861	85.0	0.637	0.550	18.766	0.81538	252	1106
42	41	0	616	1	3.0	1.174	85.0	60.665	81.0	0.062	0.000	0.000	0.12507	210	1442
43	41	6	413	2	12.9	4.824	82.7	55.340	76.0	0.437	0.324	9.799	0.36930	256	1098
44	43	4	43	2	34.8	28.749	5.2	5.219	72.0	0.343	0.725	20.710	0.35607	250	1092
45	44	0	1530	1	36.9	23.099	63.0	19.560	74.0	0.153	0.000	0.000	0.22052	381	1442
46	44	2	526	1	20.9	14.418	91.3	34.322	72.0	0.186	0.469	13.975	0.15104	238	988
47	46	1	727	1	54.5	12.726	66.7	18.417	72.0	0.133	0.443	33.125	0.14784	230	980
48	47	0	607	1	13.5	2.630	59.8	10.940	77.0	0.061	0.000	0.000	0.07523	216	1442
49	43	0	523	1	0.0	0.000	64.0	48.902	74.0	0.052	0.000	0.000	0.03133	195	1442
50	22	1	621	1	30.1	4.053	48.7	79.097	84.0	0.164	0.404	26.876	0.44575	208	1038
51	50	0	1018	1	16.5	1.377	46.5	71.641	86.0	0.102	0.000	0.000	0.28713	195	1442
52	21	17	144	2	39.7	1.226	17.8	2.436	87.0	1.138	0.428	35.124	2.84793	270	1152
53	52	0	1526	1	25.2	0.151	49.7	6.282	86.0	0.153	0.000	0.000	0.38950	255	1442
54	52	15	1066	2	57.0	18.138	53.6	63.534	86.0	0.971	0.887	37.830	2.45763	254	1136
55	54	14	61	2	9.8	0.274	9.1	20.085	86.0	0.864	0.250	10.316	2.16267	246	1126
56	55	0	557	1	7.4	9.725	57.4	57.313	86.0	0.056	0.000	0.000	0.15322	198	1442
57	55	12	783	2	8.8	1.230	63.3	59.914	86.0	0.803	0.292	7.484	2.03658	242	1120
58	57	11	47	2	8.8	4.000	5.8	8.097	86.0	0.724	0.300	7.298	1.82303	236	1114

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
59	58	0	804	1	51.0	41.533	69.9	14.334	86.0	0.080	0.000	0.000	0.20521	255	1442
60	58	0	4	1	0.0	0.000	1.4	2.555	87.0	0.000	0.000	0.000	0.00329	186	1442
61	58	7	172	2	24.9	11.333	10.8	8.973	85.0	0.539	0.648	21.714	1.35310	232	1110
62	61	0	796	1	31.0	25.132	63.0	22.920	86.0	0.080	0.000	0.000	0.21004	234	1442
63	61	5	113	2	8.8	3.485	15.2	6.564	85.0	0.442	0.292	7.377	1.14233	226	1104
64	63	1	688	1	45.1	23.363	60.5	35.626	86.0	0.152	0.703	28.617	0.40584	230	1018
65	64	0	834	1	7.0	3.838	59.4	17.903	86.0	0.083	0.000	0.000	0.22007	234	1442
66	63	2	588	2	28.3	10.269	25.3	12.272	86.0	0.278	0.596	24.190	0.73681	218	1098
67	66	0	773	1	22.9	7.438	40.7	14.693	85.0	0.077	0.000	0.000	0.20193	216	1442
68	66	0	1421	1	20.5	4.086	52.2	14.291	86.0	0.142	0.000	0.000	0.37496	234	1442
69	58	0	1002	1	16.1	7.841	66.9	23.202	86.0	0.100	0.000	0.000	0.26440	234	1442
70	3	241	652	4	23.3	0.220	34.3	6.580	86.0	15.600	0.269	21.698	19.14128	570	1598
71	70	240	483	4	13.7	0.120	56.7	6.468	86.0	15.534	0.250	13.897	19.11696	556	1584
72	71	8	283	2	36.7	3.741	36.2	4.473	86.0	0.615	0.667	31.698	1.39358	270	1130
73	72	0	1173	1	65.3	0.111	67.7	10.595	86.0	0.117	0.000	0.000	0.29303	258	1442
74	72	6	380	2	27.9	1.101	32.2	4.287	85.0	0.469	0.250	23.805	1.09773	260	1130
75	74	1	982	1	70.5	11.639	40.4	29.670	86.0	0.188	0.495	47.635	0.51185	238	1106
