



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

01190

**MODELO DISTRIBUIDO DE LLUVIA-ESCORRENTÍA BASADO
EN EL MANEJO DE VARIABLES GEO-REFERENCIADAS
Y EL ESCALAMIENTO FISIOGRAFICO DE CUENCAS**

Nabil Mobayed Khodr

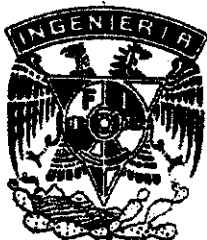
TESIS DOCTORAL

Presentada como requisito
para obtener el grado de

DOCTOR EN INGENIERÍA

Dirigida por:

Dr. Carlos Cruickshank Villanueva



Ciudad de México, agosto de 2011

**ESTA TESIS NO SALE
DE LA BIBLIOTECA**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

A Norma, Fadia, Saide y Nabil

A mi mamá

A mis hermanos

*A todos aquellos que, en algún momento,
se interesaron por mi trabajo doctoral*

"Dios provee las nueces; no las parte"

Dicho popular

Agradecimiento

La gratitud que expresamos a nuestros profesores nunca es bastante cuando su enseñanza, más allá de la formalidad catedrática, trasciende al ámbito profesional o académico y, más aún, a nuestra propia vida. ¿Cuántas veces nos hemos apropiado, concientemente o no, de su frase, dicho o manera de pensar? Seguramente muchas más de las que recordamos, pues ahora ya forman parte de nosotros mismos.

En agradecimiento a toda esa enseñanza que me han brindado, como maestros y seres humanos, refiero algunas ideas valiosas, relacionadas con la hidráulica (y con el proyecto), que recuerdo de conversaciones que sostuvimos fuera de las aulas. Las citas, al principio de cada capítulo, son únicamente una muestra de la lista incontable de lecciones que me han dado todos ellos, desde el profesor Bernal, hace más de 35 años, hasta el doctor Cruickshank, ahora, en el último trayecto hacia la meta doctoral.

Nabil Mobayed

**MODELO DISTRIBUIDO DE LLUVIA-ESCORRENTÍA
BASADO EN EL MANEJO DE VARIABLES GEO-REFERENCIADAS
Y EL ESCALAMIENTO FISIOGRAFICO DE CUENCAS**

Í N D I C E

	Página
Relación de variables	<i>vi</i>
Relación de tablas y figuras	<i>x</i>
1. INTRODUCCIÓN	1
2. MODELOS HIDROLÓGICOS DISTRIBUIDOS	5
2.1 CARACTERIZACIÓN FISIOGRAFICA DE LAS CUENCAS	5
2.2 CARACTERIZACIÓN CLIMATOLÓGICA ESPACIAL	8
2.3 USO DE LA PERCEPCIÓN REMOTA	9
2.4 MODELACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA BASADA EN SIG	10
2.5 OTRAS APLICACIONES DE MODELOS DISTRIBUIDOS	12
3. REDES DE DRENAJE Y ESCALAMIENTO DE CUENCAS	14
3.1 DIRECCIONES DE FLUJO Y PARTEAGUAS	15
3.2 ORDENAMIENTO SISTEMÁTICO DE LA RED	18
3.3 ESCALAMIENTO DE LA CUENCA	21
3.4 PROGRAMA REDRAS	23
4. TRÁNSITO FÍSICO-HIDROLÓGICO DE AVENIDAS	27
4.1 TRÁNSITO DISTRIBUIDO DE CRECIENTES	27
4.2 TRÁNSITO AGREGADO DE GRECIENTES	33
4.3 MODELO INTEGRAL SIMPLIFICADO	35
4.4 CARACTERIZACIÓN DE COEFICIENTES C Y D	38
4.4.1 Modelo inverso	39
4.4.2 Análisis dimensional y ajustes	41
4.5 GENERALIZACIÓN DE TRÁNSITO A LA RED DE DRENAJE	44

	Página
4.6 FLUJO SUBSUPERFICIAL EN REDES DE DRENAJE	46
4.6.1 Esquema de flujo subsuperficial	47
4.6.2 Aplicación con escalamiento a microcuencas	52
4.6.3 Condiciones iniciales para el gasto base	53
4.6.4 Adecuaciones al tránsito por la red	55
5. CONDICIONES DE FRONTERA	57
5.1 HIDROGRAMAS INCIPIENTES	57
5.2 VARIACIÓN ESPACIO-TEMPORAL DE LA LLUVIA	60
5.3 ESCORRENTÍA DIRECTA POR MICROCUENCA	64
5.4 CONDICIONES DE HUMEDAD PRECEDENTE	67
5.5 GEOMETRÍA Y RESISTENCIA AL FLUJO EN CAUCES	69
6. INTEGRACIÓN DEL MODELO. ESTUDIO DE CASO	71
6.1 PROGRAMA <i>HIDRAS</i>	71
6.2 TRÁNSITO DE AVENIDAS CON VARIAS TORMENTAS	73
6.3 APLICACIÓN A CUENCA EXPERIMENTAL	75
6.3.1 Red de drenaje y microcuencas	75
6.3.2 Mapas temáticos	79
6.3.3 Números de escurrimiento	82
6.3.4 Simulación de eventos lluvia-escorrentía	84
7. SÍNTESIS. CONCLUSIONES	89
8. REFERENCIAS TÉCNICAS	92
ANEXOS	98
ANEXO 1. TÉCNICA DE DRAGADO PARA LA DEFINICIÓN DE REDES DE DRENAJE MEDIANTE <i>MDE</i>	99
ANEXO 2. PROGRAMA REDRAS (documentado)	105
ANEXO 3. PROGRAMA HIDRAS (documentado)	122
ANEXO 4. PROGRAMA ÁBSTRAC	151
ANEXO 5. DATOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROMÉTRICOS DE CUENCA EXPERIMENTAL	153

Relación de variables

(conforme aparecen en el texto)

Variable Descripción

Capítulo 2

F	Longitud característica
r	escalador de distancia (<i>ruler</i> , en inglés)
D	dimensión fractal ($D > 1$)
B	gradiente de temperatura ambiental con respecto a la altitud
Z	elevación o altitud con respecto al nivel medio del mar (msnm)
T	temperatura asociada a la elevación Z (en K o °C)
T_0	temperatura de referencia asociada a $Z=0$
a	área unitaria drenada en determinado sitio de la cuenca por longitud transversal de flujo
β	ángulo de la pendiente de terreno en dicho sitio
T	transmisividad saturada local
ST	déficit de humedad promedio del suelo (en mm, por ejemplo)
q_b	aportación de laderas de la cuenca hacia los cauces (mm/hr)
q_v	cantidad de agua que va hacia la zona saturada de la cuenca

Capítulo 3

N_{COL}	número de columnas del mapa o imagen
j	número de j -ésima celda en la malla reticular
j_{fn}	número de celda adyacente hacia la que drena la celda j
j_{ad}	dirección preferencial del flujo (1, 2, 3, 11, 13, 21, 22 ó 23)
$N_D(j)$	número de elementos drenados hasta la celda j
$NO(j)$	número de orden de la celda j
$N_{fn}(j)$	último número de orden asignado a una celda de inicio, al momento de recorrer j hacia aguas abajo.
N_{REF}	número de celdas que forman el área mínima de drenaje

Capítulo 4

s	dirección longitudinal en un sistema de coordenadas curvilíneas
A	área transversal de flujo (m^2)
V	velocidad media que atraviesa el área A (m/s)
ρ	densidad del fluido (kg/m^3)
t, dt	tiempo y fracción diferencial de tiempo (s)
$m, \rho Q$	masa (kg) y flujo másico (kg/s)
Q	gasto o caudal asociado al flujo (m^3/s)
ρQV	flujo de <i>momentum</i> o cantidad de movimiento (N)
y	altura o profundidad del agua (tirante) en un canal (m)

Variable	Descripción
ΣF	suma de fuerzas actuantes en el flujo (N)
S_o	pendiente o inclinación del cauce o canal
S_f	pendiente de fricción en el canal
C	propagación del cambio de flujo en un canal o celeridad (m/s)
D	atenuación de la onda en un canal o difusión (m^2/s)
C_D	celeridad de la onda dinámica (m/s)
T	ancho de la superficie del agua en el canal (m)
$u(x,t)$	variable para ejemplificar concepto de diferencias finitas respecto a la distancia horizontal x y el tiempo t
Δx y Δt	incrementos diferenciales de la distancia x (m) y del tiempo t (s)
T_P	período de onda de la perturbación senoidal (en experimentos sobre modelos de difusión)
S	cantidad de agua almacenada en un sistema hidrológico
i o I	tasa de flujo de entrada al sistema hidrológico
q o Q	tasa de flujo de salida del sistema hidrológico
K y X	constantes empleadas en el método de Muskingum
C_1 a C_4	constantes empleadas en el método de Muskingum-Cunge
$i(v)$	impulso asociado al tiempo v
$u(t-v)$	función de respuesta, siendo $t-v$ el tiempo de retardo
P_m	exceso de lluvia asociada al pulso $m = 1, 2, \dots, M$
Q_n	respuesta n de escurrimiento directo ($n = 1, 2, \dots, N$)
U_{n-m+1}	valor unitario de respuesta, evaluado en $t = (n-m+1) \Delta t$
$i(s)$ y $u(s)$	transformadas de Laplace de las funciones $i(t)$ y $u(t)$
λ	variable de la ecuación polinomial característica de Laplace
Q_j	ordenada de la curva de salida (hidrograma) asociada al tiempo $j \Delta t$
I_k	entrada (gasto) en el tiempo $k \Delta t$
u_{j-k+1}	función impulso-respuesta evaluada en $t = (j-k+1) \Delta t$, con una distancia L entre hidrogramas y valores medios de celeridad y difusión
E, F, G	función error y sus derivadas respecto a C y D (suma de diferencias cuadráticas entre gastos medido y calculado)
Q_{max}	gasto máximo asociado al tiempo pico del hidrograma (m^3/s)
F	número de Froude asociado al gasto máximo de entrada I_{MAX}
t_p	tiempo pico del hidrograma (en horas)
L	longitud o distancia del cauce entre hidrogramas (m)
C_0, D_0	celeridad y difusión asociadas al gasto máximo (m/s y m^2/s)
P_{qt}, P_{sn}	números empleados en el análisis dimensional para C y D
μ	coeficiente de difusión D , según Cunge (1969)
ε	parámetro adimensional del método de Muskingum
a, b_0, b_1	coeficientes de ajuste, en las relaciones para obtener C y D
G_i	flujo subsuperficial que se intercambia con respecto al cauce de la microcuenca i
b	ancho medio del fondo del cauce (m)

Variable	Descripción
K	conductividad hidráulica horizontal (m/s) ponderada según el tipo de suelo asociado al canal
K_v	conductividad hidráulica vertical (m/s), como una fracción de K
B	ancho de influencia en el intercambio de flujos (m), expresado como fracción de anchura de la celda geomorfológica i
h_a	altura piezométrica del nivel saturado, medida desde el fondo del canal (m), asociada al tramo o microcuenca i
C_{tm}	constante de proporcionalidad para el flujo en zona de lomerío
b_{inf}	ancho variable asociado al proceso de infiltración (m)
η	relación entre B y el ancho medio de la microcuenca
k_D	relación entre conductividad hidráulica vertical y horizontal
l_j, K_j	porción j del cauce L , y su conductividad, en condiciones heterogéneas
p_s	porcentaje de arena contenido en el suelo; fórmula de Cosby (1984)
Q_{base}	gasto base en condiciones iniciales (m ³ /s)
R_q	fracción del gasto base que aportan cauces abajo del pie de monte
$(\Delta h_o)_L$	cambio promedio en carga hidráulica de L tramos, en zona de lomerío
$(\Delta h_o)_P$	cambio de carga en los acuíferos someros que coinciden con P microcuencas ubicadas a pie de monte (m)
S	coeficiente de almacenamiento asociado al tipo de suelo predominante
h_{a0}	carga inicial del acuífero que determina gastos de salida similares a los caudales entrantes (m)
Δz	desnivel del cauce principal en la microcuenca i (m)
a	factor de forma de las microcuencas (anchura B entre longitud L)
y_{min}	profundidad inicial del agua, por cauce, estimada con el gasto mínimo
T_q	duración de la escorrentía (en s ó min)
CTE	factor de proporcionalidad para distribuir gastos (base) iniciales

Capítulo 5

P	altura de precipitación de una tormenta (mm)
I_a	retención inicial o abstracción, antes del encharcamiento (mm)
S	capacidad máxima de retención, o retención potencial (mm)
P_e	escorrentía o precipitación excedente (mm)
F_a	retención parcial, menor que S (mm)
N	número o curva (CN) de escurrimiento, según método del SCS (1972)
N_I y N_{III}	valores corregidos de N para condiciones antecedentes de humedad (CAH) secas y saturadas
h	intensidad de la lluvia (mm/min)
q	escurrimiento directo por unidad de área (mm/min)
P_T	altura total de precipitación (mm)
T	duración de la tormenta T (min)
t_0	tiempo inicial de la tormenta (min)
r	coeficiente de avance r (relación entre tiempo de pico del hietograma y duración de la tormenta)

Variable	Descripción
h_m, t_a	intensidad máxima (mm/min) y tiempo pico del hietograma (min)
n	exponente asociado al hietograma potencial
$p(k), d(k)$	cantidad parcial de lluvia, para diferentes intervalos de tiempo, en caso de haber datos de pluviógrafo). k es el contador de intervalos
t_p, t_b	tiempos pico (equivalente al tiempo de retardo de la microcuenca) y tiempo base, asociados a la respuesta unitaria del hidrograma
α	proporción entre los tiempos anteriores (t_p y t_b)
q_{max}	gasto máximo de la respuesta unitaria, sea lineal o potencial
δ	exponente de la función potencial o <i>índice de gasto pico</i>
T_p	tiempo pico de la avenida final (min)
T_q	duración total del escurrimiento (min)
β	proporción entre los tiempos anteriores (T_p y T_q)
L_r	distancia de recorrido del agua desde el punto más alejado de la microcuenca hasta la entrada a su cauce principal (m)
$(t_p)_{medio}$	tiempo pico promedio de todas las celdas geomorfológicas (m)
F_{th}	fracción del tiempo anterior, usada como parámetro de ajuste (para decidir si se emplea la respuesta unitaria triangular o la potencial)
N_{Dmin}	celdas drenadas, asociadas a la condición precedente seca
N_{Dmax}	celdas drenadas, asociadas a la condición precedente húmeda
N_2, k_N	número de escurrimiento mayorado y su factor de ajuste
Q_m	gasto máximo a la salida del tramo i (m^3/s)
A_h	área hidráulica del tramo i (m^2), asociada al gasto máximo
A_d	área acumulada de cuenca (km^2) a la salida del tramo i
T	ancho de la superficie libre (m), en función del área de cuenca
n'	valor aproximado del coeficiente de rugosidad de Manning
a, n, b, p	coeficientes de ajuste en las fórmulas de Betson (1979)

Capítulo 6

n	coeficiente base para generar número de escurrimiento N
j	valor asociado al tipo de <i>suelo hidrológico</i> , para estimar el número N

Relación de Tablas y Figuras

(conforme aparecen en el texto)

Tabla Descripción

3.1	Proceso de escalamiento de la cuenca ejemplo
3.2	Documentos base que integran un <i>sistema hidro-fisiográfico</i>
6.1	Obtención de la red de drenaje y escalamiento de la cuenca Ídolos
6.2	Datos para estimar K y S mediante mapas temáticos. Cuenca Ídolos
6.3	Número de escurrimiento (Método SCS)
6.4	Resultados de <i>HIDRAS</i> para la avenida de la Tormenta 4

Figura Descripción

3.1a	Cuenca utilizada como ejemplo. Límite de áreas de captación
3.1b	Cuenca ejemplo. Elevaciones de terreno al centro de cada celda
3.2a	Valor de j_{ad} para definir mayor desnivel entre dos celdas
3.2b	Uso del valor j_{ad} (contrario) para definir inicio de parteaguas
3.3	Red de flujo en un MDE que muestra cómo asignar número de orden
3.4a	Caracterización topológica: Mapa de N_D (número de áreas drenadas)
3.4b	Caracterización topológica: Mapa de N_O (número de orden por celda)
3.5	Escalamiento de cuenca ejemplo, para 5 celdas de área mínima
4.1	Coefficiente de celeridad, en función F , C_0 y L
4.2	Coefficiente de difusión, en función F , ε (Cunge, 1969) y L
4.3	Componentes de flujo subsuperficial, cerca de un tramo de cauce
4.4	Zona de <i>piamonte</i> . Se ilustra proceso de recarga al subsuelo y retornos
4.5	Celdas geomorfológicas adyacentes con distintos tipos de suelo
4.6	Red de drenaje en zona de planicie
5.1	Comparación de hietogramas adimensionales
5.2	Obtención de hidrograma de entrada, partiendo del hietograma
5.3	Respuesta lineal y potencial a impulso unitario del hidrograma
6.1	Tránsito de avenidas para dos distintos eventos.
6.2	Comparación de límites de cuenca: del MDE y de las cartas
6.3a	Red de drenaje de la cuenca Ídolos. Escalamiento para 1000 celdas
6.3b	Red de drenaje de la cuenca Ídolos. Escalamiento para 150 celdas
6.3c	Red de drenaje de la cuenca Ídolos, según topografía del INEGI
6.4a	Escalamiento por microcuencas (cartas del INEGI)
6.4b	Cuenca Ídolos. Escalamiento y red de drenaje para 150 celdas
6.4c	Cuenca Ídolos. Escalamiento y red de drenaje para 1000 celdas
6.5	Comparación de límites con las cartas temáticas 1:250 000
6.6	Cuenca Ídolos. Mapa de uso del suelo, escala 1:250 000 (INEGI)
6.7	Cuenca Ídolos. Mapa de edafología, escala 1:250 000 (INEGI)
6.8	Cuenca Ídolos. Mapa de geología, escala 1:250 000 (INEGI)
6.9	Cuenca Ídolos. Mapa de números de escurrimiento
6.10	Cuenca Ídolos. Polígonos de Thiessen
6.11	Cuenca Ídolos. Red de drenaje y zona de acuíferos someros
6.12	Cuenca Ídolos. Comparación entre hidrogramas medidos y calculados

**MODELO DISTRIBUIDO DE LLUVIA-ESCORRENTÍA BASADO
EN EL MANEJO DE VARIABLES GEO-REFERENCIADAS
Y EL ESCALAMIENTO FISIOGRAFICO DE CUENCAS**

Nabil Mobayed Khodr

RESUMEN

Se desarrolla un modelo hidrológico distribuido para cuencas, basado en principios físicos, que aprovecha la información de los modelos digitales de elevación en formato reticular (*raster*) para identificar la red de drenaje y parteaguas de sus áreas de aportación. Los elementos cuadrículas se recorren hacia aguas arriba y se numeran ordenadamente para que los números mayores correspondan siempre a elementos precedentes, según el sentido del flujo. Esto permite hacer un agrupamiento secuencial de celdas, con cierta escala o área mínima, tal que cada grupo forme una *microcuenca* o *celda geomorfológica* por tramo de red.

Para generar hidrogramas de entrada, se plantean algoritmos basados en el método de los *números de escurrimiento* y en aproximaciones que tipifican el hietograma de intensidad de precipitación; para el tránsito de avenidas, se emplea una forma integral de solución a la ecuación hidráulica de convección-difusión. El resultado es una función tipo *impulso-respuesta* que depende de los coeficientes de celeridad y difusión, y permite transitar directamente las avenidas por los cauces. También se modela el intercambio de flujo subsuperficial, especialmente en zonas de pie de monte donde la recarga favorece el almacenamiento, incrementa la carga piezométrica local e induce un mayor retorno del gasto base.

El modelo formulado (*HIDRAS*) puede simular el proceso lluvia-escorrentia con: varias tormentas, información de mapas temáticos (uso del suelo, edafología, geología) y la expresión de cauces y microcuencas de distinta magnitud. Las pruebas experimentales muestran que cualquier escalamiento basado en criterios fisiográficos, produce resultados similares entre escorrentia medida y calculada.

ABSTRACT

Based on physical principles, a distributed hydrological model for river basins is developed, taking advantage of digital elevation models (in *raster* format) to identify the drainage network and boundaries of their tributary areas. Following the upstream direction, squared elements are orderly numbered so that greater numbers always correspond to preceding elements, according to the flow direction. This allows to make a group of sequential cells, with a certain scale or minimum area criterion, so that each group forms a *microbasin* or *geomorphologic cell*.

In order to generate initial hydrographs, algorithms based on the *SCS curve number method* and on approaches of intensity of precipitation hietograms are used. An integral form of convection-diffusion hydraulic equation is used for the flow routing. The result is a type of impulse-response function which depends on the celerity and diffusion coefficients, that is directly applied for routing flood waves along the streams. Subsuperficial interchange flow is modeled, too, specially in zones where recharge increases storage and local piezometric head and induces a greater baseflow return.

The proposed model (*HIDRAS*) can simulate rainfall-runoff process with: several storms, information of thematic maps (land use, edafology, geology) and different expressions of microbasins and streams. Experimental tests show that any upscaling process, based on physiographic criteria, produces similar results between measured and computed flow data.

"El mejor aspirante a un posgrado de hidráulica es quien, desde niño, sintió especial fascinación por el agua y su comportamiento peculiar ... Por eso, en licenciatura debemos enseñar primero la hidráulica a superficie libre: al estudiante le resulta más familiar el conocido perfil del agua que la hipotética línea de energía, por muy simple que ésta sea"

*Enzo Levi
(de una conversación)*

1. INTRODUCCIÓN

La gestión de los recursos hidráulicos debe efectuarse dentro de la visión de una administración hídrica regional. Problemas tales como los impactos ambientales antropogénicos o los cambios climáticos de gran escala, conviene analizarlos con la ayuda de modelos *distribuidos* que faciliten el pronóstico bajo condiciones hidrológicas cambiantes.

Es un hecho pues que los modelos físico-hidrológicos (MFH) son cada día más utilizados para el análisis, a pesar de que una de sus restricciones principales sea el problema de escala. En el caso de las grandes cuencas, el volumen de información geo-referenciada, sujeta también a variabilidad temporal, no sólo llega a ser excesiva sino que convierte el análisis en una aplicación poco práctica, alejada incluso de los propios principios físicos en los que se sustentan los modelos.

Para aclarar lo anterior, Sloan y otros (1997) hacen referencia al flujo de agua subterránea. En una escala puntual (del inglés, *point scale*) es del todo aceptable la ley de Darcy. Su generalización para ser aplicada a toda la extensión de un acuífero, con suficiente nivel de precisión, es factible a través de esquemas numéricos basados en las ecuaciones descriptivas del flujo subterráneo. Sin embargo, a nivel de una región hidrológica, la discretización espacial puede excederse de toda proporción, o simplemente limitarse a elementos para los cuales las hipótesis diferenciales no tienen validez física.

Una alternativa que ofrecen estos autores al problema de escala es conformar un modelo distribuido cuyos elementos sean a su vez representaciones físicas de áreas más pequeñas. El modelo se llama UP (de *Upscaling with Physical Basis*, o *Escalamiento con bases físicas*) al igual que sus elementos. El principio consiste en reproducir el comportamiento hidrológico de áreas representativas con base en modelos distribuidos completos; y el resultado, expresado como función de otros parámetros y datos del área modelada, convertirlo en un elemento UP, esto es, un sistema concentrado del proceso completo. Al cambiar de escala, estos modelos concentrados se vuelven ahora elementos de un área mayor que, combinados de nuevo,

producen un modelo concentrado a escala de cuenca, con la confiabilidad de haberse construido a partir de principios físico-hidrológicos.

Desde luego, no siempre resulta fácil obtener funciones simples que expresen la respuesta o salida de un modelo distribuido. Sin embargo, el principio hidrológico de las funciones de transferencia se ha utilizado siempre en los llamados modelos agregados (ver Chow *et al*, 1988). Sloan y los demás autores refieren una lista de eventos hidrológicos que disponen de modelos detallados (físicos o distribuidos) y modelos de transferencia (concentrados o agregados). Por ejemplo, para el agua subterránea, un modelo numérico del flujo subterráneo es una solución detallada del fenómeno, en contraste con un planteo de las ecuaciones de balance del agua subterránea; y para el tránsito de avenidas, la solución de las ecuaciones de Saint-Venant corresponde al modelo hidráulico preciso, comparado con la función impulso respuesta que utiliza el método del hidrograma unitario.

En el caso de las grandes cuencas o regiones, los elementos UP pueden ser definidos como pequeñas áreas de aportación o microcuencas. El paso de la escala puntual a la escala de microcuenca se hace, como se explicó, para las áreas más representativas de las características físicas e hidrológicas de la región. En dicho paso, se aplican los MFH distribuidos y se definen, en términos de los resultados, las funciones de transferencia de tales elementos. Es entonces cuando el modelo general toma áreas de características físicas similares para asociarles sus funciones respectivas y para integrar al final la respuesta de todo el sistema en su conjunto.

Todo lo anterior, pone de manifiesto el riesgo de la *escala de punto* en los modelos físico hidrológicos (aceptando que el término es válido en virtud de la información matricial o reticular que se maneja en esta clase de aplicaciones), pues la discretización espacial puede no cumplir con las restricciones que imponen los propios modelos. Para el programa que se desarrolla dentro del proyecto doctoral, aún cuando no está pensado para aplicarse en cuencas grandes, parece conveniente agrupar los elementos puntuales de área (*pixels*) en lo que llamaremos *áreas mínimas de aportación*, siguiendo de alguna manera el criterio de los elementos UP discutidos. Los motivos son básicamente dos:

- a) Las variables de: área de aportación, pendiente de cuenca, longitud y pendiente de canal o dren, necesarias en los modelos, toman un valor más real que el definido por un elemento de cuadrícula (además de que un dren no puede definirse sin un área de aportación).
- b) Se da un sentido más físico a la subdivisión de la cuenca (en áreas de aportación o microcuencas) que resulta físicamente más compatible con su comportamiento hidráulico.

El nivel de refinamiento en que deba subdividirse una cuenca es un aspecto que todavía tendrá que probarse, teniendo como restricciones tanto la complejidad del

procesamiento como la confiabilidad esperada en los resultados (según se subdivida el área en un mayor o menor número de elementos).

Otra connotación que se le puede dar al manejo de un modelo hidrológico distribuido, en combinación con atribuciones propias de los llamados modelos de parámetros concentrados (MPC), es que el resultado sea un esquema *mixto* donde se reúna el potencial de la simulación física con una parametrización de carácter regional que ofrezca más certidumbre al análisis hidrológico. La ventaja no sólo es de carácter científico, sino que resulta más acorde con las limitaciones de la información actual disponible. En efecto, las restricciones que encuentren los modelos fisico-hidrológicos, podrán ser superadas a través del análisis "inductivo" que proporciona la hidrología paramétrica; y, recíprocamente, esta última podrá encontrar un mayor sentido físico a sus parámetros a través de los modelos, facilitando en consecuencia su generalización.

El concepto de modelo hidrológico mixto se refiere entonces a una herramienta de análisis que trata de integrar lo mejor de los MFH y los MPC, a fin de aprovechar las ventajas de ambos y por ende reducir o eliminar sus desventajas. Bajo esta perspectiva, pueden enunciarse (y justificarse) las ventajas siguientes:

- a) Un modelo fisico-hidrológico es una herramienta de pronóstico más confiable en el caso de cuencas no aforadas, puesto que puede conformar un hidrograma de salida más acorde a la configuración de la red de drenaje.
- b) Además de hacer una caracterización paramétrica de las precipitaciones en el área, el modelo puede tener en cuenta su distribución espacial y temporal, con objeto de evaluar la lluvia efectiva (total menos pérdidas) en cada elemento unitario en que haya sido discretizada la superficie.
- c) Un modelo distribuido que haga una buena representación fisiográfica y tome en cuenta las condiciones prevalecientes de humedad del suelo, permite efectuar un análisis determinístico del proceso de acumulación de escurrimientos en la cuenca. En este sentido, la parte estocástica del proceso lluvia-esorrentía se limita sólo a las variables meteorológicas del fenómeno.
- d) En el caso de estudios de balances regionales de agua o energéticos, los modelos mixtos facilitan la evaluación de todas las variables cuya representación es típicamente espacial (precipitación, evapotranspiración, infiltración neta, aprovechamientos agrícolas, entre otras), pero al mismo tiempo caracterizan el comportamiento de otras cuya ocurrencia es puntual (gastos de salida de la cuenca, escurrimiento en cauces, aprovechamientos urbanos e industriales, descargas residuales y retornos, etc.).

- e) Al integrarse a sistemas de información geográfica (SIG), los modelos hidrológicos facilitan el estudio regional de las cuencas, sobre todo los que se refieren a la gestión integral de recursos hídricos y los inherentes a problemas de impacto ambiental. Además, al utilizar una misma plataforma de trabajo, los modelos pueden integrar información temática diversa, pues todos los datos se encuentran debidamente geo-referenciados a un mismo sistema.
- f) Los modelos distribuidos permiten el empleo de algoritmos que se basan más en la física de los fenómenos hidrológicos, en particular aquellos que tienen incidencia con el medio físico de la cuenca (procesos de escurrimiento superficial y subsuperficial, procesos de erosión hídrica, procesos de infiltración y recarga de acuíferos).

Las desventajas son consecuencia natural de las restricciones que encuentran los modelos para reproducir fenómenos tan complejos como los que ocurren en el ciclo hidrológico. Es evidente que las limitaciones mayores corresponden a la caracterización de los fenómenos atmosféricos. En un momento dado, los modelos distribuidos podrán ofrecer mejores opciones para definir la variabilidad espacial de parámetros tales como la temperatura ambiente o la precipitación, tomando en cuenta, por ejemplo, las características orográficas de la cuenca. También será posible aprovechar la información meteorológica registrada por medio de sensores remotos (imágenes de satélite, señales de radar, etc.) para analizar el efecto de los cambios espacio-temporales de estas variables.

Otra desventaja es que los modelos distribuidos demandan un gran volumen de información. Aún cuando sea factible conocer con detalle todos los elementos fisiográficos de una cuenca, difícilmente podrá disponerse de un monitoreo uniforme y sistemático -en espacio y tiempo- de toda la información requerida. En este sentido, debe evaluarse que los modelos sean congruentes con respecto a la calidad y cantidad de información que pueda disponerse para el análisis.

Los modelos mixtos deberán sustentarse en las ventajas que ofrece tanto la hidrología basada en principios físicos como la que se apoya en la herramienta estadística. Del análisis simultáneo con ambos procedimientos, será posible establecer criterios que den un sentido más físico a los parámetros estadísticos (ver, por ejemplo, Cruickshank, 1996) o en todo caso atribuir cierta aleatoriedad a los procesos físicos que ocurren durante los eventos hidrológicos (Rodríguez-Iturbe y Valdez, 1979).

"Sin duda, la hidrología física de parámetros distribuidos es uno de los caminos que habrá de seguir esta disciplina en el futuro, pero aceptarlo no demerita en modo alguno los logros alcanzados por la hidrología clásica"

*Ramón Domínguez Mora
(de una conversación)*

2. MODELOS HIDROLÓGICOS DISTRIBUIDOS

Como ciencia, la hidrología ha tratado de explicar los fenómenos del ciclo hidrológico tomando en cuenta la variabilidad espacio-temporal de los parámetros atmosféricos (precipitación, temperatura, radiación, humedad, velocidad de viento, nubosidad, entre otros) así como las características fisiográficas de las cuencas (superficie, pendientes, red de drenaje, uso y tipo de suelo, rugosidad, cobertura vegetal). Mediante modelos de diversa índole, se ha simulado la interacción de variables atmosféricas y fisiográficas para explicar fenómenos tales como: el escurrimiento superficial y subsuperficial, la infiltración, la evapotranspiración, y otros como la pérdida de suelo por erosión o los balances energéticos.

Para hacer predicciones, la hidrología ha planteado modelos cada vez más complejos, que toman en cuenta no sólo el comportamiento espacio-temporal de los fenómenos meteorológicos, sino también la heterogeneidad de las áreas de drenaje. Tal es el caso de los modelos físico-hidrológicos de parámetros distribuidos (MFH), cuyo objetivo, además de constituir una herramienta de pronóstico, es ayudar a comprender el sistema físico y a proporcionar un método de análisis de los fenómenos involucrados (Beven, 1989).

2.1 CARACTERIZACIÓN FISIGRÁFICA DE LAS CUENCAS

La importancia actual del uso de técnicas de cómputo y la estrecha relación que existe entre la hidrología y la geografía, hacen que el empleo de los sistemas de información geográfica (SIG) en hidrología constituya un paso esperado en el avance de esta ciencia (DeVantier y Feldman, 1993). La importancia de los modelos de terreno, por ejemplo, es clara en el estudio de los escurrimientos pluviales; igualmente lo es la descripción de los suelos y la cobertura vegetal. De hecho, todo parámetro meteorológico y fisiográfico susceptible de ser representado mediante planos o mapas, puede ser analizado a través de los SIG con la finalidad de aplicarlo en la modelación hidrológica.

De acuerdo con De Vantier y Feldman (1993), la información que se maneja en los SIG, y que resulta de interés para el hidrólogo, puede distinguirse en dos tipos o clases: la primera se refiere a la descripción de la topografía de una región, y la segunda a los atributos hidrológicos no relacionados con la elevación superficial, esto es, a la información física de otro tipo. Habrá que incluir también la información meteorológica, susceptible de tener una representación espacial geo-referenciada, como es el caso de la precipitación, la temperatura ambiente y la evaporación potencial.

Los llamados modelos digitales de elevación (MDE o DEM por sus siglas en inglés) corresponden a la representación clásica de la topografía, y son ampliamente utilizados en la caracterización hidrológica. En Estados Unidos, por ejemplo, el *U.S. Geological Survey* y el *National Cartographic Information Center* disponen de una gran base de datos topográficos en formato *raster*. En México, el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) cuenta también con una amplia información cartográfica en formato digital, generada a partir de planos en escala 1:250 000 y 1:50 000.

Por su parte, los modelos digitales de terreno (MDT, o DTM en inglés) comprenden, además de los MDE ya mencionados, al conjunto de atributos físicos de una región terrestre, tales como: áreas de captación, red de drenaje, pendientes de terreno, tipo y textura del suelo, uso del suelo, cobertura vegetal, estructuras geológicas, fronteras naturales (parteaguas, ríos, lagos) y artificiales (límites políticos y/o de propiedad), obras hechas por el hombre (poblados, presas, vías de comunicación, líneas de energía), entre otros. Algunos de los atributos descritos se asocian a las cuencas, y pueden ser inferidos directamente a partir de un modelo digital de elevación. Puede decirse pues que los MDT sirven para caracterizar propiamente la fisiografía de una cuenca, mediante la representación de sus atributos en formato digital.

Dentro de la diversidad de técnicas desarrolladas en torno a los SIG, se han hecho varias aproximaciones para representar la fisiografía de un lugar. Una de ellas se refiere al uso de la malla de celdas o almacenamiento *raster* de información. De hecho, las primeras aplicaciones en la modelación hidrológica basada en SIG se hicieron con esta representación (Pentland y Cuthbert, 1971, citados por De Vantier y Feldman), como una consecuencia natural de la forma en la que se almacenó inicialmente la información topográfica en medios electrónicos.

Uno de los inconvenientes del formato *raster*, señalado con mayor frecuencia, es la aparición de depresiones no naturales del terreno, originadas por "ruido" en la información topográfica. Esto generalmente da lugar a problemas en la definición sistemática de la red de drenaje (Band, 1986; Jenson, 1991; Montgomery *et al*, 1993; Martz y Garbrecht, 1993). Costa-Cabral y Burges (1994) proponen una solución interesante para encontrar la red de drenaje, mediante un modelo basado en el uso de celdas a las cuales se les asocia una dirección de flujo regional, a fin de

darles cierto "peso" en la definición de la red; sin embargo, la solución más común ha sido efectuar un "llenado" artificial de las depresiones, asegurando así el drenado de todas las áreas de la cuenca. En el **ANEXO 1** del trabajo, se presenta una variante novedosa para corregir anomalías en los MDE, a la que se ha denominado *técnica de dragado*; su finalidad, como puede suponerse, es procurar el drenado de depresiones o zonas sin drenaje tras conectarlas al cauce más cercano.

Otra de las técnicas de representación topológica es la red irregular por triangulación (que llamaremos RIT, pero que se conoce ampliamente por TIN, del significado en inglés: *Triangular Irregular Network*). Consiste en adoptar un conjunto de elementos triangulares de forma irregular, de acuerdo con el relieve topográfico, de modo que sus lados coincidan con los parteaguas y cauces, y su superficie con las laderas topográficas. Diversos autores han propuesto algoritmos de optimización para representar, mediante RIT, la superficie de las cuencas (Lee y Schacter, 1980; Christensen, 1987; y, recientemente, Nelson *et al*, 1994, y Garg y Sen, 1994, que publicaron simultáneamente algoritmos similares de triangulación para superficies de escurrimiento). Con esta metodología, el problema de depresiones ficticias o redes de drenaje interrumpidas puede ser parcialmente evitado (Jones *et al*, 1990), siempre y cuando los vértices de los triángulos no queden ubicados en puntos arbitrarios. Otras ventajas son: la representación topológica con un menor número de elementos, y la coincidencia que se da entre líneas divisorias y cauces de escurrimiento. Por cierto, uno de los sistemas comerciales más conocido que utiliza TIN (por sus siglas en inglés) es ARC/INFO (*Internet*, en la página oficial www.esri.com/software/arcgis/arcinfo).

La forma clásica de representar la topografía son las líneas de contorno, o isolíneas de igual elevación. De ahí que el uso de poligonales, o del llamado formato *vector*, es otra manera de definir los atributos topológicos de una cuenca. La mayoría de los SIG utilizan el gráfico de línea digitalizada (GLD o DLG, *digital line graph*) como una opción para representar mapas de información, y generalmente proporcionan algoritmos de conversión alternos entre los formatos *vector* y *raster*. Esta clase de representación es útil, por ejemplo, para definir la ruta de los escurrimientos, pues se sabe que la dirección ortogonal a las isolíneas de elevación corresponde a la mayor pendiente (Moore *et al*, 1988). Sin embargo, la mayor utilidad de los SIG es la definición de otras características no topográficas, asociadas a superficies de igual atributo, como: uso del suelo, tipo y textura del mismo; cobertura vegetal, geología superficial; así como también isolíneas de información climatológica (isoyetas, isotermas, isobaras, etcétera). El uso de programas tipo CAD (diseño asistido por computadora) son muy socorridos para la digitalización de mapas cartográficos convencionales.

En lo referente a la fisiografía de las cuencas, diversos investigadores se han dado a la tarea de estudiar la naturaleza fractal de las redes que conforman los ríos. Por un lado, han tratado de explicar la similitud o afinidad del drenaje de cuencas mediante índices fractales (Liu, 1992; Karlinger y Troutman, 1992; Nikora *et al*,

1993; Beer y Borgas, 1993; Helmlinger *et al*, 1993; Nikora, 1994; Peckham, 1995; Claps y Oliveto, 1996). Por otro, han buscado definir la red óptima de drenaje para una superficie arbitraria, siguiendo el modelo hortoniano (Horton, 1945) y los criterios del propio análisis fractal (Howard, 1990; Rinaldo *et al*, 1992; Rigon *et al*, 1993; Sun *et al*, 1994). Mandelbrot definió la dimensión fractal y trató de ver su representatividad en la naturaleza (1983). Siguiendo, por ejemplo, la técnica de Richardson (1961), expresó que la longitud F de un litoral puede calcularse como

$$F = N \cdot r^D = \text{constante} \quad (2.1)$$

valor límite cuando $r \rightarrow 0$, donde r es un escalador de distancia (*ruler*, en inglés), N el número de fracciones en las que se ha dividido la longitud F , y $D > 1$ es la llamada dimensión fractal, variable que asegura la convergencia a F antes de que $N \rightarrow \infty$. La dimensión fractal puede tomar un valor $D \approx 1,1$ al discretizar la longitud de una corriente individual, y $D \approx 2$ para la red completa, cuando se toman elementos suficientemente pequeños de dimensión r (Tarboton *et al*, 1988). La investigación sobre las redes de drenaje y el conocimiento de su naturaleza, permitirá tipificarlas y aplicar leyes de similitud para estudiar su comportamiento hidráulico (ver, por ejemplo, Peckham, 1995).

2.2 CARACTERIZACIÓN CLIMATOLÓGICA ESPACIAL

La estadística ha tratado de explicar la evolución de los procesos hidrológicos en el espacio y en el tiempo, basada en principios matemáticos que describen la variación aleatoria de un conjunto de observaciones de campo. Tales principios nada tienen que ver con los procesos físicos que producen los eventos hidrológicos, pues la estadística es una ciencia de descripción, no de causalidad (Chow *et al*, 1988). Así pues, mediante funciones de frecuencia y distribuciones de probabilidad, la estadística hidrológica ha descrito adecuadamente el comportamiento de diversas variables. También ha servido para relacionar la magnitud de eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia (relaciones temporales), pues los resultados de este análisis —particularmente aplicado al flujo de crecientes— se han utilizado mucho para propósitos de diseño en ingeniería.

El refinamiento alcanzado en el análisis *temporal* de variables hidrológicas ha estado muy por encima, realmente, del conocimiento que se tiene sobre la distribución *espacial* de tales variables, en particular de las climatológicas. Por ejemplo, el concepto geométrico de los polígonos de Thiessen para la ponderación de mediciones de lluvia, de ninguna manera toma en cuenta las características orográficas de las cuencas. En el mismo sentido, resulta poco consistente la construcción geométrica de isoyetas o isotermas, pues normalmente suponen homogeneidad en las condiciones climáticas de las estaciones de medición (tan sólo la altitud puede ser un factor decisivo). En estos ejemplos, el hidrólogo diletante parece preocuparse

mucho más por la homogeneidad en los períodos de medición que por la ubicación física de las estaciones!

De hecho, son escasas las investigaciones que proponen una distribución pluvial en términos de la orografía de un lugar (Hay *et al*, 1993). Sin embargo, se analiza con interés el efecto de la nubosidad parcial sobre las cuencas, habiendo ya estudios que disponen de registros de precipitación y escurrimiento, así como de imágenes de satélite obtenidas en forma simultánea (Seo y Smith, 1996; Fan *et al*, 1996). Deben destacarse también los autores que se han preocupado por ofrecer modelos estocásticos de distribución espacial de lluvias, con el fin de representar su intermitencia o la distribución irregular de su intensidad (Rodríguez-Iturbe e Eagleson, 1987; Barancourt *et al*, 1992; Ogden y Julien, 1993).

En el caso de las variaciones de temperatura ambiental, utilizadas en el cálculo espacio-temporal de la evapotranspiración para el balance hídrico de una cuenca, se ha obtenido mayor congruencia en los resultados (Luna, 2000) al considerar válido el conocido gradiente entre altitud y temperatura, en vez de los mapas de isoyetas medias mensuales:

$$T \approx T_0 - B \cdot Z \quad (2.2)$$

En esta ecuación, $B \approx 0,0065$ K/m (o °C/m), Z es la elevación en m sobre el nivel del mar (entre 0 y 11 000 msnm) y T es la temperatura asociada a la elevación Z , en K (o °C). T_0 es una temperatura de referencia asociada a $Z=0$; aunque su valor debe inferirse mediante ajuste lineal entre altitudes y temperaturas locales del área de estudio. La persistencia en el valor del coeficiente B verifica generalmente la bondad de los ajustes.