76	75	0	896	1	19.9	6.828	31.8	34.810	85.0	0.090	0.000	0.000	0.24414	192	1442
77	74	3	219	2	24.5	0.272	23.4	8.370	86.0	0.243	0.250	24.919	0.59570	238	1080
78	77	0	743	1	24.1	6.835	60.7	46.537	86.0	0.074	0.000	0.000	0.20370	201	1442
79	77	1	605	1	12.2	0.608	58.6	51.832	86.0	0.147	0.250	11.925	0.40563	210	1016
80	79	0	868	1	9.1	0.028	64.5	52.327	86.0	0.087	0.000	0.000	0.23798	201	1442
81	71	230	509	4	11.2	0.097	79.5	8.472	85.0	14.871	0.250	12.283	1.86828	552	1574
82	81	229	539	4	4.0	0.040	83.0	8.361	85.0	14.820	0.250	4.936	18.67216	544	1566
83	82	228	265	4	8.8	0.090	67.0	7.713	85.0	14.766	0.250	9.281	18.65667	544	1564
84	83	0	529	1	17.0	5.145	62.6	2.954	85.0	0.053	0.000	0.000	0.09433	222	1794
85	83	226	516	4	11.8	0.110	64.8	7.358	85.0	14.687	0.250	12.727	18.64081	538	1558
86	85	225	556	4	2.0	0.020	81.6	7.898	85.0	14.635	0.250	2.709	18.63054	532	1550
87	86	224	685	4	8.8	0.080	80.5	7.719	85.0	14.580	0.250	10.026	18.61299	530	1548

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
88	87	223	671	4	14.9	0.448	73.7	7.365	85.0	14.511	0.250	13.754	18.58463	522	1542
89	88	222	580	4	16.3	0.562	70.9	7.183	85.0	14.444	0.263	14.042	18.55796	512	1532
90	89	221	634	4	24.0	0.719	58.4	6.717	85.0	14.386	0.355	22.157	18.54000	502	1522
91	90	220	512	4	26.2	0.191	38.9	5.895	85.0	14.323	0.330	27.531	18.51204	490	1510
92	91	219	584	4	36.1	0.257	41.5	3.267	85.0	14.272	0.404	39.256	18.49603	476	1496
93	92	218	10	4	3.0	0.035	2.4	2.925	87.0	14.213	0.250	4.025	18.47293	464	1482
94	93	0	4	1	0.0	0.000	1.0	2.941	87.0	0.000	0.000	0.000	0.00329	186	1442
95	93	3	799	2	24.5	0.904	58.5	13.110	85.0	0.340	0.250	21.680	0.87900	258	1102
96	95	1	817	1	32.6	2.696	42.9	7.465	86.0	0.149	0.250	23.675	0.39952	242	1032
97	96	0	674	1	20.3	6.637	48.1	43.924	86.0	0.067	0.000	0.000	0.18739	198	1442
98	95	0	1115	1	33.6	2.684	65.7	39.996	85.0	0.112	0.000	0.000	0.28765	228	1442
99	93	202	391	4	47.0	1.733	27.2	9.655	85.0	13.330	0.627	33.802	17.81365	478	1480
100	99	190	297	4	21.9	1.497	24.4	9.104	85.0	12.580	0.484	15.540	16.93400	474	1468
101	100	2	304	2	28.0	6.164	26.3	3.934	86.0	0.185	0.496	25.753	0.40414	232	1000
102	101	0	795	1	19.1	2.753	48.3	42.115	85.0	0.079	0.000	0.000	0.21046	204	1442
103	101	0	749	1	20.9	6.818	72.5	38.038	85.0	0.075	0.000	0.000	0.19096	240	1442
104	100	186	36	4	5.2	0.043	8.4	5.751	86.0	12.366	0.250	5.786	16.79870	466	1460
105	104	184	155	4	12.2	0.357	16.7	6.936	86.0	12.170	0.331	10.894	16.47618	466	1456
106	105	0	1415	1	42.8	7.872	42.4	37.090	86.0	0.141	0.000	0.000	0.39910	195	1442
107	105	182	461	4	19.2	0.543	59.3	22.683	86.0	12.013	0.321	17.919	16.31084	460	1450
108	107	2	353	2	43.1	10.267	45.8	17.838	86.0	0.166	0.563	34.753	0.32853	222	1012
109	108	0	516	1	4.2	3.159	73.7	37.483	86.0	0.052	0.000	0.000	0.12347	204	1442
110	108	0	791	1	27.2	22.816	61.0	16.173	86.0	0.079	0.000	0.000	0.20636	246	1442
111	107	178	624	4	15.2	0.479	44.1	13.082	85.0	11.801	0.250	14.145	16.20367	450	1440
112	111	177	199	4	7.4	0.192	56.0	14.815	85.0	11.739	0.250	7.527	16.16124	440	1430
113	112	176	233	4	8.2	0.086	21.1	3.352	86.0	11.719	0.250	8.903	16.16036	436	1426
114	113	19	1537	3	15.7	2.255	71.6	37.626	85.0	1.425	0.487	13.587	3.11363	276	1218
115	114	0	725	1	14.7	5.733	63.8	32.616	85.0	0.072	0.000	0.000	0.18484	240	1442
116	114	17	494	3	28.0	1.732	31.0	13.541	85.0	1.199	0.250	21.959	2.55758	272	1224

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
117	116	1	1178	1	55.5	23.206	50.4	30.920	85.0	0.173	0.622	31.109	0.44869	218	1054
118	117	0	551	1	2.4	1.127	56.1	17.902	86.0	0.055	0.000	0.000	0.14095	204	1442
119	116	14	675	3	26.8	0.403	52.0	27.023	85.0	0.977	0.250	26.102	2.15919	258	1204
120	119	13	64	3	9.8	0.090	12.3	6.164	85.0	0.909	0.250	11.071	2.05243	240	1140
121	120	1	650	1	62.8	28.056	47.5	21.542	86.0	0.197	0.782	36.346	0.51946	228	1098
122	121	0	1317	1	20.9	5.213	73.4	22.706	86.0	0.132	0.000	0.000	0.34358	246	1442
123	120	10	176	3	4.4	0.040	36.3	24.631	85.0	0.706	0.250	5.390	1.53441	236	1134
124	123	6	184	2	13.7	2.752	31.7	22.418	85.0	0.500	0.395	13.205	1.22687	232	1132
125	124	2	617	1	38.0	21.050	64.0	30.023	86.0	0.226	0.735	26.471	0.58046	226	1070
126	125	1	560	1	14.8	7.853	51.6	30.943	86.0	0.164	0.404	11.862	0.41904	220	1062
127	126	0	1078	1	52.9	14.586	61.8	14.078	86.0	0.108	0.000	0.000	0.27816	252	1442
128	124	2	552	1	27.1	9.328	28.6	21.189	85.0	0.256	0.570	23.455	0.64545	230	1138
129	128	1	699	1	24.6	0.739	38.2	26.789	85.0	0.201	0.250	22.498	0.52135	238	1130
130	129	0	1307	1	10.2	3.298	48.5	25.587	85.0	0.131	0.000	0.000	0.34143	216	1442
131	123	2	160	2	16.0	0.165	16.5	4.440	87.0	0.189	0.250	17.174	0.30639	236	1042
132	131	0	1067	1	25.3	1.950	39.9	13.292	81.0	0.107	0.000	0.000	0.22830	255	1442
133	131	0	660	1	4.0	0.036	35.3	2.946	75.0	0.066	0.000	0.000	0.07928	225	1442
134	0	0	1	1	0.0	0.000	1.0	0.010	67.0	0.000	0.000	0.000	0.00041	186	1442
135	113	153	62	3	11.2	0.756	11.3	5.600	87.0	10.142	0.294	7.788	14.19488	450	1420
136	135	151	535	3	18.1	0.169	48.1	7.473	86.0	10.019	0.250	18.259	14.05985	444	1414
137	136	1	669	1	35.0	2.022	48.4	5.594	84.0	0.216	0.250	26.961	0.49588	256	1202
138	137	0	1495	1	43.7	1.511	43.0	3.997	85.0	0.149	0.000	0.000	0.36084	258	1442
139	136	148	559	3	38.6	1.075	33.8	6.378	84.0	9.749	0.496	33.733	13.69164	436	1414
140	139	146	216	3	14.8	0.668	41.2	5.539	84.0	9.588	0.352	12.552	13.53496	426	1402
141	140	144	718	3	28.2	0.593	41.4	5.451	85.0	9.508	0.273	24.333	13.48921	418	1394
142	141	5	100	2	26.2	2.103	6.0	2.718	86.0	0.440	0.250	20.094	0.79599	252	1186
143	142	3	280	2	20.1	0.472	28.7	1.362	79.0	0.379	0.250	19.519	0.73580	230	1124