La importancia de conocer la variación espacio-temporal de la evapotranspiración es fundamental en los estudios para evaluar el potencial hídrico de una región, dada su magnitud con respecto a los demás términos del balance hidrológico. Es por ello que se han realizado diversidad de estudios, orientados a conocer los efectos de escala y espacialidad del fenómeno sobre las cuantificaciones de dicha variable (Famiglietti y Wood, 1995, por mencionar un caso). Naturalmente, esto es extensivo para todos los parámetros climatológicos que registran las estaciones de medición y que, hasta la fecha, sólo han sido analizados a través de criterios estadísticos meramente descriptivos, en el mejor de los casos.

2.3 USO DE LA PERCEPCIÓN REMOTA

Los datos para un SIG pueden ser obtenidos por mediciones terrestres, digitalización de mapas existentes, fotografías aéreas y fotointerpretación, o por imágenes de satélite. Sin embargo, los problemas de escala dificultan el manejo combinado de

información entre fuentes tan distintas (De Vantier y Feldman, 1993). La precisión de la fotografía aérea, como se sabe, es aceptable para producir modelos digitales de elevación (MDE). Pero las imágenes satelitales empiezan a ser reconocidas como una importante fuente de información para el hidrólogo. Así, por ejemplo, Brooner (1987, citado por De Vantier y Feldman) destaca la ventaja de conocer la cobertura del suelo, tipo de vegetación, grado de humedad, índices térmicos e impermeabilidad, mediante la percepción remota; Gustaffson (1993), valora su importancia para explorar el agua subterránea en zonas áridas; Vörösmarty *et al* (1996) caracterizan el régimen de escurrimiento en grandes cuencas, a través del análisis de imágenes; Mattikalli *et al* (1996) y Hollenbeck *et al* (1996), utilizan el monitoreo de microondas remotas para reconocer la humedad de los suelos y diferenciar su heterogeneidad hidráulica. Antes se mencionaron los trabajos de Seo y Smith (1996) y Fan *et al* (1996), quienes usaron imágenes para estudiar lluvias parcialmente distribuidas.

No toda la información proveniente de los satélites debe traducirse en imágenes. Estos medios son usados también para la transmisión de datos hidrológicos desde estaciones terrestres remotas equipadas con sensores especializados. Las redes de monitoreo, para el seguimiento de fenómenos meteorológicos, son actualmente indispensables para la operación de obras y equipos hidráulicos de control, o para el alertamiento de la población ante posibles desastres (efectos ciclónicos, inundaciones). Otra herramienta que se apoya en la señal de los satélites son los geoposicionadores terrestres (GPS, por sus siglas en inglés: *kinematic global positional system*). Éstos pueden servir para la localización precisa de puntos de control hidráulico no apreciados en la topografía digital (por ejemplo, para la definición de patrones de escurrimiento pluvial en zonas urbanas), o para la identificación georeferenciada de atributos diversos en los mapas, reconocidos solamente por medios indirectos de interpretación, pero que requieren forzosamente de una verificación física en el campo.

2.4 MODELACIÓN LLUVIA-ESCORRENTÍA BASADA EN SIG

Una ventaja significativa del uso de SIG en hidrología es la aplicación de modelos de lluvia-escorrentía. En términos generales, estos modelos pueden clasificarse en dos clases: modelos de parámetros concentrados (MPC o LPM, por *Lumped Parameter Models*, del inglés); y en modelos físico-hidrológicos de parámetros distribuidos, modelos hidrológicos con bases físicas o simplemente modelos físico-hidrológicos (MFH o PBM, *Physically Based Hydrological Models*).

En los MPC, la unidad básica dentro de la cuenca es la subcuenca, es decir, se considera que cada subcuenca o área de captación tiene una respuesta hidrológica unitaria, asociada a sus propios parámetros o atributos promedio. En la medida que se consideran más pequeñas tales áreas, menos diferencia existirá entre esta clase de modelos y los de parámetros distribuidos (De Vantier y Feldman, 1993). El

más famoso de ellos es el HEC-1, desarrollado y actualizado por el *U.S. Army Corps of Engineers* (HEC-1 Flood, 1990). Como es sabido, utiliza el método del número de escurrimiento propuesto por el Soil Conservation Service (*SCS runoff curve number*, SCS, 1964).

En la literatura se encuentran muchas aplicaciones del modelo HEC-1. Berich (1985) determina el número de escurrimiento a partir de datos en formato *raster* y después utiliza el modelo para generar hidrogramas; Shmidt *et al* (1987) y Warwick *et al* (1991), citados por De Vantier y Feldman, lo describen como una aplicación dentro de los SIG. Mazion y Yen (1994), por su parte, estudian cómo la discretización de una cuenca, en mayor o menor grado, influye sobre los resultados de HEC-1; en tanto que Warwick y Haness (1994) prueban la eficiencia del sistema ARC/INFO para la aplicación de este método.

Dentro de la categoría de modelos físico-hidrológicos, aunque concebido originalmente para unidades de subcuenca, se encuentra quizá la aplicación más famosa de todas: TOPMODEL, planteado por Beven y Kirkby en 1979. Se trata de un modelo cuasi-distribuido de lluvia-escurrimiento que permite conocer el déficit de humedad en la cuenca en estudio. En vez de trabajar con una malla de elementos, estima valores discretos de la frecuencia de distribución de tal déficit, expresado en función de un índice suelo/topográfico, $\ln(a/T \cdot \tan\beta)$, donde a es el área unitaria drenada en determinado sitio de la cuenca por longitud transversal de flujo, β el ángulo de la pendiente de terreno en dicho sitio y T la transmisividad saturada local. La dinámica de la cuenca es evaluada para el déficit de humedad promedio del suelo S_T (en mm, por ejemplo), de modo que, durante un evento de lluvia (Romanowicz *et al*, 1993)

$$\frac{dS_T}{dt} = q_b - q_v \quad (2.3)$$

donde q_b es la aportación de las laderas de la cuenca hacia los cauces (en mm/hr) y q_v es la cantidad de agua que va hacia la zona saturada de la cuenca.

Para dar una referencia sobre el uso extendido de TOPMODEL, se indican algunas aplicaciones: Romanowicz *et al* (1993) lo emplean como módulo de un sistema de información del agua que denominan WIS; Wolock y McCabe (1995) hacen un estudio paramétrico, y More y Thompson (1996) prueban las bondades del modelo para caracterizar las variaciones del nivel freático; Zhang y Montgomery (1994) y Saulnier *et al* (1997) analizan la sensibilidad de escala al calcular el índice suelo-topográfico del método.

Otros modelos físico-hidrológicos que aparecen en la literatura, desde su planteamiento hasta su aplicación y/o comparación con otros modelos, son los siguientes: RORB (Mein *et al*, 1974, citado por Mazion y Yen, 1994), SLURP (Kite, 1978; Kite y

Kouwen, 1992), QPBRRM (Engman, 1974; Loague, 1992), WTM/WBM (Vörösmarty, 1989 y 1991), KINEROS (Woolhiser, 1990), SWMM (Meyer *et al*, 1993) utilizado para tipificar cuencas urbanas, WAHS (Bhaskar *et al*, 1992) basado en el concepto del hidrograma unitario geomorfológico, VIC-2L (Liang, 1994). Están también aquéllos que se basan principalmente en la hidrodinámica del flujo, como RIVM (Kovar, 1992, citado por Lieste *et al*, 1995, para flujo subterráneo), o CASC2D (Julien y Saghafian, 1990), por señalar algunos. En la mayoría de las aplicaciones, se identifica siempre la topología de la cuenca como uno de los problemas por resolver en la modelación; asimismo lo es la hidrodinámica del flujo subsuperficial y superficial, que sirve para determinar la forma de acumulación de los escurrimientos en los puntos de salida. Todos los autores, eso sí, prueban la bondad de sus modelos al reproducir condiciones reales de escurrimiento en cuencas debidamente instrumentadas.

2.5 OTRAS APLICACIONES HIDROLÓGICAS BASADAS EN SIG

Las aplicaciones a la hidrología de parámetros distribuidos también comprenden el estudio de otras variables diferentes al escurrimiento pluvial. Los procesos erosivos, por ejemplo, son fenómenos que pueden analizarse con el apoyo de SIG. Otras variables, tradicionalmente estudiadas como parámetros promedio, pueden ahora analizarse a través de toda la superficie de terreno. Tal es el caso de los índices de uso del suelo, capacidad agrológica, erosión laminar, deterioro forestal, calidad del agua y calidad del aire que, a guisa de norma, propone determinar la Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología, en México, en su Manual de Ordenamiento Ecológico del Territorio, siguiendo criterios de estimación propuestos por la FAO/UNESCO (SEDUE, 1986).

En la literatura técnica pueden encontrarse ejemplos de aplicación hidrológica para el estudio de fenómenos diversos: Fiorentino *et al* (1993) analizan la morfología de las redes de drenaje en cuencas, según su entropía; Rigon *et al* (1993) comparan estructuras morfológicas de las cuencas, con modelos óptimos de redes de canales; Moore *et al* (1993) utilizan SIG para la aplicación de un modelo de pérdida de suelo; y Gustaffson (1993), antes citado, emplea los SIG y la percepción remota para la exploración del agua subterránea. Watkins *et al* (1996) comparan el manejo de datos y modelos geohidrológicos en SIG, bajo distintos esquemas. Por su parte, Famiglietti y Wood (1995) hacen un análisis de variación espacial y escala en el cálculo de la evapotranspiración, utilizando el modelo SVATS (Famiglietti, 1994). Jones y Grant (1996) estudian los efectos de la tala forestal en el incremento de avenidas, haciendo una interesante verificación en cuencas instrumentadas grandes y pequeñas. Y Mattikalli *et al* (1996) y Hollenbeck *et al* (1996), ya mencionados, evalúan las condiciones de humedad de los suelos mediante el monitoreo de microondas remotas.

Otras aplicaciones conocidas en hidrología, de acuerdo con literatura comercial que difunden las empresas dedicadas a la venta de imágenes satelitales, son: determinación de fronteras y superficies de cuerpos de agua; mapeo de crecientes y planicies de inundación; determinación de extensiones de nieve y hielo; medición de sedimentos y patrones de turbidez; delimitación de campos agrícolas; inventario de lagos y humedales; estimación de escurrimientos por derretimiento de nieve (en inglés, *snow melt runoff*), etcétera (Díaz, 1998).

Por último, en mi caso personal, he utilizado los SIG para estimar la recarga de acuíferos a nivel regional, basado en el criterio SCS de los números de escurrimiento aplicado a condiciones medias anuales de una entidad (Mobayed *et al*, 1995). Asimismo, se han realizado cuantificaciones regionales de recursos hídricos, mediante SIG, y se han comparado los balances obtenidos con resultados estimados a partir de información hidrométrica existente (Mobayed, 1996). En ambos trabajos, se utilizó el sistema de información geográfica SPANS (Intera-Tydac, 1993).

En un futuro próximo, la percepción remota permitirá la obtención de imágenes y la transmisión de datos meteorológicos simultáneos que, en conjunción con el conocimiento físico de las cuencas y las condiciones de humedad prevalecientes, facilitará el pronóstico en tiempo real de los escurrimientos que ahí puedan generarse, a través de modelos físico-hidrológicos debidamente validados.

"Probablemente usted termine la maestría en dos años, incluso con un buen promedio, pero tendrán que transcurrir tal vez otros cuatro para que realmente comience a entender a cabalidad las leyes que rigen el comportamiento del agua"

Gabriel Echávez
(de una conversación)

3. REDES DE DRENAJE Y ESCALAMIENTO DE CUENCAS

Los llamados modelos digitales de elevación (MDE) se consideran un buen punto de partida para definir algunos de los atributos físicos de las cuencas relacionados con la modelación hidrológica. Entre los más importantes están las pendientes de terreno y los cauces y canales que conforman la red de drenaje.

Dadas sus características, la zonificación del área en cuanto a variación de pendientes parece mucho más favorable si se define en el formato *raster*. En efecto, este formato corresponde con el MDE, por lo que permite asignar una clase o valor de la variable a cada celda de la cuadrícula, pudiendo así tener una variabilidad "punto a punto" de la superficie. Desde luego, el mismo formato es recomendable para representar en particular la variabilidad espacial del uso de suelo, puesto que se determina a partir de la interpretación de imágenes satelitales, cuya resolución por *pixels* (de la contracción, en inglés, de *picture elements*) es fácil de asociar a elementos de una malla o cuadrícula.

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

Uno de los procedimientos más interesantes para la definición de redes, en formato *raster*, fue propuesto por Band (1986). El autor advierte, sin embargo, cierta dificultad en la clasificación de las celdas como elementos constitutivos de fronteras (parteaguas), cauces o laderas del terreno; e igualmente en la sistematización del criterio para asociar cada una a su cauce de drenaje respectivo. En el caso de la definición topológica mediante elementos triangulares, el problema se traslada a

identificar puntos clave (asociados a los parteaguas, puertos y cauces) en los cuales deben hacerse coincidir vértices y lados de los triángulos (Nelson *et al*, 1994; y Garg y Sen, 1994). La complejidad de asociar un formato u otro a la definición de la red, es equivalente a la de tratar de representar elementos de área con tramos de línea, o viceversa: así como los primeros facilitan la expresión de las áreas de aportación, los segundos se asocian naturalmente a los cauces. Otros criterios basados en formato *raster* han sido propuestos por Martz y Garbrecht (1993) y Sekulin *et al* (1992).

Por todo lo anterior, se propondrá un modelo de terreno para la definición de redes de drenaje, que tome en cuenta las características siguientes:

- a) El MDE utilizará formato *raster*, por ser compatible con la información topográfica y por estar disponible en SIG más económicos. Además, los algoritmos de programación resultarán más sencillos y requerirán en consecuencia de un menor número de operaciones.
- b) Para evitar la diferenciación de celdas, éstas tendrán un doble papel: todas son áreas susceptibles de ser drenadas (y por tanto forman parte de las superficies de captación o subcuencas) y todas disponen de un cauce o dirección de drenaje hacia alguna de sus celdas adyacentes (por lo que son parte integrante de la propia red).
- c) Se procurará un sistema de identificación mediante numeración secuencial, de manera que se asignen números progresivos a las celdas por drenar o, visto como sistema de cauces, a los tramos localizados hacia aguas arriba. De obtenerse, tal numeración facilitará el agrupamiento secuencial de celdas por microcuencas, quedando a su vez asociadas a los tramos de la red (Morbayed, 1981).

3.1 DIRECCIONES DE FLUJO Y PARTEAGUAS

Con el fin de explicar la metodología propuesta, se han preparado algunas gráficas. En la **Figura 3.1A** se representa una cuenca hidrográfica como ejemplo, indicando el límite de las áreas de captación de acuerdo con las curvas de nivel topográfico. También se han puesto los números secuenciales de posición de cada celda, j , asignando con $j = 1$ a la esquina superior izquierda; tal criterio resulta conveniente pues coincide con el orden en el que los SIG almacenan información de imágenes *raster* en archivos de formato binario. La **Figura 3.1B** corresponde al modelo digital de elevación, o MDE; en ella se muestran las elevaciones del terreno al centro de cada celda, E_j .

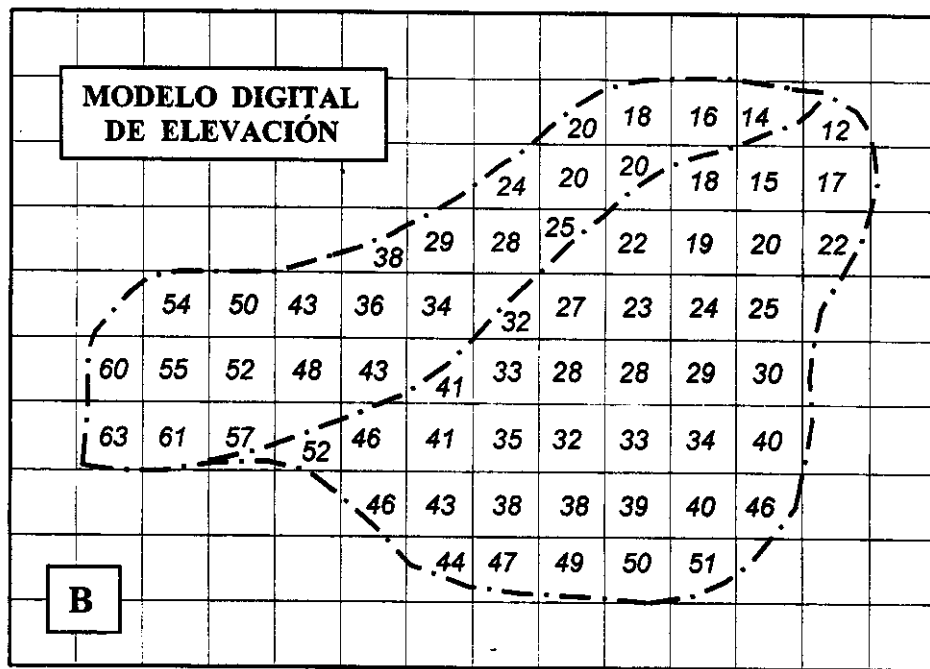
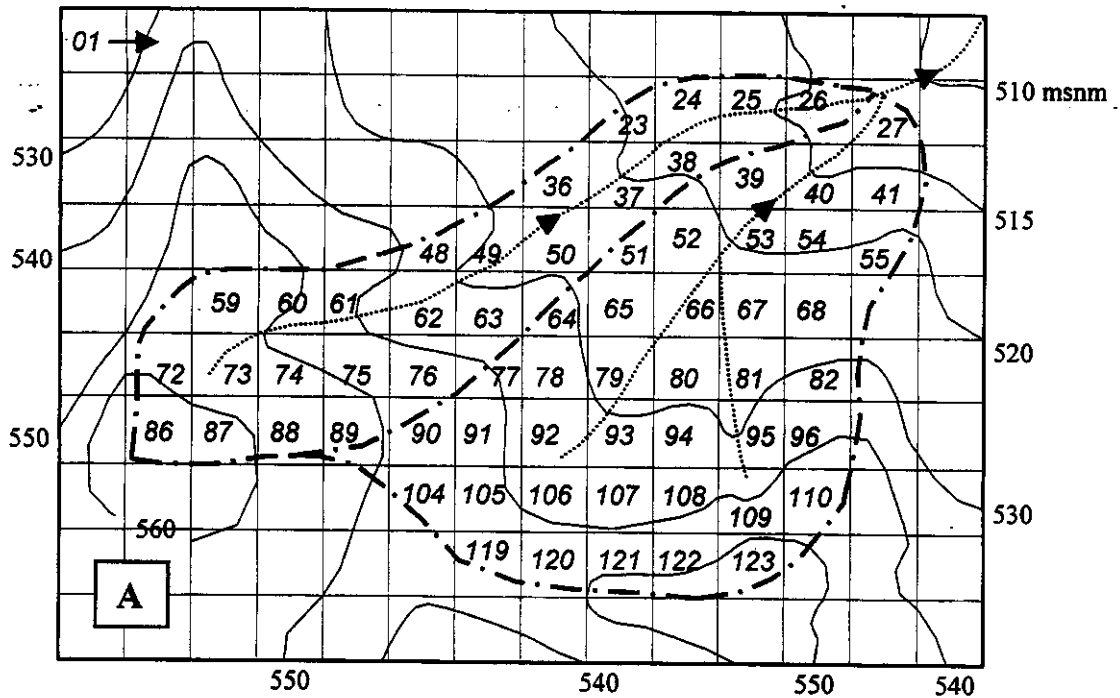


Figura 3.1 Cuenca utilizada como ejemplo. (A) Límite de áreas de captación, de acuerdo con las curvas de nivel topográfico. Los números corresponden a la posición de cada celda, j . El total de celdas dentro de la cuenca es de 63. (B) Elevaciones de terreno al centro de cada celda, E_j . Corresponden al llamado MDE (modelo digital de elevación). Para obtener la elevación de la figura anterior, sumar 500 m a los valores indicados.

Siguiendo el criterio más común para definir la dirección preferencial del flujo, se supondrá que éste ocurre desde una celda j hacia cualquiera de sus ocho celdas adyacentes. De acuerdo con la notación del recuadro de la **Figura 3.2A**, la celda j_{FIN} hacia la que ocurre el flujo es

$$j_{FIN} = j + N_{COL} \cdot L + K \quad (3.1)$$

para

$$máx(\Delta E) = \frac{E_j - E_{j_{FIN}}}{1 + 0.4142 |K \cdot L|} \quad (3.2)$$

N_{COL} es el número de columnas de la imagen, $-1 \leq L \leq 1$ para renglones y $-1 \leq K \leq 1$ para columnas, correspondiendo $L = K = 0$ para la celda j . El denominador de la ecuación (3.2) sirve para equiparar las distancias diagonales con respecto a la vertical y horizontal, en el caso de los cuadros de las esquinas. Puesto que el número de la celda adyacente depende de dos valores (K y L), se propone almacenarlos en un sólo valor j_{ad} que, a fin de cuentas, define la dirección hacia la que ocurre el flujo:

$$j_{ad} = 10 \cdot (L + 1) + K + 2 \quad \text{Dirección del flujo} \quad (3.3)$$

$$K = j_{ad} \text{ MOD } 10 - 2$$

$$L = \text{INT}(j_{ad} / 10) - 1$$

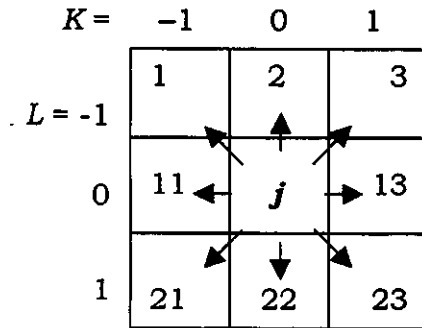


Figura 3.2A El valor de j_{ad} se elige según la celda con mayor desnivel con respecto a la celda en j

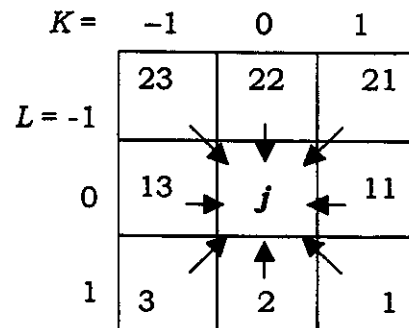


Figura 3.2B De no ocurrir uno de los valores indicados (al revisar), significa que j es inicio de parteaguas

Nótese cómo las funciones MOD e INT, del lenguaje de programación BASIC, permiten recuperar K y L a partir de j_{ad} , de manera directa. En contraste, para una celda correspondiente a algún parteaguas, ninguno de los elementos adyacentes debe

tenerla como su celda de salida. Puede decirse que el algoritmo para asociar la celda adyacente funciona en este caso de manera contraria.

En la **Figura 3.2B** se ilustra un elemento que, de tener alrededor alguno de los valores indicados, deja de constituir un parteaguas; huelga decir que, de no tenerlo, se vuelve un punto de partida del flujo. La ecuación que proporciona el valor j_{ad} es, en este caso:

$$j_{ad} = 2 - K + 10 \cdot (1 - L) \quad \text{Inicio de parteaguas} \quad (3.4)$$

Con los algoritmos planteados, el programa de cómputo recorre una vez la malla del MDE para asignar las direcciones j_{ad} a las celdas, y una segunda para identificar directamente los puntos de inicio de las rutas de flujo.

3.2 ORDENAMIENTO SISTEMÁTICO DE LA RED

Una vez determinadas las direcciones de flujo e identificados los puntos iniciales, se procede a efectuar un recorrido sistemático por todos los elementos de la red, a partir de su punto de salida. 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. Los criterios que habrán de mantener el orden adecuado en la numeración creciente de la red son dos (Mobayed y Cruickshank, 1998):

- a) Cada vez que se encuentre una confluencia de celdas, continuar numerando hacia arriba por uno de los "afluentes" (por ejemplo, el de menor número j) hasta alcanzar una celda que sea inicio de parteaguas. Este criterio debe mantenerse hacia aguas arriba, sin importar cuántas confluencias con tramos no numerados queden pendientes durante el avance.
- b) Después de alcanzar una celda inicial, no drenadora, el recorrido se invierte hacia aguas abajo por los tramos recién numerados. Pero, cada vez que se encuentre alguna confluencia con un "lado" pendiente de numerar, se interrumpe el descenso y se vuelve a efectuar un recorrido hacia arriba, ahora por tal afluente, según el primero de los criterios.

Para ilustrar el proceso, se ha formado el esquema de la **Figura 3.3**, que contiene un MDE simple de 16 celdas. Con base en los datos de elevación, se supone, han sido conectados los centros de sus elementos conforme al sentido del flujo, según el criterio presentado en el subcapítulo anterior. Así pues, el número de orden se asigna a cada celda al recorrer la red hacia arriba –desde su punto de salida– tal como lo indican gráficamente las flechas de la línea auxiliar ahí presentada. Puede notarse también cómo el sentido de avance se invierte tras alcanzar una celda de

inicio y cómo vuelve éste a subir cuando se encuentra algún elemento pendiente de numerar.

Razonando un poco en el método de ordenamiento, puede advertirse que todos los elementos de la red son recorridos dos veces: la primera, hacia aguas arriba, para asignarle su valor ordinal; y la segunda, hacia abajo, para identificar confluencias pendientes de recorrer. El proceso termina cuando se ha regresado al punto de salida inicial. Naturalmente, un algoritmo de numeración basado en estos criterios es aplicable a cualquier tipo y forma que tenga la red acumulativa. Y puede hacerse extensivo a tramos de conductos o canales, como los de un sistema de alcantarillado, o los de la propia red de una cuenca vista a mayor escala. De aquí en adelante, identificaremos por N_o al número de orden de flujo asociado a cada tramo o celda del MDE que interviene en la definición de la cuenca

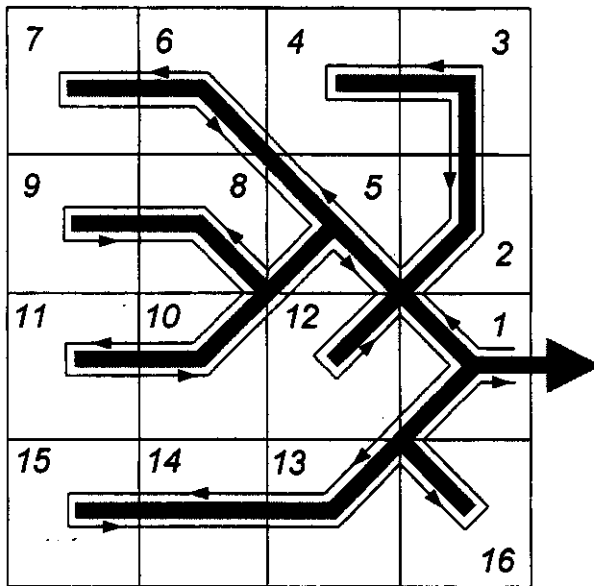


Figura 3.3
Red de flujo en un MDE de 16 elementos, cuyo recorrido hacia arriba sirve para asignarles un número de orden consecutivo.

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:

$$N_D(j) = N_O(j) - N_{fn}(j) \quad (3.5)$$

donde $N_D(j)$ es el número de elementos drenados hasta la celda j , $N_O(j)$ su número de orden, y $N_{fn}(j)$ el último número de orden asignado a una celda de inicio, al momento de recorrer j hacia aguas abajo.

En la red de la **Figura 3.3**, por ejemplo, el último ordinal asignado al recorrer de regreso la quinta celda, según la línea con flechas, es el valor 11 ($N_O = 5$ y $N_{fin} = 11$). Eso significa que drenan por ahí $11 - 5 = 6$ celdas, justamente las numeradas entre 6 y 11. Con los tramos de inicio, es evidente que la diferencia de términos debe resultar nula.

Por otro lado, 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. En la **Figura 3.4A**, se tiene el **mapa de N_D** (número de áreas drenadas por celda) para la cuenca utilizada como ejemplo. Con lo visto, resulta evidente que

$$N_D = 0 \quad \text{líneas divisorias o parteaguas} \quad (3.6)$$

$$N_D > N_{REF} \quad \text{red de drenaje} \quad (3.7)$$

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). En el caso de la figura, se marcaron los cauces que drenan más de diez áreas unitarias, o sea $N_{REF} = 10$. Por su parte, la **Figura 3.4B** representa el **mapa de N_O** (número de orden). 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,

$$[N_O(j), N_O(j) + N_D(j)] \quad \text{subcuenca hasta el punto } j \quad (3.8)$$

Así pues, las celdas identificadas con números de orden comprendidos en dicho intervalo, son drenadas hasta la celda j , cuyos números de identificación son $N_O(j)$ y $N_D(j)$.

3.3 ESCALAMIENTO DE LA CUENCA

A pesar de que los llamados modelos físico-hidrológicos de parámetros distribuidos (MFH) permiten realizar una simulación más "física" de los fenómenos, la discretización de la cuenca en celdas cuadriculares parece alejarse de la naturaleza o forma típica de las redes de drenaje. En la modelación, cada elemento de malla constituye simultáneamente un área de aportación y un tramo de canal, lo que se traduce en una enorme red de canales, con tantos segmentos como celdas existen en la configuración superficial.

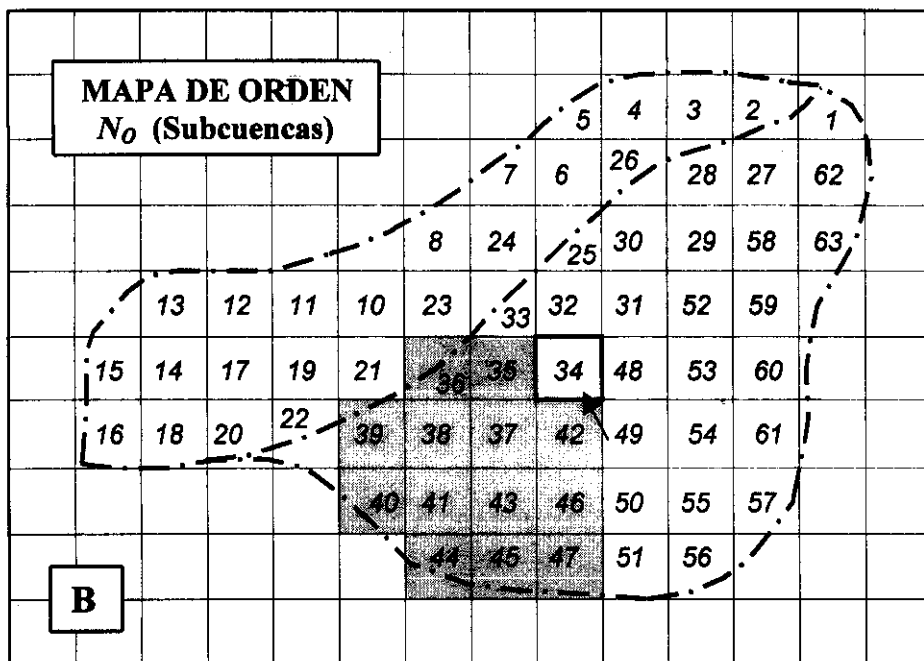
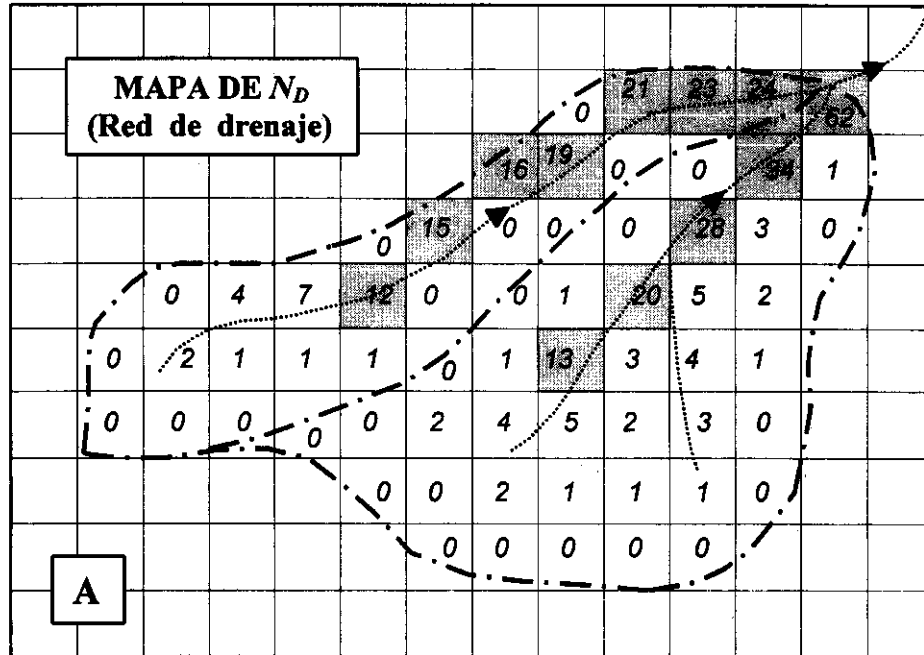


Figura 3.4 Caracterización topológica de la cuenca. **(A)** Mapa de N_D (número de áreas drenadas por cuenca): $N_D = 0$ coincide con el partaguas, y $N_D > 10$ con la red de drenaje del ejemplo. **(B)** Mapa de N_O (número de orden de cada elemento). Para cualquier celda, los números comprendidos entre N_O y $N_O + N_D$ corresponden invariablemente a las celdas drenadas por ella.

El esfuerzo de cálculo en tales condiciones puede no llevar a una solución más precisa a la que ofrece algún modelo agregado de parámetros concentrados. Lo más indicado parece ser una "discretización hidrológica" de la cuenca mediante elementos pequeños o microcuencas. Además de trabajar con un número de entidades mucho menor, cada una tendría una configuración más apegada a la orografía de la cuenca y facilitaría la determinación de algunas variables comúnmente empleadas en la hidrología, como: área de captación, pendiente de superficie, longitud y pendiente del canal, etc. Puede decirse ahora que se trata de *celdas geomorfológicas*.

Una de las ventajas más importantes que ofrece el ordenamiento de celdas, antes descrito, es justamente la posibilidad de hacer un agrupamiento secuencial de ellas, puesto que cada grupo pasa a conformar justamente una microcuenca. 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.

Como se advierte, 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.

Con la **Tabla 3.1** (comentada) y la **Figura 3.5** se ilustra el proceso de escalamiento de la cuenca, tomando una superficie de 5 celdas como área mínima. Como se observa, en lugar de utilizar 63 elementos cuadrados de área, el cálculo puede reducirse tan sólo a 7 celdas geomorfológicas. Además, en la figura se han delimitado estas áreas, con base en las isolíneas topográficas, para notar cómo hay coincidencia entre las celdas identificadas y el espacio físico real de cada una. Con una discretización más fina, naturalmente, la similitud sería mayor.

Tabla 3.1 Proceso de escalamiento de la cuenca ejemplo

Orden	Celda	Salida	Previas	Micro	Comentarios
1	27	0	62	1	El escalamiento se inicia en 1, con cinco celdas como criterio de área mínima
2	26	27	24	1	
3	25	26	23	1	
4	24	25	21	1	
5	23	24	0	1	
6	37	24	19	2	La sexta celda drena más de cuatro (se lee 19), por lo que se inicia el conteo de la segunda celda geomorfológica o microcuenca
7	36	37	16	2	
8	49	36	15	2	
9	48	49	0	2	
10	62	49	12	2	
11	61	62	7	3	De manera similar, se inicia la microcuenca 3. Sin embargo, su sexta celda (la 86) drena menos de cinco unidades, razón por la que NO se modifica el número de microcuenca (ver segundo criterio de escalamiento)
12	60	61	4	3	
13	59	60	0	3	
14	73	60	2	3	
15	72	73	0	3	
16	86	73	0	3	
17	74	61	1	3	
18	87	74	0	3	
19	75	62	1	2	Se trata de un bloque de celdas remanentes: ninguna drena más de cuatro elementos; por eso se asignan al número de microcuenca asociado a su punto de salida (por ejemplo, la 75 drena hacia la 62, previamente numerada, cuya microcuenca es la 2)
20	88	75	0	2	
21	76	62	1	2	
22	89	76	0	2	
23	63	49	0	2	
24	50	37	0	2	
25	51	37	0	2	
26	38	25	0	1	
27	40	27	34	4	A la 40 confluyen más de treinta unidades, por lo que se incrementa el ordinal de 3 a 4 (es decir, la cuarta microcuenca)
28	39	40	0	4	
29	53	40	28	4	
30	52	53	2	4	
31	65	52	1	4	
32	64	65	0	4	
33	66	53	14	5	El proceso se repite como en los casos anteriores. Al igual que la 3, hay varias celdas remanentes cuyo drenaje no justifica el cambio de área
34	79	66	13	5	
35	78	79	1	5	
36	77	78	0	5	
37	92	79	4	5	
38	91	92	2	5	
39	90	91	0	5	
40	104	91	0	5	
41	105	92	0	5	
42	93	79	5	6	
43	106	93	2	6	
44	119	106	0	6	
45	120	106	0	6	
46	107	93	1	6	
47	121	107	0	6	
48	67	53	9	7	
49	80	67	3	7	
50	94	80	2	7	
51	108	94	1	7	
52	122	108	0	7	
53	81	67	4	7	
54	95	81	3	7	
55	109	95	1	7	
56	123	109	0	7	
57	110	95	0	7	
58	54	40	3	4	Es otro bloque de elementos remanentes que se asocian a la microcuenca de su celda de salida
59	68	54	2	4	
60	82	68	1	4	
61	96	82	0	4	
62	41	27	1	1	
63	55	41	0	1	

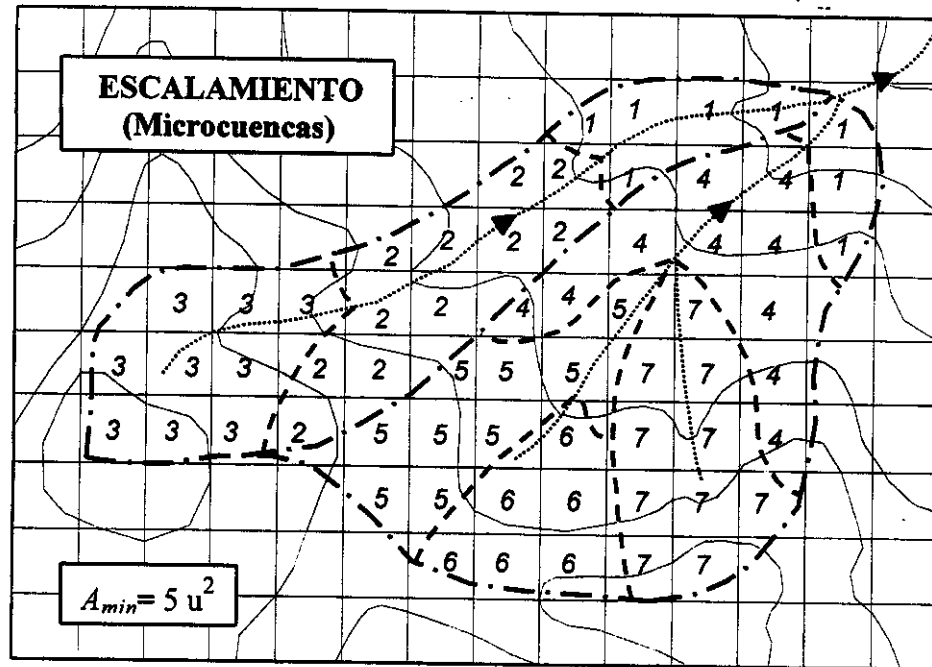


Figura 3.5 Escalamiento de cuenca. Utilizando el criterio de área mínima de drenaje (A_{min}), se pasa de la escala de punto (celda) a la escala de microcuenca. La caracterización topológica mediante el número de áreas drenadas y número de orden es idéntica a las celdas.

En resumen:

Dada la importancia de la modelación físico-hidrológica de parámetros distribuidos, resulta cada día más necesario disponer de modelos digitales de terreno (MDT) para definir confiablemente la red de drenaje de las cuencas. En este capítulo se presentó un algoritmo eficiente de ordenamiento de los elementos unitarios de superficie (celdas), que permite determinar su número de orden cuando son recorridos en sentido contrario a la dirección del flujo; asimismo, identifica la cantidad de elementos que son drenados en cualquier punto de la cuenca, cuando tal recorrido se repite hacia aguas abajo. El procedimiento facilita notablemente el escalamiento sistemático del área de modelación en microcuencas o *celdas geomorfológicas*, cuyo orden de escurrimiento queda asignado de manera automática, gracias al propio orden que guardan los elementos de superficie que las integran. Al agregar el ordinal de celdas, se está incorporando probablemente la variable que hacía falta para caracterizar de manera definitiva a las redes acumulativas de drenaje en cuencas hidrográficas.

3.4 PROGRAMA REDRAS

Con frecuencia, los modelos digitales de elevación (MDE) llegan a contener cientos de miles o millones de elementos cuadriculares. Cada celda de la malla reticular tiene asignada una altitud de terreno, representativa del nivel de superficie en ese lugar. Con tal volumen de información, sería impensable efectuar procesos como la definición del sentido preferencial de flujo, el ordenamiento sistemático de celdas o el escalamiento a nivel de microcuencas. Por eso, se ha formulado (y actualizado) el programa de cómputo *REDRAS*, para facilitar la caracterización de *REDES* de drenaje a partir de información topográfica almacenada en formato *RAStEr*.

El programa consulta datos y hace cálculos a partir de información almacenada en formato binario de 2 y 4 *bytes*, para eliminar problemas de tamaño en los *arreglos* de memoria. Asimismo, guarda resultados en igual formato y en matrices idénticas al modelo de elevación. *REDRAS* permite el acceso a otros módulos o programas que sirven para corregir anomalías en los MDE, a fin de asegurar que todas las celdas alcancen a reconocer su propia salida de flujo (remitirse al **ANEXO 1** para mayores detalles). Una vez que se ha adecuado el MDE, se corre el módulo *Concatena*, fundamental para representar el drenaje del área, pues asigna número de orden a las celdas e identifica elementos drenados por cada una, conforme al algoritmo descrito en el subcapítulo 3.2.

Otros módulos o subrutinas importantes del programa *REDRAS* son: *Dirflujo*, que sirve para identificar celdas adyacentes hacia las que ocurre el flujo, por cada elemento de la malla o retícula (valor *Jad*); *Escalamiento*, para agrupar celdas por microcuencas, de acuerdo al algoritmo establecido en el subcapítulo 3.3 y un valor de área incipiente para efectuar el proceso; *Geometría*, que se ocupa de asignar el orden a las corrientes, según los criterios de Horton y Strahler (Chow *et al*, 1988), aprovechando el orden secuencial de sus correspondientes microcuencas; encuentra también la longitud y desnivel del cauce principal para cada una, y datos del recorrido más largo entre el parteaguas y dicho cauce.