144	143	0	1026	1	20.5	1.059	48.2	10.546	75.0	0.103	0.000	0.000	0.15289	276	1442
145	143	1	671	1	19.2	0.601	46.2	10.022	77.0	0.249	0.250	18.171	0.58711	216	1110

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
146	145	0	1815	1	115.5	14.765	72.3	115.074	85.0	0.182	0.000	0.000	0.48049	204	1442
147	142	0	512	1	1.0	0.001	61.7	3.109	86.0	0.051	0.000	0.000	0.09122	222	1794
148	141	127	23	3	7.4	0.662	4.4	4.100	87.0	8.431	0.250	5.544	12.22292	408	1350
149	148	1	567	1	28.9	2.089	38.0	5.008	85.0	0.154	0.250	22.262	0.34128	228	1092
150	149	0	972	1	34.3	0.571	41.2	9.707	83.0	0.097	0.000	0.000	0.22604	252	1442
151	148	124	29	3	9.0	0.268	2.0	4.052	87.0	8.275	0.261	7.366	12.05278	406	1346
152	151	118	246	3	62.0	5.560	7.4	1.773	80.0	7.992	0.825	27.404	11.73343	402	1340
153	152	13	528	2	20.1	1.544	39.6	13.206	85.0	0.864	0.250	16.343	1.68513	254	1124
154	153	11	211	2	22.1	4.075	18.0	9.868	86.0	0.753	0.543	20.405	1.48126	250	1110
155	154	0	1231	1	37.1	9.559	74.5	117.434	86.0	0.123	0.000	0.000	0.34226	198	1442
156	154	9	82	2	7.4	2.538	24.1	15.558	86.0	0.609	0.250	6.028	1.14090	244	1104
157	156	0	645	1	14.3	7.668	78.5	116.995	86.0	0.064	0.000	0.000	0.17933	198	1442
158	156	7	92	2	12.7	4.430	12.3	12.393	86.0	0.536	0.371	11.050	0.96963	242	1100
159	158	0	1223	1	38.9	31.415	53.8	90.145	86.0	0.122	0.000	0.000	0.34495	195	1442
160	158	5	472	2	29.6	14.047	23.2	25.840	85.0	0.405	0.624	22.369	0.62765	236	1094
161	160	3	139	2	19.0	17.687	48.0	75.819	86.0	0.304	0.530	13.283	0.45422	240	1086
162	161	0	1458	1	75.4	91.703	75.8	7.406	77.0	0.146	0.000	0.000	0.22781	282	1794
163	161	1	591	1	37.6	63.114	52.6	67.858	82.0	0.145	0.699	19.637	0.23325	222	974
164	163	0	855	1	12.1	7.875	55.8	22.014	73.0	0.086	0.000	0.000	0.11392	261	1442
165	160	0	533	1	7.1	5.439	60.7	82.720	86.0	0.053	0.000	0.000	0.14324	198	1442
166	153	0	584	1	8.5	1.897	63.7	31.380	86.0	0.058	0.000	0.000	0.15496	207	1442
167	152	103	169	3	18.9	1.686	10.8	6.086	85.0	7.103	0.450	12.885	10.65911	394	1328
168	167	2	134	2	12.2	3.529	15.7	4.619	86.0	0.204	0.356	11.276	0.53208	204	1054
169	168	0	1142	1	50.4	15.188	69.7	96.641	86.0	0.114	0.000	0.000	0.31751	198	1442
170	168	0	769	1	32.4	7.632	53.1	38.900	86.0	0.077	0.000	0.000	0.21381	198	1442
171	167	99	833	3	33.8	2.171	46.5	5.139	86.0	6.881	0.305	26.154	10.34095	388	1332
172	171	98	85	3	14.1	0.638	7.2	4.992	86.0	6.798	0.359	11.321	10.31283	372	1274
173	172	6	268	2	17.9	3.607	18.6	3.822	86.0	0.493	0.450	17.374	1.06894	242	1120
174	173	0	515	1	5.2	0.807	46.5	19.137	86.0	0.052	0.000	0.000	0.13026	198	1442

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
175	173	4	918	2	27.6	3.111	46.9	17.164	86.0	0.415	0.490	25.386	0.97707	246	1114
176	175	3	1986	2	122.1	57.950	62.7	95.561	86.0	0.323	0.752	37.431	0.72961	236	1104
177	176	2	38	2	4.8	4.419	22.0	49.689	85.0	0.125	0.250	4.863	0.17974	214	932