Los documentos de información generados mediante los procesos de adecuación y ordenamiento de elementos, en el MDE, constituyen propiamente la base del *sistema hidro-fisiográfico* que caracteriza al área de estudio. 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 drenaje o microcuencas. La **Tabla 3.2**, siguiente, da cuenta de los documentos que llegan a integrar un sistema como el descrito. Según puede verse, los archivos 2 a 5 permanecen sin alteración, en tanto el modelo digital de elevación no sea modificado o corregido. Los últimos dos, útiles para la caracterización de microcuencas y cauces, se modifican cada vez que se proponga un nuevo valor de área mínima para el proceso de escalamiento.

Tabla 3.2 Documentos base que integran un *sistema hidro-fisiográfico*

N°	Archivo		Tamaño (bytes)	Descripción
	Nombre	Ext.		
1	(MDE) *	.img	$N_{col} \times N_{ren} \times 4$	Modelo digital de elevación, en formato binario de números reales (4 bytes). Normalmente consta de una o más cartas 1:50 000 del INEGI, en coordenadas UTM, editadas conforme existen irregularidades en el área (ver ANEXO 1). N_{col} es n° de columnas, y N_{ren} de renglones
2	(MDE)	.doc	- o -	Archivo de datos generales utilizado por los SIG (como IDRISI) para visualizar el MDE
3	Jdirec	.bin	$N_{col} \times N_{ren} \times 2$	Matriz que guarda identificador del sentido de flujo por celda respecto a sus adyacentes (J_{ad})
4	Norden	.bin	$N_{col} \times N_{ren} \times 4$	Matriz que guarda <i>número de orden</i> por celda, en la posición de malla que le corresponde. Se usan enteros de doble precisión (4 bytes)
5	Nareas	.bin	$N_{col} \times N_{ren} \times 4$	Matriz que guarda <i>número de áreas</i> drenadas por celda, según su posición dentro de la malla
6	Ordcelf	.bin	$N_{cel} \times 16$	Documento con información de celdas ordenadas activas (N_{cel}): su dirección, punto de salida, área que drena (celdas) y microcuenca a la que pertenece. Las celdas inactivas se reconocen, en el MDE, por el valor típico "-9999"
7	Ordmicf	.bin	$N_{mic} \times 40$	Documento con información por microcuencas, ordenadas conforme al sentido del flujo (N_{mic}) y el área incipiente que se haya indicado

(*) Nombre de 8 caracteres como máximo

La versión definitiva del programa REDRAS se incluye en el **ANEXO 2** del trabajo doctoral. El listado contiene comentarios frecuentes, tanto en el programa principal como en sus módulos o subrutinas, para facilitar la comprensión de algoritmos y el trabajo de consulta. El *código fuente* ha sido formulado en el lenguaje de programación *Visual Basic* para DOS (Microsoft, 1992).

"Hablar de diseño óptimo, como concepto, es una redundancia: todo buen diseño exige necesariamente un proceso de optimización"

Carlos Cruickshank
(de una conversación)

4. TRÁNSITO FÍSICO-HIDROLÓGICO DE AVENIDAS

De acuerdo con la aleatoriedad de los fenómenos hidrológicos, los modelos pueden ser clasificados como *estocásticos* (cuando las variables no tienen un valor fijo en un punto particular del espacio y del tiempo, pero están descritas a través de distribuciones de probabilidad) y como *determinísticos* (cuando una entrada dada, por ejemplo, produce siempre una misma salida). Podría decirse que los modelos determinísticos hacen pronósticos, mientras que los modelos estocásticos hacen predicciones (Chow *et al*, 1988).

En los modelos del proceso lluvia-escorrentía, los métodos de tránsito de avenidas o crecientes son esencialmente determinísticos. De acuerdo con la variación espacial de sus parámetros, estos métodos pueden clasificarse en *agregados* o *distribuidos*. En un modelo *agregado*, el sistema hidrológico es "promediado" en el espacio, o sea considerado como un punto único sin dimensiones en el espacio. En contraste, un modelo determinístico *distribuido* considera que los procesos hidrológicos ocurren en varios puntos del espacio y define las variables del modelo como una función de las dimensiones espaciales.

El flujo de agua a través del suelo y los cauces de una cuenca, durante y después de una tormenta, es un proceso distribuido porque el caudal, la velocidad y los niveles de agua varían en el espacio a través de la cuenca. Los modelos de tránsito distribuido de avenidas permiten hacer estimaciones de tales variables, con base en ecuaciones diferenciales parciales (las ecuaciones de Saint-Venant para el flujo unidimensional), como funciones del espacio y del tiempo, en lugar del tiempo únicamente como en los modelos agregados.

4.1 TRÁNSITO DISTRIBUIDO DE CRECIENTES

Los modelos de tránsito distribuido de crecientes se utilizan para describir la transformación de lluvia a escorrentía en una cuenca, al producir el hidrograma a la salida de ésta, y luego tomar este resultado como información de entrada en el

extremo aguas arriba de un cauce o sistema de cauces y transitarlo hacia aguas abajo. Durante el proceso real de flujo, el fenómeno ocurre en las tres dimensiones espaciales; sin embargo, para fines prácticos, se supone que el escurrimiento se da en una sola dimensión, es decir, a lo largo del cauce o en la dirección principal del flujo. Las ecuaciones de Saint-Venant describen justamente al flujo unidimensional no permanente en canales abiertos y son por tanto aplicables a los modelos de tránsito (Chow *et al*, 1988).

En términos simples, sea un flujo 1D asociado a la dirección s de un sistema de coordenadas curvilíneas, cuyo vector unitario es \bar{s} . Si A es el área transversal de flujo, V su velocidad y ρ la densidad del fluido entonces, para una fracción de tiempo dt y un tramo diferencial ds , se define: $A ds$ y $\rho A ds$ como el volumen y la masa m del flujo, AV ó Q como el caudal, ρQ como el flujo másico y ρQV como flujo de *momentum* o cantidad de movimiento.

La llamada ecuación de continuidad se basa en el principio de conservación de masa. Establece que la variación temporal de la cantidad neta de masa, para el intervalo dt , equivale al cambio diferencial de flujo másico, en el tramo ds , o lo que es lo mismo:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho A ds) + d(\rho Q) = 0 \quad (4.1)$$

Por su parte, la ecuación de *momentum* (el producto mV) está basada en el principio de conservación de cantidad de movimiento, derivado a su vez de la segunda Ley de Newton. En este caso, la diferencia entre el cambio temporal del *momentum* y el cambio espacial del flujo de *momentum* equivale a la suma de fuerzas actuantes en el flujo:

$$\left[\frac{\partial}{\partial t}(\rho Q ds) + d(\rho QV) \right] \bar{s} = \Sigma \mathbf{F} \quad (4.2)$$

Además de las hipótesis implícitas para flujos 1D, habrá que considerar tres más:

- a) La densidad ρ puede suponerse constante.
- b) De ocurrir una entrada de masa por flujo lateral, habrá que igualar (4.1) al término $\rho q \cdot ds$, donde q es el gasto lateral por unidad de longitud.
- c) Las fuerzas involucradas más importantes son debidas a la gravedad, y las que oponen la fricción y el gradiente de presiones, o sea \mathbf{F}_g , \mathbf{F}_f y \mathbf{F}_p . Todas son proporcionales al producto de la masa $\rho A ds$ por la aceleración gravitacional:

$$\Sigma \mathbf{F} \propto \rho g A ds$$

En la primera, la constante de proporcionalidad es la propia pendiente o inclinación del canal, S_0 ; en la segunda lo es la pendiente de fricción, S_f ; y en la tercera, naturalmente, el gradiente de presiones $\partial y / \partial s$, ó sea el cambio de tirante o profundidad del agua entre el inicio y el final del tramo ds . Así pues,

$$\Sigma F = \rho g A ds \left(S_0 - S_f - \frac{\partial y}{\partial s} \right) \bar{s}$$

Al incluir estas consideraciones, las ecuaciones (4.1) y (4.2), divididas entre ρds , dan lugar a las llamadas ecuaciones generales de Saint-Venant para flujo 1D a superficie libre, en su forma conservativa:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial s} - q = 0 \quad (4.4)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} \left(\frac{Q^2}{A} \right) - gA \left(S_0 - S_f - \frac{\partial y}{\partial s} \right) = 0 \quad (4.5)$$

Para algunas aplicaciones se usa la forma no conservativa, en la que se utiliza la velocidad del flujo V , en lugar de Q , y la profundidad del agua o tirante y , en vez de A (suponiendo una sección de ancho unitario). Tales ecuaciones resultan:

$$\frac{\partial y}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial s} (Vy) = 0 \quad (4.6)$$

$$\frac{\partial V}{\partial t} + V \frac{\partial V}{\partial s} - g \left(S_0 - S_f - \frac{\partial y}{\partial s} \right) = 0 \quad (4.7)$$

Bastará analizar el sistema de ecuaciones (4.4) y (4.5), ó (4.6) y (4.7), para darse cuenta que es posible evaluar las variaciones de caudal y área hidráulica (o velocidad y tirante) a lo largo de un canal y durante la ocurrencia de una perturbación del flujo, establecidas ciertas condiciones de frontera. Por ejemplo, al conocer el hidrograma (o curva tiempo-gasto) de una creciente a la entrada de un canal, es posible simular su tránsito por el cauce hasta obtener el hidrograma de salida, mediante el sistema de ecuaciones descrito.

La aplicación de las ecuaciones completas de Saint-Venant da lugar a los métodos más exactos para calcular el tránsito de avenidas. Al no tener solución analítica y propiciar en consecuencia algoritmos numéricos relativamente complejos, se han planteado formas simplificadas alternativas para el tránsito distribuido unidimensional. En efecto, manteniendo la ecuación de continuidad completa y eliminando algunos términos de la ecuación de *momentum*, se definen los casos siguientes:

- a) **Modelo de onda cinemática.** Desprecia los términos dinámicos (de aceleración y presión) y supone que $S_o = S_f$, esto es que hay un balance entre las fuerzas de fricción y las gravitacionales, equivalente a suponer flujo uniforme y permanente dentro de la longitud diferencial ds . En este caso, el modelo de onda cinemática se simplifica a:

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{1}{C} \frac{\partial Q}{\partial t} = q \quad (4.8)$$

donde C es la velocidad de propagación de la variación del flujo a la largo de un canal, llamada también *celeridad*. En la ecuación, además, se ha aproximado la coordenada curvilínea s como la coordenada cartesiana x . Resulta fácil comprobar la validez de las expresiones siguientes de C :

$$C = \frac{dx}{dt} = \frac{\partial Q}{\partial A} = \frac{Q^{1-\beta}}{\alpha\beta} \quad (4.9)$$

En la tercera expresión se ha usado la fórmula de Manning para relacionar A y Q , de modo que $\alpha = (nP^{2/3}/S_o^{1/2})^\beta$ y $\beta = 0.6$, siendo P el perímetro mojado de la sección hidráulica y n el coeficiente de fricción.

- b) **Modelo de difusión.** Sólo desprecia los términos de aceleración en la ecuación de *momentum*, pero incorpora el término de presión. Al combinar esta forma reducida con la ecuación de continuidad, se obtiene (Berezowsky y Jiménez, 1995):

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} = D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \quad (4.10)$$

donde C es la celeridad y D un coeficiente de difusión que simula la atenuación de la onda, a medida que pasa por el canal. Para canales regulares (French, 1985),

$$D = \frac{Q}{2TS_o} \quad (4.11)$$

T se refiere al ancho de la superficie del agua en el canal, asociado al caudal Q . Más adelante se presentará la manera de aprovechar ventajosamente una forma de solución de la ecuación (4.10) para el tránsito distribuido de avenidas en una red de drenaje.

- c) **Modelo de onda dinámica.** En realidad no involucra simplificación alguna sino que se basa en las ecuaciones de continuidad y cantidad de movimiento en su forma completa. La velocidad con la que se traslada una perturbación

del flujo, como lo es una avenida, se llama en este caso celeridad de la onda dinámica, y su expresión puede encontrarse obteniendo las ecuaciones características de las expresiones de Saint-Venant. A partir de su forma no conservativa, puede demostrarse que (Henderson, 1966)

$$y \quad \frac{dx}{dt} = V \pm C_D \quad (4.12)$$

$$\frac{d}{dt}(V \pm 2C_D) = g(S_o - S_f) \quad (4.13)$$

en las cuales C_D es la celeridad de la onda dinámica, dada por

$$C_D = \sqrt{g \frac{A}{T}} \quad (4.14)$$

Por ejemplo, $C_D = (gy)^{1/2}$ para un canal rectangular. Tal celeridad mide la velocidad de una onda dinámica con respecto al agua en reposo. En realidad, para el agua en movimiento existen dos ondas dinámicas, una moviéndose hacia aguas arriba con velocidad $V - C_D$ y otra hacia abajo con velocidad $V + C_D$. Esto ocurre a régimen subcrítico, cuando $V > C_D$, ya que $V = (gy)^{1/2}$ es justamente la velocidad crítica en canales rectangulares (cuando el número de Froude es igual a la unidad).

Por otro lado, las ecuaciones de Saint-Venant para tránsito distribuido no pueden solucionarse fácilmente por métodos analíticos, excepto en algunos casos simples. Son ecuaciones parciales que, en general, pueden resolverse utilizando métodos numéricos. Los métodos para solucionar ecuaciones diferenciales parciales pueden clasificarse como *métodos numéricos directos* y *métodos de las características*. En los primeros se formulan ecuaciones en diferencias finitas, a partir de las ecuaciones originales de continuidad y de *momentum*. Se obtienen entonces soluciones para el caudal y la elevación de la superficie del agua, para tiempos y distancias incrementales a lo largo de la corriente o río. En los métodos de las características, las ecuaciones diferenciales parciales se transforman primero a una forma característica, y luego se resuelven analíticamente (como en el caso de la onda cinemática) o usando una representación en diferencias finitas (tomado de Chow *et al*, 1988).

En los métodos numéricos, los cálculos se llevan a cabo en una malla localizada en el plano $x-t$. La malla $x-t$ es una red de puntos definida al tomar incrementos de distancia de longitud Δx y de tiempo Δt . Los puntos de distancia están indexados por i y los de tiempo por j . Los esquemas numéricos transforman las ecuaciones diferenciales parciales en un conjunto de ecuaciones algebraicas, ya sean lineales o no lineales. Así, las ecuaciones en diferencias finitas representan las derivadas espaciales y temporales en términos de variables u desconocidas asociadas a la

línea de tiempo $j+1$, en función de todos los valores conocidos en la línea precedente j a partir de cálculos previos. La solución de las ecuaciones de Saint-Venant avanza pues desde una línea de tiempo hacia la siguiente (tomado de Chow *et al*, 1988).

En un esquema explícito, por ejemplo, las derivadas parciales para una variable $u(x,t)$ en el punto $(i, j+1)$ de la malla $x-t$ son:

$$\frac{\partial u_i^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_i^{j+1} - u_i^j}{\Delta t} \quad (4.15)$$

$$\frac{\partial u_i^j}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^j - u_{i-1}^j}{2 \cdot \Delta x} \quad (4.16)$$

En este ejemplo se ha utilizado un esquema de diferencias finitas *hacia delante* para la derivada temporal (con la incógnita en $j+1$) y un esquema de diferencias *centrado* para la derivada espacial (con sólo términos conocidos). En cambio, en un esquema implícito, las diferencias se expresan en términos de la variable asociada a la línea de tiempo conocida, por ejemplo:

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial x} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_i^{j+1}}{\Delta x} \quad (4.17)$$

$$\frac{\partial u_{i+1}^{j+1}}{\partial t} = \frac{u_{i+1}^{j+1} - u_{i+1}^j}{\Delta t} \quad (4.18)$$

En general, los métodos explícitos son más simples pero pueden ser inestables, lo cual significa que se requieren valores pequeños de Δx y Δt para la convergencia del procedimiento numérico. Así, el método parece conveniente para caracterizar mejor las variaciones geométricas de los cauces, pero no para transitar flujos de crecientes en períodos largos. El método implícito es más complejo desde el punto de vista matemático, pues lleva usualmente a sistemas de ecuaciones que deben resolverse simultáneamente para avanzar la solución respecto al tiempo; sin embargo, el método es más estable para pasos de cálculo grandes aunque con cierta pérdida de exactitud.

No se pretende, por supuesto, entrar en el refinamiento de los métodos de solución basados en la aproximación de diferencias finitas para encontrar cuál esquema ofrece una mejor solución o cuándo un esquema es más o menos favorable (sea explícito, implícito, centrado o no, con diferencias hacia atrás o hacia delante, linearizado o no lineal). Tampoco se discutirá sobre la bondad de utilizar la forma conservativa o no conservativa de las ecuaciones. Más bien, la comparación ha quedado establecida en término de las simplificaciones aplicadas al principio de conservación de cantidad de movimiento y su efecto sobre el tránsito de crecientes.

Se tendrán pues los modelos de onda cinemática y de difusión como formas aproximadas de simular el fenómeno en los cauces, en contraste con el modelo de la onda dinámica, que reproduce además el efecto de las fuerzas de inercia y su repercusión hacia aguas arriba y abajo del lugar por el que pasa el frente de la avenida.

En la literatura técnica se encuentran comparaciones entre los criterios de tránsito según los modelos de las ondas cinemática, de difusión y dinámica, con objeto de precisar los rangos de aplicabilidad de los modelos aproximados. Transitando ondas senoidales, Grijzen y Vreugdenhil (1976, citados por Berezowsky y Jiménez, 1995) aseguraron que el modelo de difusión proporciona resultados razonables, en comparación con el modelo dinámico completo, cuando

$$\sqrt{\frac{g^3 AT_p^2}{C^4 y_n^2}} > 100 \quad (4.19)$$

para secciones rectangulares, donde T_p es el período de onda de la perturbación senoidal, y_n el tirante normal y C el coeficiente de Chezy. En cuanto a la onda cinemática, la similitud ocurre para números de Froude grandes y cuando el parámetro anterior es mayor de 10^4 . Por su parte, Ponce *et al* (1978) establecieron

$$T_p S_o \sqrt{\frac{g}{y_n}} \geq 30 \quad (4.20)$$

como criterio de aplicación para el modelo de difusión. Es fácil advertir que la ecuación de difusión, aunque aproximada, responde mucho mejor que la cinemática a la simulación del tránsito de crecientes asociadas a períodos más cortos y números de Froude más bajos.

4.2 TRÁNSITO AGREGADO DE CRECIENTES

El tránsito de sistemas agregados, a diferencia de los distribuidos, consiste en calcular el flujo como una función del tiempo y únicamente en un lugar particular, utilizando hidrogramas conocidos o supuestos en uno o más puntos aguas arriba. El tránsito por métodos de sistemas agregados se conoce algunas veces como *tránsito hidrológico*, en tanto que el de los métodos distribuidos se identifica como *tránsito hidráulico*. En general, la cantidad de agua almacenada en un sistema hidrológico, S , puede relacionarse con las tasas de flujo de entrada, I , y de flujo de salida, Q , por medio de la ecuación integral de continuidad:

$$\frac{dS}{dt} = I(t) - Q(t) \quad (4.21)$$

Si el hidrograma de entrada $I(t)$ es conocido, la ecuación no puede resolverse para $Q(t)$ en tanto no se conozca S , expresada comúnmente como una función de almacenamiento del tipo

$$S = f\left(I, \frac{dI}{dt}, \frac{d^2I}{dt^2}, \dots, Q, \frac{dQ}{dt}, \frac{d^2Q}{dt^2}, \dots\right) \quad (4.22)$$

En el funcionamiento de un vaso, es común que se utilice una función no lineal del tipo $S = f(Q)$. Para el tránsito de caudales en ríos o canales, el almacenamiento se relaciona linealmente con los flujos I y Q según el conocido método de Muskingum. El método supone que entre dos secciones de entrada y salida hay un volumen almacenado KQ y un volumen adicional debido a la diferencia entre el flujo de entrada y salida $KX(I - Q)$. El almacenamiento total para un instante j es, por consiguiente, la suma de estos componentes:

$$S^j = K(X \cdot I^j + (1 - X) \cdot Q^j) \quad (4.23)$$

Al expresar el cambio de almacenamiento dS en la ecuación (4.21) como $S^{j+1} - S^j$, y los valores I y Q como promedios en el intervalo de tiempo entre j y $j+1$, se obtiene, al despejar Q^{j+1} , que

$$Q^{j+1} = C_1 I^{j+1} + C_2 I^j + C_3 Q^j \quad (4.24)$$

C_1 , C_2 y C_3 son los conocidos coeficientes de Muskingum, función de las constantes K , X y del incremento de tiempo Δt .

El uso de este método es común cuando se encuentran disponibles los hidrogramas de entrada y salida observados para un tramo de río, y por tanto pueden determinarse los valores de K y X . Cuando no se dispone de tales hidrogramas, los coeficientes pueden ser inferidos, apoyándose en criterios de tránsito hidráulico. En efecto, Cunge (1969) demostró que cuando K y Δt se toman como constantes, la ecuación (4.24) es una solución aproximada de las ecuaciones de onda cinemática. Para utilizarla, se hace referencia a la malla computacional $x-t$ antes descrita y se rescribe el caudal de la sección $i+1$ (salida) en términos del caudal i (entrada), de modo que

$$Q_{i+1}^{j+1} = C_1 Q_i^{j+1} + C_2 Q_i^j + C_3 Q_{i+1}^j + C_4 \quad (4.25)$$

C_4 es función del flujo lateral q entre las secciones i e $i+1$. Así, puede avanzarse la solución de una sección a otra y de un instante j a otro $j+1$, expresando naturalmente la ecuación (4.8) en diferencias finitas y tomando en cuenta la formulación anterior. Cunge demostró adicionalmente que la ecuación (4.25) se asemeja a una solución aproximada del modelo de difusión (ecuación 4.10), siempre y cuando

$$C = \frac{\Delta x}{K} \quad (4.26)$$

$$D = C\left(\frac{1}{2} - X\right)\Delta x, \quad D \geq 0 \quad (4.27)$$

Se advierte que K , según la expresión de la celeridad, es el tiempo para que la onda de creciente elemental atraviese determinado tramo de cauce.

Otro concepto muy importante que puede ser tomado en cuenta para el estudio del tránsito de avenidas, tiene que ver con la llamada *función impulso respuesta*. Tal función establece una relación entre la entrada de un sistema hidrológico, i ó I , y la salida del mismo, q ó Q . Supóngase que la respuesta, en un tiempo posterior t está descrita por la función de respuesta $u(t-v)$, siendo $t-v$ el tiempo de retardo desde que se aplicó el impulso. La respuesta para la función completa de entrada $i(v)$ se establece integrando sus impulsos constituyentes:

$$q(t) = Q(t) = \int_0^t i(v)u(t-v)dv \quad (4.28)$$

Esta expresión es llamada *integral de convolución*. Un planteamiento discretizado de la integral, es empleado en la deducción del *hidrograma unitario*. Supóngase que existen M pulsos de exceso de lluvia P_m , $m = 1, 2, \dots, M$, así como N respuestas de escurrimiento directo Q_n , $n = 1, 2, \dots, N$ asociados a una tormenta debidamente instrumentada. Si U son los valores unitarios de respuesta correspondientes a los datos, el caudal Q_n estaría dado por la sumatoria siguiente:

$$Q_n = \sum_{m=1}^{n \leq N} P_m U_{n-m+1} \quad (4.29)$$

Extendiendo el concepto, la integral (o sumatoria) de convolución puede servir para evaluar un hidrograma de salida, a partir de uno de entrada, siempre y cuando exista la manera de conocer el comportamiento de su función impulso respuesta.

4.3 MODELO INTEGRAL SIMPLIFICADO

Los autores Diskin y Ding (1994) encontraron una expresión integral de las ecuaciones de Saint-Venant, simplificadas a la conocida forma de la ecuación analógica de convección-difusión. La solución integral no requiere de 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 $i(v)$ para obtener el de salida $q(t)$.

De acuerdo con la ecuación (4.28), u es la función impulso respuesta en la integral de convolución. Asociada al canal, puede decirse que u depende de t , de la longitud del cauce L y de otros parámetros que se denotarán por P_k , o sea,

$$u(t) = u(t, L, P_k) \quad (4.30)$$

Considérese ahora la transformada de Laplace (Kreyszig, 1982) de una función de tiempo aplicada a las funciones $i(t)$ y $u(t)$. Se tendrá que

$$I(s) = \int_0^{\infty} i(t) \exp(-st) dt \quad (4.31)$$

$$U(s, L, P_k) = \int_0^{\infty} u(t, L, P_k) \exp(-st) dt \quad (4.32)$$

En el dominio de Laplace, la integral de convolución se transforma en un simple producto:

$$q(s) = I(s)U(s) \quad (4.33)$$

Si, por ejemplo, el canal de longitud L es dividido en n segmentos, es claro que el caudal de salida del tramo j será el valor de entrada del tramo siguiente. Sin salirse del dominio de Laplace, la secuencia convolutiva en este caso parece evidente:

$$\begin{aligned} q_1(s) &= I(s)U_1(s) \\ q_2(s) &= q_1(s)U_2(s) = I(s)U_1(s)U_2(s) \\ &\vdots \\ q_n(s) &= I(s)U_1(s)U_2(s) \dots U_n(s) \end{aligned} \quad (4.34)$$

Dado que el caudal en el último tramo es $q(s)$, entonces, al comparar las ecuaciones (4.33) y (4.34) puede notarse que

$$U(s) = U_1(s)U_2(s) \dots U_n(s) \quad (4.35)$$

lo cual significa que, de existir una función $U(s)$, resulta equivalente llegar al hidrograma de salida en forma directa con la ecuación (4.33) que siguiendo los n pasos de la ecuación (4.34). Supóngase ahora que puede existir una función transformada de $U_j(s)$ tal que

$$U_j(s, L, P_k) = \exp [L_j H(s, P_k)]$$

Al sustituir en (4.35) y considerar la bien conocida propiedad de la función exponencial, se obtiene directamente que

$$U(s) = \exp[(L_1 + L_2 + \dots + L_n)H(s, P_k)] \quad (4.36)$$

donde la sumatoria del paréntesis es justamente la longitud L del cauce o canal. Bastará ahora encontrar la transformada $H(s, P_k)$.

Consideremos entonces la ecuación de Saint-Venant simplificada según la conocida fórmula de convección-difusión (ecuación 4.10) y, suponiendo constantes los coeficientes de celeridad C y difusión D , expresemos su transformada de Laplace:

$$\begin{aligned} \frac{\partial Q}{\partial t} + C \frac{\partial Q}{\partial x} &= D \frac{\partial^2 Q}{\partial x^2} \\ sq(x, s) + C \frac{d}{dx} q(x, s) &= D \frac{d^2}{dx^2} q(x, s) \end{aligned} \quad (4.37)$$

donde
$$q(x, s) = \int_0^{\infty} Q(x, t) \exp(-st) dt \quad (4.38)$$

expresión en la que se ha supuesto $Q(x, 0) = 0$ como condición inicial. La ecuación polinomial característica y su solución universal son:

$$\begin{aligned} \lambda^2 - \frac{C}{D} \lambda - \frac{s}{D} &= 0 \\ q(x, s) &= A \exp(\lambda_1 x) + B \exp(\lambda_2 x) \end{aligned} \quad (4.39)$$

siendo λ_1 y λ_2 las raíces de la ecuación polinomial. Tomando como condiciones de frontera que $Q(\infty, t) = 0$ aguas abajo, y $Q(0, t) = i(t)$ aguas arriba (o sea, el hidrograma de entrada) al sustituirlas en (4.39) resulta, en el dominio de Laplace, que

$$\begin{aligned} q(\infty, s) &= 0 \\ q(0, s) &= \int_0^{\infty} i(t) \exp(-st) dt = I(s) \end{aligned}$$

puesto que la segunda expresión es justamente la ecuación (4.31). Si se acepta luego que $\lambda_1 > 0$ y $\lambda_2 < 0$, al sustituir tales condiciones en (4.39) resulta trivial que $A = 0$ y que $B = I(s)$. De esta manera, la solución se reduce a $q(x, s) = I(s) \exp(\lambda_2 x)$ y, puesto que $q(s) = I(s) \cdot U(s)$ según la ecuación básica (4.33), entonces

$$U(s) = \exp(\lambda_2 x) \quad (4.40)$$

Al resolver finalmente la ecuación característica para λ , sustituir la raíz negativa λ_2 en (4.40) y aceptar de una vez que $x = L$, se obtiene:

$$U(s) = \exp\left\{\frac{LC}{2D}\left(1 - \sqrt{1 + \frac{4Ds}{C^2}}\right)\right\} \quad (4.41)$$

expresión idéntica a la forma de la ecuación (4.36) que se trataba de encontrar. Por consiguiente, al *anti-transformar*, se llega a una fórmula que define precisamente a la función impulso respuesta del modelo analógico de difusión para el tránsito de avenidas:

$$u(t) = \frac{L}{\sqrt{4\pi Dt^3}} \exp\left(\frac{-(L - Ct)^2}{4Dt}\right) \quad (4.42)$$

Así pues, la generación de la salida $q(t)$ a partir de una entrada $i(v)$ habrá de obtenerse al aplicar, por ejemplo, la integral de convolución discretizada de manera similar que el hidrograma unitario:

$$Q_j = \sum_{k=1}^j (I_k u_{j-k+1}) \Delta t \quad (4.43)$$

En este caso, 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 (4.42) para $t = (j - k + 1)\Delta t$, la distancia L entre hidrogramas, y para valores medios de los coeficientes C y D .

4.4 CARACTERIZACIÓN DE COEFICIENTES C Y D

Del modelo integral de tránsito, definido por las ecuaciones (4.42) y (4.43), se desprenden claramente dos aplicaciones posibles: en la primera, se conocen los hidrogramas de entrada y salida, pero se desconocen los parámetros de la función impulso respuesta. En la segunda, se cuenta con el registro de entrada y valores predeterminados de los coeficientes C y D , y se trata de generar el hidrograma de salida. Se tendrá así un modelo tipo *inverso* para calibración de avenidas, más realista por ejemplo que el método de Muskingum (implícitamente basado en el modelo cinemático de las ecuaciones de flujo) y con los fundamentos hidráulicos que les hacen falta a los modelos agregados, como el caso del hidrograma unitario. Por otro lado, si se conocen los coeficientes, el esquema se aplicará como un modelo *directo*, mucho más rápido que la aplicación de un modelo dinámico o que el mismo método de Muskingum-Cunge, en los que se debe avanzar la solución por tramos diferenciales (Mobayed y Ortiz, 2000).

4.4.1 Modelo inverso

El modelo inverso, para determinar los coeficientes a partir de los hidrogramas inicial y final, se expresa mediante una función error por minimizar, o sea la suma-toria de las diferencias al cuadrado entre los gastos observado y calibrado:

$$E = \sum_{j=1}^N (Q_j - \sum_{k=1}^j (I_k u_{j-k+1} \Delta t))^2 \quad (4.44)$$

donde N es el número de ordenadas del hidrograma de salida, y u es la función impulso respuesta, que depende a su vez de las incógnitas C y D . Como se sabe, los valores de estos coeficientes que hacen nulas las derivadas de E con respecto a ellas, determinan el valor mínimo de la función error:

$$F = \frac{\partial E}{\partial C} = 2 \sum_{j=1}^N U_j \frac{\partial U_j}{\partial C} \quad (4.45)$$

$$G = \frac{\partial E}{\partial D} = 2 \sum_{j=1}^N U_j \frac{\partial U_j}{\partial D} \quad (4.46)$$

donde

$$U_j = Q_j - \sum_{k=1}^j v_k w_k, \quad v_k = \frac{P}{\sqrt{D}}, \quad w_k = \exp\left(\frac{B}{D}\right)$$

$$P = \frac{I_k L \Delta t}{\sqrt{4\pi t^3}}, \quad B = -\frac{(L - Ct)^2}{4t}, \quad t = (j - k + 1) \Delta t$$

El sistema de ecuaciones (4.45) y (4.46) puede resolverse por el método de Newton-Raphson, de modo que

$$F + dF = 0$$

$$G + dG = 0$$

$$\text{o sea,} \quad F + (F'_C \Delta C + F'_D \Delta D) = 0 \quad (4.47)$$

$$G + (G'_C \Delta C + G'_D \Delta D) = 0 \quad (4.48)$$

El conocido procedimiento consiste en iniciar con valores supuestos de C y D , evaluar las funciones F , G y sus derivadas, y resolver el sistema anterior para los incrementos ΔC y ΔD . Con ellos se corrigen los valores previos, se vuelven a evaluar las funciones y se obtienen nuevos incrementos, repitiendo el proceso hasta que prácticamente ya no exista corrección que hacer, lo cual equivale a la solución del problema. Por cierto que las derivadas en (4.47) y (4.48) están dadas por:

$$F'_C = \frac{\partial F}{\partial C} = FC = \sum_{j=1}^N (U_j \frac{\partial^2 U_j}{\partial C^2} + (\frac{\partial U_j}{\partial C})^2) \quad (4.49)$$

$$F'_D = \frac{\partial F}{\partial D} = FD = \sum_{j=1}^N (U_j \frac{\partial}{\partial D} (\frac{\partial U_j}{\partial C}) + \frac{\partial U_j}{\partial C} \frac{\partial U_j}{\partial D}) \quad (4.50)$$

$$G'_C = \frac{\partial G}{\partial C} = GC = FD \quad (4.51)$$

$$G'_D = \frac{\partial G}{\partial D} = GD = \sum_{j=1}^N (U_j \frac{\partial^2 U_j}{\partial D^2} + (\frac{\partial U_j}{\partial D})^2) \quad (4.52)$$

y donde:

$$\frac{\partial^2 U_j}{\partial C^2} = D2UC = - \sum_{k=1}^j (v \frac{\partial^2 w}{\partial C^2})$$

$$\frac{\partial^2 U_j}{\partial D^2} = D2UD = - \sum_{k=1}^j (v \frac{\partial^2 w}{\partial D^2} + 2 \frac{\partial v}{\partial D} \frac{\partial w}{\partial D} + w \frac{\partial^2 v}{\partial D^2})$$

$$\frac{\partial U_j}{\partial C} = DUC = - \sum_{k=1}^j (v \frac{\partial w}{\partial C})$$

$$\frac{\partial U_j}{\partial D} = DUD = - \sum_{k=1}^j (v \frac{\partial w}{\partial C} + w \frac{\partial v}{\partial D})$$

$$\frac{\partial}{\partial D} (\frac{\partial U_j}{\partial C}) = DDUC = - \sum_{k=1}^j (v \frac{\partial}{\partial D} (\frac{\partial w}{\partial C}) + \frac{\partial w}{\partial C} (\frac{\partial v}{\partial D}))$$

$$\frac{\partial}{\partial C} (\frac{\partial U_j}{\partial D}) = DCUD = DDUC$$

(por claridad, se han obviado los subíndices k en las funciones v y w). Para facilitar la programación, no es recomendable integrar las expresiones y desarrollarlas; más bien es conveniente obtener, en un ciclo "anidado" de $k = 1, \dots, j$, la función U_j así como sus primeras y segundas derivadas; y, dentro del ciclo principal de $j = 1, \dots, N$, formar los j -ésimos términos de las funciones E, F, G y sus derivadas. Ya no se incluirán en el texto las primeras y segundas derivadas de v_k y w_k , con respecto a C y D , dada su sencillez.

Un procedimiento alternativo para encontrar los coeficientes que nos ocupan (útil, por ejemplo, en el caso de que existan problemas de convergencia) consiste en determinar primero el valor de la celeridad por el criterio de mínimos cuadrados, pues su magnitud tiene que ver con el defasamiento del llamado "pico" de la aveni-

da; y en seguida buscar el valor del coeficiente de difusión en forma iterativa, de modo que se encuentre el valor para el que se igualen los gastos de salida, ya que esta variable tiene que ver con el grado de "aplastamiento" de los hidrogramas finales. La condición para encontrar D es que

$$\frac{Q_{\max}(\text{aprox})}{Q_{\max}(\text{exacto})} = 1.00 \quad (4.53)$$

Puesto que el cálculo de C requiere de un valor aproximado del coeficiente D , es conveniente suponer primero un dato inicial. Con el resultado de la celeridad, se busca el valor de la difusión que satisfaga la expresión (4.53); y se repite el procedimiento para encontrar C por mínimos cuadrados con el nuevo dato de D . El ciclo se interrumpe si el valor de celeridad es similar, o se repite hasta que ya no cambien los resultados.

4.4.2 Análisis dimensional y ajustes

El primer paso fue hacer un análisis dimensional con las principales variables que involucra el tránsito de avenidas. Como suele suceder en estos casos, de todos los números adimensionales definidos se eligieron algunos, en los que aparecen naturalmente incorporados los coeficientes de celeridad y difusión, C y D :

$$\frac{C}{C_0}, \frac{D}{D_0}, n, \frac{L}{L_0}, \mathbf{F}, \frac{I_{MAX}^{1/3}}{g \cdot t_p^{5/3}} \quad (4.54)$$

los dos primeros como variables dependientes y los cuatro últimos como independientes. En ellos, se utilizaron los coeficientes de celeridad dinámica y difusión asociados al gasto máximo, y su valor puede estimarse en función de los datos. \mathbf{F} es el número de Froude y también se le asocia al gasto máximo de entrada I_{MAX} ; y t_p es el llamado tiempo de pico del hidrograma (en horas). En un principio, la longitud del cauce L no fue considerada en el análisis, ya que el modelo integral la supone como una variable del método; sin embargo, al observar que su valor tuvo influencia en el comportamiento de los coeficientes, fue necesario incluirla, dividiéndola simplemente entre una longitud característica (en este caso $L_0 = 1000$ m, que fue la distancia utilizada en las primeras evaluaciones). Cabe señalar el muy discutido caso del coeficiente n de Manning que, como en muchos estudios, aquí también se le involucra como número característico, a sabiendas de sus limitaciones dimensionales. Las expresiones para las variables C_0 , D_0 y el número de Froude son, como se sabe:

$$C_0 = \sqrt{g \frac{A_h}{T}}, \quad D_0 = \frac{I_{MAX}}{2 \cdot T \cdot S_0}, \quad \mathbf{F} = \frac{I_{MAX}}{A_h \cdot C_0} \quad (4.55)$$

todas ellas asociadas al caudal máximo de la avenida. Puede verse también que están involucradas las variables geométricas del cauce (área hidráulica A_h y ancho de la superficie libre T , asociados igualmente al gasto pico). No se consideró, por cierto, el volumen de la avenida, puesto que la aplicación de la integral de convolución no lo afecta; antes bien, al trasladar (y desfasar) las respuestas que generan los impulsos unitarios –cuya sumatoria corresponde al volumen del hidrograma– se mantiene asegurado el principio de conservación de masa. El rango de las variables de análisis y los números empleados fueron:

$$0.05 \leq P_{qt} = \frac{I_{MAX}^{1/3}}{g \cdot t_p^{5/3}} \leq 0.60$$

$$0.50 \leq P_{sn} = \frac{S_0^{1/2}}{n} \leq 6.00$$

$$0.50 \leq \frac{L}{L_0} \leq 3.00$$

El primero de ellos se determinó con base en la expresión empírica utilizada para formar el hidrograma unitario triangular (*HUT*), que relaciona el gasto máximo con el tiempo pico (de concentración), área de cuenca y precipitación (Chow et al, 1986).

Al discretizar los parámetros en los valores $P_{qt} = 0.05, 0.10, 0.20, 0.30, 0.45, 0.60$ y $P_{sn} = 0.50, 1.0, 2.0, 3.0, 4.0, 5.0$ y 6.0 ; y las variables del gasto pico y coeficiente de rugosidad en $I_{MAX} = 2.00, 10.0, 50.0, 100, 250, 500 \text{ m}^3/\text{s}$ y $n = 0.018, 0.025$ y 0.040 , se definieron un total de 756 combinaciones, esto es un número igual de simulaciones para el tránsito de avenidas. La longitud total del cauce fue de 4000 m, con objeto de obtener hidrogramas de salida a diferentes distancias, a saber: 500, 1000, 2000 y 3000 m. De esta manera, se tuvo un gran total de 3024 pares de hidrogramas, de entrada y salida, para los cuales habría de aplicarse posteriormente el modelo inverso, con la finalidad de estimar el valor de los coeficientes de celeridad y difusión.

Falta también referirse al modelo “exacto” de tránsito utilizado para generar los hidrogramas de salida, basado en las ecuaciones diferenciales completas de Saint-Venant para flujo unidimensional transitorio a superficie libre. Por la facilidad de simular régimen *transcrítico* (ya sea subcrítico, supercrítico o los dos) y por emplear la forma conservativa de las ecuaciones, se aplicó el esquema esencialmente no oscilatorio propuesto por Nujic (1994), cuyo algoritmo facilitó la construcción del programa TRAM (Mobayed y Santos, 1997).

Para llevar a cabo todo el proceso de búsqueda de los coeficientes C y D , se elaboró un programa de cómputo basado en el método de mínimos cuadrados (Ortiz, 2000), ya sea para obtener ambas variables o sólo la primera por dicha técnica y la segunda por igualación del gasto pico (ecuación 4.53). En general, esta última opción

ofreció mayor congruencia de resultados y menores problemas de convergencia. La relación entre C/C_0 y el número de Froude F mostró plena independencia con respecto al coeficiente de rugosidad de Manning. En cambio, el efecto de la distancia L entre hidrogramas resultó apreciable. Prácticamente, se encontró que $C/C_0 = f(F, L)$.

En la gráfica de F contra C/C_0 (**Figura 4.1**) se observa también que la recta a 45° parece ser el límite de los ajustes entre ambas variables. Veamos. Al ser $F = V_0/C_0$ el eje de las ordenadas—donde V_0 es la velocidad asociada al gasto máximo—y C/C_0 el de las abscisas, la gráfica está representando la variación de V_0 con respecto a la celeridad media C . Así pues, los resultados están diciendo que $C \approx V_0$ para distancias grandes y números de Froude bajos; o que $C < V_0$ para números altos y distancias pequeñas (de hecho sabemos siempre que $C < V$ en la zona de régimen supercrítico, o sea $F > 1.0$). Tras observar dicha variabilidad, se buscó una función de ajuste exponencial cuya derivada en el origen fuera igual a la unidad (recta a 45°). La expresión encontrada es la siguiente:

$$\frac{C}{C_0} = a \cdot [1 - \exp(-\frac{F}{a})] \quad (4.56)$$

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

con L expresada en km. Si $L > 5.0$ km, prácticamente $C/C_0 \approx F$ (es decir, $C \approx V_0$).

Para el coeficiente de difusión, se intentó establecer una relación aproximada entre los coeficientes de celeridad y difusión, a partir de las experiencias tenidas con variables adimensionales utilizadas por otros autores. Analizando las limitaciones de la solución propuesta por Cunge para el tránsito de avenidas (1969, citado por Berezowsky y Jiménez, 1995), el autor comprobó que el error de truncado en su ecuación diferencial corresponde al término de segundo orden de la ecuación de convección-difusión, cuyo coeficiente μ (D para nosotros) está dado por:

$$\mu = D = (0.5 - \varepsilon) \cdot C \cdot \Delta x \quad (4.57)$$

La variable ε corresponde a un conocido parámetro adimensional del método de Muskingum, el cual se supone constante durante la simulación del tránsito de avenidas. Δx se refiere a la fracción de longitud para subdividir la distancia L entre hidrogramas. En nuestro caso, el nuevo número adimensional se puede inferir del anterior y expresarse en términos de la longitud total L , más apropiado para la solución integral que se está estudiando:

$$\varepsilon = 0.5 - \frac{D}{C \cdot L} \quad (4.58)$$

El segundo término de esta ecuación es el inverso de un parámetro conocido como número de Peclet (Ortiz, 2000), empleado normalmente en el estudio de transferencia de calor. En este caso, la variable D (expresada como α) representa al coeficiente de difusividad térmica.

Como en el caso anterior, se volvieron a utilizar los juegos de valores (C, D) de las corridas y se determinaron los nuevos coeficientes ε para todos los casos. Tras eliminar valores negativos del coeficiente y tomar a veces el promedio del parámetro para iguales números de Froude, sobre todo cuando $F < 0.45$ (que es donde se observó mayor fluctuación, o sea $0.25 < \varepsilon < 0.40$) pudo obtenerse una variación gráfica bastante razonable para el coeficiente de difusión D , en términos de este nuevo número. El mejor ajuste encontrado, según puede observarse en la **Figura 4.2**, ha sido el siguiente:

$$\varepsilon = b_0 [1 - \exp(b_1 \cdot F)] \quad (4.59)$$

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

(distancia L , en m). Las curvas resultantes por cada longitud, dibujadas en la misma figura, muestran una aceptable adecuación a los puntos ahí representados. La gráfica permite comprobar cómo el coeficiente ε fluctúa entre 0.0 y 0.5, condición que Cunge (1969) determinó como necesaria para que exista estabilidad en la solución numérica propuesta por él mismo para resolver las ecuaciones diferenciales del tránsito de avenidas (citado por Chow *et al*, 1988).

4.5 GENERALIZACIÓN DE TRÁNSITO A LA RED DE DRENAJE

Para efectuar un tránsito de avenidas por toda de la red de drenaje, se utilizará la forma integral de solución de la ecuación hidráulica de convección-difusión, presentada en el subcapítulo 4.3. En concreto, considérese que se ha identificado un sistema de canales en una cuenca. Cada canal constituirá un elemento de la red y tendrá asociados los datos de: área tributaria (cuenca propia), fracción de área saturada (o humedad precedente), longitud y pendiente del canal, así como coeficientes propios de celeridad y difusión, C y D (el método los supone constantes durante el escurrimiento). En primer lugar, deberán obtenerse los hidrogramas que generan las microcuencas endógenas, o sea, que no reciben aportación pluvial de otras. Tales resultados o *hidrogramas incipientes*, que se entienden como condiciones de frontera –o entradas al sistema– serán tratados en el capítulo 5.

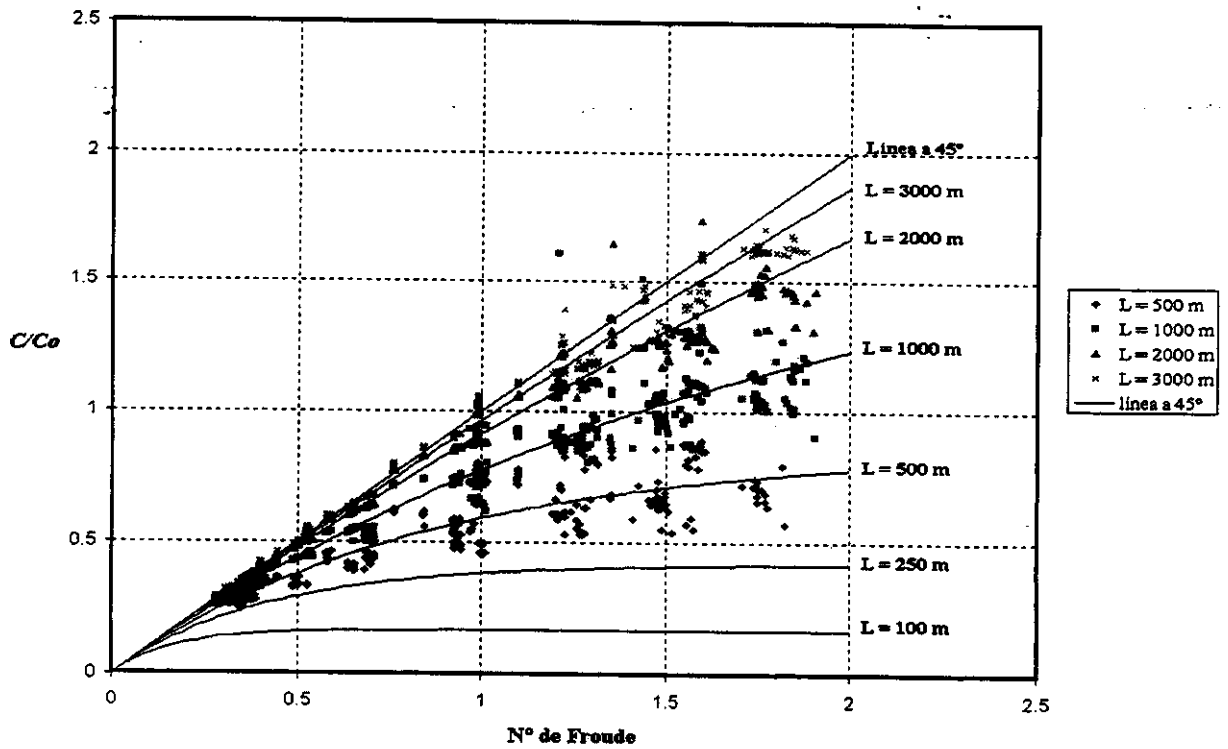


Figura 4.1 Coeficiente de celeridad, en función del número de Froude (F), la celeridad dinámica (C_0) –asociados al gasto pico– y la distancia entre hidrogramas (L)

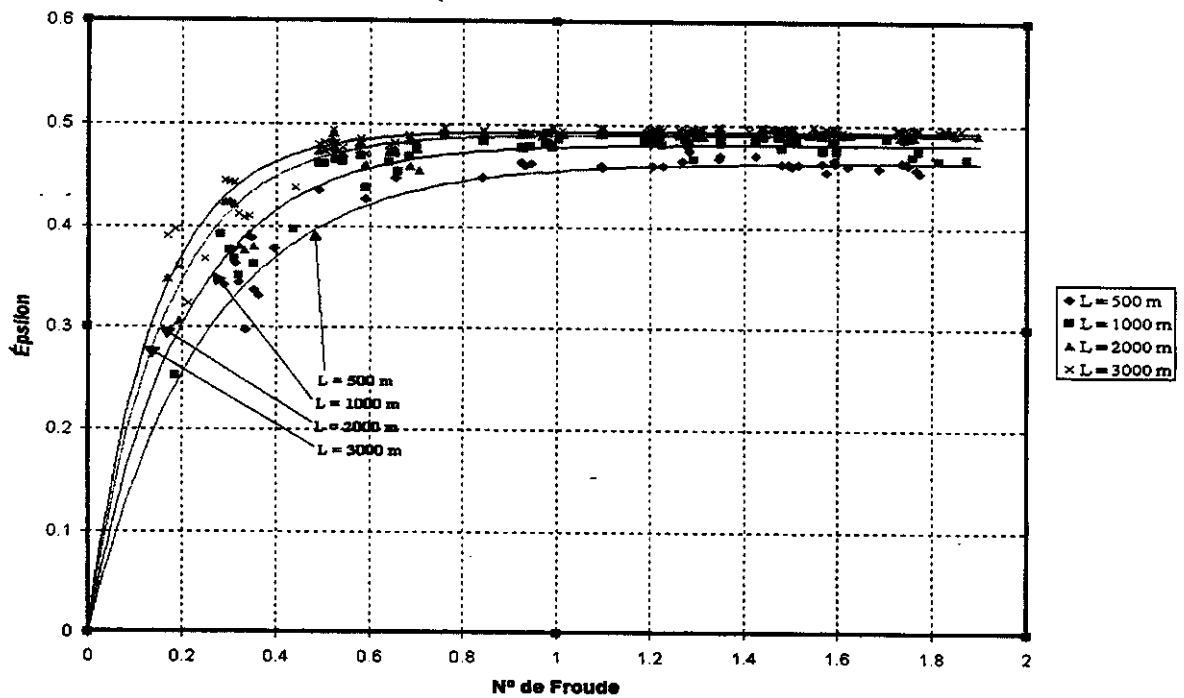


Figura 4.2 Coeficiente de difusión, en función del número de Froude (F), el parámetro ϵ (Cunge, 1969) y la distancia entre hidrogramas (L)

Para los canales ubicados aguas abajo, la entrada del flujo corresponde a los hidrogramas de salida generados en los tramos superiores (de hecho, si confluyen varios canales, habrá que sumar sus curvas respectivas para definir tal entrada de flujo). Dichos canales producirán su propia salida, resultado del tránsito de la avenida de entrada por medio de la ecuación (4.43), antes estudiada, más el generado por cuenca propia. Al final, la acumulación de hidrogramas, hidráulicamente trasladados de los cauces superiores a los inferiores, habrá de definir la variación de la escorrentía a través de todo el sistema.

La discretización de la red permite suponer que cada canal está definido por una sección constante y una sola pendiente (lo que facilita la elección de sus parámetros y conserva la congruencia con respecto a los criterios de análisis de los coeficientes C y D , presentado anteriormente). La heterogeneidad, más bien, será inherente al sistema hidrológico en su conjunto.

4.6 FLUJO SUBSUPERFICIAL EN REDES DE DRENAJE

Además del proceso de escorrentía directa, existe un intercambio de flujo con el subsuelo por el cual se producen efectos conocidos de regulación y retardo en los escurrimientos y que, como se sabe, explican la ocurrencia del llamado *gasto base*.

Puesto que el modelo desarrollado es de parámetros distribuidos y es capaz de estimar variables hidráulicas diversas durante el tránsito de avenidas, existen interesantes posibilidades para la simulación del flujo subsuperficial –sin necesidad de involucrar parámetros adicionales de modelación (o, en todo caso, muy pocos)– siempre y cuando resulten válidas las hipótesis siguientes:

- a) *El principal flujo de intercambio con el subsuelo ocurre a nivel de los mismos cauces.* Se está aceptando que, en el subsuelo, la retención en superficies alejadas tiene efectos prácticamente locales, con tiempos de respuesta demasiado largos para incidir mayormente en las variaciones del gasto base. Se recuerda además que, con los modelos distribuidos, el número de canales puede llegar a ser incluso igual al número de celdas (si el área mínima capaz de generar escurrimiento fuera igual a una celda).
- b) A nivel microcuenca, el volumen pluvial que no escurre es retenido: por la vegetación (follaje), por encharcamiento y para satisfacer el déficit inicial de humedad (abstracción inicial previa a la saturación). Gran parte de este volumen se pierde posteriormente por evapotranspiración, aunque una pequeña cantidad genera infiltración neta hacia estratos más profundos.
- c) Además de los volúmenes retenidos por abstracción inicial, solamente la escorrentía directa que ha llegado a los cauces es susceptible de infiltrarse, gracias a la carga hidráulica ahí disponible al paso de las avenidas.

- d) Existe determinada capacidad de retención local por cada tramo de cauce definido por una microcuenca. El volumen almacenado se intercambia: transversalmente hacia (o desde) el cauce; longitudinalmente con respecto a los tramos superior(es) e inferior, en particular donde las formaciones geológicas lo permiten; y eventualmente con el subsuelo, por infiltración vertical.
- e) Para evaluar las componentes del flujo subsuperficial, se acepta como válida la ley de Darcy, así como la hipótesis de Dupuit para flujo horizontal, en el caso de las componentes longitudinal y transversal (Cruickshank, 1992).
- f) Una vez que el gasto de retorno o base se integra a la escorrentía superficial, es posible efectuar una simulación hidrodinámica de los caudales integrados conforme a los criterios establecidos para el tránsito de avenidas.

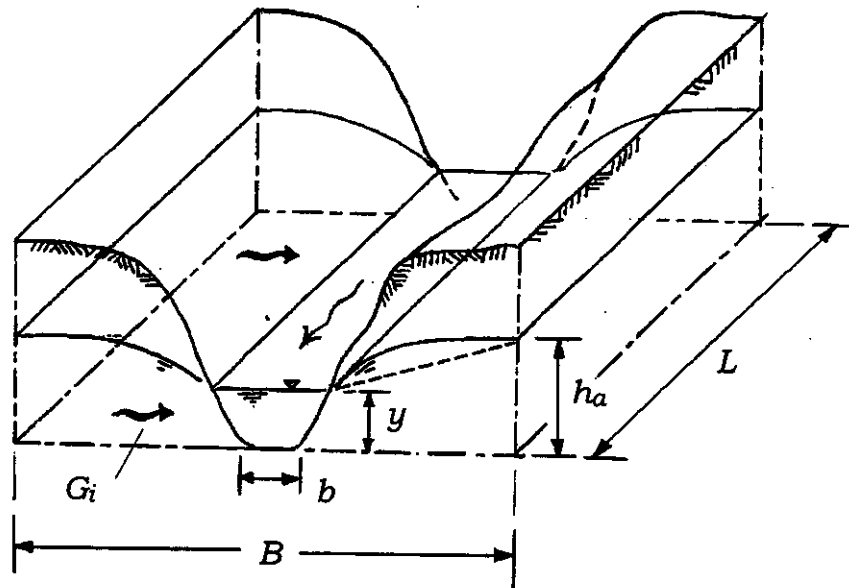


Figura 4.3 Componentes de flujo subsuperficial, cerca de un tramo de cauce. La figura ilustra la fase de recesión (retorno de flujo o gasto base)

4.6.1 Esquema de flujo subsuperficial

De acuerdo con las hipótesis planteadas, el intercambio de flujo subsuperficial ocurre básicamente en forma perpendicular, a lo largo y ancho del cauce principal de cada celda geomorfológica. En zonas favorables, como las de piamonte, la recarga es más notable y el cambio de almacenamiento en el subsuelo incrementa la carga piezométrica local e induce, aguas abajo, un mayor retorno del gasto base. En este último caso, el intercambio de flujo no sólo depende del efecto que provoca el

paso de la avenida en la microcuenca, sino también de la recarga relativamente rápida que se produce aguas arriba.

Sea entonces G_i la variable que representa al flujo subsuperficial que se intercambia con respecto al cauce de la microcuenca i . Sean además las variables del caso siguientes (ver **Figura 4.3**): longitud del tramo de cauce L , en m; pendiente S_0 , adimensional; ancho medio del fondo b , en m; conductividad hidráulica horizontal K , en m/s, ponderada según el tipo de suelo asociado al canal; conductividad hidráulica vertical K_v , en m/s, estimada como una fracción de K ; a B podemos llamarlo el *ancho de influencia* en el intercambio de flujos, en m, y expresarlo como múltiplo del ancho b o fracción de anchura de la celda geomorfológica; y es la altura del agua en el cauce o tirante, en m; y ha la altura piezométrica del nivel saturado, medida desde el fondo del canal, también en m.

Conforme a lo descrito, pueden diferenciarse tres casos distintos en una cuenca relacionados con el intercambio de flujo entre superficie y subsuelo: a) *zonas de lomerío*, donde los cauces disponen de cierto almacenamiento lateral mínimo; b) *zonas de piamonte* (contacto entre formaciones de roca y suelo en los mapas geológicos) propicias para la recarga vertical; y c) *zonas bajas* adyacentes al piamonte, susceptibles de manifestar rápidamente el efecto de retorno del gasto base.

- a) *Zonas de lomerío*. Caso que supone al flujo transversal como principal término y que se sustenta en varias de las hipótesis anteriormente planteadas. Según la **Figura 4.3**, el gradiente transversal promedio es aproximadamente $(ha - y)/(B/2)$ pero con una anchura B que cambia según las condiciones de descarga a la atmósfera, esto es conforme al desnivel que se tenga entre la carga de presión y el agua. Por su parte, el área de comunicación varía con respecto a y así como al ancho b (si la conductividad hidráulica vertical lo permite). Por facilidad de cálculo, se ha propuesto tomar valores promedio del área y la anchura para estimar el gradiente, de manera que la expresión para el gasto G_i resulte:

$$G_i \approx 2 \cdot [K \cdot L \cdot C_{tm} \cdot (ha - y)]_i \quad (4.60)$$

C_{tm} se vuelve una constante de proporcionalidad, por definir, asociada a las condiciones del período de simulación. El resultado del gasto es multiplicado por dos ya que el intercambio de flujo ocurre por ambos márgenes.

- b) *Zonas de piamonte*. El escurrimiento superficial proveniente desde las partes altas de una cuenca, puede infiltrarse con frecuencia en las zonas de pie de monte. Para estimar la magnitud de su volumen, se tomará en cuenta la aproximación propuesta por Cruickshank (1992), asumiendo que la distancia D hasta el basamento impermeable es considerable ($D/b > 20$), lo mismo que

la diferencia H entre el nivel de agua y la superficie freática inalterada ($H/(b+y) > 5$). En tales condiciones, el flujo hacia el subsuelo se estima como:

$$G_i \approx -4.0 \cdot [b_{\text{inf}} \cdot K_v \cdot L]_i \quad (4.61)$$

En este caso se ha supuesto que el ancho de infiltración, b_{inf} , es variable debido a la formación de los llamados *abanicos aluviales*, cuya anchura de influencia sería mínima en la fase recesiva de las crecientes y máxima durante la ocurrencia del gasto pico. Si se admite que tal ancho es igual a b para una profundidad de agua mínima y_{min} , y que su magnitud aumenta linealmente hasta B , para una altura máxima y_{max} , entonces

$$b_{\text{inf}} \approx b + (B - b) \frac{y - y_{\text{min}}}{y_{\text{max}} - y_{\text{min}}} \quad (4.62)$$

En un modelo acumulativo de tránsito de avenidas, es factible contar con los gastos de entrada y, por ende, obtener una aproximación de los valores de profundidad.

- c) *Zonas bajas*, adyacentes al piamonte. Los cauces de las microcuencas ubicadas en estas áreas, funcionan como sitios de descarga o retorno natural del flujo almacenado aguas arriba (ver **Figura 4.4**). Para estimar su magnitud por tramo, supondremos que la relación entre G_i y el término de flujo longitudinal $S_o \cdot K \cdot A_z$ —para cierta área A_z de comunicación con la planicie y gradiente igual a la pendiente S_o del cauce i (Beven y Kirkby, 1979)— se asemeja a la proporción que guardan entre sí la carga hidráulica ($ha - y$) y el desnivel mismo del tramo de río, Δz . De este modo se tiene:

$$G_i \approx \left[\frac{ha - y}{\Delta z} S_o \cdot K \cdot A_z \right]_i \quad (4.63)$$

Aceptemos también que el acuífero alimenta varios cauces aguas abajo, digamos n , y que el área de comunicación de cada uno adopta un valor proporcional a su anchura B_i de influencia. Siendo así, la descarga del acuífero de planicie, G_{sal} , corresponde justo a las aportaciones de los n tramos:

$$G_{\text{sal}} = \sum_{i=1}^n G_i \quad ; \quad G_i \approx C_{\text{acuif}} \cdot \left[\frac{ha - y}{\Delta z} S_o \cdot B \right]_i \quad (4.64)$$

Al igual que C_{trm} en la ecuación (4.60), C_{acuif} es una constante de proporcionalidad asociada al acuífero, que representa el promedio de las variaciones de conductividad hidráulica y área de comunicación con la planicie por uni-

dad de ancho ($K \cdot A_z / B$ con dimensiones L^2/T), durante el período de simulación. Una forma de determinar este coeficiente es suponer que se conoce el gásto base aportado hasta la zona de piamonte, y aceptar que su volumen se infiltra al subsuelo y sale en la zona baja, después de haberse establecido, para tiempos largos, cierta continuidad en el tránsito del flujo subsuperficial. En esas condiciones, tras suponer que la carga inicial $(ha - y)_i$ para cada tramo efluente es similar a su desnivel Δz_i , se obtiene:

$$C_{\text{acuif}} \approx \left(\sum_{k=1}^m G_k \right)_0 / \sum_{i=1}^n (S_0 \cdot B)_i \quad (4.65)$$

El numerador representa la entrada en condiciones iniciales, donde m es el número de afluentes que reconocen al acuífero de planicie, y G_k es el gásto base aportado por cada uno, antes de ocurrir la avenida (ver después, en el subcapítulo 4.6.3, el cálculo de condiciones iniciales).

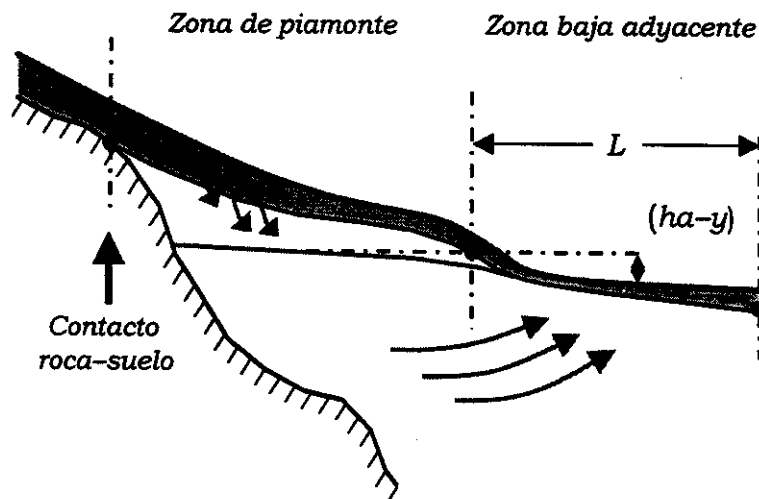


Figura 4.4 En las zonas de *piamonte* (donde hay contacto roca-suelo), los procesos de recarga al subsuelo y retornos son más favorables. Ahí, el acuífero de planicie actúa como regulador de las aportaciones a la red de drenaje en forma de gásto base

Por otro lado, de acuerdo con el volumen drenado o aportado en cada intervalo de tiempo Δt , ocurrirá un cambio Δha en la carga piezométrica del acuífero. Entonces, la expresión

$$\Delta V \approx \Delta ha \cdot \sum_{k=1}^m (B \cdot L \cdot S)_k \quad (4.66)$$

representa el cambio de volumen drenado o aportado, donde $(B \cdot L)_k$ es el área de influencia por cada tramo receptor k asociado al acuífero, y S_k el coeficiente de almacehamiento que la multiplica, propio del estrato de suelo donde ocurre el intercambio de flujo. La variación neta de caudal, para el incremento de tiempo señalado, equivale precisamente a ΔV . Entonces, por continuidad:

$$(G_{\text{ent}} - G_{\text{sal}}) \cdot \Delta t = \Delta V \quad (4.67)$$

El gasto de salida, G_{sal} , se estima conforme a la ecuación (4.64), antes tratada; y el de entrada, G_{ent} , se evalúa desde los tramos superiores (receptores), en particular cuando éstos se localizan en zona de pie de monte:

$$G_{\text{ent}} = \sum_{k=1}^m G_k, \quad G_k = 4.0 \cdot (b_{\text{inf}} \cdot K_v \cdot L)_k \quad (4.68)$$

Como antes, m es el número de afluentes que reconocen al acuífero, y G_k es la tasa de infiltración inducida por el afluente k (inciso b, anterior) durante la avenida. Cuando no exista dicha zona de recarga, por cierto, puede aceptarse que $G_{\text{ent}} \approx 0$. Según podrá apreciarse, el medio granular hace las veces de un sistema regulador que almacena flujo subsuperficial, y luego lo descarga paulatinamente por n cauces (ecuación 4.64), a medida que va cambiando la altura piezométrica.

Así pues, las variables principales en el cálculo del gasto G_i son las alturas h_a e y : la primera se modifica de un instante a otro, de acuerdo con las ecuaciones (4.66) y (4.67), mientras que la profundidad y cambia según el gasto directo asociado a cada instante. Por último, de los tres casos de flujo subsuperficial que se estimen, los valores de $G_i > 0$, o retornos de flujo transversal al cauce, representan nada menos que aportaciones al hidrograma del gasto base.

Es conveniente hacer un comentario final con respecto a los parámetros que requieren las ecuaciones presentadas. La longitud del cauce y su pendiente por cada microcuenca, L y S_0 , son datos de salida del programa REDRAS (subcapítulo 3.4). El fondo b se tomaría como una fracción del ancho de la superficie libre, T , estimada mediante ecuaciones de tipo estadístico (ver detalles en el siguiente capítulo). Para el caso de la conductividad hidráulica K y el coeficiente de almacenamiento S , pueden manejarse valores tabulares convencionales según el tipo de suelo que interese cada cauce, aunque para ello se necesita de las cartas edafológicas regionales —en formato digital— cuya información puede correlacionarse geográficamente con el canal involucrado. La conductividad hidráulica vertical se tomaría simplemente como una fracción de K (por ejemplo, 0.10 a 0.30 $\cdot K$).

Probablemente, el ancho de influencia B sea el dato más difícil de establecer. Por eso mismo, puede suponerse que es proporcional al tamaño del ancho medio de la

microcuenca, $B_{mic} = A_{mic}/L$, tal que A_{mic} es su área de drenaje y L su longitud de cauce principal (ver **Figura 4.3**):

$$B \approx \eta \cdot A_{mic} / L \quad (4.69)$$

De esta forma, el factor η sería tomado como un parámetro general de calibración para toda la cuenca y ajustarse, de ser posible, en función de los registros hidrométricos.

4.6.2 Aplicación con escalamiento a microcuencas

Cuando se hace un escalamiento del área en microcuencas o *celdas geomorfológicas*, según fue explicado en el subcapítulo 3.3, el área se puede volver heterogénea y su cauce atravesar distintos tipos de suelo. En ese caso, las ecuaciones de flujo se tienen que adecuar a tales condiciones para involucrar, por ejemplo, los cambios espaciales en la conductividad hidráulica.

Sean entonces las celdas geomorfológicas adyacentes de la **Figura 4.5**, ubicadas en un lugar de la cuenca donde se observan r tipos de suelo (3 en la figura), tal y como aparecen en la carta edafológica del área. Dado el nivel de aproximación, se hará la suposición de que cada tramo de cauce l_j , asociado a uno de los tipos de suelo, tiene un valor propio de conductividad hidráulica K_j . Esta longitud puede determinarse al superponer la red de drenaje sobre el mapa edafológico, ambos en formato de malla reticular o *raster*. También se supondrá que el ancho de influencia B toma el mismo valor para toda la microcuenca. Conforme a las suposiciones, el escurrimiento subsuperficial en un área heterogénea se puede estimar con las expresiones siguientes:

$$G_i \approx 2 \cdot (C_{tm} \cdot (ha - y) \sum_{j=1}^r K_j l_j)_i \quad \text{para zona de lomerío} \quad (4.70)$$

$$G_i \approx -4.0 \cdot (b_{inf} \cdot k_D \sum_{j=1}^r K_j l_j)_i \quad \text{para zona de piamonte} \quad (4.71)$$

de manera similar que las ecuaciones (4.60) y (4.61), donde $k_D = K_v/K$ es la relación adimensional entre conductividad hidráulica vertical y horizontal. Como se observa, tanto la sumatoria de Kl como el ancho de influencia B (que ocupa b_{inf}) se determinan de antemano, con ayuda de la información contenida en las cartas edafológica y geológica, expresadas en formato *raster*.

La medición en campo de la conductividad hidráulica, bajo condiciones de saturación, es el mejor dato que puede proporcionarse al modelo de simulación. De no ser

posible, se tendría que asignar algún valor con base en relaciones de tipo estadístico. Cosby y otros (1984, citado por Díaz, 1998) definieron un ajuste logarítmico de la variable, en términos del porcentaje p_s de arena contenido en el suelo (dato que puede ser típico para cada suelo del mapa edafológico):

$$\log_{10} K = 0.0153 p_s - 2.479 \quad (4.72)$$

con K expresada en m/hora. Otra posibilidad es adoptar los valores medios recomendados por Rawls y otros (1983, citados por Chow *et al*, 1988) para utilizarlos en el conocido modelo de infiltración de Green-Ampt (1911).

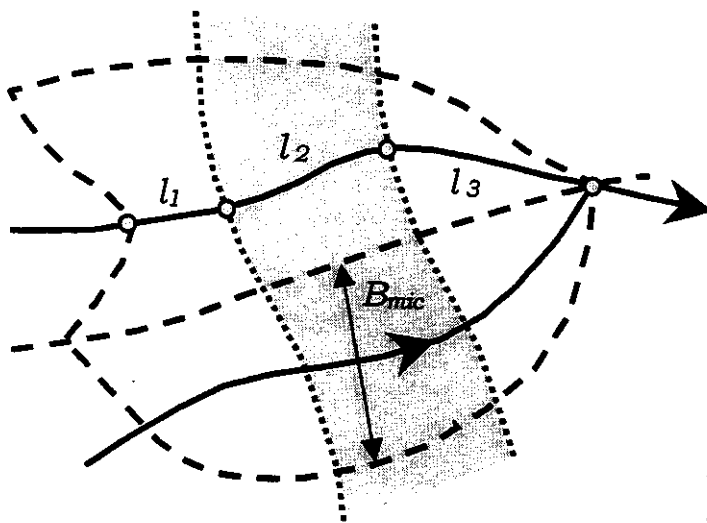


Figura 4.5
Celdas geomorfológicas adyacentes (microcuencas), con distintos tipos de suelo. El cauce se divide para asignar atributos por tramo. La segunda celda muestra un criterio para estimar la anchura B de influencia ($B = \eta \cdot B_{mic}$)

4.6.3 Condiciones iniciales para el gasto base

Con frecuencia, puede requerirse una simulación de avenidas cuyo gasto de entrada sea mayor que cero. Para establecer las condiciones iniciales en todos los tramos de la red de drenaje, se supondrá primero que se conoce la magnitud del gasto base a la salida de la cuenca, Q_{base} . Sabemos que los cauces de montaña aportan una cantidad pequeña de ese caudal y los ubicados abajo del piamonte contribuyen con la mayor parte, digamos la fracción Rq del total.

Aceptemos luego que hay un cambio promedio $(\Delta h_0)_L$ en la carga hidráulica de L tramos asociados a la zona de lomerío, y otro $(\Delta h_0)_P$ propio del o los acuíferos someros que coinciden con P microcuencas ubicadas en zona de piamonte. La anchura de influencia de los tramos puede ser B (ecuación 4.69), o una fracción de ella en los primeros, y su coeficiente de almacenamiento S igual a un valor representativo

del tipo de suelo predominante. Si Tq equivale a la duración de la escorrentía, el volumen aproximado del gasto base resulta igual a $(1-Rq) \cdot Q_{base} \cdot Tq$ para los cauces aportadores de montaña y a $Rq \cdot Q_{base} \cdot Tq$ para los de planicie. De acuerdo con el principio de conservación,

$$Rq \cdot Q_{base} \cdot Tq = (\Delta h_0)_P \cdot (B_1 L_1 S_1 + B_2 L_2 S_2 + \dots + B_P L_P S_P)$$

de manera que, para este caso, el cambio de carga resulta:

$$(\Delta h_0)_P = \frac{Rq \cdot Q_{base} \cdot Tq}{\sum_{k=1}^P (B_k L_k S_k)} \quad (4.73)$$

Proporcionalmente, si uno de los acuíferos de planicie recibe agua de m afluentes ubicados a pie de monte, el valor $(\Delta h_0)_P$ servirá para ponderar su gasto de retorno inicial, necesario también para determinar la constante C_{acuif} que caracteriza a ese medio granular (ecuación 4.65):

$$\left(\sum_{k=1}^m G_k \right)_0 = \frac{(\Delta h_0)_P}{Tq} \sum_{k=1}^m (B_k L_k S_k) \quad (4.74)$$

Para que la carga inicial del acuífero determine gastos de salida similares a los caudales entrantes, es necesario igualar la suma anterior, expresada en la ecuación (4.65), con la sumatoria G_{sal} de la ecuación (4.64) y resolver para ha_0 :

$$ha_0 \approx \sum_{i=1}^n a_i (\Delta z + y_{min})_i / \sum_{i=1}^n a_i \quad ; \quad a_i = \frac{B_i}{L_i} \quad (4.75)$$

donde n es el total de cauces que reciben los volúmenes de retorno. Por lo que se ve, a equivale al llamado *factor de forma* de las microcuencas (con la salvedad de que B estaría afectado por el factor de calibración η) e y_{min} es la profundidad inicial del agua, estimada en función del gasto mínimo a la entrada de cada cauce.

Con respecto al retorno de caudal en áreas de lomerío, el cambio de carga $(\Delta h_0)_L$ puede ayudarnos a estimar el desnivel $(ha-y)_0$ en condiciones iniciales, asegurando así que cada tramo aporte su volumen de gasto base, independientemente del agua que se almacene y retorne por efecto de las crecientes:

$$(\Delta h_0)_L = \frac{(1-Rq) \cdot Q_{base} \cdot Tq}{Rm \cdot \sum_{i=1}^L (B_i L_i S_i)} \quad (4.76)$$

$$ha_0 \approx (\Delta h_0)_L + y_{\min} \quad (4.77)$$

$$C_{tm} \approx \frac{CTE \cdot \sum_{j=1}^r K_j L_j}{2 \cdot (\Delta h_0)_L} ; \quad CTE = \frac{(1 - Rq) \cdot Q_{base}}{\sum_{i=1}^L (\sum_{j=1}^r K_j L_j)_i} \quad (4.78)$$

A diferencia de la expresión (4.73), en la (4.76) se emplea la proporción $(1-Rq)$, por tratarse de un gasto base complementario, así como un factor Rm que reduce poco más la anchura de influencia B (ecuación 4.69). Las ecuaciones (4.77) y (4.78) se aplican por cada tramo i , siendo C_{tm} la constante propia de cada uno (según fue previsto en las ecuaciones 4.60 y 4.70) y CTE un factor de proporcionalidad para distribuir los gastos iniciales. Por ahora, y a reserva de efectuar una investigación detallada en la materia, se adoptarán los valores de $Rq = 0.75$ y $Rm = 0.60$ como criterio de inicialización.

Una acumulación de retornos conforme a la confluencia de cauces, basada en los criterios descritos para distribuir cada tipo de aportación, coincidirá naturalmente con el gasto base total que sale de la cuenca en condiciones iniciales.

4.6.4 Adecuaciones al tránsito por la red

El criterio de acumulación y tránsito de avenidas por una red de drenaje, con base en los procedimientos descritos del subcapítulo 4.5, facilita el tratamiento del flujo subsuperficial, puesto que los caudales de retorno son incorporados de inmediato a la escorrentía directa, y trasladados conjuntamente hacia la salida del sistema. El inconveniente principal, sin embargo, ocurre cuando la modelación debe incluir el caso de acuíferos de planicie cuya ubicación de entradas y salidas altera el orden preestablecido para hacer el tránsito de escurrimientos (subcapítulos 3.2 y 3.3).

Para entender el problema, se ha formado la red de drenaje de la **Figura 4.6**, donde se ilustra la interrelación entre dos acuíferos someros y algunos cauces. Sin la influencia de un medio granular, la acumulación y tránsito de avenidas seguiría la numeración ordinal que genera el proceso de escalamiento, en forma descendente (tramo 25 al 1 de nuestro ejemplo). Con flujo subsuperficial, empero, el cálculo del tránsito podría fallar si se emplearan, aguas abajo, datos de un acuífero al que le falten aportaciones por cuantificar de otros afluentes. Un procedimiento alternativo de solución consiste entonces en:

- a) Efectuar el tránsito hacia aguas abajo, hasta llegar a los cauces que aportan parte de su caudal a los acuíferos (tramos 25 a 22 –este último también aportador–, 18, 17 y luego 15 a 11, 10, 9, 5, 4 y 3)

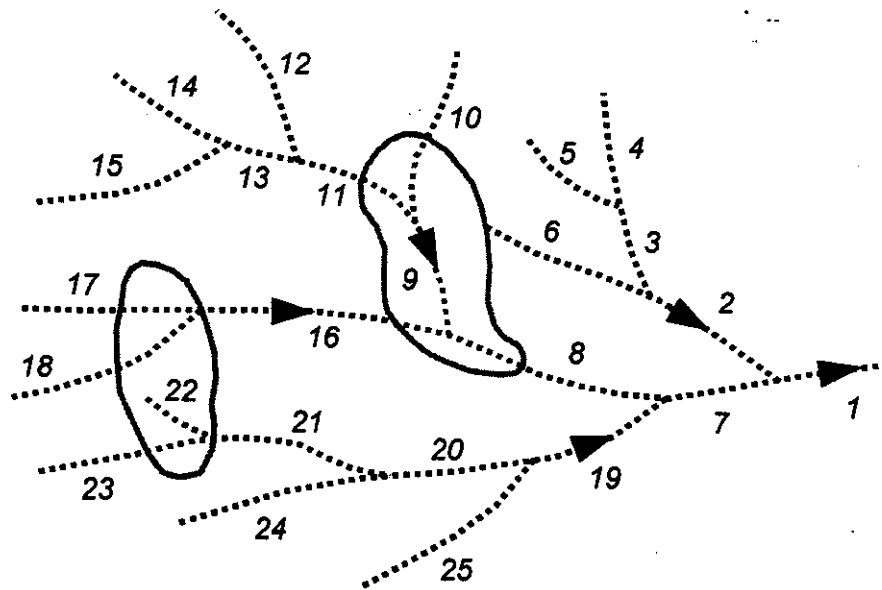


Figura 4.6 Red de drenaje en zona de planicie. La numeración ordinal de sus cauces indica la secuencia para la acumulación y tránsito de avenidas (25, 24, ... , 2, 1). Sin embargo, tramos como 21 y 16 (o como 8 y 6) se transitan después de modelar el acuífero somero, y una vez que éste cuenta con la aportación de todos sus afluentes.

- b) Interrumpir el proceso de acumulación y tránsito de escorrentía, a partir de los tramos que representan sitios de descarga del flujo subsuperficial (21, 16, 8 y 6, así como los subsecuentes de cada uno)
- c) Terminado el recorrido, revisar qué acuíferos cuentan con todos los datos de entrada, y modelarlos luego para determinar las condiciones hidráulicas que imponen a sus tramos efluentes (zona 1, cuya modelación ayuda a definir el intercambio de flujo con los cauces 21 y 16)
- d) Repetir los pasos (a) a (c), sólo para los tramos pendientes (en la segunda vuelta: tránsito de 21 a 19 y 16 en el paso (a); interrupción de 8, 7, 6, 2 y 1 en (b); y funcionamiento del segundo acuífero en el (c), que incluye flujo subsuperficial de 8 y 6).

Según se advierte, la secuencia descrita se repite hasta que el tránsito de avenidas alcance finalmente la salida general de la red de drenaje, después de recorrer todos sus elementos. (En nuestro ejemplo bastaría terminar el recorrido consecutivo de los últimos cauces: 8, 7, 6, 2 y 1, para llegar a la salida del sistema).

En la literatura técnica, se reportan opciones diversas para construir hietogramas típicos, a partir de los datos de P_T y T . Pueden usarse, por ejemplo, curvas adimensionales que relacionan porcentajes acumulados de tiempo de tormenta contra precipitación, hietogramas triangulares o el método de la intensidad instantánea (Chow *et al*, 1986). En la **Figura 5.1** se comparan algunos de estos casos. Por su simplicidad, se revisará el caso lineal (triangular) y después se planteará una forma potencial, de carácter general, que se asemeja mucho más a las curvas empíricas.

Sea pues un hietograma triangular, cuya base es T y su área la precipitación acumulada P_T . Si definimos por h_m a la altura del triángulo, se tendría $P_T = h_m T/2$, de modo que $h_m = 2P_T/T$. Es usual, por otro lado, definir un coeficiente de avance r como la relación entre el tiempo de pico del hietograma, t_a , y la duración T :

$$r = \frac{t_a}{T} \quad (5.12)$$

Al estar limitada por rectas, la función $h(t)$ puede expresarse así:

$$h(t) = h_m \left(1 - \frac{rT - t}{kT}\right) \quad (5.13)$$

donde $k = r$ cuando $t \leq t_a$, y $k = r - 1$ cuando $t > t_a$. Por cierto que, de acuerdo con la experiencia, $0.25 < r < 0.50$ (Wenzel, 1982). En la misma **Figura 5.1** se ilustra el caso del hietograma triangular, y se plantea otro, del tipo $h = b \cdot t^2$, limitado por parábolas. Comparados con los casos empíricos, resulta evidente que el segundo es más parecido a ellos. Es fácil comprobar que el área bajo la curva parabólica es $P_T = h_m T/3$, de modo que la intensidad máxima toma el valor $h_m = 3 \cdot P_T/T$. Y, haciendo una generalización al caso $h = b \cdot t^n$, puede obtenerse una expresión que integre a todas, incluyendo la forma triangular o lineal (Mobayed, 2000):

$$h(t) = h_m \left(1 - \frac{rT - t}{kT}\right)^n, \quad h_m = \frac{(n+1)P_T}{T}, \quad n \geq 1 \quad (5.14)$$

siendo $k = r$ cuando $t \leq r \cdot T$, y $k = r - 1$ cuando $t > r \cdot T$, al igual que en la ecuación (5.13). El coeficiente n puede adoptar también valores fraccionarios, siempre y cuando $n \geq 1$.

Una manera de probar la bondad de las ecuaciones, es construir los hidrogramas de escorrentía directa, mediante las expresiones de $i(t)$ y $h(t)$ (ecuaciones 5.11 y 5.14) y verificar, por un lado, que adoptan una forma convencional (como la tiene el hidrograma unitario adimensional propuesto por el SCS) y, por otro, que evidencien un tiempo de retardo, uno de pico y un área bajo la curva equivalente a la precipitación en exceso Pe según la ecuación (5.4), que es el fundamento del método. En la

Figura 5.2 se muestra un ejemplo donde aparecen los elementos principales que intervienen en la aplicación de la ecuación (5.11) para obtener el hidrograma de entrada $i(t)$. Nótese cómo existe congruencia de resultados cuando $P \geq Ia$ (después del área sombreada), esto es, una vez satisfecho el déficit de humedad para alcanzar la saturación y dar inicio a la escorrentía ($i > 0$).

A fin de probar diversidad de casos, se preparó el programa denominado *ABSTRAC*, cuya entrada de datos corresponde sólo a los valores de: precipitación acumulada P_T , duración de la tormenta T , coeficiente de avance r (ecuación 5.12), potencia n (ecuación 5.14) y número medio de escurrimiento N ; y cuya salida naturalmente es la avenida de entrada $i(t)$ –por ordenadas– representativo de la variación temporal de la precipitación en exceso. Salvo algún quiebre inusual en la curva ascendente de i para ciertos casos (por una combinación atípica de los datos), la mayoría de las veces se observaron formas bastante comunes del hidrograma de entrada, generado según el procedimiento descrito (ver listado del programa en el ANEXO 4).