178	177	0	675	1	20.8	46.960	65.4	19.774	76.0	0.068	0.000	0.000	0.09765	222	1442
179	177	0	532	1	0.0	0.000	61.8	59.363	80.0	0.053	0.000	0.000	0.09317	201	1442
180	172	90	536	3	48.7	4.546	43.6	11.993	86.0	6.296	0.597	29.928	9.58165	368	1268
181	180	89	379	3	17.5	2.723	44.4	12.070	86.0	6.243	0.598	12.320	9.54235	354	1254
182	181	0	1123	1	48.8	16.375	64.7	90.877	86.0	0.112	0.000	0.000	0.31223	198	1442
183	181	87	809	3	59.7	12.427	39.9	9.087	86.0	6.093	1.421	29.051	9.28603	350	1250
184	183	86	883	3	5.8	1.770	59.8	88.448	86.0	6.012	0.250	4.785	9.16264	344	1242
185	184	85	911	3	28.4	5.939	47.9	78.969	85.0	5.923	0.891	18.742	8.99806	340	1238
186	185	2	648	1	16.3	2.297	54.9	95.253	86.0	0.229	0.350	15.540	0.64537	212	1030
187	186	1	708	1	12.3	1.588	55.5	97.252	86.0	0.164	0.276	10.690	0.46312	204	1022
188	187	0	935	1	9.5	1.879	60.8	94.377	86.0	0.094	0.000	0.000	0.26372	195	1442
189	185	81	1076	3	29.6	4.259	54.2	90.860	85.0	5.603	0.909	19.396	8.46404	340	1232
190	189	77	1121	3	41.4	10.130	49.8	88.922	85.0	5.336	1.125	24.181	8.14795	334	1226
191	190	5	540	2	11.5	19.077	50.3	87.219	84.0	0.389	0.337	7.634	0.56981	250	1180
192	191	4	754	2	45.1	62.912	63.1	16.357	77.0	0.335	0.874	23.021	0.48713	256	1174
193	192	3	46	2	2.0	0.027	21.0	9.648	73.0	0.260	0.250	2.724	0.36829	268	1166
194	193	0	761	1	25.2	9.589	33.4	7.742	81.0	0.076	0.000	0.000	0.16071	249	1442
195	193	1	556	1	38.6	0.429	39.0	12.120	76.0	0.179	0.250	37.923	0.21628	294	1184
196	195	0	1233	1	24.7	4.775	78.4	11.196	78.0	0.123	0.000	0.000	0.20285	282	1794
197	190	0	127	1	0.0	0.000	38.2	82.045	75.0	0.013	0.000	0.000	0.00261	186	1442
198	190	66	23	3	4.2	1.151	5.4	12.833	86.0	4.438	0.250	4.630	6.70901	332	1220
199	198	0	677	1	34.2	79.575	64.5	17.715	76.0	0.068	0.000	0.000	0.09613	225	1442
200	198	64	37	3	5.8	0.254	10.4	31.252	79.0	4.368	0.250	5.522	6.67802	330	1218
201	200	62	5	3	2.4	2.620	1.4	1.576	79.0	4.271	0.250	4.172	6.50664	328	1214
202	201	1	543	1	65.1	89.299	84.3	59.563	77.0	0.134	0.955	27.049	0.20690	224	1006
203	202	0	798	1	3.0	0.591	65.7	15.193	82.0	0.080	0.000	0.000	0.16757	264	1442

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
204	201	59	251	3	14.3	5.024	44.1	83.760	72.0	4.136	0.481	10.579	6.35480	326	1212
205	204	0	698	1	6.0	41.890	86.9	56.492	74.0	0.070	0.000	0.000	0.09105	219	1442
206	204	57	534	3	14.9	7.498	61.1	82.449	72.0	4.041	0.500	11.068	6.32226	322	1208
207	206	56	942	3	11.5	0.105	77.1	89.753	73.0	3.988	0.250	12.713	6.31563	318	1204
208	207	55	315	3	22.1	0.218	82.5	91.270	73.0	3.894	0.250	21.800	6.20940	312	1196
209	208	0	1	1	0.0	0.000	1.0	0.010	72.0	0.000	0.000	0.000	0.00051	186	1442
210	208	0	750	1	19.1	45.899	67.4	43.360	74.0	0.075	0.000	0.000	0.10385	237	1442
211	208	0	746	1	4.0	7.082	63.3	71.599	72.0	0.075	0.000	0.000	0.09297	231	1442