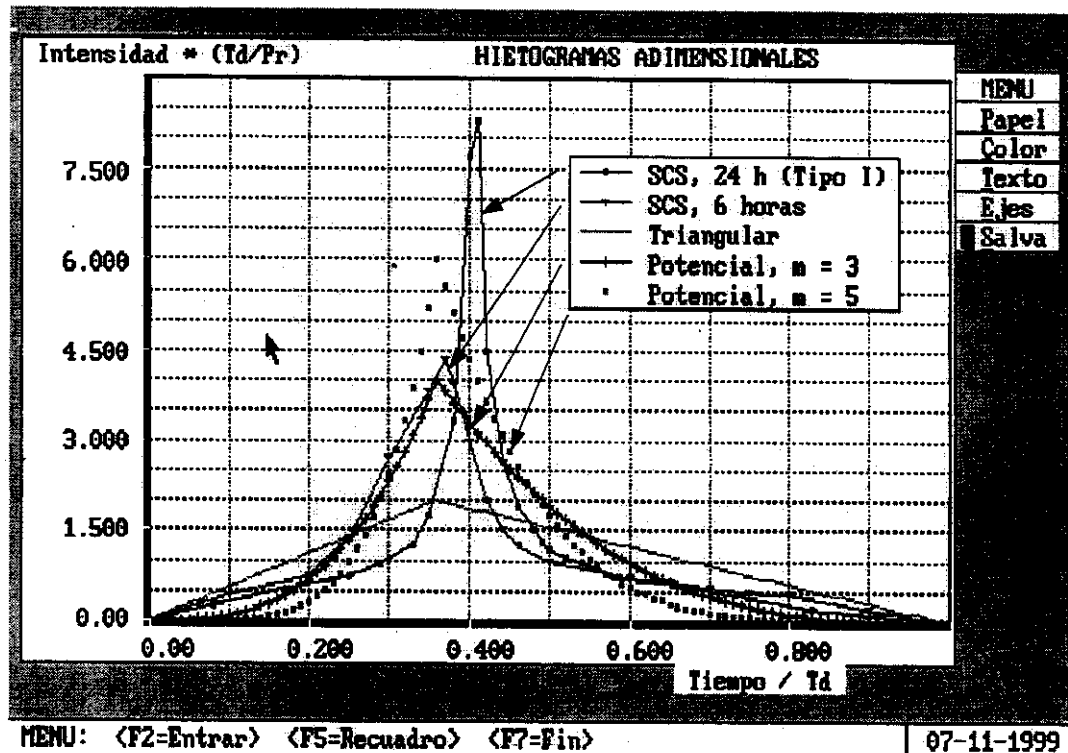


Figura 5.1 Comparación de hietogramas admensionales

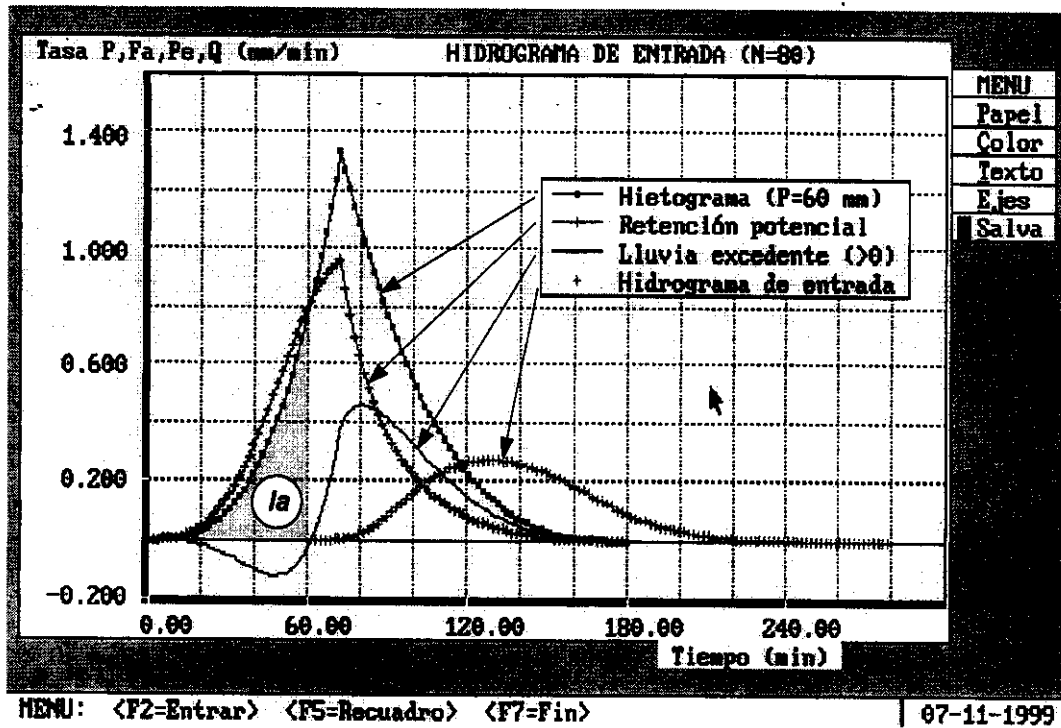


Figura 5.2 Obtención de hidrograma de entrada, partiendo del hietograma

Evidentemente, una mejor alternativa que suponer hietogramas es contar con registros de la lluvia conforme transcurre una tormenta, por ejemplo, cantidades parciales de lluvia $p(k)$ para diferentes intervalos de tiempo $d(k)$, donde k es el contador de intervalos. Todo el problema se reduce a las expresiones siguientes:

$$h(t) = \frac{p(k)}{d(k)}, \quad \text{válido para el intervalo } k \quad (5.15)$$

$$P(t) = \sum_{m=1}^k p(m) \quad (5.16)$$

$$t = \sum_{m=1}^k d(m)$$

Las expresiones se sustituyen en la ecuación (5.11) y se obtiene así la variación de la precipitación en exceso cuando los datos de entrada corresponden a un hietograma de tormenta. Puede incluso resolverse la ecuación para los incrementos de tiempo que necesite el modelo, por ejemplo Δt , en cuyo caso se mantendrá fijo el valor de $h(k)$ mientras el tiempo de simulación quede comprendido en el intervalo $d(k)$. La sumatoria de $P(t)$ puede igualmente discretizarse según dicho incremento.

5.3 ESCORRENTÍA DIRECTA POR MICROCUENCA

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

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

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

Tomemos pues, como punto de partida, el conocido principio de la función impulso respuesta, pero esta vez supongamos que se tienen M impulsos de precipitación excedente $i_m \Delta t$, $m = 1, 2, \dots, M$, que generan N respuestas de escurrimiento directo q_n , $n = 1, 2, \dots, N$. Al aplicar el principio de convolución, se tendrá que

$$q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} i_m \Delta t \cdot u_{n-m+1} \quad (5.17)$$

donde u es justamente la función impulso respuesta. Pero ¿qué expresión puede tomar, en este caso, la función? Aceptemos por ahora que cada impulso unitario de entrada produce una salida lineal, similar al conocido hidrograma unitario triangular, cuya área es necesariamente $i_m \Delta t$, y su base igual a un tiempo base t_b . La altura del triángulo es el gasto pico q_{\max} y, como se sabe, ocurre en el tiempo pico t_p . Se tiene pues lo siguiente:

$$q_{\max} = \frac{2 i_m \Delta t}{t_b}, \quad t_b = (\alpha + 1) \cdot t_p \quad (5.18)$$

El coeficiente α da cuenta de la proporción entre los tiempos mencionados y, para el caso de la respuesta unitaria, todavía es desconocido. Extendiendo el concepto, de manera similar que en los hietogramas de tormenta, supongamos también que puede ocurrir una respuesta unitaria de tipo potencial, de manera tal que el gasto máximo q_{\max} y el tiempo pico t_p estén dados por las expresiones siguientes (ver también **Figura 5.3**):

$$q_{\max} = \frac{(\delta + 1) i_m \Delta t}{t_b} \quad , \quad t_b = (\alpha + 1) \cdot t_p \quad (5.19)$$

donde δ sería el exponente de la función potencial. Dependiendo de la magnitud de tal exponente, el pico del hidrograma de salida puede ser mayor o menor, razón por la cual lo llamaremos *índice de gasto pico*. Siguiendo con la generalización al caso potencial, la función impulso respuesta tomaría la forma siguiente:

$$u_{n-m+1} = \frac{\delta + 1}{t_b} \left(1 - \frac{t_p - (n - m + 1)\Delta t}{k \cdot t_p} \right)^\delta \quad (5.20)$$

donde $k = 1$ para $t \leq t_p$, y $k = -\alpha$ para $t > t_p$.

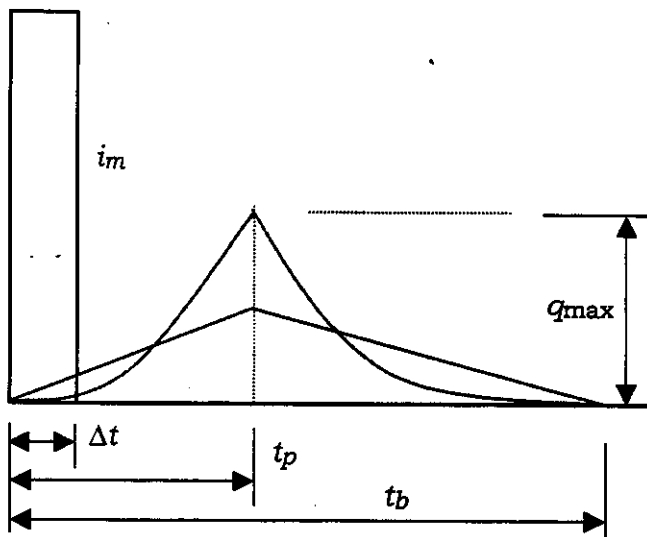


Figura 5.3

Respuesta unitaria lineal (triangular) y potencial al impulso unitario i_m del hidrograma de entrada. La acumulación de respuestas conforma el hidrograma incipiente por cada tramo o microfrecuencia.

La pregunta siguiente se refiere a la resultado que producirá la ecuación (5.17): ¿cómo asegurar que el hidrograma de salida tendrá similitud con la forma y proporciones que comúnmente se le atribuyen? La solución depende de la relación que se establezca entre los tiempos del hidrograma completo de salida (pico y base), los de entrada y los valores correspondientes de nuestra respuesta unitaria definida en la ecuación (5.20). Sea pues T_p el tiempo pico de la avenida final y T_q la duración total

del escurrimiento, en tanto que $T_i = M \cdot \Delta t$ es la duración o tiempo en el que ocurren todos los M impulsos de entrada. Al utilizar la integral o suma de convolución, la última-ordenada diferente de cero, digamos $i_M > 0$, producirá una respuesta unitaria —como las otras— de base $(\alpha+1)t_p$; por lo tanto, la curva final deberá tener una duración que comprenda tal respuesta, es decir:

$$T_q = M \cdot \Delta t + (\alpha + 1)t_p$$

Como en la respuesta unitaria, existe una relación entre los tiempos pico y base. Y otra, empírica, que estima el tiempo pico como el tiempo de retardo T_r más la mitad de la duración del hidrograma de entrada (SCS, 1972). Es conveniente notar, de una vez, que dicho retardo también puede servir para evaluar el tiempo pico de la respuesta unitaria, sólo que por utilizar la duración Δt del impulso de precipitación excedente, se tomará sólo igual al tiempo de retardo, es decir, $t_p = T_r$. Regresando con el hidrograma de salida, y considerando esta última igualdad, se tendrá que:

$$\begin{aligned} T_q &= (\beta + 1)T_p \\ T_p &= T_r + \frac{T_i}{2} = t_p + \frac{M}{2} \Delta t \end{aligned} \quad (5.21)$$

β es también un factor de proporción entre tiempos y, según las formas típicas de los hidrogramas unitario triangular y adimensional, su valor fluctúa en el rango $1.67 \leq \beta \leq 4.00$ (SCS, 1972). Igualando entonces las ecuaciones anteriores de T_q , y resolviendo para α , se obtiene una expresión que sólo depende de β y el valor de t_p :

$$\alpha = \beta + \frac{M(\beta - 1) \Delta t}{2t_p} \quad (5.22)$$

Finalmente, para poder aplicar las ecuaciones (5.17) y (5.20) en la obtención del hidrograma de escorrentia directa $q(t)$, faltaría estimar el multicitado tiempo pico de la respuesta lineal unitaria y que, por lo visto, es equivalente al tiempo de retardo de la microcuenca. Así pues, manteniendo la congruencia con respecto al método de los números de escurrimiento, se empleará la expresión empírica siguiente, convertida al SI de unidades, para calcular el valor del tiempo t_p (SCS, 1972):

$$t_p = 0.0136 \frac{L_r^{0.8}}{S_0^{0.5}} \left(\frac{1000}{N} - 9 \right)^{0.7} \quad (5.23)$$

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

Con relación al índice de gasto pico, δ , fue necesario hacer diversas pruebas para entender su comportamiento. En general, se observó su influencia en la forma de la curva de gastos a la salida de una cuenca, para diferentes escalamientos, por lo que se trató de encontrar el valor apropiado que conservara la similitud en los resultados, independientemente del tamaño de las áreas de aportación. A reserva de efectuar más pruebas, se puede por lo pronto emplear la siguiente relación entre los coeficientes de β y δ cuando no se cuente con información de avenidas registradas que permita hacer su calibración:

$$\delta \approx 1.81\beta - 1.52 \quad (5.24)$$

No debe olvidarse que $\delta = 1$ corresponde a la respuesta unitaria lineal o triangular, por lo que el índice de gasto pico debe ser por fuerza igual o mayor que la unidad.

Una última observación, con respecto al escalamiento, se refiere a la dimensión mínima de microcuenca para la cual ya no es válido suponer $i(t) = q(t)$. Un criterio de decisión puede ser el propio tiempo pico del área, t_p :

$$q_n = \sum_{m=1}^{n \leq M} i_m \Delta t \cdot u_{n-m+1} \quad \text{sólo cuando } t_p \geq F_{th} \cdot (t_p)_{medio} \quad (5.25)$$

Significa que la función impulso-respuesta es aplicable o no ($q_n = i_n$) para transitar los hidrogramas incipientes, según se cumpla o no con la condición señalada. En ella, $(t_p)_{medio}$ equivale al tiempo pico promedio de todas las celdas geomorfológicas definidas con el escalamiento; y F_{th} representa una fracción de dicho valor que, en este caso, haría las veces de un parámetro de ajuste. Tal restricción puede servir también como criterio para decidir si se emplea la respuesta unitaria triangular ($t_p < F_{th} \cdot (t_p)_{medio}$) o, en su defecto, la respuesta potencial.

5.4 CONDICIONES DE HUMEDAD PRECEDENTE

Gracias al conocimiento preciso que se tiene sobre la configuración de la red —que integra a todos los elementos del MDE— es factible establecer una distribución espacial de las llamadas condiciones de humedad previas al fenómeno de precipitación. Como es natural, la escorrentía se concentra en la zona de los cauces, y generalmente (al menos durante la época de avenidas) estas áreas mantienen un nivel de saturación mayor que el resto de la cuenca. A medida que transcurre la temporada de lluvias, la humedad del suelo disminuye rápidamente. Sin embargo, en las partes bajas, el flujo subsuperficial reconoce lentamente y retarda de alguna manera este efecto.

El método de los números de escurrimiento, tratado con detalle en este capítulo, ofrece un conocido criterio *temporal* de corrección del valor N , en función de la lluvia acumulada en los 5 días anteriores a la ocurrencia de una tormenta. Tal corrección se aplica al valor promedio del número para cierta cuenca, y permite así estimar volúmenes excedentes también como una función de las condiciones previas de humedad. Las ecuaciones (5.6) y (5.7), antes presentadas, dan cuenta de las relaciones que sirven para adecuar el valor N a las condiciones de humedad antecedente seca y húmeda.

El criterio de distribución espacial considera pues que el número de escurrimiento de las celdas depende de su ubicación con respecto a la configuración de la red. Además, supone que el tiempo de respuesta a los cambios de humedad es mucho más largo que la duración de la escorrentía directa, y que por tanto las condiciones iniciales pueden suponerse constantes y modificarse, en todo caso, después de ocurrida la tormenta.

Dicho lo anterior, el criterio de distribución queda establecido en función de la variable N_D (explicada en el subcapítulo 3.2) la cual define el número de elementos drenados hasta cada celda de la malla de discretización. De esta forma, puede fijarse un valor mínimo y otro máximo de esta variable: las celdas que drenen un número de áreas menor al mínimo, se asociarán a la condición seca; las que drenen un área mayor que el máximo se supondrán saturadas o húmedas; y las ubicadas en el rango intermedio tendrán condiciones normales de humedad. Para el modelo distribuido de lluvia-escorrentía, bastará indicar, como condición de frontera, el valor de estos límites como número de áreas drenadas:

$$\begin{aligned}
 N_D &\leq N_{D\min} && , \text{ condición precedente seca} \\
 N_D &\geq N_{D\max} && , \text{ condición precedente húmeda} \\
 N_{D\min} &< N_D < N_{D\max} && , \text{ condición normal de humedad}
 \end{aligned}
 \tag{5.26}$$

A pesar de lo atractivo que resulta asociar la distribución del grado de humedad con respecto a la variabilidad espacial de N_D , debemos aceptar que el método SCS subestima generalmente la magnitud de los escurrimientos, aún en condiciones de máxima humedad. Lo anterior no sólo ocurre cuando se analizan eventos extremos sino también al estudiar el balance hidráulico estacional e incluso anual de alguna región hidrológica. Una causa entendible del déficit puede ser el empleo de números ponderados pues, aunque expresen un valor representativo del área, no siempre reflejan el impacto producido por las superficies más drenadoras. Otra razón, se sabe, es que el método subvalúa la cantidad de escorrentía con números bajos o lluvias mínimas ($N \approx 40$ o $P < 13$ mm) (Maidment, 1993).

Un criterio de ajuste probado para el número N , que corrige volúmenes totales subestimados en el caso de cuencas aforadas, puede consultarse por ejemplo en el

estudio sobre disponibilidad hídrica superficial y subterránea del estado de Guanajuato, México (CEAG-UGto, Mobayed *et al*, 2000). En zonas de números bajos que producen poca escorrentía, de acuerdo con la referencia, *“los valores pueden ser incrementados de manera que generen al menos un caudal incipiente, asociado a un tren de lluvias más favorable para la acumulación de volúmenes pluviales ... En las evaluaciones, se probó que (el criterio) fuera suficiente para lograr una similitud adecuada de la escorrentía potencial entre el modelo indirecto y el directo, basado en las mediciones hidrométricas”*. La expresión propuesta es la siguiente:

$$N_2 = N \cdot [1 + k_N (\frac{100 - N}{90})^2] \quad (5.27)$$

N_2 es el valor mayorado de N , y k_N es un factor de ajuste único: cuando es nulo, la corrección no tiene lugar. Además, el efecto correctivo resulta mínimo cuando el número N se acerca al límite de 100.

En resumen, se pueden suponer condiciones previas de humedad, según el criterio de las ecuaciones (5.26), para calcular hidrogramas de salida en una cuenca no aforada. Y puede ocuparse además la expresión (5.27) como alternativa para mayorar los números N (base) cuando se tengan condiciones meteorológicas extremas o, mejor aún, cuando el criterio inicial resulte insuficiente para calibrar registros de medición en cuencas aforadas, a sabiendas de que el método clásico tiende a subestimar sus volúmenes de escurrimiento.

5.5 GEOMETRÍA Y RESISTENCIA AL FLUJO EN CAUCES

Un aspecto particularmente delicado que dificulta (o limita) la aplicación de modelos distribuidos físico hidrológicos, es el conocimiento de la geometría de los cauces, no tanto por la configuración de la red de drenaje o a la pendiente de los canales, sino por las características geométricas de sus secciones transversales. De nada sirve contar con modelos realistas para determinar la escorrentía directa y la forma de tránsito de las avenidas, cuando no se tiene información congruente de esta geometría. El mismo comentario es extensivo al conocimiento de las condiciones de resistencia al flujo en los cauces que conforman el sistema de drenaje.

Una alternativa que manejan algunos de los modelos más conocidos es, simplemente, prescindir de tal información, y resolver el asunto del tránsito y acumulación de volúmenes mediante funciones exclusivas de una velocidad media del flujo en los cauces, cuyo valor depende –en el mejor de los casos– de la pendiente de terreno y características relativas al uso y tipo de suelo. Otra opción la ofrecen algunos autores, quienes han tratado de establecer relaciones estadísticas confiables del área hidráulica y ancho de la superficie libre, por ejemplo, con respecto a cierta información general de las cuencas, como es el área, la pendiente media y el gasto

máximo registrado.

Con objeto de establecer un procedimiento para la definición de datos geométricos y de resistencia al flujo en los cauces, se eligieron primeramente las relaciones de tipo potencial propuestas por Betson (1979). Convertidas al SI de unidades, las expresiones permiten conocer el valor del área hidráulica A_h (en m^2) y ancho de la superficie libre T (en m), en función del área de la cuenca A_d (km^2), el gasto máximo Q_m (m^3/s) y la pendiente S_0 (adimensional):

$$\begin{aligned} A_h &= n \left(91.4 \frac{Q_m}{A_d} \right)^p \\ T &= a \left(91.4 \frac{Q_m}{A_d} \right)^b \end{aligned} \tag{5.28}$$

donde $a = 0.00776 \cdot A_d^{0.54}$, $n = 1.209 \cdot A_d^{0.45}$, $p = 0.358 \cdot S_0^{-0.104}$ y $b = 0.245$. En caso de que el exponente p resulte menor a 0.6, debe tomarse éste como valor mínimo. Aplicadas en el modelo, A_h y T se calcularán en función del gasto máximo y el área de drenaje acumulados a la salida de cada microcuenca, antes de efectuar el tránsito hacia aguas abajo.

Con la información dispuesta, el cálculo de la velocidad media (para estimar el número de Froude) y el coeficiente de rugosidad de Manning, resultan más o menos triviales. Sin embargo, debe procederse cuidadosamente para evitar valores absurdos. Una secuencia sería calcular la velocidad ($V = Q_m/A_h$), el tirante hidráulico ($d = A_h/T$) y el radio hidráulico ($R \approx T + 2d$), y obtener después un valor inicial del coeficiente de Manning ($n' = R^{2/3} S_0^{1/2} / V$): si dicho valor se ubica dentro de un rango razonable, digamos $0.025 \leq n' \leq 0.085$ (Chow, 1959), los datos son aceptados; de lo contrario se toma el valor límite cercano y se prosigue con los cálculos.

"Las zonas donde se conforman y transcurren los cauces de las cuencas, en especial a pie de monte, son idóneas para favorecer la recarga de acuíferos, contrariamente a lo que ocurre en las extensiones de planicie"

*Carlos Cruickshank
(de una conversación)*

5. CONDICIONES DE FRONTERA

Siendo que el proceso de escalamiento logra una discretización del área de aportación por microcuencas o celdas geomorfológicas, resulta factible establecer criterios para obtener hidrogramas de entrada, propios de cada superficie, e incorporar condiciones de frontera involucradas en el modelo lluvia-escorrentía. Por eso, se han definido algoritmos, basados en el método SCS de los números de escurrimiento, que generan crecientes a partir de expresiones aproximadas para tipificar el hidrograma de intensidad de precipitación y la variación temporal de la retención superficial (abstracción); esto incluye una función potencial de respuesta que ayuda a determinar, a través del principio de convolución, la avenida que produce la lluvia excedente. Se proponen también criterios preliminares para: distribuir tormentas conforme al área de influencia de las estaciones climatológicas; fijar condiciones de humedad precedente, según el método SCS referido; y determinar características geométricas y coeficientes de resistencia al flujo en los cauces.

5.1 HIDROGRAMAS INCIPIENTES

El objetivo del modelo distribuido que se desarrolla es aprovechar la caracterización fisiográfica que hace el programa REDRAS (subcapítulo 3.4) y transitar la escorrentía directa que se genera en las microcuencas, con base en el modelo integral de convección-difusión (subcapítulo 4.3). Los hidrogramas de entrada a la red se originan por la llamada precipitación excedente, la cual es inherente a las condiciones propias e iniciales de cada área. Su tránsito dependerá de las características físicas e hidráulicas de los cauces, así como del caudal máximo que se vaya acumulando hacia aguas abajo.

Antes de integrar el modelo, se hará un análisis del método SCS de los números de escurrimiento (SCS, 1964), no sólo para conocer la precipitación en exceso P_e , sino también una forma para los hidrogramas de entrada, suponiendo que se dispone de escasa información pluviométrica.

Consideremos pues que una tormenta dada genera una altura de precipitación P . Al contacto con el suelo, una parte I_a será retenida inicialmente (abstracción inicial antes del encharcamiento), de modo que la escorrentía potencial se limita a la cantidad $P - I_a$. Supongamos también que la cuenca tiene una capacidad máxima de retención, o retención potencial S . En realidad, durante el fenómeno, se tendrá una escorrentía menor o precipitación excedente Pe y una retención parcial o menor, Fa . La hipótesis básica del método establece que la relación entre las cantidades de escorrentía real y potencial es similar al cociente entre retención real y potencial (Chow *et al*, 1988):

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{P - I_a} \quad (5.1)$$

Del principio de continuidad, se cumple que

$$P = Pe + I_a + Fa \quad (5.2)$$

Al estudiar los resultados de muchas cuencas experimentales pequeñas, se encontró la siguiente relación empírica para I_a :

$$I_a = 0.20 \cdot S \quad (5.3)$$

Entonces, combinando las tres ecuaciones y resolviendo para Pe , se llega a la ecuación fundamental buscada:

$$Pe = \frac{(P - 0.2 \cdot S)^2}{P + 0.8 \cdot S} \quad (5.4)$$

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

$$S = 254 \left(\frac{100}{N} - 1 \right) \quad (5.5)$$

El SCS propuso valores de N tabulados en función del tipo y uso del suelo, de modo que para cuencas heterogéneas, con diversos tipos de suelo y usos, se puede calcular un valor compuesto (ponderado). Además de lo anterior, el método contempla una corrección de valores N , según las condiciones antecedentes de humedad (CAH). Se tendrán así CAH secas (I), normales (II) o saturadas (III). Los valores de las tablas se asocian a las condiciones normales y, para las otras, se tienen las relaciones siguientes:

$$N_I = \frac{4.2 N_{II}}{10 - 0.058 N_{II}} \quad (5.6)$$

$$N_{III} = \frac{23 N_{II}}{10 + 0.13 N_{II}} \quad (5.7)$$

siendo N_I y N_{III} los valores corregidos para CAH secas y saturadas.

El interés de seguir esta definición tan conocida de Pe (ecuación 5.4), es aprovecharla para establecer una ley de variación temporal, que sirva para representar el hidrograma de escorrentía directa. Así pues, derivemos primeramente la ecuación de continuidad (5.2), donde se supone que Ia es constante:

$$\frac{dP}{dt} = \frac{dPe}{dt} + \frac{dFa}{dt}$$

Como es sabido, el primer término es la llamada intensidad de lluvia h , y el segundo, el escurrimiento directo por unidad de área q , que es justamente la variable buscada (al menos antes de iniciarse su traslado por los cauces). Entonces,

$$h = q + \frac{dFa}{dt} \quad (5.8)$$

Por su parte, para conocer la variación temporal de la retención (o abstracción), resolvamos primero las ecuaciones (5.1) y (5.2) para Fa (Chow *et al*, 1988):

$$Fa = \frac{S(P - Ia)}{P - Ia + S}, \quad P \geq Ia \quad (5.9)$$

Al derivar con respecto a t (suponiendo S constante, $Ia = 0.2 \cdot S$ y que $dP/dt = h$), obtenemos

$$\frac{dFa}{dt} = \frac{S^2 h}{(P + 0.8S)^2}, \quad P \geq Ia \quad (5.10)$$

A medida que P aumenta, la tasa de retención –como era de esperarse– disminuye; sin embargo, ocurre lo contrario con respecto a la intensidad (que aparece en el numerador) la cual tiende a incrementarse al inicio de una tormenta. A pesar de que la inconsistencia ha sido señalada (Morel-Seytoux, 1981), se tiene a favor el hecho de que la ecuación es válida para $P \geq Ia$, o sea después de que ocurre la saturación, y que sólo parece tener influencia en la forma de la curva de ascenso del hidrograma de escurrimiento, como se verá más adelante. Aceptando lo dicho, la ecuación siguiente, resultado de sustituir (5.10) en (5.8), es válida para generar la avenida mencionada, antes de su traslado por los cauces:

$$q(t) = i(t) = h(t) \left(1 - \frac{S^2}{(P(t) + 0.8S)^2} \right) \quad (5.11)$$

en unidades similares a h (por ejemplo, mm/min). Como se sabe, la precipitación en exceso es tan sólo la entrada al sistema de la microcuenca, razón por la que q es reemplazada por la variable $i(t)$, típicamente usada para expresar entradas. Naturalmente, también se ve que es necesario conocer $h(t)$ y el número de escurrimiento, según las características de la cuenca y sus condiciones antecedentes de humedad. Con $h(t)$, se obtiene $P(t)$ que es el área bajo la curva de h ; y con N se calcula la retención potencial S , de acuerdo con la ecuación (5.5).

5.2 VARIACIÓN ESPACIO-TEMPORAL DE LA LLUVIA

El conocimiento del hietograma de intensidad de precipitación, $h(t)$, en el caso de una cuenca instrumentada, se logra a partir del llamado hietograma de la tormenta. Tal conocimiento es puntual, pues se asocia al sitio donde se ubica el pluviógrafo, existiendo en realidad limitaciones notables para establecer una distribución espacio-temporal adecuada de la intensidad durante el evento, a no ser que se cuente con un sistema de percepción remota para el monitoreo por radar de dicha variable (Linsley *et al*, 1982). Ante la incertidumbre de las mediciones convencionales, se aceptarán mejor algunas hipótesis para representar $h(t)$ o, mejor dicho, $h(x, y, t)$ ya que su variabilidad también es espacial:

- a) La lluvia ocurre en toda la cuenca, registrándose el evento en distintas estaciones climatológicas. Se asume que hay una medición confiable, en cada estación, de: la altura total de precipitación P_T , la duración de la tormenta T y, mejor aún, la hora de inicio de la lluvia t_0 .
- b) Con los datos, es factible establecer una distribución espacial de ellos (mapas de P_T , T y t_0) usando, por ejemplo, el criterio de los polígonos de Thiessen. De acuerdo con su ubicación respecto a las áreas de influencia, cada microcuenca tendrá asignados así los datos de la estación más cercana.
- c) Se acepta que el hietograma de la tormenta adopta una forma característica, función de P_T y T , útil para construir la curva de intensidades $h(t)$ de cada microcuenca.

En caso de que las estaciones cuenten con pluviógrafos (en vez de pluviómetros solamente), esto es registros de P contra t , las curvas de intensidad se obtendrán directamente de las mediciones existentes, en tanto que su distribución espacial se haría, en todo caso, según el mismo criterio de las áreas de influencia.

6. INTEGRACIÓN DEL MODELO. ESTUDIO DE CASO

En este capítulo se presenta propiamente la integración del modelo numérico para el tránsito de avenidas por redes complejas de drenaje. El programa de cómputo *HIDRAS*, resultado de este esfuerzo, aprovecha la información que genera *REDRAS* (ordenamiento de celdas y acumulación de áreas; escalamiento dinámico a microcuencas o celdas geomorfológicas; caracterización de áreas de aportación y cauces), e incorpora: los resultados del modelo integral de tránsito de avenidas, los algoritmos para generar hidrogramas de entrada y simular flujo subsuperficial, amén de los criterios para representar las condiciones de frontera.

Se considera también una generalización del programa para aceptar la posibilidad de simular la ocurrencia de varios eventos consecutivos, espaciados por lapsos sin tormenta. Lo anterior obliga a: corregir las condiciones de humedad precedente, según los criterios del método *SCS*; reformular la manera de acumular la información resultante de los hidrogramas con respecto a su tiempo relativo de ocurrencia; así como a identificar el inicio y fin de las crecientes, con objeto de recalcular los parámetros empleados en el tránsito de avenidas.

6.1 PROGRAMA *HIDRAS*

El código de computadora *HIDRAS*, en efecto, se ha desarrollado con el propósito de aprovechar la caracterización fisiográfica de una cuenca para simular la escorrentía pluvial por su sistema de cauces, conforme a los algoritmos descritos en los capítulos 4 y 5. Muchos detalles relacionados con la elaboración del programa han quedado referidos junto al trabajo de codificación, razón por la que se decidió incluir el listado completo en el **ANEXO 3**, con fines de documentación y consulta. Es importante hacer énfasis en los aspectos siguientes:

- a) *HIDRAS* utiliza documentos de salida del programa *REDRAS*, con información por celdas del *MDE* (orden, áreas que drenan y microcuenca a la que pertenecen, entre otros datos), así como de las microcuencas obtenidas en el

proceso de escalamiento (superficie, características geométricas, interconexión con otras áreas, etc.).

- b) Para generar los hidrogramas de entrada, se debe incorporar información de dos archivos, en formato *raster*: mapa de los números de escurrimiento y mapa con áreas de influencia de las estaciones climatológicas (ver estudio de caso en el subcapítulo 6.3). Además, si se va a simular el flujo subsuperficial, se preparan dos archivos más con los mapas de edafología y geología, clasificados por atributos, así como una relación de valores respectivos de conductividad hidráulica y coeficiente de almacenamiento (ver subcapítulo 4.6).
- c) Los datos de lluvia que necesita el modelo dependen del nivel de información. Cuando no existen pluviógrafos, se proporciona: precipitación acumulada y duración de la tormenta por estación, así como coeficiente de avance r y potencia n (ecuaciones 5.12 y 5.14); y cuando se cuenta con registro de pluviógrafos se dan, por estación, cantidades parciales de lluvia p para diferentes intervalos de tiempo d (ecuaciones 5.15 y 5.16).
- d) Si las áreas de aportación son grandes, puede ser necesario transitar los hidrogramas incipientes. Debe proporcionarse entonces: el coeficiente β , que expresa la proporción entre el tiempo pico y base de los hidrogramas de entrada (ecuación 5.22); el índice δ de gasto pico (ecuaciones 5.19 y 5.20); así como la fracción F_{th} para elegir entre tales parámetros y los asociados con la respuesta unitaria triangular, según el tamaño del área (ecuación 5.25).
- e) Otros datos de carácter general son: valores mínimo y máximo del número N_D de celdas drenadas, asociados a la condición seca y húmeda precedente (expresiones de 5.26) más un factor k_N para mayorar, en caso necesario, los números base de N (ecuación 5.27); un factor de corrección general (optativo) para los coeficientes de resistencia al flujo; el coeficiente η para ajustar el ancho B de influencia de los cauces así como la relación K_D entre conductividad hidráulica vertical y horizontal, en caso de haber simulación de flujo subsuperficial (ecuación 4.65).
- f) Como primer paso, el programa obtiene los valores representativos del número de escurrimiento por microcuenca. No calcula una media del valor asociado a cada celda, como lo sugiere el método tradicional. Más bien acumula, en un total, el volumen de precipitación excedente producido por cada una, y estima el valor del número N correspondiente al valor medio aportado. De esta manera, se asegura el principio de continuidad de volúmenes, indistintamente del escalamiento (agrupación) de las áreas.
- g) Para la acumulación de escurrimientos, el programa va generando hidrogramas de arriba hacia abajo, a la salida de cada microcuenca (o de la manera

indicada en el subcapítulo 4.6, cuando se modelan acuíferos de planicie). En las confluencias acumula las aportaciones de los alfuertes, el hidrograma por cuenca propia y los caudales por flujo subsuperficial; y efectúa luego el tránsito de avenidas conforme al modelo integral. Tras cada recorrido, verifica el principio de conservación de masa. Los resultados de los hidrogramas, además de las constantes de cálculo empleadas en los algoritmos, se guardan en un archivo de salida único, en formato binario.

- h) Como elemento de interés adicional, el programa permite efectuar una consulta interactiva, ya sea gráfica o tabular. Tal consulta accede a la información del archivo generado durante el cálculo, de modo que el programa puede ser usado para ambos fines (procesamiento y/o acceso a la base de datos).

6.2 TRÁNSITO DE AVENIDAS CON VARIAS TORMENTAS

La primera versión del programa *HIDRAS* se diseñó para simular el fenómeno de escorrentía después de la ocurrencia de un solo evento o tormenta. La generalización al caso de varios eventos no tendría mayor inconveniente si no fuera por: la existencia de lapsos sin lluvia que propician recesión en las avenidas y gasto directo nulo en áreas pequeñas; el paso de una creciente a otra, con períodos recesivos, que seguramente determina distintos parámetros para el tránsito de avenidas; y cambio en las condiciones de humedad del suelo, que obliga a tomar en cuenta la lluvia precedente y a calcular números de escurrimiento propios para cada evento. Además de lo anterior, hay que añadir las nuevas dificultades de programación, sea para acceder ordenadamente a los datos o sea para almacenar resultados múltiples.

Para simplificar las adecuaciones, se mantuvo ante todo el criterio de formar los hidrogramas completos y consecutivos por cada área de aportación, antes de efectuar su tránsito hacia aguas abajo. Se inicia así con las microcuencas endógenas y se prosigue poco a poco el recorrido hacia aguas abajo. Con el fin de que la acumulación se haga en el lugar y tiempo adecuados, se maneja, para todos los elementos de la cuenca, el mismo tiempo inicial (en este caso el de la primera unidad, dentro del archivo de resultados), así como igual incremento de tiempo entre ordenadas del hidrograma (o sea, el intervalo elegido con fines de almacenamiento e impresión). Internamente, según las condiciones del cauce, se utiliza el paso de tiempo apropiado para transitar las avenidas, aunque después se adecuan los puntos -por interpolación- al incremento elegido para guardarlos.

Resuelta la acumulación de gastos y concordancia de tiempos, se revisaron los cambios en la obtención de hidrogramas incipientes, a la luz de las limitaciones arriba señaladas. En esencia, la variable más importante resultó ser el número de escurrimiento, pues su valor no sería el mismo al cambiar de un evento de tormenta a otro consecutivo. Para definir entonces los números representativos por cada evento y cada microcuenca, se procedió de la siguiente manera:

- a) Con el número base N de cada celda y sus condiciones precedentes de humedad (según el número de elementos que drena) se calcula el escurrimiento potencial que produce el primer evento y se almacena en cierta sumatoria de la microcuenca a la cual pertenece dicha celda.
- b) Antes de proseguir con otro elemento, se revisa el cambio en las condiciones de humedad, según el conocido criterio del método SCS y, de una vez, se calcula el escurrimiento de la segunda tormenta, almacenándolo en una segunda sumatoria. Este paso se repite, generando resultados para tantas sumatorias como eventos se tengan registrados.
- c) Con el escurrimiento potencial acumulado por evento y por microcuenca, se obtiene el número ponderado en cada caso. Así, al momento de configurar los hidrogramas incipientes (o propios) de cada unidad, se tendrá un valor N promedio de todas sus celdas inherentes, por cada evento de tormenta y acorde a las condiciones de humedad precedente de cada una.

Por cuanto hace al tránsito de los hidrogramas por los cauces, el problema se centró en la determinación de los coeficientes de celeridad C , difusión D y fricción n (de Manning) para cada una de las avenidas que producen los eventos consecutivos de tormenta. Puesto que la aplicación de la sumatoria de convolución –a la escurrimiento directa– no tiene mayor problema en los casos de gasto nulo, la dificultad no se presentó ante la ocurrencia de lapsos sin caudal (en cuyo caso se transita la avenida siguiente con sus coeficientes respectivos de fricción, celeridad y difusión) sino más bien cuando el gasto mínimo entre una recesión y la creciente consecutiva es mayor que cero. Lo que se hizo fue lo siguiente:

- a) En los hidrogramas de entrada, se identifican los puntos de inicio y fin de cada avenida. Para aceptar el cambio de evento, se fija como criterio que el gasto mínimo entre recesión y creciente sea menor o igual que cierto porcentaje del gasto máximo previo (por ejemplo, un 5–10%).
- b) Separados los eventos, se definen sus coeficientes respectivos y se efectúa el tránsito considerando su inicio como origen (donde se tiene gasto mínimo). Al final, es conveniente prolongar la curva unos intervalos más allá de su límite para tener después una transición suave hacia el otro evento (ver detalle en la **Figura 6.1**).
- c) Se integran, en uno solo, los hidrogramas transitados aisladamente, respetando la posición absoluta en el eje de tiempo de sus gastos por ordenadas. Al final, se comprueba –o rectifica– que el volumen trasladado sea el mismo (área bajo la curva).

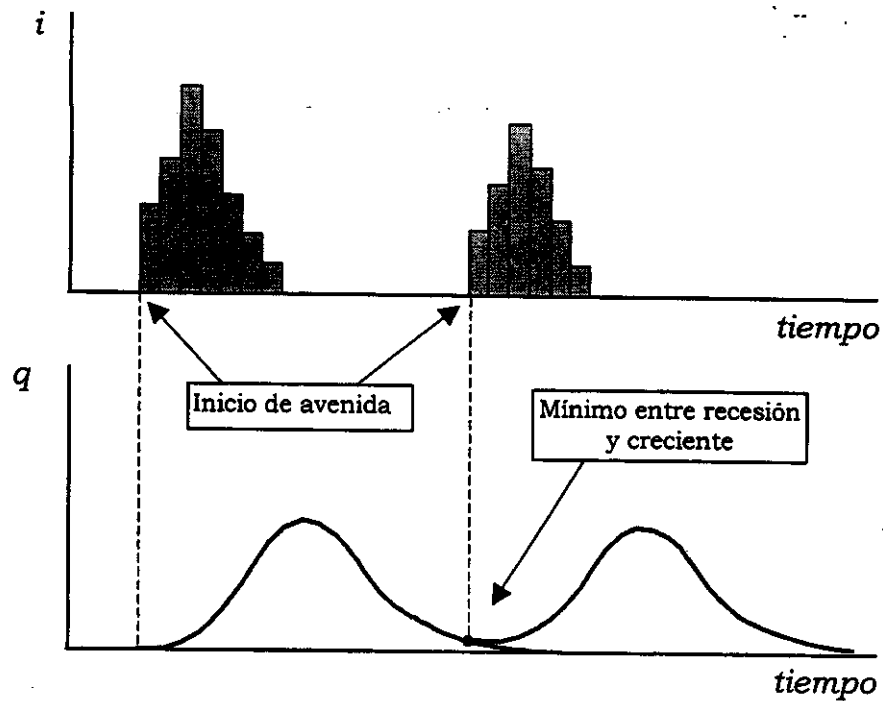


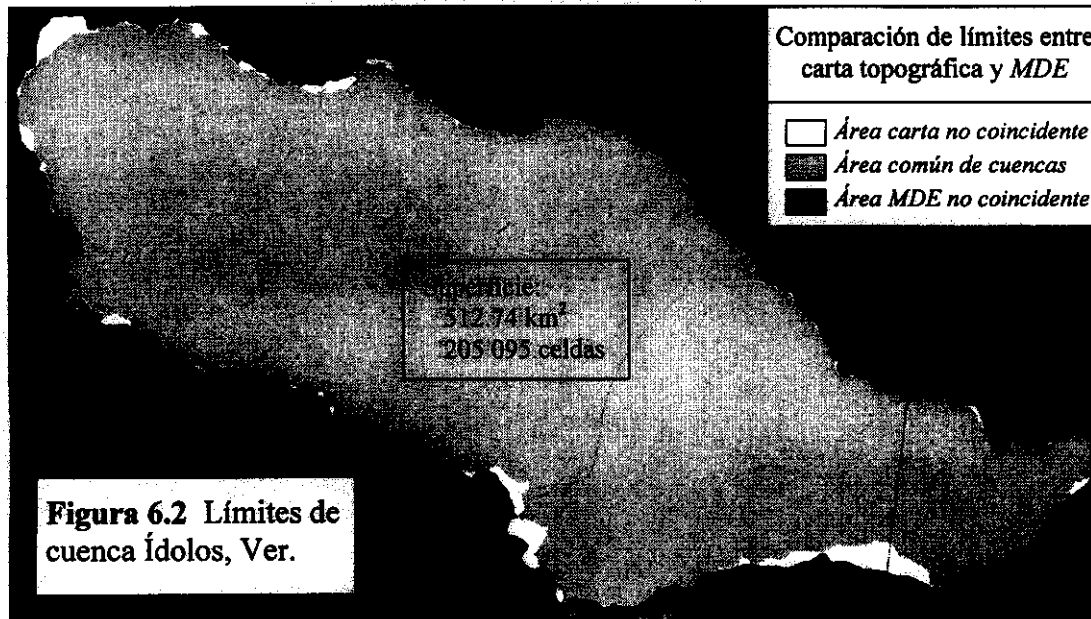
Figura 6.1. Tránsito de avenidas para dos distintos eventos. Se requiere del cálculo de parámetros (celeridad, difusión y resistencia al flujo) para transitar cada una. Al final se integran como un solo hidrograma de salida

6.3 APLICACIÓN A CUENCA EXPERIMENTAL

Gracias al nivel de información climatológica e hidrométrica disponible, la cuenca de Ídolos al oriente de la ciudad de Jalapa, Veracruz, ha sido elegida para probar la bondad del modelo físico hidrológico que se desarrolla dentro del proyecto doctoral.

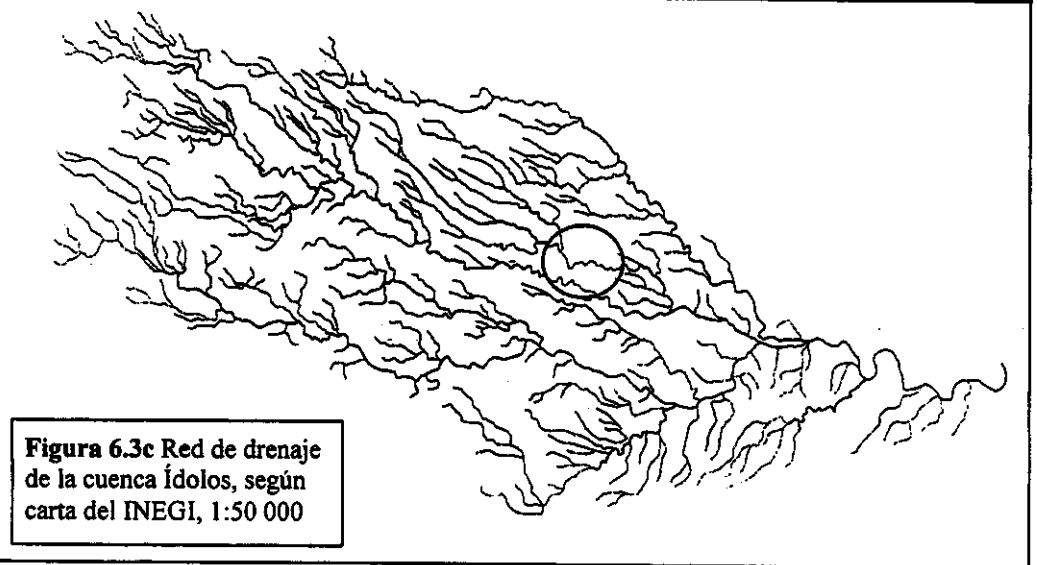
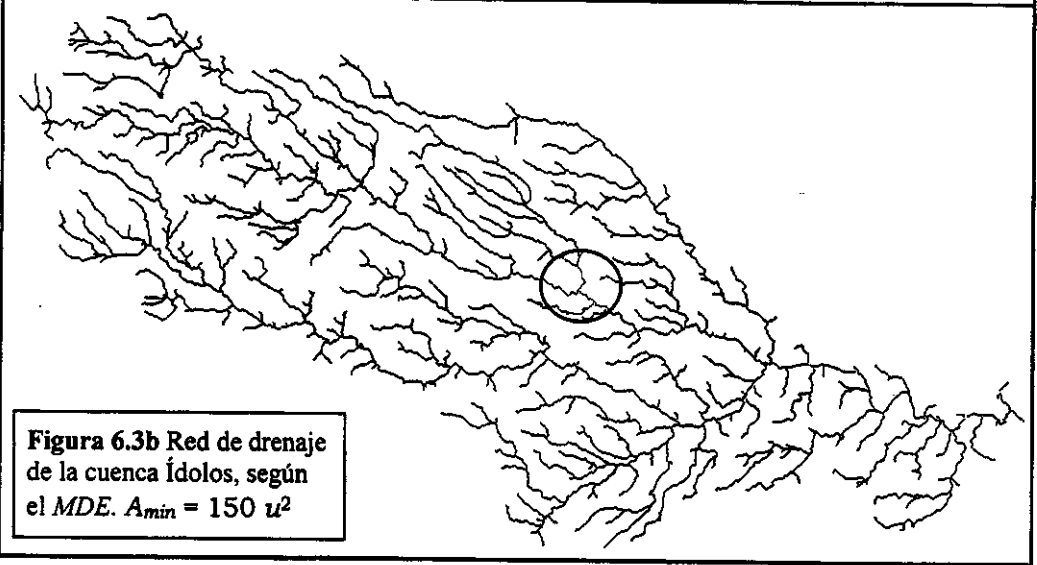
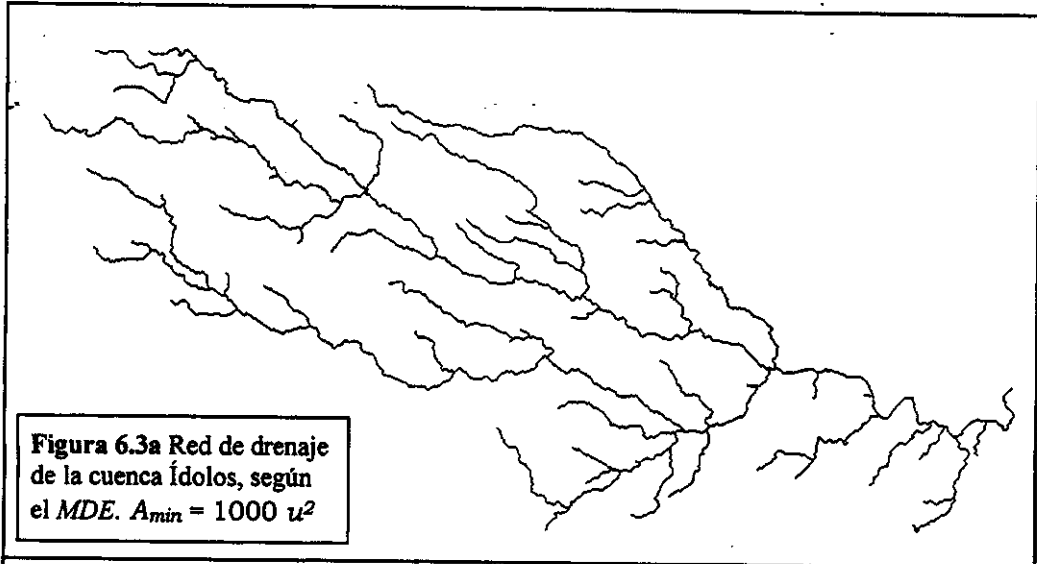
6.3.1 Red de drenaje y microcuencas

Con la versión final del programa *REDRAS* y los módulos que resuelven diversas anomalías durante la configuración de la red (ver **ANEXO 1**), fue posible conformar el sistema de cauces de la cuenca bajo estudio y escalar la superficie por unidades de escurrimiento o microcuencas. Puesto que los algoritmos permiten considerar los *MDE* completos, sin necesidad de “recortar” previamente la cuenca, la aplicación de los programas sirvió para determinar el área de captación y, después, para establecer una comparación con la superficie encontrada a mano con ayuda de las cartas topográficas. Precisamente, la **Figura 6.2** muestra una comparación de límites entre la cuenca generada por el sistema y la digitalizada a partir de las cartas. Como se aprecia, el resultado obtenido es por demás aceptable.



En cuanto a la red de drenaje, el programa *REDRAS* hace una clasificación automatizada de las corrientes, según su orden, después de indicarle el número de celdas que definen el área mínima capaz de producir un drenaje incipiente (*threshold area*, en inglés). En las **Figuras 6.3a** y **6.3b** aparece la red de drenaje clasificada para la cuenca Ídolos, considerando áreas mínimas de 1000 y de 150 u² (celdas). La **Figura 6.3c** muestra la red de drenaje digitalizada según las cartas topográficas de INEGI y dibujada en AutoCAD (Autodesk, 1999), con fines de comparación. A excepción del lugar señalado con un círculo, la similitud física entre la red obtenida con el *MDE* y las cartas topográficas es notable. Se concluye también que los cauces iniciales, en las cartas 1:50 000, drenan superficies mínimas de 0.4 km² (área equivalente a las 150 celdas o cuadros de 50 m por lado) según lo evidencia la comparación de las figuras.

Para ilustrar los resultados de escalamiento de la cuenca Ídolos, se han preparado las **Figuras 6.4a** a **6.4c**. Las dos primeras representan las áreas de aportación de la red agrupada según el criterio de 150 u²: una con la superficie clasificada hasta los límites del *MDE*, y otra exclusivamente con el área de la cuenca, observándose cómo la delimitación puede efectuarse *a posteriori*, una vez que se han ordenado las celdas y escalado las microcuencas del modelo completo. Por su parte, la tercera figura muestra las unidades de drenaje para el criterio de 1000 u², asociadas al área efectiva de la cuenca: en este caso, se pasó de la escala de celda, con 205 095 elementos, a la escala de microcuenca, con 132.



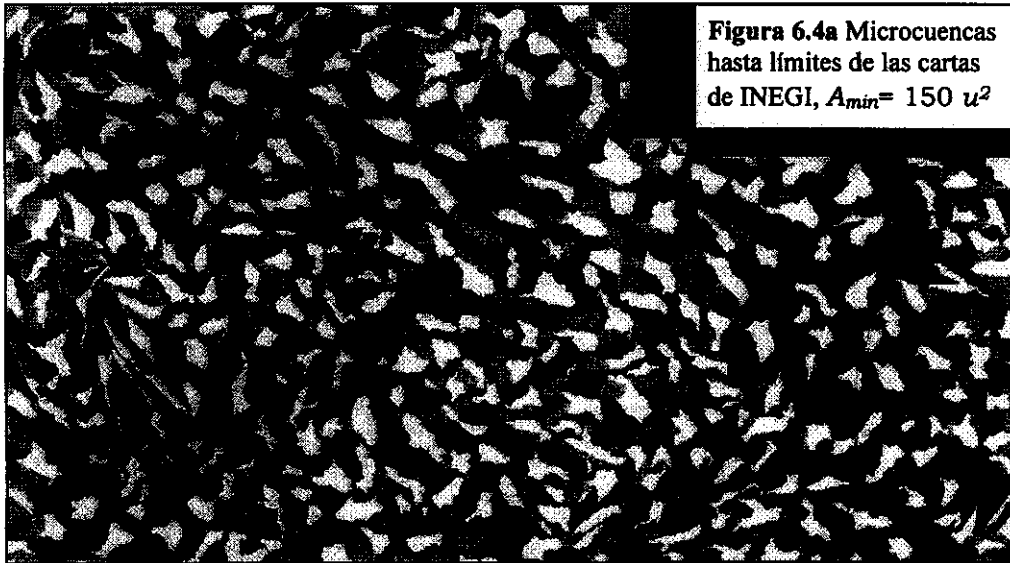
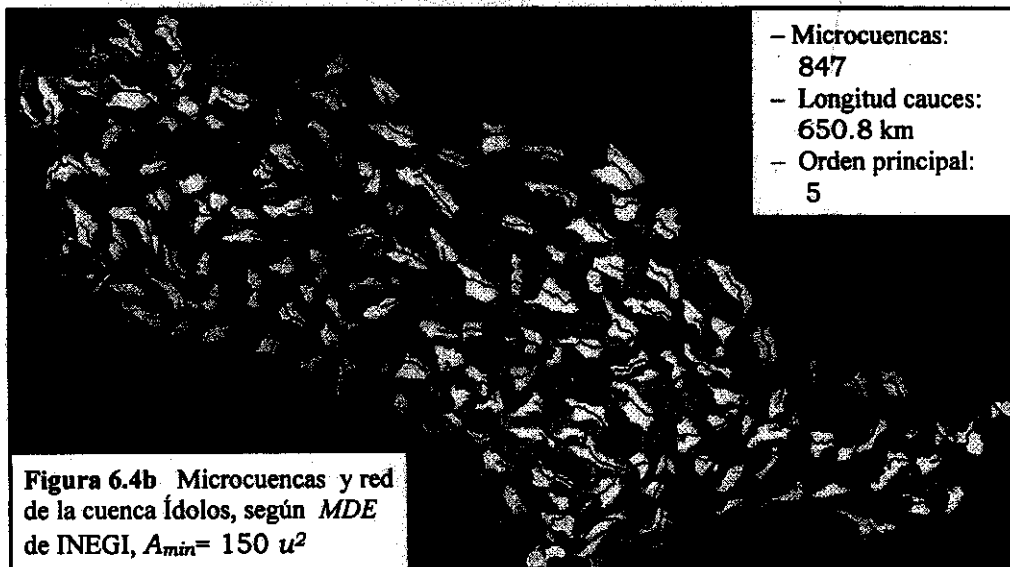
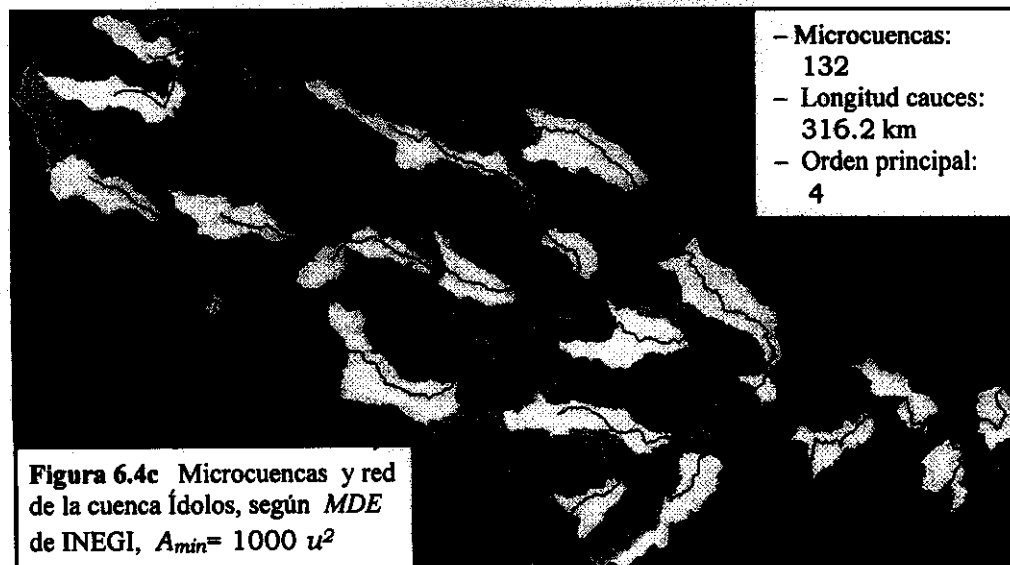


Figura 6.4a Microcuencas hasta límites de las cartas de INEGI, $A_{min}= 150 u^2$



- Microcuencas: 847
- Longitud cauces: 650.8 km
- Orden principal: 5

Figura 6.4b Microcuencas y red de la cuenca Ídolos, según MDE de INEGI, $A_{min}= 150 u^2$



- Microcuencas: 132
- Longitud cauces: 316.2 km
- Orden principal: 4

Figura 6.4c Microcuencas y red de la cuenca Ídolos, según MDE de INEGI, $A_{min}= 1000 u^2$

Tales datos nos indican una superficie de 512.7 km² que, en comparación con el dibujo de AutoCAD (de 510.2 km²) resultó apenas 0.5% mayor. Por su parte, el área de estudio quedó comprendida en un rectángulo de 889 columnas y 492 renglones.

La **Tabla 6.1** refiere el tiempo de proceso de las distintas acciones realizadas para identificar la red de drenaje y efectuar el escalamiento por microcuencas, esto después de haber preparado el *MDE* para su clasificación. Nótese que dos minutos de proceso son suficientes para modificar el escalamiento de la cuenca (incluyendo los mapas de presentación), cuando ya se han obtenido las direcciones de flujo y el ordenamiento de celdas.

Tabla 6.1 Obtención de la red de drenaje y escalamiento de la cuenca Ídolos, después de las adecuaciones al *MDE*

ACCIÓN REALIZADA	Tiempo de proceso (*)	
	150 u ²	1000 u ²
Direcciones de flujo entre elementos	1.15	- o -
Ordenamiento de celdas según el flujo	2.35	- o -
Escalamiento del área por microcuencas	0.90	0.65
Obtención de datos de las corrientes	0.60	0.95
Generación de mapas resultantes	0.60	0.60
Proceso automatizado →	5.6 min	2.2 min

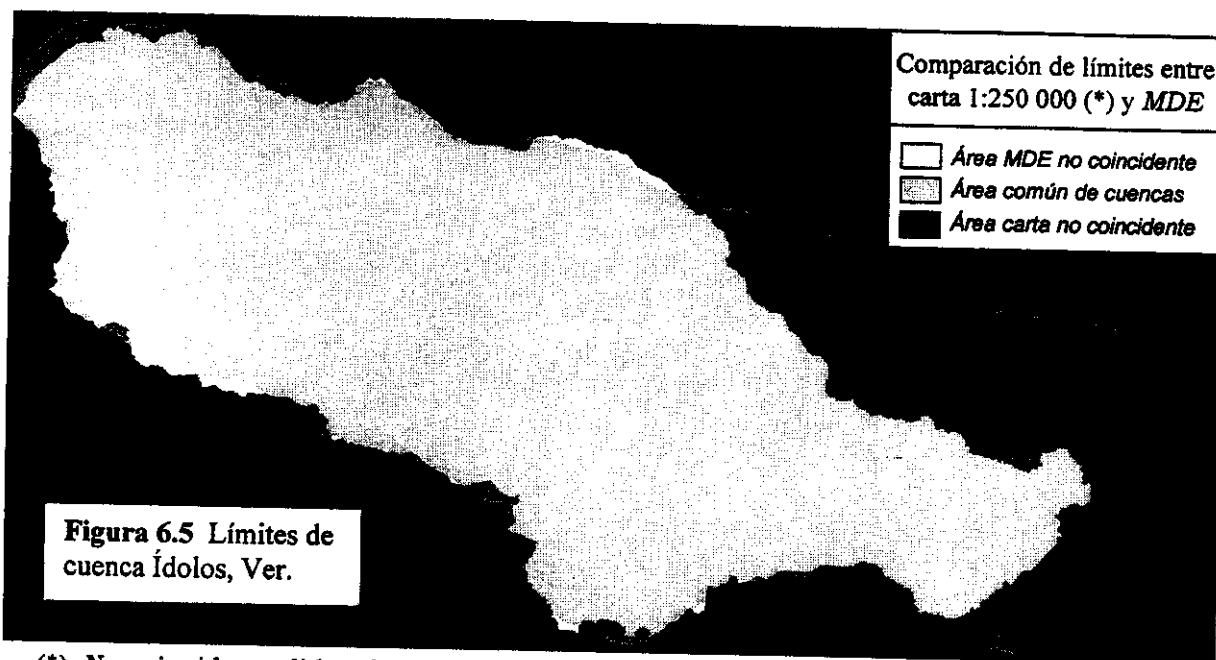
(*) En computadora personal, con procesador *Pentium III* a 550 Mhz.
El guión indica que la acción ya no es necesaria en el segundo caso

6.3.2 Mapas temáticos

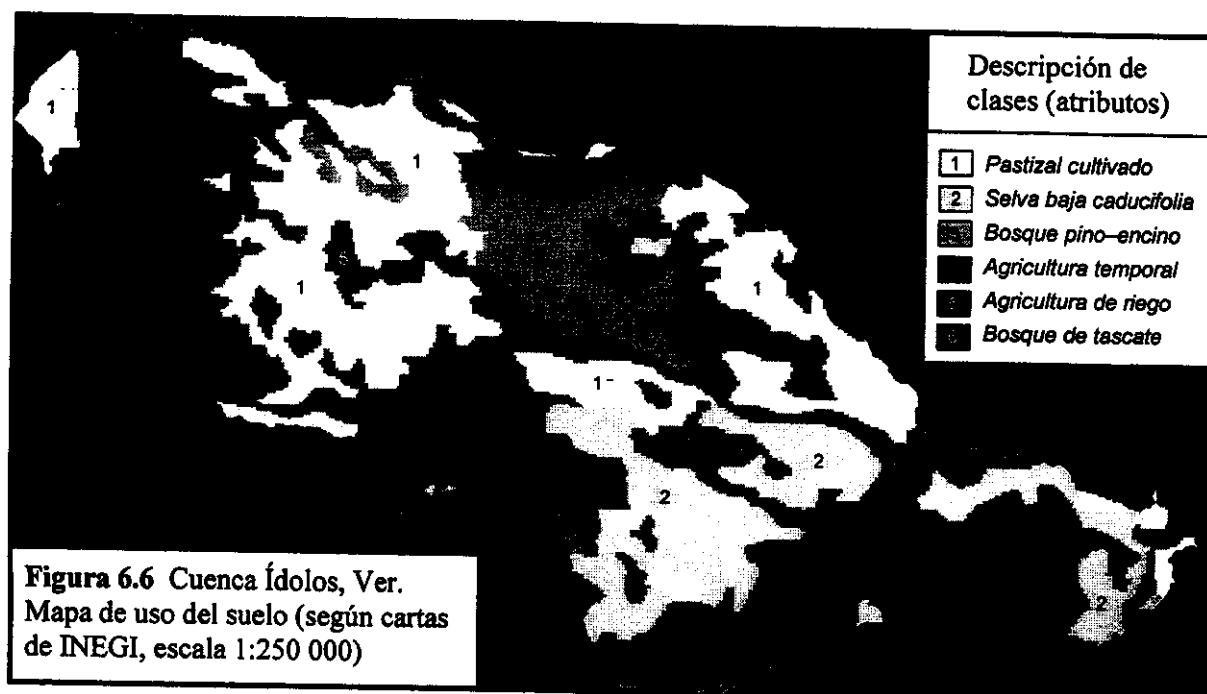
El modelo de terreno de una cuenca no sólo comprende al modelo digital de elevación. Se refiere también al conjunto de mapas temáticos que se utilizan para caracterizar el espacio geográfico del área de estudio (De Vantier y Feldman, 1993).

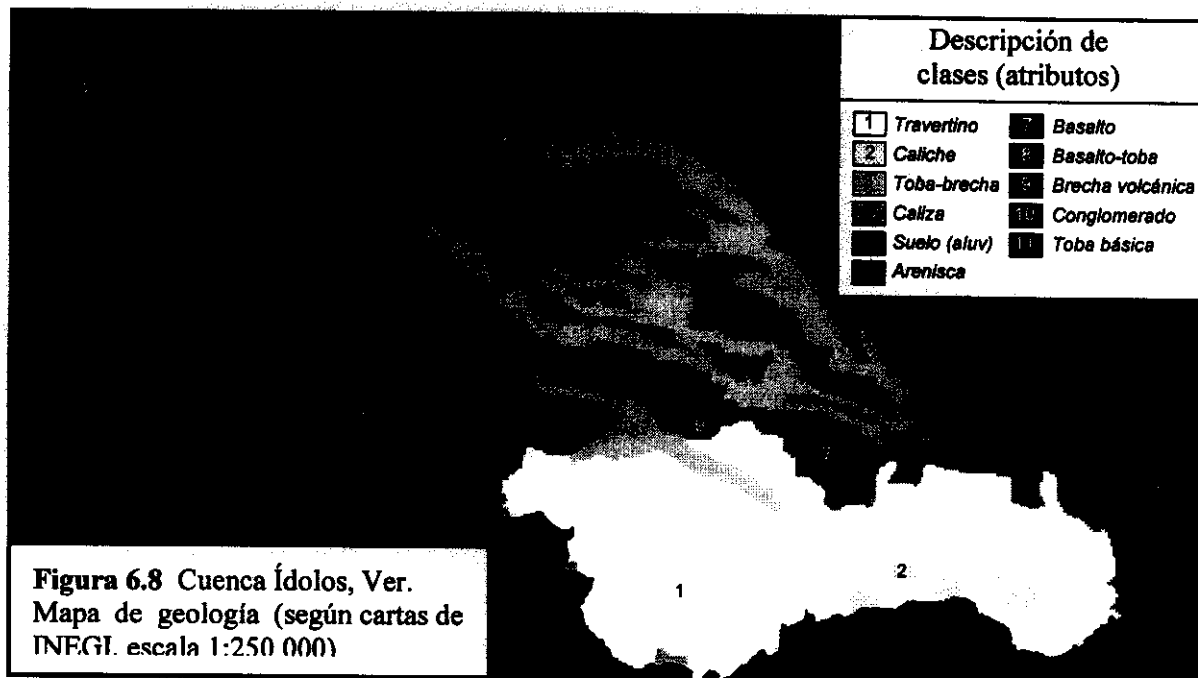
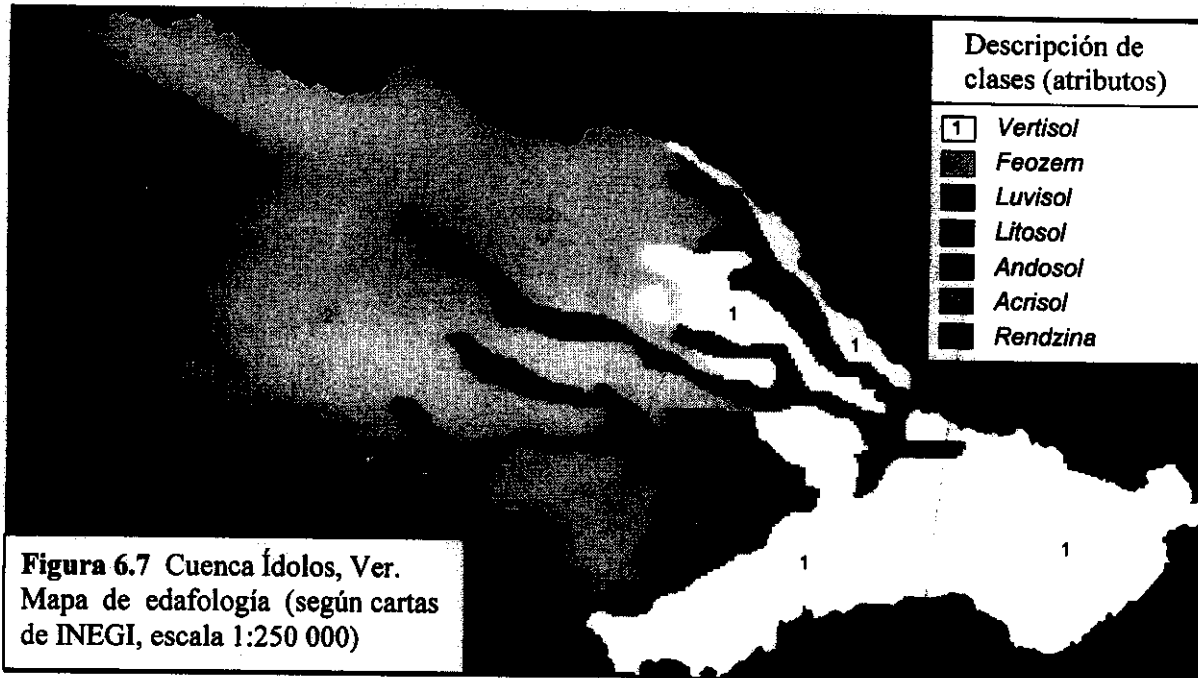
Como un complemento a los resultados fisiográficos obtenidos, se trabajó en los mapas temáticos de uso del suelo, edafología y geología, reconstruyéndolos a partir de imágenes aproximadas de sus similares de INEGI, en escala 1:250 000. Puesto que la información disponible no estaba geo-referenciada, fue necesario modificar la escala de las imágenes y tratar de hacer coincidir el contorno de la cuenca resultante con los límites definidos a partir del modelo digital. La **Figura 6.5** muestra una comparación final de este ejercicio, en la mejor de las aproximaciones. De antemano se verificó que la estación hidrométrica Ídolos está ubicada antes de un afluente final por margen izquierda, lado NE, el cual fue incluido de más en las imágenes no referenciadas. Por tal razón no hay coincidencia en los límites o parteaguas por ese lado de la cuenca.

Una vez logrado el cambio de escala y la mejor geo-referenciación posible, se procedió a la integración de las cartas temáticas. Así pues, en las Figuras 6.6 a 6.8 se presentan los mapas de: uso del suelo, diferenciado en seis clases o atributos; edafológico, con siete distintos tipos o clases de suelo; y el mapa geológico, con once clases. Los dos primeros, junto con el MDE, sirvieron para generar el mapa base de los números de escurrimiento N , necesario para la aplicación del modelo físico-hidroológico de parámetros distribuidos.



(*) No coinciden salidas de cuenca, según base digitalizada de datos (Baldemar, 1998)





Además de configurar el mapa de N , las cartas edafológica y geológica pueden servir para asignar conductividades hidráulicas y coeficientes de almacenamiento a las microcuencas. Lo que se hace es recorrer la red de drenaje y verificar los atributos de suelo y roca que le corresponden a cada una, de acuerdo con las cartas temáticas. Luego se asignan valores por atributo, con ayuda de relaciones tabulares características –como la **Tabla 6.2**– y al final se ponderan los resultados de cada variable (según se describe en el subcapítulo 4.6).

Tabla 6.2 Datos para estimar K y S mediante mapas temáticos. Cuenca Ídolos

N°	DESCRIPCIÓN	Atributo	Clave	Comentario
EDAFOLOGÍA (INEGI, 1990)				
1	Vertisol	3	10	El atributo es la etiqueta de color en el mapa (<i>IDRIS</i>). La clave para <i>HIDRAS</i> , o n_{edaf} , sirve para definir el porcentaje de arena en el suelo, que usa la fórmula de Cosby (ec. 4.72): $ps(\%) \approx 10 \cdot (11 - n_{edaf})$
2	Feozem	20	9	
3	Luvisol	13	8	
4	Litosol	19	8	
5	Andosol	15	3	
6	Acrisol	6	6	
7	Rendzina	12	6	
GEOLOGÍA (Maidment, 1993)				
1	Travertino	9	6	El atributo, otra vez, es la etiqueta de color en el mapa. La clave para <i>HIDRAS</i> , o n_{geol} , ayuda a asignar directamente el valor del coeficiente de almacenamiento S : 0.01 para 1, 0.02 para 2, 0.03 para 3, 0.05 para 4, 0.07 para 5, 0.10 para 6 y 0.20 para 7.
2	Caliche	14	6	
3	Toba-brecha (Terciario)	19	6	
4	Caliza	28	4	
5	Suelo aluvial	15	4	
6	Arenisca-conglomerado	25	4	
7	Basalto (Cuaternario)	20	6	
8	Basalto-toba (Terciario)	2	5	
9	Brecha volcánica	8	6	
10	Conglomerado	26	3	
11	Toba básica	21	3	

6.3.3 Números de escurrimiento

El método de los números de escurrimiento N sirve para estimar qué parte de la precipitación total se convierte en escurrimiento directo. Dadas sus características y la forma en que se maneja la información en un SIG, es necesario replantear el procedimiento de aplicación para facilitar la asignación del coeficiente. Después de revisar los datos tabulares que propone el método, se identificaron siete números generadores, a partir de los cuales pueden obtenerse prácticamente todos, efectuando determinada corrección en función del tipo, uso y pendiente S del suelo (Mobayed, 1996). La ecuación para definir N está dada por la expresión:

$$N_j = n_{i+j} + k \quad (6.1)$$

$i+j$	1	2	3	4	5	6	7
n	6	36	60	70	78	82	85

j	0	1	2	3
Tipo suelo	A	B	C	D

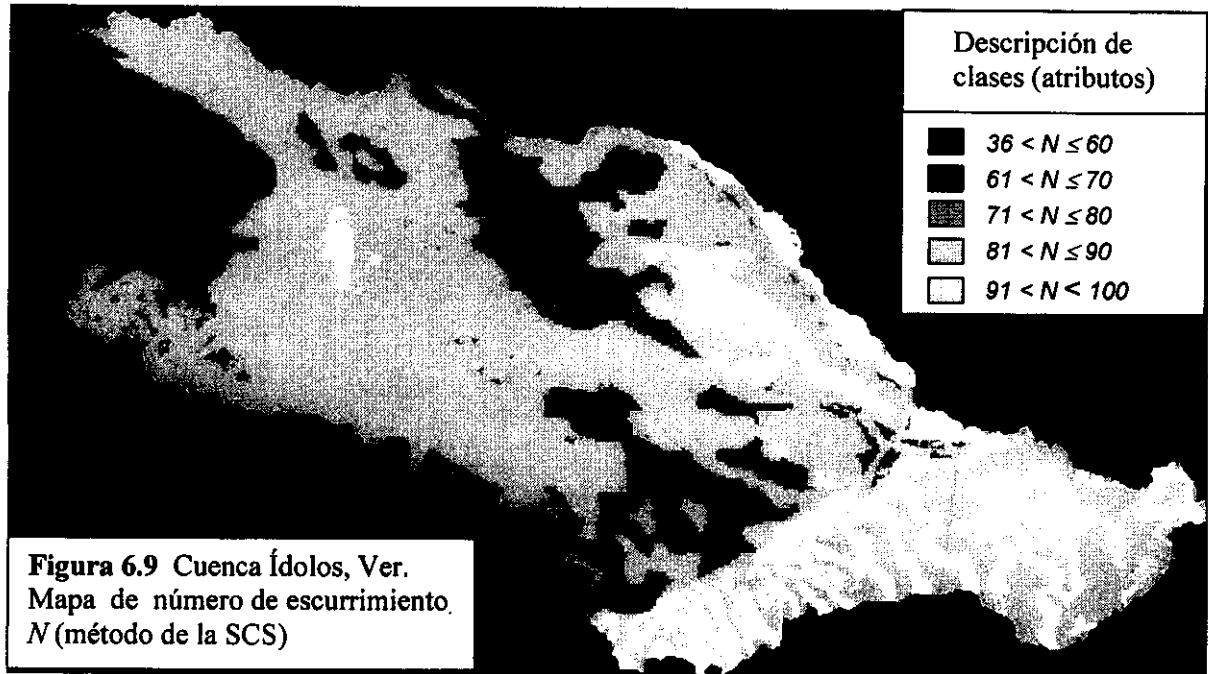
En la ecuación (6.1), n es uno de los siete números generadores y j el valor que se asocia a cada tipo de *suelo hidrológico* (A , arenas con poco limo y arcilla; B , arenas finas y limos; C , arenas muy finas, limos y bastante arcilla; y D , arcillas en grandes cantidades o suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables). En cuanto a i e k , sus valores se indican en la **Tabla 6.3**, asociados a diferentes usos y pendientes. También se muestran los números de escurrimiento originales para tales condiciones (SCS, 1964).

Tabla 6.3 Número de escurrimiento (Método SCS)

TABLA ORIGINAL						CRITERIO PROPUESTO			
CONCEPTO	S	A	B	C	D	CONCEPTO	I	k	
Cultivos en Surco	<1% >1%	60-67 65-72	72-78 76-81	81-85 84-88	85-89 88-91	Agricultura de riego	3	2, 6 ¹ 6, 10	
Cultivos en Terraceo	<1% >1%	56-63 62-68	69-73 73-76	77-80 80-83	81-83 84-87	Agricultura de temporal	3	-2, 2 ¹ 2, 6	
Sin cultivo	---	77	86	91	94	(Erosión)	4	8	
Pastizal Natural	<1% >1%	39 49	61 69	74 79	80 84	Pastizal natural	2	2 8 ²	
Pradera con Rotación	<1% >1%	56 62	69 73	77 80	81 84	Pastizal inducido	3	-2 2	
Pradera perm.	---	30	58	71	78	Matorral	2	0	
B o s q u e	Muy ralo	56	75	86	91	B o s q u e	2	muy ralo	16
	Ralo	46	68	78	84			ralo	8
	Normal	36	60	70	77			normal	0
	Denso	26	52	62	69			espeso	-8
	Muy denso	15	44	54	61			muy espeso	-16
Camino terr.	---	72	82	87	89	Sup. Tratada	4	4	

- 1) El valor mínimo son cultivos de cereales o leguminosas. El máximo se asocia a surcos rectos.
- 2) Corresponde a la condición "regular" en la referencia original.

En el caso de la cuenca Ídolos, se aplicó el ajuste (6.1) a todos los elementos de la malla reticular tras identificar, en los mapas temáticos, el uso y tipo de suelo de cada uno. Respecto al tipo de suelo, se supuso: *Andosol* como tipo A ; *Acrisol* y *Litosol* como tipo B ; *Feozem*, *Luvisol* y *Rendzina* como tipo C ; y *Vertisol* como tipo D . El mapa resultante, que contiene los números de escurrimiento y su distribución en el área, se presenta en la **Figura 6.9**. El análisis estadístico, por su parte, revela que la cuenca tiene un número promedio $N = 75.51$, con un valor mínimo de 58 y uno máximo de 92.



6.3.4 Simulación de eventos lluvia–escorrentía

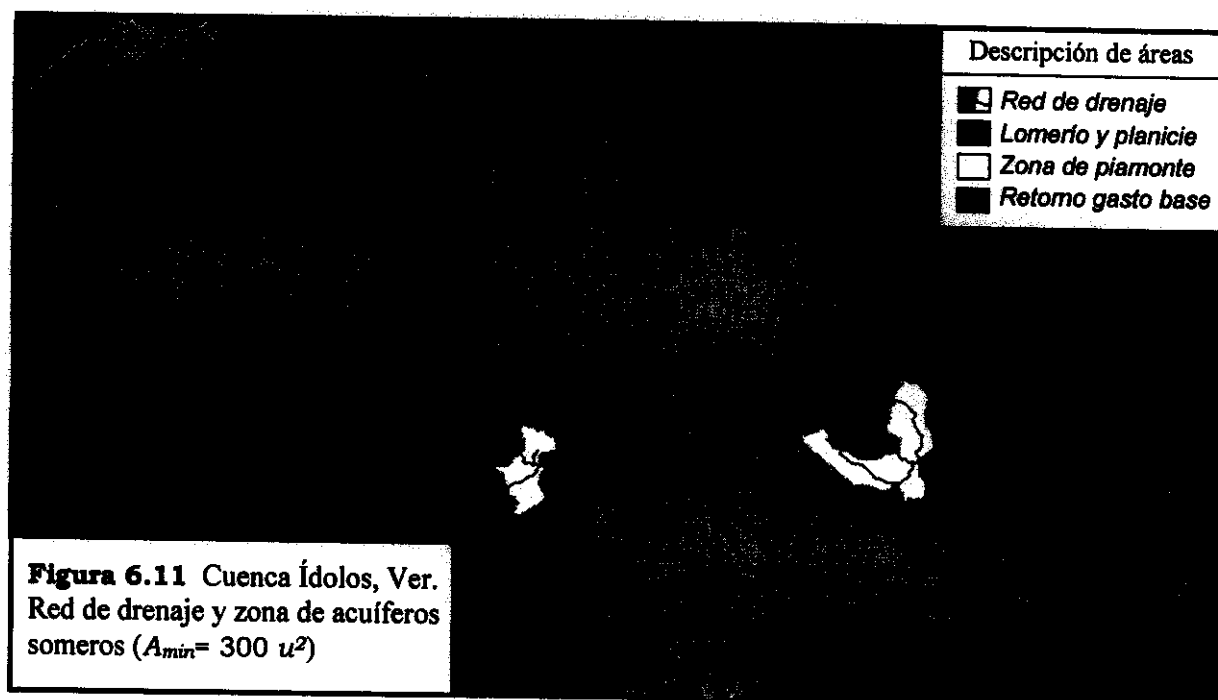
Con la finalidad de probar los algoritmos habilitados en *HIDRAS*, para simular el fenómeno de lluvia–escorrentía, se prepararon los datos de algunos hidrogramas registrados en la cuenca Ídolos. La información fue tomada del trabajo: *Comparación entre modelos lluvia–escurrimiento lineales y no lineales* (Baldemar, 1998).

En principio se eligieron los casos de las llamadas tormentas 3 y 4, registradas en la estación hidrométrica Ídolos durante los días 4 al 13 de agosto y 19 al 21 de agosto del año 1995, respectivamente. Una de las ventajas de tales eventos es que contaron también con la medición simultánea de varios pluviógrafos, distribuidos a lo largo de la cuenca hidrográfica.

La **Figura 6.10** muestra la ubicación y nombre de las estaciones climatológicas equipadas con pluviógrafo, así como la definición de sus áreas de influencia con base en el criterio de los polígonos de Thiessen. Respecto al registro, el **ANEXO 5** da cuenta de los datos de precipitación horaria medidos en distintas estaciones, para los eventos de tormenta antes seleccionados. Según se aprecia, se trata realmente de varias lluvias –en varios días– con lapsos ausentes de precipitación; además, su ocurrencia espacial y temporal es heterogénea ya que los registros por estación, en su mayoría, no coinciden entre sí.



Un trabajo adicional, por cierto, fue identificar la ubicación aproximada de los acuíferos someros. La **Figura 6.11** distingue las microcuencas en zona de pie de monte y las que son receptoras, aguas abajo. Tal identificación puede hacerla el mismo programa *HIDRAS* con ayuda del mapa geológico, pues recorre los cauces y encuentra zonas de contacto roca-suelo. Para la cuenca de Ídolos, sin embargo, el marcaje tuvo que ser "a mano" debido a las imprecisiones que generó el problema de escala (1:50 000 del *MDE* y 1:250 000 del mapa geológico).



Para efectuar las corridas de *HIDRAS*, se forma un documento en formato de texto (o ASCII) que contenga el nombre de los mapas temáticos, en formato *raster*, así como de las salidas que genera el programa *REDRAS* (ver **Tabla 3.1**). En principio, el modelo hidrológico está formulado para simular el fenómeno completo sin más información que los parámetros generales señalados en el subcapítulo 6.1, pues las características físicas de microcuencas y cauces son obtenidas del sistema formado por *REDRAS* (*sistema hidro-fisiográfico*) y de los mapas temáticos antes descritos.