212	208	40	219	3	25.5	10.100	17.7	45.724	72.0	2.825	0.737	18.872	4.39366	306	1182
213	212	0	1279	1	53.7	65.185	42.0	15.784	75.0	0.128	0.000	0.000	0.19697	267	1442
214	212	38	672	3	13.9	1.266	86.6	78.931	73.0	2.675	0.250	11.996	4.20043	300	1176
215	214	37	512	3	14.7	0.768	58.2	67.171	72.0	2.608	0.250	13.550	4.17169	290	1166
216	215	36	820	3	14.9	2.582	43.7	61.660	82.0	2.557	0.480	11.746	4.16783	280	1156
217	216	33	515	3	5.2	2.214	64.0	61.366	72.0	2.315	0.250	4.959	3.60532	278	1150
218	217	32	1033	3	19.1	4.354	72.1	63.144	81.0	2.263	0.573	15.233	3.60267	274	1146
219	218	0	893	1	12.7	21.324	82.0	47.597	74.0	0.089	0.000	0.000	0.12563	270	1442
220	218	30	1092	3	24.8	8.967	51.7	52.236	78.0	2.070	0.672	19.285	3.25954	268	1140
221	220	29	553	3	10.7	3.117	65.5	56.542	83.0	1.961	0.345	8.360	3.05735	262	1134
222	221	0	12	1	0.0	0.000	11.0	21.721	72.0	0.001	0.000	0.000	0.00614	186	1442
223	221	3	398	2	11.5	16.543	63.2	42.690	72.0	0.321	0.324	7.416	0.34720	238	1050
224	223	1	968	1	31.2	21.785	70.4	19.054	73.0	0.158	0.550	18.202	0.20481	230	1000
225	224	0	610	1	2.0	0.777	63.8	17.751	78.0	0.061	0.000	0.000	0.09111	219	1442
226	223	0	1233	1	19.0	15.003	73.6	24.305	72.0	0.123	0.000	0.000	0.15063	345	1442
227	221	0	853	1	33.9	36.910	68.4	29.043	74.0	0.085	0.000	0.000	0.11928	264	1442
228	221	22	693	3	17.7	13.220	36.3	41.524	79.0	1.499	0.545	13.674	2.52828	260	1128
229	228	19	15	3	4.2	1.864	3.4	3.114	72.0	1.281	0.250	4.762	2.13321	262	1122
230	229	18	732	3	4.2	1.681	59.7	39.662	79.0	1.280	0.250	4.768	2.13194	260	1120
231	230	0	934	1	5.8	7.636	78.0	43.158	80.0	0.093	0.000	0.000	0.18408	264	1442
232	230	16	282	3	5.0	6.291	57.7	35.642	80.0	1.113	0.250	4.799	1.81310	260	1118

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
233	232	9	612	2	11.1	4.955	82.2	38.929	78.0	0.626	0.315	8.451	0.78137	246	1036
234	233	8	408	2	7.8	2.387	70.9	39.619	81.0	0.565	0.250	6.317	0.71052	248	1030
235	234	7	940	2	10.2	3.806	73.4	23.865	82.0	0.524	0.280	7.668	0.70611	242	1024
236	235	1	686	1	23.5	13.091	65.0	22.769	80.0	0.134	0.486	16.556	0.25549	228	952
237	236	0	652	1	8.5	3.115	56.0	18.911	80.0	0.065	0.000	0.000	0.12481	216	1442
238	235	4	236	2	16.8	5.444	23.8	10.814	73.0	0.297	0.372	13.268	0.25418	238	966
239	238	1	832	1	31.5	12.286	64.9	22.301	72.0	0.154	0.473	21.043	0.19261	248	958
240	239	0	711	1	5.0	1.747	49.2	15.173	74.0	0.071	0.000	0.000	0.09518	225	1442
241	238	1	537	1	24.7	7.948	56.2	21.246	72.0	0.119	0.378	17.017	0.06810	212	902
242	241	0	649	1	14.2	2.970	55.8	14.815	72.0	0.065	0.000	0.000	0.05860	216	1442
243	232	5	1212	2	66.5	24.694	38.9	10.219	83.0	0.458	0.794	39.383	1.04180	268	1114
244	243	4	38	2	5.8	0.460	10.9	8.390	86.0	0.337	0.250	6.414	0.76295	260	1100
245	244	1	1274	1	56.5	2.763	41.0	8.764	83.0	0.182	0.250	41.946	0.39862	244	1068
246	245	0	543	1	2.4	0.139	48.3	6.098	86.0	0.054	0.000	0.000	0.12227	213	1442
247	244	1	813	1	58.1	4.497	38.5	3.127	85.0	0.152	0.250	37.264	0.37086	270	1110
248	247	0	705	1	25.6	0.214	34.3	2.669	86.0	0.071	0.000	0.000	0.18179	243	1442
249	228	1	925	1	48.4	36.917	46.5	8.858	82.0	0.148	0.707	23.784	0.30074	224	1020
250	249	0	557	1	5.4	0.522	44.7	7.948	82.0	0.056	0.000	0.000	0.10546	210	1442
251	216	1	918	1	58.8	56.561	53.6	14.156	86.0	0.160	0.883	25.450	0.40112	246	1024
252	251	0	687	1	21.3	6.657	63.1	13.182	84.0	0.069	0.000	0.000	0.15897	234	1442
253	208	10	1292	2	61.4	30.681	37.5	39.869	83.0	0.887	0.922	34.498	1.76721	276	1164
254	253	0	670	1	13.4	24.880	52.3	20.894	85.0	0.067	0.000	0.000	0.17284	225	1442
255	253	8	311	2	21.1	25.548	18.0	30.510	85.0	0.691	0.639	15.191	1.31565	274	1152
256	255	0	624	1	0.0	0.000	40.6	22.152	85.0	0.062	0.000	0.000	0.16519	204	1442
257	255	6	950	2	17.5	7.854	45.2	19.258	85.0	0.598	0.478	14.740	1.19444	280	1146
258	257	0	1644	1	105.5	22.643	49.7	3.136	83.0	0.164	0.000	0.000	0.34841	234	1794
259	257	4	1307	2	81.4	10.729	43.6	7.334	83.0	0.338	0.467	51.778	0.61157	278	1156
260	259	3	694	2	38.5	2.928	53.2	5.484	79.0	0.207	0.250	27.462	0.33142	256	1054
261	260	2	8	2	5.4	0.865	1.4	0.346	77.0	0.138	0.250	5.704	0.23714	236	968

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
262	261	0	696	1	16.8	1.184	48.0	6.036	74.0	0.070	0.000	0.000	0.08564	231	1794
263	261	0	676	1	17.9	1.993	65.3	8.725	84.0	0.068	0.000	0.000	0.15037	234	1442
264	200	0	937	1	32.1	8.182	38.0	68.061	82.0	0.094	0.000	0.000	0.22005	234	1442
265	190	2	5	2	3.0	0.665	1.4	0.262	85.0	0.384	0.250	4.119	0.90276	234	1212
266	265	0	3198	1	82.8	74.340	100.7	21.711	85.0	0.320	0.000	0.000	0.74772	267	1442
267	265	0	636	1	15.7	29.597	49.0	52.675	85.0	0.064	0.000	0.000	0.16837	204	1442
268	189	2	418	2	33.5	60.851	46.4	84.277	85.0	0.160	0.764	20.511	0.27688	236	944
269	268	0	591	1	9.7	16.618	104.4	23.006	85.0	0.059	0.000	0.000	0.12644	228	1794
270	268	0	588	1	13.5	18.830	95.0	15.981	86.0	0.059	0.000	0.000	0.13296	228	1794
271	151	4	648	2	39.9	0.825	53.2	10.078	86.0	0.280	0.250	35.768	0.64901	250	1152
272	271	3	672	2	26.5	0.897	48.6	10.833	86.0	0.215	0.250	23.595	0.51800	230	1086
273	272	0	25	1	0.0	0.000	14.4	6.420	85.0	0.002	0.000	0.000	0.00060	186	1442
274	272	0	926	1	17.5	4.780	52.4	15.938	86.0	0.093	0.000	0.000	0.24730	222	1442
275	272	0	531	1	9.1	2.118	62.8	8.121	86.0	0.053	0.000	0.000	0.10620	216	1442
276	141	9	98	2	5.0	0.050	20.8	5.014	85.0	0.565	0.250	6.014	1.21780	256	1162
277	276	0	685	1	13.5	4.787	38.3	0.978	85.0	0.068	0.000	0.000	0.15979	234	1794
278	276	7	657	2	31.2	0.310	37.3	5.089	85.0	0.487	0.250	31.328	1.06513	254	1176
279	278	6	481	2	4.4	0.040	51.1	26.097	86.0	0.421	0.250	5.390	0.94275	238	1064