En el caso de Ídolos, que cuenta con información de pluviógrafos, los únicos parámetros generales por definir han sido los siguientes:

- a) Coeficiente β (proporción entre el tiempo pico y base de los hidrogramas de entrada), coeficiente δ (índice de gasto pico) y fracción F_{th} del tiempo pico (para elegir entre la respuesta unitaria triangular y potencial);
- b) Número de celdas N_{Dmin} (condición precedente seca), número de celdas N_{Dmax} (condición precedente húmeda) o, en su defecto, factor k_N (que mayor número base de N , cuando $N_{Dmax} < 1$)
- c) Factor de resistencia al flujo (ajuste a n de Manning)
- d) Coeficiente η (ajuste al ancho de influencia para simular flujo subsuperficial) y relación K_D (entre conductividad hidráulica vertical y horizontal)

Por su parte, para probar que el criterio fisiográfico de escalamiento no propicia diferencias significativas en los hidrogramas de salida, se establecieron tres valores de área mínima para escalar las microcuencas: 150, 300 y 600 celdas. Con todo listo, se efectuaron corridas para las tormentas 3 y 4, así como los tres criterios de escala, usando valores convencionales de los parámetros según su propio sentido físico y las recomendaciones hechas a lo largo del texto.

Primeramente, la **Figura 6.12** muestra la comparación de las avenidas generadas con cada escalamiento, para el caso de la llamada tormenta 4, así como el caudal inferido a partir del registro de niveles y la curva de gastos de la estación hidrométrica Ídolos. Como complemento, la **Tabla 6.4** contiene los valores asignados a cada parámetro general y algunos comentarios relacionados con el procesamiento de datos. De la simulación así realizada y su consiguiente análisis, se desprenden dos importantes resultados en materia de modelación físico-hidrológica:

- a) Un cambio razonable de escala para modificar el número y tamaño de las unidades de aportación, basado en criterios fisiográficos, permite generar hidrogramas de salida muy parecidos, incluso sin necesidad de ajustar los parámetros generales del modelo. Significa que la discretización espacial en microcuencas o celdas geomorfológicas, al parecer, no altera los principios físicos de los esquemas de infiltración, escorrentía, tránsito de avenidas y flujo subsuperficial en los cuales se sustenta el modelo de simulación.

- b) Puesto que algunos parámetros conservaron su valor típico ($\beta = 4.00$ y $F_{man} = 1.00$), la magnitud del gasto pico y forma del hidrograma quedaron sujetas a las variables δ (índice de gasto pico) y F_{th} (factor para transitar hidrogramas con los índices elegidos o los de la respuesta lineal). El volumen de la avenida se definió en términos del factor k_N , que corrige las condiciones de humedad precedente en la cuenca, y el flujo subsuperficial fue caracterizado mediante los parámetros η (fracción involucrada del ancho de microcuenca) y K_D (relación entre conductividad hidráulica vertical y horizontal). Nada más.

Tabla 6.4 Resultados de *HIDRAS* para la avenida de la Tormenta 4

Variable	ESCALAMIENTO (A_{min})			Estación	Comentarios
	150	300	600		
Q_{max} (m^3/s)	155.00	156.20	155.60	152.70	Se observó similitud en gastos máximos, pero tiempo pico menor con un escalamiento más grande
T_{pico} (min.)	1410	1350	1302	1410	
$V_{directo}$ ($m^3 \times 10^6$)	5.90	5.83	5.60	6.20	La escorrentía directa, según mediciones, resultó mayor al 30% del volumen de precipitación
Q_{base} (m^3/s)	Inicial	8.90	9.02	8.80	Sólo con áreas grandes (acuíferos mayores) se observó incremento del gasto base después de 48 horas
	Final	6.90	7.18	9.85	
β	4.00	4.00	4.00	La forma de los hidrogramas incipientes pareció similar en los tres escalamientos, aunque sólo el índice δ fue objeto de calibración	
δ	3.50	3.50	3.50		
F_{th}	0.60	0.65	0.60	Resultó mejor usar respuestas unitarias triangulares, cuando el tiempo pico t_p de una microcuenca es menor al 60% del t_p promedio	
k_N	1.00	1.00	1.00	Volúmenes de escurrimiento bajos, aún para $N_{Dmax} < 1$, obligaron a emplear el factor de ajuste k_N (ecuación 5.27)	
F_{man}	1.00	1.00	1.00	No fue necesario corregir parámetros relacionados con el tránsito de avenidas (C , D ni n)	
η	0.60	0.60	0.60	Se supuso igual valor, aunque implicó mayor regulación del gasto base en el tercer caso, dado el tamaño de las áreas (ver Figura 6.12)	
K_D	0.50	0.45	0.30	Se tomó un factor más grande con áreas pequeñas, para apreciar el efecto de recarga	

A pesar de la complejidad que trae consigo la simulación de lluvias con distribución espacio-temporal heterogénea, condiciones cambiantes de humedad y tránsito de flujo subsuperficial y escorrentía directa por una red compleja de drenaje, el modelo

físico-hidrológico reprodujo los hidrogramas históricos de manera más que aceptable, aún con la mínima cantidad de parámetros de ajuste. Es relevante también, a fin de cuentas, el hecho de que tales parámetros hayan sido de naturaleza física y no numérica o estadística.

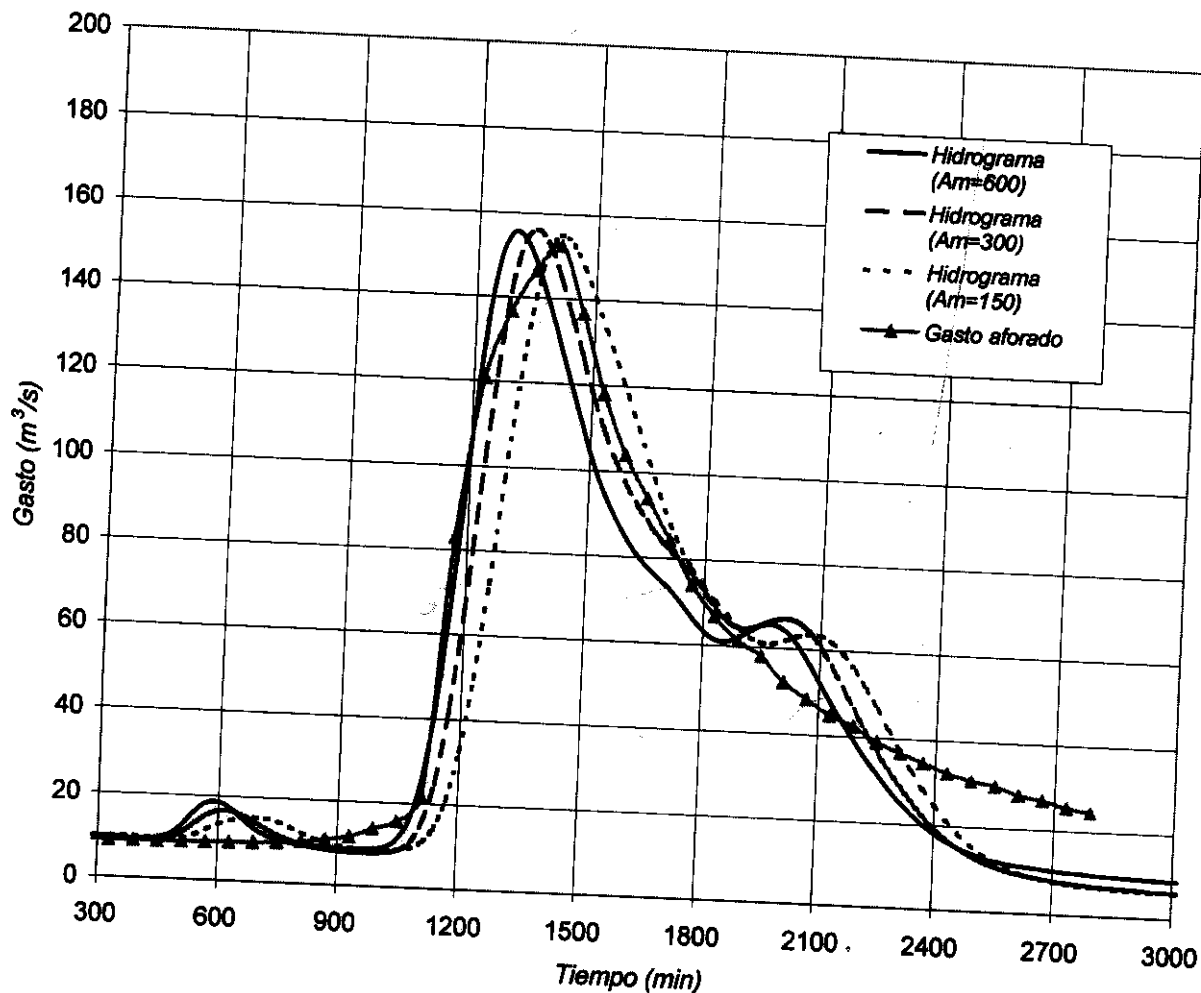


Figura 6.12 Cuenca Ídolos, Veracruz. Comparación de hidrogramas calculados para diferentes escalamientos (área mínima de 150, 300 y 600 celdas) con registros escala-gasto de la estación hidrométrica, en el caso de la llamada *Tormenta 4* (19 al 21 de agosto de 1995)

“El avance acelerado del conocimiento en nuestro días, reduce notablemente las posibilidades de un hallazgo o descubrimiento a nivel doctoral. Una buena contribución, inédita, que se incorpore al engranaje científico de nuestra disciplina, constituye realmente una buena tesis de doctorado”

*Moisés Berezowsky
(de una conversación)*

7. SÍNTESIS. CONCLUSIONES

Es un hecho que los modelos físico-hidrológicos (MFH) son cada día más utilizados para el análisis, a pesar de que una de sus restricciones principales sea el problema de escala. Una alternativa de solución ha sido conformar modelos distribuidos que contengan representaciones físicas de áreas más pequeñas: su comportamiento hidrológico estaría basado en modelos distribuidos completos, pero su respuesta se expresaría como un sistema concentrado del proceso completo.

Una limitación conocida de los MFH es que demandan un gran volumen de información. Aún cuando sea factible conocer a detalle todos los elementos fisiográficos de una cuenca, difícilmente se dispone de un monitoreo uniforme y sistemático –en espacio y tiempo– de toda la información requerida. Modelos de tipo mixto pueden sustentarse en las ventajas que ofrece la hidrología basada en principios físicos y la que se apoya en la herramienta estadística. Del análisis simultáneo con ambos procedimientos, es posible establecer criterios que den un sentido más físico a los parámetros estadísticos, o en todo caso atribuir cierta aleatoriedad a los procesos que estudia la hidrología.

Los llamados modelos digitales de elevación (MDE) se consideran un buen punto de partida para definir algunos de los atributos físicos relacionados con la modelación hidrológica. Entre los más importantes están las pendientes de terreno y los cauces y canales que conforman la red de drenaje. Así, la dirección de flujo de un elemento reticular o celda se toma como la mayor pendiente definida con respecto a sus celdas vecinas; luego, los elementos que no drenan a sus adyacentes corresponden a los *parteaguas*. Una vez que se determinan las direcciones de flujo e identifican los puntos iniciales, se efectúa un recorrido sistemático por todos los elementos de la red, a partir de su punto de salida. Durante este recorrido hacia aguas arriba, se numeran 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.

La obtención del número de orden permite también obtener el número de elementos drenados por cada celda, N_D . De ahí se hace evidente que $N_D = 0$ corresponde a los parteaguas y $N_D > N_{\min}$ se refiere la red de drenaje (N_{\min} es el área mínima capaz de definir un cauce incipiente). Una de las mayores ventajas del ordenamiento consiste en la posibilidad de hacer un agrupamiento secuencial de celdas, de modo que cada grupo forme una microcuenca o *celda geomorfológica*. Además, el ordenamiento comprende intrínsecamente cualquier arreglo que desee establecerse de manera posterior, con la ventaja de que el ordinal asignado a las áreas lleva también el sentido y orden del flujo en la red, siempre hacia aguas arriba.

Por otro lado, para efectuar un tránsito de avenidas por todos los cauces, se ha propuesto el empleo de una forma integral de solución a la ecuación hidráulica de convección-difusión. El resultado es una función de tipo impulso-respuesta que depende de los coeficientes de celeridad y difusión, y permite transitar directamente las avenidas por cada cauce, de un extremo a otro, mediante la llamada *integral de convolución*. El estudio de parámetros, a través del análisis dimensional, permitió definir criterios para estimar estos coeficientes mediante gráficas y curvas de ajuste. Posteriormente, la aplicación del modelo distribuido a una cuenca experimental, con diferentes criterios de escalamiento, mostró que el algoritmo responde adecuadamente en cuanto a tiempos de traslado y acumulación de hidrogramas cuando se le utiliza para transitar la escorrentía.

La discretización de la red permite suponer que cada canal está definido por una sección constante y una sola pendiente (lo que facilita la elección de sus parámetros). La heterogeneidad, más bien, será inherente al sistema hidrológico en su conjunto.

Además del proceso de escorrentía directa, existe un intercambio de flujo con el subsuelo, por el cual se producen efectos conocidos de regulación y retardo en los escurrimientos y que, como se sabe, explican la ocurrencia del llamado *gasto base*. Para incluir su modelación, se ha supuesto: que el principal flujo de intercambio con el subsuelo ocurre a nivel de los mismos cauces; que existe determinada capacidad de retención local por cada tramo de microcuenca; que el flujo longitudinal bajo la superficie puede asociarse a la pendiente media del cauce en igual sentido; que las componentes longitudinal y transversal cumplen con ley de Darcy y la hipótesis de Dupuit para flujos horizontales; y que, una vez incorporado el gasto base a la escorrentía superficial, puede efectuarse una simulación hidrodinámica de caudales integrados conforme a los criterios establecidos para transitar avenidas.

De acuerdo con las hipótesis, el intercambio de flujo subsuperficial ocurre básicamente en forma perpendicular, a lo largo y ancho del cauce principal de cada celda geomorfológica. En zonas favorables, como las de piamonte, la recarga es más notable y el cambio de almacenamiento en el subsuelo incrementa la carga piezo-

métrica local e induce, aguas abajo, un mayor retorno del gasto base. En este último caso, el intercambio de flujo no sólo depende del efecto que provoca el paso de la avenida en la microcuenca, sino también de la recarga relativamente rápida que se produce aguas arriba.

A fin de aprovechar el escalamiento por microcuencas, se plantearon algoritmos para generar hidrogramas de entrada por área, basados en el método SCS de los números de escurrimiento y en aproximaciones que tipifican el hietograma de intensidad de precipitación y la variación temporal de la retención superficial (abstracción). Se incluyó una función potencial de respuesta para determinar, a través del principio de convolución, la avenida que produce la lluvia excedente a la salida de cada unidad. Y se propusieron además criterios preliminares para: distribuir tormentas conforme al área de influencia de las estaciones climatológicas; fijar condiciones de humedad precedente, según el método SCS referido; y determinar características geométricas y coeficientes de resistencia al flujo en los cauces.

El modelo físico-hidrológico formulado, denominado *HIDRAS*, puede simular el fenómeno lluvia-escorrentía con base en: la información fisiográfica de mapas temáticos diversos (uso del suelo, edafología, geología); la caracterización de áreas y cauces a partir del *MDE*, obtenida -con ayuda del programa *REDRAS*- mediante el ordenamiento de elementos reticulares y el escalamiento a microcuencas; y, por supuesto, los valores de precipitación distribuidos en espacio y tiempo.

Los únicos parámetros que requiere el modelo son: (a) coeficiente β (proporción entre el tiempo pico y base de los hidrogramas de entrada), coeficiente δ (índice de gasto pico) y fracción F_{th} del tiempo pico (para elegir entre la respuesta unitaria triangular y la potencial); (b) número de celdas N_{Dmin} y N_{Dmax} (condición precedente seca y húmeda) o, en su defecto, factor k_N (que mayor número base de N); y (c) coeficiente η (ajuste del ancho de influencia para simular flujo subsuperficial) y relación K_D (entre conductividad hidráulica vertical y horizontal). Las pruebas efectuadas mostraron que puede prescindirse, en principio, del factor que corrige las condiciones de resistencia al flujo en los cauces.

A pesar de la complejidad que supone la simulación de lluvias con distribución espacio-temporal heterogénea, condiciones cambiantes de humedad y tránsito de flujo subsuperficial y escorrentía directa por una red compleja de drenaje, el modelo físico-hidrológico reprodujo los hidrogramas registrados en la cuenca experimental de manera aceptable, aún con la mínima cantidad de parámetros de ajuste. Ha sido relevante también que tales parámetros se asocien con aspectos físicos del fenómeno estudiado y no con coeficientes de tipo numérico o estadístico.

8. REFERENCIAS TÉCNICAS

- ARC/INFO, de la página de internet: www.esri.com/software/arcgis/arcinfo
- Autodesk, *Programa AutoCAD 2000*, de Autodesk Inc., U.S.A., 1982-1999
- Baldemar M. A., *Comparación entre modelos lluvia-escurrimiento lineales y no lineales*, tesis de maestría, UNAM, México, agosto 1998
- Band L. E., *Topographic partition of watersheds with digital elevation models*, *Water Resour. Res.*, 22(1), 15-24, enero 1986
- Barancourt C., Crevtin J. D. y Rivoirard J., *A method for delineating and estimating rainfall fields*, *Water Resour. Res.*, abril 1992
- Beer T. y Borgas M., *Horton's laws and the fractal nature of streams*, *Water Resour. Res.*, abril 1993
- Berezowsky V. M. y Jiménez C. A., *Flujo no permanente en ríos*, Series del Instituto de Ingeniería, N° 574, UNAM, México, diciembre 1995
- Berich, R. H. *A micro computer GIS for water resources*, *Proceedings of Conference in Computer Applications in Water Resources*, ASCE, 1985
- 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*, *Hydrol. Sci. Bull.*, 24, 43-69, 1979
- Beven K., *Changing ideas in hydrology. The case of physically-based models*, *J. Hydrol.*, 105, 157-172, 1989 (citado por Grayson *et al*, en WRR, octubre 1992)
- Bhaskar N. R., James W. P. y Devulapalli R. S., *Hydrologic parameter estimation using Geographic Information System*, *J. of Water Res. Planning & Management*, 118(5), 492-512, septiembre 1992
- Brooner W. G., Merrit E. S., Place M., Ragan R. M., Wiesnet D. y Deutch M., *Remote sensing technologies and spatial data applications relevant to HEC programs and mission*, final report, U.S. Army Corps of Engrs., Davis, Calif., 1987 (citados por De Vantier y Feldman, 1993)
- Chow V. T., *Open-Channel Hydraulics*, McGraw Hill Inc, New York, 1959
- Chow V. T., Maidment D. R. y Mays L. W., *Applied Hydrology*, McGraw Hill Inc., 1988 (edición en español, Santa Fe de Bogotá, Colombia, 1994)
- Christensen A. H. J., *Fitting triangulation of contour lines*, 8th Int. Symp. On Comp. Assisted Cartog., American Society of Photogrammetry & Remote Sensing, 1987 (citado por De Vantier y Feldman, 1993)
- Claps P. y Oliveto G., *Reexamining the determination of the fractal dimension of river networks*, *Water Resour. Res.*, octubre 1996

- Comisión Estatal del Agua de Guanajuato, Universidad de Guanajuato, Mobayed K. N. y otros, *Actualización de modelos de disponibilidad hídrica superficial y subterránea en el estado de Guanajuato*, México, 2000
- Costa-Cabral M. C. y Burges S. J., *Digital elevation model networks (DEMON): A model of flow over hillslopes for computation of contributing and dispersal areas*, Water Resour. Res., junio 1994
- Cruickshank V., Carlos, *Relación entre aguas superficiales y subterráneas*, Revista Ingeniería Hidráulica en México, abril 1992
- Cruickshank V., Carlos, *Hacia un modelo generalizado lluvia-escorrentía en cuencas*, XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Vol. I, Guayaquil, Ecuador, octubre 1996
- Cunge J. A., *On the subject of a flood propagation method (Muskingum method)*, Journal of Hydraulic Research, IAHR, vol. 7(2), The Netherlands, 1969
- De Vantier B. A. y Feldman A. D., *Review of GIS applications in hydrologic modeling*, Journal of Water Resour. Planning & Management, ASCE, abril 1993
- Díaz, Gustavo E., *Uso de SIG y percepción remota en hidrología y recursos hídricos*, Seminario, Univ. de Colorado, EU (impartido en Querétaro, México, enero 1998)
- Diskin M. y Ding Y., *Channel routing independent of length subdivision*, Water Resources Research, 30-5, mayo 1994
- Engman E. T. y Rogowsky A.S., *Spatial area model for storm flow synthesis*, Water Resour. Res., 10, 464-472, 1974
- Famiglietti J. S. y Wood E. F., *Multiscale modeling of spatially variable water and energy balance process*, Water Resour. Res., 30(11), 3061-3078, noviembre 1994
- Famiglietti J. S. y Wood E. F., *Effects of spatial variability and scale on areally averaged evapotranspiration*, Water Resour. Res., marzo 1995
- Fan Y., Wood E. E., Baeck M. L. y Smith J. A., *Fractional coverage of rainfall over a grid: Analysis of NEXRAD data over the Southern Plains*, Water Resour. Res., septiembre 1996
- Fiorentino M., Claps P. y Singh V., *An entropy-based morphological analysis of river basin networks*, Water Resour. Res., abril 1993
- French R., *Hidráulica de canales abiertos*, Ed. McGraw Hill S.A., México, 1988 (de la publicación original: *Open-Channel Hydraulics*, McGraw Hill Inc., 1985)
- Garg S. K. y Sen D. J., *Determination of watershed features for surface runoff models*, J. of Hydraulic Engineering, 120(4), abril 1994
- Green W. H. y Ampt G. A., *Studies on soil physics, part I, The flow of air and water through soils*, J. Agric. Sci., vol 4(1), 1-24, 1911
- Grayson R. B., Moore I. D., McMahon T. A., *Physically based hydrologic modeling 2. Is the concept realistic?*, Water Resour. Res., 26, 2659-2666, octubre 1992
- Gustafsson P., *High resolution satellite imagery and GIS as a dynamic tool in groundwater exploration in a semiarid area*, IAHS, Publ. 211, abril 1993
- Hay L. E., Battaglin W. A., Branson M. D. y Leavesley G. H., *Application of GIS in modeling winter orographic precipitation, Gunnison river basin, Colorado, U.S.A.*, IAHS, Publ.211, abril 1993
- HEC-1 Flood, 1990 (ver: US Army Corps of Engineers)
- Helmlinger K. R., Kumar P. y Foufouvia-Georgiou E., *On the use of digital elevation model data for hortonian and fractal analyses of channel networks*, Water Resour. Res., agosto 1993
- Henderson F. M., *Open Channel Flow*, MacMillan Publishing Co., Inc., Nueva York, 1966
- Hollenbeck K. J., Schmutge T. J., Hornberger G. M. y Wang J. R., *Identifying soil hydraulic heterogeneity by detection of relative change in passive microwave remote sensing observations*, Water Resour. Res., enero 1996

- Horton R. E., *Erosional development of streams and their drainage basins: Hydrophysical approach to quantitative morphology*, Geol. Soc. Am. Bull., 56, 275-370, 1945
- Howard A. D., Theoretical model of optimal drainage networks, *Water Resour. Res.*, septiembre 1990
- Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática, *Guías para la Interpretación de Cartografía*, Aguascalientes, México, 1990
- Jenson S. K., *Applications of hydrologic information automatically extracted from digital elevation models*, *Hydro. Process.*, 5(1), 31-44, 1991
- Jones N. L., Wright S. G. Y Maidment D. R., *Watershed delineation with triangle-based terrain models*, *J. Hydr. Engineering, ASCE*, 116(10), 1232-1251, octubre 1990
- Jones J. A. y Grant G. E., *Peak flow responses to clear-cutting and roads in small and large basins, Western Cascades, Oregon*, *Water Resour. Res.*, abril 1996
- Julien P. Y. y Saghafian B., *A two-dimensional watershed rainfall-runoff model*, *Water Resour. Res.*, 26, 1819-1832, 1990
- Karlinger M. R. y Troutman B. M., *Fat fractal scaling of drainage networks from a random spatial network model*, *Water Resour. Res.*, julio 1992
- Kite G. W., *Development of a hydrologic model for a Canadian watershed*, *Can. J. Civ. Eng.*, 5, 126-134, 1978 (citado por Kite y Kouwen, en WRR, 1992)
- Kite G. W. y Kouwen, N., *Watershed modeling using land classifications*, *Water Resour. Res.*, 28(12), 3193-3200, diciembre 1992
- Kovar K., *Groundwater model for the Netherlands. Mathematical model development and user's guide*, RIVM-report 714305002, Bilthoven, The Netherlands, 1992 (citado por Lieste et al, IAHS, abril 1993)
- Kreyszig E., *Matemáticas Avanzadas para Ingeniería*, Ed. Limusa S.A., México, 1982
- Lee D. T. y Schacter B. J., *Two algorithms for constructing Delauney triangulation*, *Int. J. Comp. Info. Sci.*, ASCE, New York, 9(3), 219-242, 1980 (citados por De Vantier y Feldman, 1993)
- Leipnik M. R., Kemp, K. K. y Loaiciga H. A., *Implementation of GIS for water resources planning and management*, *J. of Water Res. Planning & Management*, 119(2), 184-205, marzo 1993
- Liang X. D. et al, *A simple hydrologically based model of land surface water and energy fluxes for general circulation models*, *J. Geophys. Res.*, 1994
- Lieste R., Kovar K., Verlow J. G. W. y Gan J. B. S., *Development of the GIS-based RIVM National Groundwater Model for The Netherlands (LGM)*, IAHS, Publ. 211, abril 1993
- Linsley R. K., Kohler M. A. y Paulhus J. L., *Hydrology for Engineers*, McGraw Hill, Nueva York, 1982
- Liu T., *Fractal structure and properties of stream networks*, *Water Resour. Res.*, noviembre 1992
- Loague K., *Impact of overland flow plane characterization on event simulations with a quasi-physically based rainfall-runoff model*, *Water Resour. Res.*, septiembre 1992
- Luna Z., Filiberto, *Herramientas para la gestión de cuencas hidrográficas*, Tesis de grado, DEPI-UAQ, Querétaro, México, 2000
- Maidment D. R. (Editor in Chief), *Handbook of Hydrology*, McGraw Hill Inc., U.S.A., 1993
- Mandelbrot B. B., *The Fractal Geometry of Nature*, Ed. W. H. Freeman, Nueva York, 1983
- 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., marzo 1993
- Mattikally N. M., Engman E. T., Ahuja L. R. y Jackson T. J., *A GIS for spatial and temporal monitoring of microwave remotely sensed soil moisture and estimation of soil properties*, IAHS, Publ. 235, 1996

- Mazion E. y Yen B. Ch., *Computational discretization effect on rainfall-runoff simulation*, J. of Water Res. Planning & Management, 120(5), 715-734, septiembre 1994
- Mein R. G., Laurenson E. M. y McMahon T. A., *Simple nonlinear model for flood estimation*, J. of Hydraulic Div., ASCE, 100(11), 1507-1518, 1974 (citados por Mazion y Yen, 1994)
- Meyer S. P., Salem T. H. y Labadie J. W., *Geographic Information Systems in urban storm-water management*, J. of Water Res. Planning & Management, 119(2), 206-228, marzo 1993
- Microsoft, *Visual Basic for MS-DOS, Programming Environment*, Professional Edition, Version 1, Microsoft Press, Washington, 1988-1992
- Mobayed K. N., *Aplicación del Método Gráfico Alemán. Proyecto de entubamiento del río Becerra*, tesis profesional, Universidad La Salle, México, febrero 1981
- Mobayed K. N., Urroz J. E. y Zepeda U. J., *Modelo para evaluar la recarga de acuíferos implementado a Sistemas de Información Geográfica. Caso Guanajuato*, revista científica NTHE, Centro Bajío, número 10, enero-febrero 1995, y número 11, marzo-abril 1995
- Mobayed K. N., *Cuantificación de los balances hídricos de una entidad con base en Sistemas de Información Geográfica*, XVII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo 6, 10 pp, Guayaquil, Ecuador, 1996
- Mobayed K. N. y Santos Q. G., *Modelo conservativo para tránsito de avenidas en régimen mixto*, Informe técnico de investigación, Universidad Autónoma de Querétaro, México, 1997
- Mobayed K. N. y Cruickshank V. C., *Ordenamiento sistemático de redes de drenaje para la modelación físico-hidrológica*, XVIII Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Tomo 1, 10 pp, Oaxaca, México, 1998
- Mobayed K. N., *Modelo distribuido de lluvia-escorrentía basado en el manejo de variables geo-referenciadas y el escalamiento fisiográfico de cuencas*, Reporte doctoral N° 3, ANEXO 3 (programa INTERALT), enero 1999, DEPMI, UNAM, México
- Mobayed K. N. y Ortiz A. F., *Modelo integral simplificado de las ecuaciones de Saint-Venant para el tránsito de avenidas*, XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Córdoba, Argentina, 2000
- Mobayed K. N., *Hietogramas y funciones respuesta de tipo potencial para la configuración de hidrogramas*, XIX Congreso Latinoamericano de Hidráulica, Córdoba, Argentina, 2000
- Montgomery D. R. y Foufoula-Georgiou E., *Channel network source representation using digital elevation models*, Water Resour. Res., diciembre 1993
- Moore I. D., Grayson R. B. y Burch G. J., *A contour-based topographic model for hydrological and ecological applications*, Earth Surface Processes and Landforms, 13(4), 305-320, 1988
- Moore I. D., Gallant J. C., Guerra L. y Kalma J. D., *Modelling the spatial variability of hydrological processes using GIS*, IAHS, Publ. 211, abril 1993
- More R. D. y J. C. Thompson J. C., *Are water table variations in a shallow forest soil consistent with the TOPMODEL concept?*, Water Resour. Res., marzo 1996
- Morel-Seytoux H. J., *Application of infiltration theory for the determination of the excess rainfall hyetograph*, Water Resources Bulletin, vol. 17, N° 6, 1981 (citado por Chow et al, 1988)
- 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
- Nikora, V. I., Sapozhnikov V. B. y Noever, D. A., *Fractal geometry of individual river channels and its computer simulation*, Water Resour. Res., octubre 1993
- Nikora V. I., *On self-similarity and self-affinity of drainage basins*, Water Resour. Res., enero 1994
- Nujic M., *Efficient implementation of non-oscillatory schemes for computation of free-surface flow*, Journal of Hydraulic Research, IAHR, 33(1), The Netherlands, 1995

- Ogden F. L. y Julien P. Y., *Runoff sensitivity to temporal and spatial rainfall variability of runoff plane and small basin scales*, Water Resour. Res., agosto 1993
- Ortiz A., Felipe, *Modelo integral simplificado de las ecuaciones de Saint-Venant para el tránsito de avenidas*, Tesis de grado, DEPMI-UAQ, Querétaro, México, 2000
- Peckham S. D., *New results for self-similar trees with applications to river networks*, Water Resour. Res., abril 1995
- Pentland R. L. y Cuthbert D., L., *Operational hydrology for ungaged streams by the grid square technique*, Water Resour. Res., 7(2), 283-291, 1971 (citados por De Vantier y Feldman, 1993)
- Ponce V. M., Li R. M. y Simons D. B., *Applicability of kinematic and diffusion models*, Journal of Hydraulic Division, ASCE, 100-HY3, pgs. 353-360, marzo 1978
- Rawls W. J., Brakensiek D. L. y Miller N., *Green-Ampt infiltration parameters from soils data*, J. Hydraulic Div., ASCE, vol. 109(1), 62-70, 1983 (citados por Chow et al, 1988)
- Richardson L. F., *The problem of contiguity: An appendix of statistics of deadly quarrels*, Gen. Syst. Yearb., 6, 139-187, 1961 (citado por Tarboton et al, en WRR, agosto 1988)
- Rigon R., Rinaldo A., Rodríguez-Iturbe I., Bras R. e Ijjasz-Vásquez E., *Optimal channel networks: A framework for the study of river basin morphology*, Water Resour. Res., junio 1993
- Rinaldo A., Rodríguez-Iturbide I., Rigon R., Bras R., Ijjasz-Vásquez E. y Marani A., *Minimum energy and fractal structures of drainage networks*, Water Resour. Res., septiembre 1992
- Rodríguez-Iturbe I. y Valdez J. B., *The geomorphologic structure of hydrologic response*, Water Resour. Res., 15(5), 1409-1420, 1979
- Rodríguez-Iturbe I. e Eagleson P. S., *Mathematical models of rainstorm events in space and time*, Water Resour. Res., 23(1), 181-190, enero 1987
- Romanowicz R., Beven K., Freer J. y Moore R., *TOPMODEL as an application module within WIS*, IAHS, Publ. 211, abril 1993
- Saulnier G. M., Beven K. y Obled C., *Digital elevation analysis for distributed hydrological modeling: Reducing scale dependance in effective hydraulic conductivity values*, Water Resour. Res., 33(9), 2097-2101, septiembre 1997
- Secretaría de Desarrollo Urbano y Ecología (SEDUE), *Manual de Ordenamiento Ecológico del Territorio*, Dirección de Normatividad y Regulación Ecológica, México, 1986
- Sekulin A. E., Bullock A. y Gustard A., *Rapid calculation of catchment boundaries using an automated river network overlay technique*, WRR, agosto 1992
- Seo D. J. y Smith J. A., *On the relationship between catchment scale and climatological variability of surface-runoff volume*, Water Resour. Res., marzo 1996
- Shmidt A. R., Weiss L. S. y Oberg K. A., *Geographic estimation of runoff-model parameters*, Proc. Symp. Engrg. Hydro, ASCE, Nueva York, 551-554, 1987
- Sloan W. T., Ewen J., Kilsby C. G., Fallows C. S. y O'Connell P.E., *A physically based model for large river basins*. Managing Water: Coping with scarcity and abundance, Water Resource Systems Research Laboratory, ASCE, 1997
- Soil Conservation Service (SCS), *Hydrology*, SCS National Engineering Handbook, U. S. Department of Agriculture, Washington D. C., (1964), 1972
- SPANS, *Sistema de Información Geográfica*, Intera-Tydac, Descripción del producto, Canadá, 1993
- Sun T., Meakin P. y Jossang T., *The topography of optimal drainage basins*, Water Resour. Res., septiembre 1994
- Tarboton D. G., Bras R. L. y Rodríguez-Iturbe I., *The fractal nature of river networks*, Water Resour. Res., agosto 1988

- U.S. Army Corps of Engineers, *HEC-1 flood hydrograph package, user's manual*, Hydrological Engineering Center, Davis, Calif., 1990
- Vörösmarty et al, *Continental scale models of water balance and fluvial transport: An application to South America*, *Global Biochem. Cycles*, 3, 1989 (citado por Vörösmarty et al, en WRR, octubre 1996)
- Vörösmarty C. J., *Models of macro-scale hydrology for use in global change research: tests on two tropical river systems*, Ph.D. dissertation, 255 pp., Univ. of N. H. Durham, 1991 (citado por Vörösmarty et al, en WRR, octubre 1996)
- Warwick J., Haness S. y Dickey R., *Integration of ARC/INFO GIS with HEC-1*, *Water Resour. Mgmt. And Urban Water Resour. Proc. of the 18th Conf.*, 1991 (citados por De Vantier y Feldman, 1993)
- Warwick J. J. y Haness S. J., *Efficacy of ARC/INFO GIS application to hydrologic modeling*, *J. of Water Res. Planning & Management*, 120(3), 366-381, mayo 1994
- Watkins D. W., McKinney D.C., Maidment D. R. y Lin M. D., *Use of Geographic Information Systems in ground-water flow modeling*, *J. of Water Res. Planning & Management*, marzo 1996
- Wenzel H. G., *Rainfall for urban stormwater design*, *Water Resources Monograph 7*, American Geophysical Union, Washington D.C., 1982 (citado por Chow et al, 1988)
- Wolock D. M. y McCabe G. J., *Comparison of single and multiple flow direction algorithms for computing topographic parameters in TOPMODEL*, *Water Resour. Res.*, mayo 1995
- Woolhiser D. A., Smith R. E. y Goodrich, D. C., *A kinematic runoff and erosion manual: documentation and user manual*, ARS 77, 130 pp., U. S. Dep. of Agric., Washington D. C., 1990 (citado por Michaud y Sorooshian, en WRR, marzo 1994)
- Zhang W. y Montgomery D. R., *Digital elevation model grid size, landscape representation, and hydrologic simulations*, *Water Resour. Res.*, abril 1994

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
FACULTAD DE INGENIERÍA
DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**MODELO DISTRIBUIDO DE LLUVIA-ESCORRENTÍA
BASADO EN EL MANEJO DE VARIABLES GEO-REFERENCIADAS
Y EL ESCALAMIENTO FISIOGRAFICO DE CUENCAS**

TESIS

ANEXOS

	Página
ANEXO 1. TÉCNICA DE DRAGADO PARA LA DEFINICIÓN DE REDES DE DRENAJE MEDIANTE MDE	99
ANEXO 2. PROGRAMA REDRAS (documentado)	105
ANEXO 3. PROGRAMA HIDRAS (documentado)	122
ANEXO 4. PROGRAMA ABSTRAC	151
ANEXO 5. DATOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROMÉTRICOS DE CUENCA EXPERIMENTAL	153

Querétaro, México, agosto del 2001

ANEXO 1

TÉCNICA DE DRAGADO PARA LA DEFINICIÓN DE REDES DE DRENAJE MEDIANTE MODELOS DIGITALES DE ELEVACIÓN

GENERALIDADES

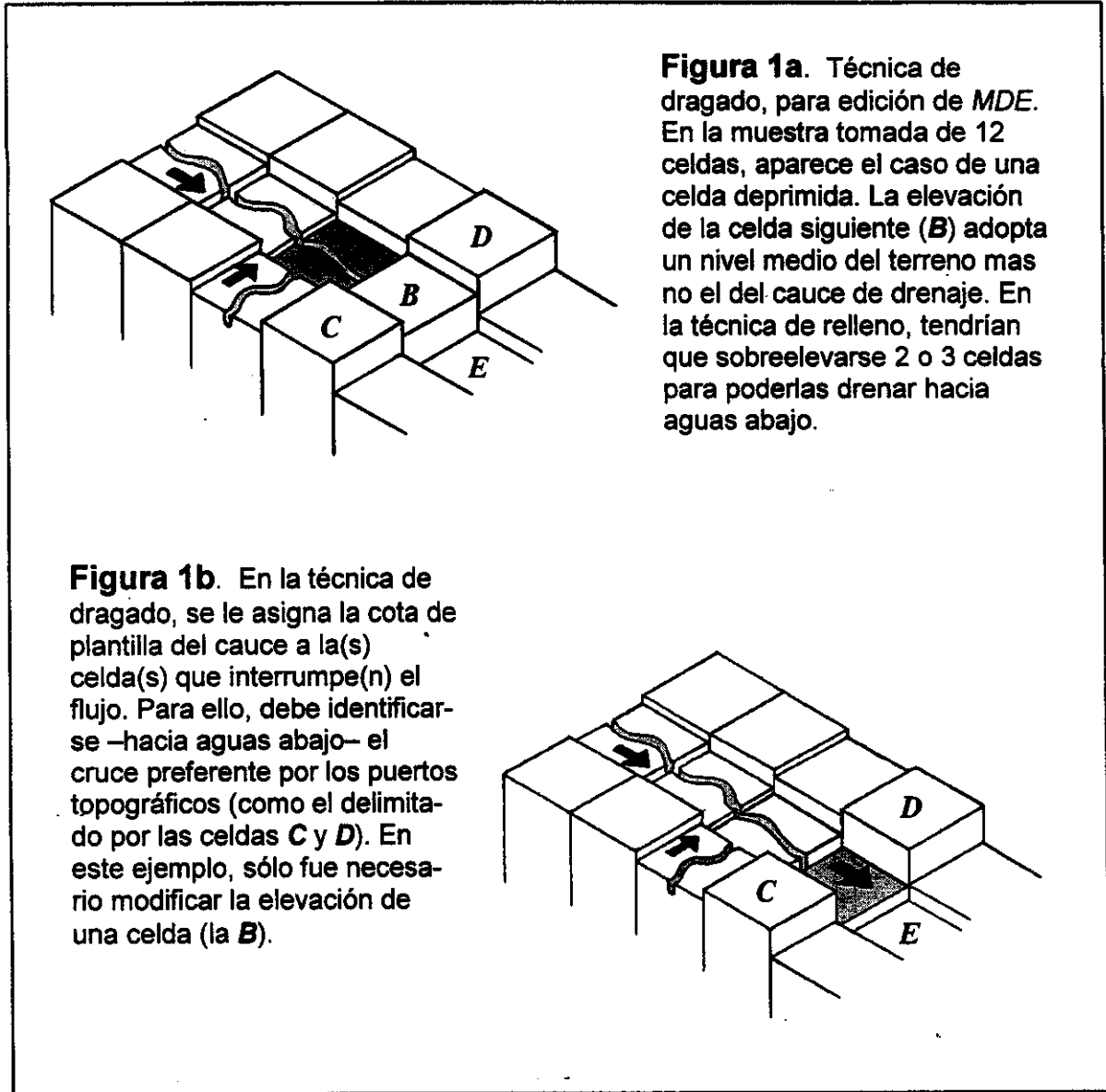
La principal dificultad para identificar la red de drenaje de una cuenca con base en el *MDE*, se debe a la presencia de depresiones de terreno –naturales o generadas por la interpolación numérica– que propician una interrupción en el proceso de “acumulación de celdas”. Recordemos que las celdas que captan mayor número de áreas cuadrículas, según la preferencia del flujo por gravedad, son las que se asocian a la traza de la red.

La recomendación común en la literatura para resolver el problema es efectuar un “relleno” de depresiones hasta un nivel que permita su drenado (Montgomery et al, 1993, Costa-Cabral y Burges, 1994, Martz y Garbrecht, 1996, por señalar algunos). Sin embargo, el proceso se torna bastante confuso cuando las áreas deprimidas comprenden el espacio de varios elementos (en ocasiones, centenares de ellos). Como es natural, no solamente los puntos con menor elevación son los conflictivos; lo son también aquellos que están rodeados por celdas de igual elevación (zonas planas o sin pendiente).

En los sistemas de información geográfica que manejan el formato vectorial y cuentan con módulos basados en TIN, como ARC/INFO (del significado en inglés: *Triangular Irregular Network*), la solución generalmente consiste en delimitar las áreas bajas mediante polígonos perimétrales y reconectar, de un lado a otro de ellas, los tramos interrumpidos de cauce. El algoritmo se limita a rellenar horizontalmente tales zonas, pues para hacer la conexión no necesita más que unir los extremos referidos. En el formato *raster*, apropiado para los modelos hidrológicos de parámetros distribuidos, una solución así no es tan simple, pues todos los elementos de la malla deben tener una salida de drenaje (a excepción, claro, de las verdaderas depresiones naturales) y todos deben respetar, lo mejor posible, la configuración topográfica original.