280	279	4	183	2	17.4	1.450	11.8	3.977	85.0	0.290	0.250	14.513	0.66915	246	1062
281	280	2	36	2	6.0	0.180	7.4	4.518	86.0	0.161	0.250	6.855	0.38387	234	1036
282	281	0	627	1	11.1	2.445	42.6	1.454	85.0	0.063	0.000	0.000	0.14100	231	1794
283	281	0	943	1	35.7	5.846	72.9	19.218	86.0	0.094	0.000	0.000	0.24333	252	1442
284	280	0	1115	1	15.8	5.751	56.7	19.607	85.0	0.112	0.000	0.000	0.28428	240	1442
285	279	0	825	1	8.4	1.141	47.8	26.800	85.0	0.083	0.000	0.000	0.21552	216	1442
286	140	0	578	1	17.8	0.817	32.7	7.820	86.0	0.058	0.000	0.000	0.15812	201	1442
287	139	0	1056	1	55.0	3.315	47.3	26.900	86.0	0.106	0.000	0.000	0.28952	201	1442
288	135	0	1171	1	28.1	2.493	52.5	31.877	86.0	0.117	0.000	0.000	0.32105	201	1442
289	113	1	55	1	11.2	1.065	11.9	3.911	87.0	0.128	0.250	10.298	0.33222	220	1070
290	289	0	1227	1	23.1	1.603	54.3	21.429	86.0	0.123	0.000	0.000	0.33189	213	1442

ANEXO III
ESTUDIO DE CASO. RESULTADO DE LA SIMULACIÓN

Mic	Salida	Previas	Area(u ²)	Orden	L(u) cauce	dE(m)	L(u) cuenca	dE(m)	CN	Adrn(km ²)	C(m/s)	D(m ² /s)	Qmax(m ³ /s)	Tpico(min)	Dtot
291	104	0	1919	1	17.7	3.567	56.9	6.351	85.0	0.192	0.000	0.000	0.45826	261	1442
292	99	10	722	2	41.4	1.771	23.5	5.929	85.0	0.710	0.250	32.398	1.32077	314	1326
293	292	9	152	2	20.0	0.841	13.0	5.552	85.0	0.638	0.250	18.023	1.24012	318	1278
294	293	0	545	1	2.4	1.376	72.3	11.987	85.0	0.054	0.000	0.000	0.10947	216	1442
295	293	7	516	2	12.3	0.531	60.4	19.972	86.0	0.568	0.250	12.056	1.21059	304	1284
296	295	6	959	2	41.8	0.437	60.6	19.033	86.0	0.517	0.250	40.467	1.18097	298	1276
297	296	5	813	2	43.2	3.032	46.0	17.740	85.0	0.421	0.250	30.040	0.96899	276	1202
298	297	4	32	2	8.0	0.227	3.0	4.373	84.0	0.340	0.250	8.751	0.78723	262	1130
299	298	0	1308	1	32.2	1.474	41.2	35.625	86.0	0.131	0.000	0.000	0.36892	195	1442
300	298	2	402	2	44.2	1.125	18.0	4.705	86.0	0.206	0.250	37.880	0.42805	266	1140
301	300	0	897	1	24.0	9.103	47.3	27.047	85.0	0.090	0.000	0.000	0.23433	216	1442
302	300	0	758	1	24.2	0.237	52.5	15.700	85.0	0.076	0.000	0.000	0.19111	249	1442
303	93	9	627	2	17.7	0.160	52.0	6.411	85.0	0.541	0.250	18.856	1.02151	260	1060
304	303	8	582	2	11.2	0.110	57.1	6.578	85.0	0.479	0.250	12.468	0.89166	250	1048
305	304	7	592	2	10.8	0.100	62.9	7.058	85.0	0.420	0.250	12.091	0.78725	244	1040
306	305	6	39	2	2.4	0.020	12.4	4.751	86.0	0.361	0.250	3.164	0.67501	240	1032
307	306	0	843	1	2.0	4.333	71.5	5.694	85.0	0.084	0.000	0.000	0.19732	234	1794
308	306	4	468	2	14.2	1.808	45.7	4.487	86.0	0.273	0.321	13.046	0.47779	238	1030
309	308	0	529	1	2.4	0.084	72.0	8.262	85.0	0.053	0.000	0.000	0.09433	222	1794
310	308	2	167	2	20.3	0.211	13.7	2.953	85.0	0.173	0.250	21.245	0.37434	272	1022
311	310	0	811	1	20.2	0.673	66.6	8.780	85.0	0.081	0.000	0.000	0.19162	264	1442
312	310	0	755	1	9.7	0.097	52.0	6.495	85.0	0.075	0.000	0.000	0.18219	255	1442