Por otro lado, si se analiza con cuidado el comportamiento de las corrientes naturales en las zonas de planicie, podrá advertirse que el río, en una trayectoria por lo general sinuosa, conforma un canal deprimido con respecto al terreno natural, que normalmente conduce los volúmenes de escurrimiento hacia su descarga, en especial durante el estiaje o la recesión de avenidas. Cuando se configura la superficie de una cuenca con una malla de elementos cuadrículas, es muy factible que las celdas interesadas por la trayectoria del cauce –en las zonas planas– tengan al terreno natural como su referencia de elevación topográfica, y no a la plantilla del

propio canal. En esas condiciones, justamente, el modelo de terreno nos estará indicando que el cauce se "ha perdido" y que al parecer no existe una salida natural para la red de drenaje hacia aguas abajo. La **Figura 1a** puede ayudarnos a entender mejor este razonamiento.



Imaginemos ahora que el objetivo es realizar adecuaciones al *MDE* para que todos los elementos de la malla tengan una salida natural o conexión a la red de cauces. La técnica convencional de relleno, en efecto, ofrece una alternativa de solución al incrementar artificialmente el nivel topográfico de las celdas deprimidas. Sin embargo, y de acuerdo con lo dicho anteriormente, pareciera más razonable asociar a tales celdas el nivel de fondo del cauce de drenaje que las cruza, de modo que su elevación permita interconectarlas hacia puntos de menor altitud cercanos a ellas.

De esta forma, más que rellenar, se estará haciendo un “dragado” que procura reconocer la presencia del canal de interconexión entre un punto sin drenaje y otro próximo, más bajo, que sí lo tiene. La **Figura 1b** nos ejemplifica el efecto de esta consideración para dar continuidad a la configuración de la red antes ilustrada.

TÉCNICA DE DRAGADO

De acuerdo con la experiencia, los *MDE* que comercializa el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática (INEGI) en México, correspondientes a una carta topográfica convencional en escala 1:50 000, contienen alrededor de un 10% de celdas no susceptibles de ser drenadas (esto naturalmente puede variar de acuerdo con las condiciones orográficas del área de estudio). En estos *MDE*, los elementos de malla tienen 50 m por lado y su elevación está expresada como número entero de dos *bytes*, esto es que ocupa tal espacio en el archivo electrónico del modelo, en formato binario, en vez de los cuatro *bytes* que requiere un número real de simple precisión (archivos con extensión *.bil o *.img). Por ejemplo, una carta topográfica definida por 560 renglones y 760 columnas, o sea 425 600 celdas, determina un archivo de 851 200 *bytes* y puede contener más de 40 000 elementos sin drenaje aparente.

Antes de emprender sistemáticamente la búsqueda del drenado de puntos bajos o zonas sin pendiente, sea por la técnica de relleno o la que ahora se va a ilustrar, es conveniente dar algunos pasos preliminares. Lo primero es convertir el archivo a formato binario de cuatro *bytes* para permitir el almacenamiento de elevaciones en un arreglo de números reales. El segundo paso, beneficioso a la luz de las experiencias tenidas, habremos de llamarlo *interpolación espacial*. Consiste en mejorar el dato de las celdas sin drenaje, al tomar en cuenta el nivel de los cuadros perimetrales más cercanos. Por lo general, la elevación que se interpola de esta manera propicia que la celda deprimida o sin pendiente pueda conectarse con alguno de sus elementos adyacentes. Una expresión que puede emplearse para hacer dicha interpolación es la siguiente:

$$E_{INT} = \frac{\sum_{i=1}^n \left(\frac{E_i}{d_i^2}\right)}{\sum_{i=1}^n \left(\frac{1}{d_i^2}\right)} \quad (1)$$

donde E_{INT} es la elevación interpolada en el punto de interés, en m o msnm; n el número de puntos involucrados en la interpolación (por ejemplo los que rodean a la celda sin drenaje); E_i es la elevación de cada punto involucrado, en m o msnm; y d_i su distancia con respecto al punto de interés, en m. La **Figura 2** muestra dos impresiones de pantalla del programa INTERALT, utilizado para efectuar una edición interactiva de altitudes en un *MDE* (Mobayed, 1999). Primero aparece una parte de la malla donde se destacan los elementos sin drenaje en color azul, de

acuerdo con los datos originales de INEGI; y luego se presenta la misma zona, una vez aplicada la interpolación espacial.

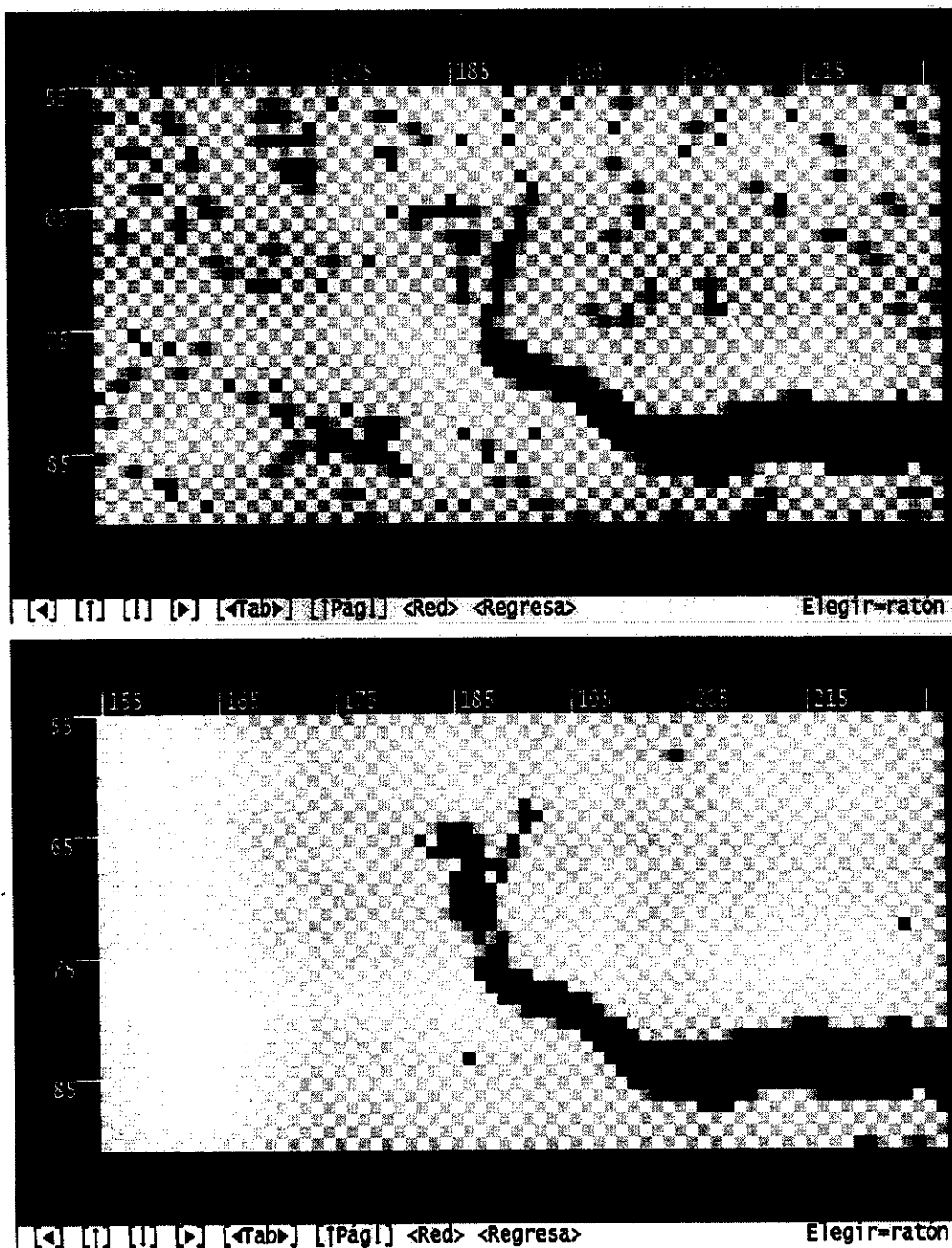


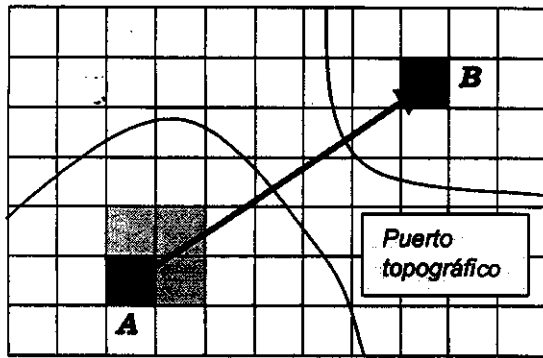
Figura 2. Programa INTERALT para edición de altitudes. La primera es una vista del MDE de INEGI original, sin corregir (celdas: oscuras, casos sin drenaje; claras, la red). La segunda se obtiene después de la adecuación de datos por interpolación.

Según diversas pruebas, usando un radio de influencia de 2 celdas, es posible reducir el número de cuadros sin drenaje a un 10% de los originales, tras aplicar el algoritmo descrito en repetidas ocasiones (4-6 veces, hasta que ya no pueda tenerse mayor reducción). Por cierto que el proceso genera normalmente cierto número de celdas aisladas que sólo necesitan adoptar un mayor nivel para ser drenadas, por lo que simplemente son arregladas según el criterio convencional de sobrelevación o relleno.

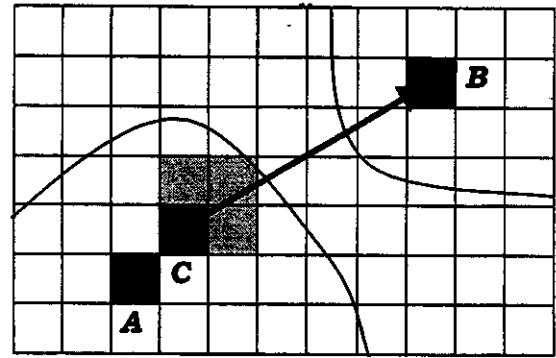
Después de llevar a cabo el paso anterior, los puntos no resueltos aparecen como entidades aisladas más fáciles de conectar. El procedimiento de interconexión hacia elementos más bajos, o técnica de dragado, consiste pues de los pasos siguientes:

- a) Se establece un radio de búsqueda en torno al punto deprimido *A*. De adentro hacia fuera, se identifica la celda baja más cercana *B* hacia la cual habrá de realizarse la conexión, comprobando al menos que exista suficiente desnivel para tener una pendiente adecuada. Ver **Figura 3a**.
- b) Se define la trayectoria lineal *AB*. Se revisa la elevación de las celdas perimetrales de *A*, interesadas por dicha trayectoria (dos o tres, según el ángulo de incidencia) y se elige el elemento de menor elevación *C*. De esta forma, se avanza hacia una parte alta (pues el origen tiene menor elevación) pero se trata de pasar por el sitio de menor altitud: se busca así cruzar por el puerto topográfico más cercano. Ver **Figura 3b**.
- c) Se traza la siguiente trayectoria *CB*, dirigida siempre al punto de salida *B*, y se repite el procedimiento del paso anterior, eligiendo esta vez al punto *D*. Tal secuencia de pasos debe mantenerse hasta alcanzar el punto de salida. En la **Figura 3c** se aprecia el trazo final del canal de conexión, *ACDEFG*.
- d) Definidos el desnivel y la longitud del recorrido, se calcula la pendiente del canal y se efectúa el "dragado", consistente en reemplazar la elevación de la celda elegida en la trayectoria (*C*, *D*, *E*, *F* y *G*) por el nivel que determine dicha pendiente.

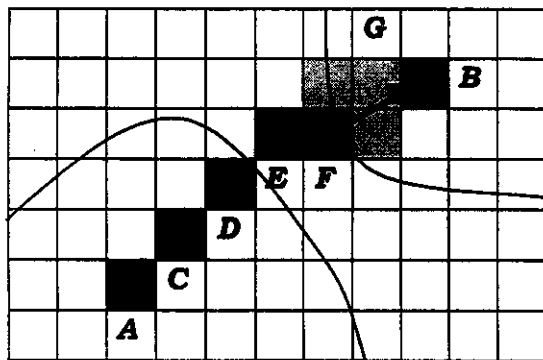
De acuerdo con pruebas efectuadas en *MDE* de varias cartas, la técnica de dragado resuelve más del 95% de las celdas pendientes de drenar, empleando un radio de búsqueda no mayor de 20 celdas. Por fortuna, gran parte de los elementos irresolubles corresponden a celdas localizadas en los límites perimetrales del modelo y a muy pocas interiores, cercanas a dichos límites. Es más, si la cuenca de estudio se ubica hacia el centro del *MDE*, lo más probable es que todos sus puntos hayan quedado integrados debidamente a la red de drenaje que conforma su superficie. Sin incluir la edición "manual" de celdas perimetrales (cuyo número se reduce generalmente a unas cuantas), el procedimiento automatizado completo ocupa entre 15 y 20 minutos de tiempo de proceso por computadora.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.

Técnica de *dragado*, para integrar los puntos bajos o sin desnivel al resto de la red de drenaje.

Manteniendo el extremo final fijo (B) se avanza desde la celda inicial (A), eligiendo la cota más baja de las tres celdas adyacentes ubicadas mejor (en gris claro), según la ruta de dragado que se vaya definiendo

CONCLUSIÓN

Como un complemento al conocido proceso de rellenar depresiones artificiales en un MDE –para definir la red completa de una cuenca– se ha presentado una técnica novedosa que integra los elementos sin drenaje a través de un “dragado” o reconexión de celdas deprimidas con otras cercanas de menor nivel que sí lo están. Este criterio parece más razonable que el relleno, ya que procura asignar el nivel de fondo del cauce a cada elemento no drenado en lugar de su elevación media topográfica.

Después de hacer un proceso sistemático de interpolación para mejorar el nivel de los puntos sin drenaje, y aplicar luego la técnica de dragado, se logra resolver más del 95% de las celdas no integradas. Lo anterior se observó en el caso de varias cuencas estudiadas, como la presentada en el trabajo doctoral, al menos para el nivel de resolución de los MDE (basados en cartas 1:50 000) que produce el Instituto Nacional de Estadística, Geografía e Informática en nuestro país.

ANEXO 2

PROGRAMA REDRAS (documentado)

'redras-5

'PROGRAMA PARA FORMAR Y ORDENAR LA RED DE DRENAJE A PARTIR DE UN MDT (Raster)

' Versión nueva que reemplaza ordenamiento de rutas por un sistema dinámico
' de CONCATENACIÓN, que efectúa la definición de rutas, su ordenamiento y la
' asignación del ordinal y áreas drenadas por celda, en un solo paso. Como en
' la versión previa, se utilizan archivos BINARIOS para eliminar problemas de
' dimensionamiento; se efectúa ESCALAMIENTO dinámico; se mejora el MDE por
' interpolación inversa, cuando Jad=0, y se dinamiza la subrutina "Dirflujo".
' La versión obtiene con "Geometria" el orden de las corrientes y sus datos.
' Se mejoró obtención de áreas drenadas por microcuenca (julio 4, 1999) y se
' asignó acceso al módulo DRAGAR (enero 3, 2000)

' Elaboró: Nabil Mobayed K. / Tesis DOCTORAL / Querétaro / diciembre 3, 1998

DEFINT I-N

DECLARE SUB Cerrar ()
DECLARE SUB Cronometro (Tiempo)
DECLARE SUB Dirflujo (Njad, Nper, Iop)
DECLARE SUB AutoElev (Minf)
DECLARE SUB Concatena (Nreal&)
DECLARE SUB OrdenShell (A(), N)
DECLARE SUB Geometria (Nreal&, Mic&)
DECLARE SUB Escalamiento (Nreal&, Mic&)
DECLARE SUB Archivos (Ireal, Minf, Mjad, Mord)
DECLARE SUB ArchivIdrisi (Nreal&, Mic&)
DECLARE SUB Impresiones (Nreal&, Mic&)
DECLARE SUB Parametros (Nren&, Ireal, Minf, Mjad, Mord)
DECLARE FUNCTION Recorrido (Ja&, Imic&, Iop)
DECLARE FUNCTION Malla (J&, I&, K)
DECLARE FUNCTION Dist (I&, J&)

DIM SHARED Tip\$(35), Ncol&, Ncel&, Ord(20), Namin

' Primero se asignan algunas variables alfanuméricas, y luego se preparan los
' archivos binarios de trabajo en la subrutina "Archivos", de acuerdo con los
' indicadores: Ireal (MDE con enteros o reales), Minf (si va a cambiarse el
' MDE con interpolaciones), Mjad (si existe archivo previo de Jad) y Mord (si
' existe ordenamiento anterior)

Parametros Nren&, Ireal, Minf, Mjad, Mord
Ncel& = Ncol& * Nren&
Archivos Ireal, Minf, Mjad, Mord

' Si no hay un ordenamiento previo (Mord=0), se corre el módulo "DirFlujo" y,
 ' de haber asignado algún radio de influencia, se llama a "AutoElev" para
 ' corregir elevaciones en las celdas donde Jad=0, y de nuevo a "DirFlujo".
 ' Tal ciclo se repite hasta disminuir, al mínimo posible, el número de puntos
 ' sin drenaje. Como ayuda, se puede invocar el programa externo "InterAlt"
 ' para ver resultados y corregir manualmente las altitudes que se deseen. Una
 ' vez que se ha adecuado el MDE, se corre el módulo "Concatena", fundamental
 ' para caracterizar el drenaje del área (pues asigna número de orden a las
 ' celdas e identifica elementos drenados por cada una)

```

IF Mord = 0 THEN
  IF Mjad = 0 THEN
    PRINT "      Identificando Jad=0 (s/drenaje) ..";
    Dirflujo Njad, Nper, 1
  END IF
  IF Minf > 0 THEN
    DO
      Id = Id + 1: LOCATE , 9
      INPUT "Editar MDE por: interpolación [i] dragado [d] a mano [m]: ", R1$
      R1$ = LCASE$(LEFT$(R1$, 1))
      PRINT "      ("; Id; ")";
      SELECT CASE R1$
        CASE "m", "d"
          CLOSE 2, 6
          Dato$ = STR$(Ncol&) + STR$(Nren&)
          IF R1$ = "m" THEN
            SHELL "InterAlt" + Dato$
          ELSE
            SHELL "Dragar" + Dato$
          END IF
          OPEN Tip$(20) FOR BINARY AS #2
          OPEN Tip$(24) FOR BINARY AS #6
          PRINT "      Nuevas direcciones de flujo ..";
          Dirflujo Njad, Nper, 0
        CASE "i"
          PRINT " Interpolando elevaciones ..";
          AutoElev Minf
          PRINT "      Nuevas direcciones de flujo ..";
          Dirflujo Njad, Nper, 1
        END SELECT
      IF Njad > Nper THEN
        PRINT : INPUT "      Otro intento ? [s] ", R1$
      END IF
      LOOP UNTIL Njad = Nper OR R1$ = "n"
    END IF
    INPUT "      Interrumpe ? [n] ", R2$
    IF LCASE$(LEFT$(R2$, 1)) = "s" THEN Cerrar ELSE PRINT
    PRINT "      Ordenando elementos de la cuenca ";
    Concatena Nreal&
  END IF

```

```
' Definida la cuenca, puede efectuarse el ESCALAMIENTO por microcuencas,
' siempre y cuando Namin>0 (área mínima de drenaje, en celdas). En seguida
' se obtienen los datos de las corrientes mediante "Geometria"
```

```
IF Namin > 0 THEN
  Nreal& = LOF(9) / 16
  PRINT "      Escalando el área por microcuencas ";
  Escalamiento Nreal&, Micros&
  PRINT "      Obteniendo datos de las corrientes ";
  Geometria Nreal&, Micros&
  Impresiones Nreal&, Micros&
  INPUT "      Genera archivos para IDRISI ? [s] ", R3$
  IF LCASE$(LEFT$(R3$, 1)) <> "n" THEN ArchivIdrisi Nreal&, Micros&
END IF
```

```
Cerrar
END
```

SUB ArchivIdrisi (Nreal&, Mic&)

```
' Secuencia que arregla 4 archivos para verlos como mapas en el programa
' IDRISI. De hecho, reclasifica los mapas: Nd por el orden de corrientes, y
' No por número clave de microcuencas. También produce una carta con ambos
' resultados (rmx), dejando el atributo "cero" para la red, y otra que in-
' cluye también los recorridos superficiales más largos, en blanco (all)
```

```
FOR I = 13 TO 16
  SHELL "copy " + Tip$(29) + " " + Tip$(18 + I) + " > nul"
  OPEN Tip$(18 + I) FOR BINARY AS #I
NEXT I
FOR J& = 1 TO Nreal&
  GET 9, 16 * J& - 15, Icel&
  GET 9, 16 * J& - 3, Nmo&
  GET 8, 4 * Icel& - 3, Nd&
  GET 10, 40 * Nmo& - 23, OrdRio&
  Micro = Nmo&: Iorden = OrdRio&
  PUT 13, 2 * Icel& - 1, Micro
  IF Nd& < Namin / 1.1 THEN
    PUT 15, 2 * Icel& - 1, Micro
    PUT 16, 2 * Icel& - 1, Micro
  ELSE PUT 14, 2 * Icel& - 1, Iorden
  END IF
NEXT J&
```

```
' Pinta el recorrido superficial más largo ..
IF Mic& < 256 THEN Ncolor = 256 ELSE Ncolor = Mic& + 1
FOR I& = 1 TO Mic&
  GET 10, 40 * I& - 3, Ja&
  DO
    IF Ja& = 0 THEN EXIT DO
    PUT 16, 2 * Ja& - 1, Ncolor
```

```

GET 2, Ja& * 2 - 1, Jad
IF Jad = 0 THEN EXIT DO
K = Jad MOD 10 - 2: L = INT(Jad / 10) - 1
Ja& = Ja& + Ncol& * L + K
GET 8, Ja& * 4 - 3, Nd&
LOOP WHILE Nd& < Namin
NEXT I&

```

END SUB

SUB Archivos (Ireal, Minf, Mjad, Mord)

' Módulo que prepara archivos: cuando el MDE tiene valores reales (Ireal=1)
' se copia directo al #6; si van a modificarse elevaciones (Minf>0), se usa
' otra copia; si sólo se va a escalar, se verifican archivos compatibles.
' El contenido de los archivos *.bin es el siguiente:

Nombre	Número	Contenido
(Datos)	1	Archivo binario con MDE. Su nombre debe indicarse
jdirec	2	Dirección de flujo hacia celdas adyacentes
confluen	3	Valores Jad hacia las celdas (confluencias)
dirde3	4	Archivo temporal con n° de confluencias y su lugar
confmic	5	Tramos de confluencia por microcuenca (hasta 8)
topsmth	6	Topografía con perfiles suavizados (núms. reales)
Norden	7	Malla con el ordinal de las celdas, No
Nareas	8	Malla con número de áreas drenadas por celda, Nd
ordcelf	9	Tabla ordenada con celdas (su dirección) y Nd
ordmicf	10	Tabla de microcuencas ordenadas (con Nmo y Nmd)
vaciol	11	Malla de cerros, simple precisión
vacio2	12	Malla de cerros, doble precisión

```
DIM Barra AS STRING * 1000, Byt AS STRING * 2
```

```

FOR I = 1 TO 12
  OPEN Tip$(18 + I) FOR BINARY AS #I
NEXT I
FOR K = 1 TO 2
  Barr& = INT(K * Ncel& / 500)
  FOR I = 1 TO Barr&: PUT K + 10, , Barra: NEXT I
  Falt& = Ncel& - 500 * Barr& / K
  FOR I = 1 TO Falt&
    FOR L = 1 TO K: PUT K + 10, , Byt: NEXT L
  NEXT I
NEXT K
CLOSE 10, 11, 12: KILL Tip$(28)
OPEN Tip$(28) FOR BINARY AS #10
IF Ireal = 1 THEN
  CLOSE 1, 6
  IF Minf > 0 THEN
    SHELL "copy " + Tip$(19) + " " + Tip$(24) + " > nul"

```



```

OPEN Tip$(24) FOR BINARY AS #6
ELSE OPEN Tip$(19) FOR BINARY AS #6
END IF
ELSE
FOR I& = 1 TO Ncel&
GET 1, , Niv: Elv = Niv: PUT 6, , Elv
NEXT I&
END IF
IF Mord > 0 THEN
IF LOF(7) = 0 OR LOF(9) = 0 THEN
PRINT "No existen los archivos de ordenamiento."
INPUT " ¿ los genera ? [s]", Resp$
IF Resp$ = "n" THEN Cerrar ELSE Mord = 0
ELSE
CLOSE 1, 3, 4
KILL Tip$(21): KILL Tip$(22)
END IF
END IF
IF Mord = 0 THEN
FOR I = 7 TO 9: CLOSE I: KILL Tip$(18 + I): NEXT I
SHELL "copy " + Tip$(30) + " " + Tip$(25) + " > nul"
SHELL "copy " + Tip$(30) + " " + Tip$(26) + " > nul"
FOR I = 7 TO 9: OPEN Tip$(18 + I) FOR BINARY AS #I: NEXT I
END IF
IF Namin > 0 THEN
CLOSE 5, 10
SHELL "copy " + Tip$(30) + " " + Tip$(23) + " > nul"
SHELL "copy " + Tip$(30) + " " + Tip$(28) + " > nul"
OPEN Tip$(23) FOR BINARY AS #5
OPEN Tip$(28) FOR BINARY AS #10
END IF
END SUB

```

SUB AutoElev (Minf)

' El objetivo del módulo es reemplazar la elevación en celdas no drenadas
' (Jad=0), mediante valores interpolados que conformen cambios topográficos
' graduales. Como algoritmo se utiliza el criterio del inverso de la distan-
' cia. Minf es el radio de influencia de la interpolación, dado por celdas.
' Identifica también celdas adyacentes a cambios de elevación, con Jad<0

```

Tmp = TIMER: Nrell = 0
FOR I& = 1 TO Ncel&
GET 2, I& * 2 - 1, Jad
GET 6, I& * 4 - 3, Elev
'Interpolar (o rellenará) exclusivamente en este caso
IF Jad = 0 AND Elev > 0 THEN
Irelleno = 1: M = 0
FOR L = -1 TO 1
FOR K = -1 TO 1

```

```

J& = I& + Ncol& * L + K
IF Malla(J&, I&, K) > 0 THEN
  GET 2, J& * 2 - 1, Jad: Jad = -ABS(Jad)
  PUT 2, J& * 2 - 1, Jad: M = M + 1
  GET 6, J& * 4 - 3, Ord(M)
  ELSE Irelleno = 0
END IF
IF (K <> 0 OR L <> 0) AND Jad = 0 THEN Irelleno = 0
NEXT K
NEXT L
LOCATE CSRLIN, 44: PRINT I&;

```

' Si la celda con Jad=0 está aislada, el programa la "rellenará" de acuerdo con las elevaciones de los elementos vecinos. De lo contrario, se interpolará el valor, según el radio Minf

```

IF Irelleno = 1 THEN
  OrdenShell Ord(), 9
  I = 2: WHILE Ord(I) = Ord(I + 1) AND I < 8: I = I + 1: WEND
  ElvRell = (Ord(I) + Ord(I + 1)) / 2
  PUT 6, I& * 4 - 3, ElvRell
  Nrell = Nrell + 1
  ELSE
  Sum = 0: Den = 0: Iperim = 0
  FOR I = 1 TO Minf
    Di = I * I: B% = 0
    'en cruz ...
    FOR A% = -1 TO 1 STEP 2
      FOR K = 0 TO 1
        SWAP A%, B%
        J& = I& + A% * I * Ncol& + B% * I
        IF Malla(J&, I&, K) = 0 THEN el = 0 ELSE GET 6, J& * 4 - 3, el
        IF I = 1 AND el = 0 THEN Iperim = 1
        IF el > 0 THEN Den = Den + 1 / Di
        Sum = Sum + el / Di
      NEXT K
    NEXT A%
    'en cuadrantes ...
    FOR J = 1 TO Minf
      Dj = Di + J * J
      FOR A% = -1 TO 1 STEP 2
        FOR B% = -1 TO 1 STEP 2
          J& = I& + A% * I * Ncol& + B% * J
          IF Malla(J&, I&, K) = 0 THEN el = 0 ELSE GET 6, J& * 4 - 3, el
          IF J = 1 AND el = 0 THEN Iperim = 1
          IF el > 0 THEN Den = Den + 1 / Dj
          Sum = Sum + el / Dj
        NEXT B%
      NEXT A%
    NEXT J
  NEXT I
  ElvInt = Sum / Den

```

```

    Dif = ABS(Elev - ElvInt)
    IF Dif < 12 AND Iperim = 0 THEN
        IF Dif > Dmax THEN Dmax = Dif: Ela = Elev: Elb = ElvInt: Imax& = I&
        PUT 6, I& * 4 - 3, ElvInt
    END IF
END IF
END IF
IF INKEY$ <> "" THEN EXIT SUB
NEXT I&
PRINT : LOCATE , 9: Iren& = INT((Imax& - 1) / Ncol&) + 1
PRINT USING Tip$(18); Elb - Ela; Iren&; Imax& - (Iren& - 1) * Ncol&; Nrell;
Cronometro Tmp

END SUB

```

SUB Cerrar ()

```

' Cierra archivos abiertos y elimina los vacíos

CLOSE
KILL Tip$(29): KILL Tip$(30)
FOR I = 19 TO 28
    OPEN Tip$(I) FOR BINARY AS #I
    Dimen& = LOF(I): CLOSE I
    IF Dimen& = 0 THEN KILL Tip$(I)
NEXT I

END SUB

```

SUB Concatena (Nreal&)

' Este módulo consta de dos partes. La primera identifica los elementos que drenan hacia cada una de las celdas de la malla, y guarda su dirección en el Archivo 3 (los valores Jad). Para hacerlo, usa una forma "invertida" de la expresión de Jad, empleada para identificar las direcciones de flujo. El Archivo temporal 4 guarda número de valores Jad y su posición dentro del Archivo 3, mientras que en el 9 (TABLA) se registran los resultados finales de No, Nd y la salida para cada celda. Naturalmente, el proceso permite formar los mapas de No (Archivo 7) y Nd (Archivo 8)

```

L& = 1: Tmp = TIMER
FOR I& = 1 TO Ncel&
    GET 6, I& * 4 - 3, Elev
    Njad = 0
    IF Elev > 0 THEN
        FOR L = -1 TO 1
            FOR K = -1 TO 1
                J& = I& + Ncol& * L + K
                IF Malla(J&, I&, K) > 0 THEN
                    GET 2, J& * 2 - 1, Jad
                
```

```

        IF Jad = 2 - K + (1 - L) * 10 THEN
            Njad = Njad + 1
            PUT 3, , Jad
        END IF
    END IF
NEXT K
NEXT L
END IF
IF Njad = 0 THEN PUT 3, , Njad
PUT 4, , L&: PUT 4, , Njad: PUT 4, , Nulo&
L& = SEEK(3)
NEXT I&

```

' Afortunada segunda parte, que da cuenta del ordenamiento de la red. En primer lugar, recorre la malla para identificar celdas con Jad=0. A partir de cada una, sigue la red hacia aguas arriba, según las confluencias de cada celda (archivo 3), eligiendo la que no haya sido recorrida para asignarle su ordinal (después la elimina, haciendo Jad<0). Cada vez que alcanza un parteaguas, o celda no drenadora, el algoritmo "regresa" hacia aguas abajo para comprobar si quedan confluencias aún no recorridas, a efecto de hacerlo; y, cuando encuentra "agotadas" las de una celda, le guarda temporalmente el ordinal acumulado, para usarlo en el cálculo del número de celdas que drena. El proceso termina cuando se regresa a la celda de partida, y ésta ya no tiene más confluencias disponibles

```

Nord& = 1: N& = 1
FOR I& = 1 TO Ncel&
    GET 2, I& * 2 - 1, Jref
    GET 6, I& * 4 - 3, Elev
    IF Elev > 0 AND Jref = 0 THEN
        Iinicio& = I&: Nsal& = 0: Jc& = I&
        PUT 9, N&, Jc&: PUT 9, , Nsal&
        PUT 7, Jc& * 4 - 3, Nord&
        DO...
            J = 0: Jad = 0
            GET 4, Jc& * 10 - 9, L&
            GET 4, , Njad: SEEK 3, L&
            WHILE Jad <= 0 AND J < Njad: GET 3, , Jad: J = J + 1: WEND
            IF Jad > 0 OR Jc& = Iinicio& THEN N& = N& + 16
            LOCATE CSRLIN, 44: PRINT Nord&;
            IF Jad <= 0 THEN
                ' Hacia aguas abajo ...
                PUT 8, Jc& * 4 - 3, Nord&
                IF Jc& = Iinicio& THEN Nord& = Nord& + 1: EXIT DO
                GET 4, , Jc&
                ELSE
                    ' Hacia aguas arriba ...
                    Nord& = Nord& + 1
                    K = 2 - Jad MOD 10: L = 1 - INT(Jad / 10)
                    Nsal& = Jc&: Jc& = Jc& + Ncol& * L + K
                    PUT 4, Jc& * 10 - 3, Nsal&
                    PUT 7, Jc& * 4 - 3, Nord&
            END IF
        END DO
    END IF
NEXT I&

```

```

        PUT 9, N&, Jc&: PUT 9, , Nsal&
        Jad = -ABS(Jad): PUT 3, SEEK(3) - 2, Jad
    END IF
    LOOP
    END IF
NEXT I&

```

' Finalmente, determina el número de elementos drenados como la diferencia
' entre el orden de cada celda y el orden acumulado que se le guardó. De
' pasada, registra el valor Ndren& en la tabla del archivo 9

```

SEEK 7, 1: SEEK 8, 1
FOR I& = 1 TO Ncel&
    GET 7, , Nord&: GET 8, , Nacum&
    Ndren& = Nacum& - Nord&
    PUT 8, SEEK(8) - 4, Ndren&
    IF Nord& > Nreal& THEN Nreal& = Nord&
    IF Nord& > 0 THEN PUT 9, Nord& * 16 - 7, Ndren&
NEXT I&
CLOSE 3: KILL Tip$(21)
CLOSE 4: KILL Tip$(22)
Cronometro Tmp

```

END SUB

SUB Cronometro (Tiempo)

' Módulo que usa la función TIMER para cronometrar tiempo de proceso

```

PRINT " .. t ="; TIMER - Tiempo; "s"
Tiempo = TIMER

```

END SUB

SUB Dirflujo (Njad, Nper, Iop)

' Este bloque identifica celdas adyacentes que muestran el máximo desnivel
' con respecto a cada elemento activo de la malla ($Elv1 > 0$). Para las celdas
' en esquina, cuya distancia diagonal las favorece, el desnivel es dividido
' entre 1.4142. Las direcciones de flujo por celdas, identificadas por Jad,
' se almacenan en el archivo 2. Si $Jad=0$, se trata de una celda no drenada.
' Por cierto que los resultados se visualizan, y pueden mejorarse, con ayu-
' da del programa externo "INTERALT" (invocado con SHELL)

```

Tmp = TIMER
Njad = 0: Nper = 0
FOR I& = 1 TO Ncel&
    GET 2, I& * 2 - 1, Jad
    GET 6, I& * 4 - 3, Elv1

```

' Son 8 los elementos que rodean a una celda cuadrada. L es el contador
 ' de renglones y K, de columnas. La celda está en (L,K)=(0,0). Para dina-
 ' mizar el proceso, sólo se revisan casos donde Jad<=0 (condición inicial
 ' y revisión para celdas adyacentes a cambios de elevación)

```

IF Elv1 > 0 AND Jad * Iop <= 0 THEN
  Jad = 0: Difm = 0
  Iperim = 0
  FOR L = -1 TO 1
    FOR K = -1 TO 1
      N& = I& + Ncol& * L + K
      IF Malla(N&, I&, K) > 0 THEN
        GET 6, N& * 4 - 3, Elv2
        IF Elv2 > 0 THEN
          Dif = (Elv1 - Elv2) / (1 + ABS(K * L) * .4142)
          IF Dif > Difm THEN Jad = (L + 1) * 10 + K + 2: Difm = Dif
          ELSE Iperim = 1
        END IF
      ELSE Iperim = 1
    END IF
  NEXT K
NEXT L
IF Jad = 0 THEN
  Njad = Njad + 1
  Nper = Nper + Iperim
END IF
END IF
PUT 2, I& * 2 - 1, Jad
LOCATE CSRLIN, 44: PRINT I&;
IF INKEY$ <> "" THEN EXIT SUB
NEXT I&
PRINT : LOCATE , 9: PRINT USING Tip$(17); Njad; Nper;
Cronometro Tmp

END SUB

```

FUNCTION Dist (I&, J&)

'Calcula la distancia lineal entre celdas I& e J&

```

Ir& = INT((I& - 1) / Ncol&) + 1
Ic& = I& - (Ir& - 1) * Ncol&
Jr& = INT((J& - 1) / Ncol&) + 1
Jc& = J& - (Jr& - 1) * Ncol&
Dist = SQR((Ir& - Jr&) ^ 2 + (Ic& - Jc&) ^ 2)

```

END FUNCTION

SUB Escalamiento (Nreal&, Mic&)

' Consiste en agrupar celdas por microfrecuencias para manejar un menor número
' de elementos, pero con sentido más hidrológico. Gracias al ordenamiento,
' la asociación a cada celda del ordinal por microfrecuencia (Mic&) es secuen-
' cial, aunque se cuida que el valor sea el mismo al de su salida (o sea
' igual que Mfin&). El ordinal se incrementa cada vez que: se llega a una
' celda que drena una superficie mayor al área mínima de drenaje (Namin),
' cuando la microfrecuencia actual ya la acumuló, o al encontrar puntos de sa-
' lida finales (Jsal&=0). Para eliminar ambigüedad al guardar microfrecuencia
' de salida, se verifica proximidad por distancia a Icel& (según Dmin)

```
DIM Micro AS STRING * 40
```

```
Tmp = TIMER
```

```
IF Namin < 30 THEN Dmin = 1.1 ELSE Dmin = 2
```

```
FOR J& = 1 TO Nreal&
```

```
  GET 9, 16 * J& - 15, Icel&
```

```
  GET 9, , Jsal&: GET 9, , Nd&
```

```
  IF Jsal& = 0 THEN
```

```
    Mfin& = Nulo&: IncM = 1
```

```
  ELSE
```

```
    GET 7, Jsal& * 4 - 3, No&
```

```
    GET 9, 16 * No& - 3, Mfin&
```

```
    GET 10, 40 * Mic& - 31, Area&
```

```
    IncM = 0: Ka& = Mfin&
```

```
    IF Nd& > Namin THEN
```

```
      IF Area& > Namin THEN IncM = 1
```

```
      FOR L = -1 TO 1
```

```
        FOR K = -1 TO 1
```

```
          N& = Icel& + Ncol& * L + K
```

```
          IF Malla(N&, Icel&, K) > 0 AND IncM = 0 THEN
```

```
            GET 2, N& * 2 - 1, Jllega
```

```
            Jrecibe = 2 - K + (1 - L) * 10
```

```
            GET 8, N& * 4 - 3, Nad&
```

```
            IF Jllega = Jrecibe AND Area& > 1 THEN
```

```
              IF Nd& - Nad& > Namin AND Nad& > Namin THEN IncM = 1
```

```
            END IF
```

```
          END IF
```

```
        NEXT K
```

```
      NEXT L
```

```
    END IF
```

```
  END IF
```

```
IF IncM = 1 THEN
```

```
  FOR M& = 1 TO Mic&
```

```
    GET 10, 40 * M& - 27, I&
```

```
    IF Dist(Icel&, I&) < Dmin THEN GET 10, 40 * M& - 39, Mfin&: EXIT FOR
```

```
  NEXT M&
```

```
  Mic& = Mic& + 1: Ka& = Mic&
```

```
  PUT 10, 40 * Mic& - 39, Mfin&
```

```
  PUT 10, 40 * Mic& - 27, Icel&
```

```
  LOCATE CSRLIN, 44: PRINT Mic&;
```

```

END IF
GET 10, 40 * Ka& - 31, Ar&: Ar& = Ar& + 1
PUT 10, 40 * Ka& - 31, Ar&
PUT 9, 16 * J& - 3, Ka&
NEXT J&

```

' Gracias a que las microcuencas quedan ordenadas, el área drenada por cada
' una se obtiene por acumulación sucesiva, según sus confluencias (previa-
' mente escritas en el archivo #5)

```

SEEK 5, 1
FOR I& = 1 TO Mic&
  GET 10, I& * 40 - 39, NmSal&
  IF NmSal& > 0 THEN
    SEEK 5, NmSal& * 64 - 63: K = 0
    DO: GET 5, , Jm&: K = K + 1: LOOP UNTIL Jm& = 0 OR K = 16
    PUT 5, SEEK(5) - 4, I&
  END IF
NEXT I&
FOR I& = Mic& TO 1 STEP -1
  SEEK 5, I& * 64 - 63
  Nmdren& = 0: K = 0
  DO
    GET 5, , Jm&: K = K + 1
    IF Jm& > 0 THEN
      GET 10, Jm& * 40 - 35, Nmd&
      Nmdren& = Nmdren& + Nmd& + 1
    END IF
    LOOP UNTIL Jm& = 0 OR K = 16
    PUT 10, I& * 40 - 35, Nmdren&
  NEXT I&
SEEK 10, 1
OPEN "$~tmp.bin" FOR BINARY AS #17
FOR I& = 1 TO Mic&
  GET 10, , Micro: PUT 17, , Micro
NEXT I&
CLOSE 10, 17
KILL Tip$(28)
NAME "$~tmp.bin" AS Tip$(28)
OPEN Tip$(28) FOR BINARY AS #10

```

Cronometro Tmp

END SUB

SUB Geometria (Nreal&, Mic&)

' Subrutina final que se ocupa de asignar el orden a las corrientes, según
' los criterios de numeración de Horton y Strahler. Gracias al orden de las
' microcuencas, la identificación de tramos es secuencial. Igualmente, el
' módulo encuentra la longitud y desnivel: de cada cauce (entre los puntos
' de entrada y salida, en microcuencas exógenas), y de cada área (recorrido
' más largo entre el parteaguas (elementos con Nd=0) y el cauce principal).
' Para las microcuencas endógenas, el programa primero reconoce el punto
' más alejado con "Dist", y desde allí obtiene los datos de cauce y área

Tmp = TIMER

' Bloque para asignar orden
FOR I& = Mic& TO 1 STEP -1
 SEEK 5, 64 * I& - 63
 FOR K = 1 TO 16
 GET 5, , Jm&: Jm& = ABS(Jm&)
 PUT 5, SEEK(5) - 4, Jm&
 IF Jm& > 0 THEN
 GET 10, 40 * Jm& - 23, OrdRio&
 Ord(K) = OrdRio&
 ELSE Ord(K) = 0
 END IF
 NEXT K
 OrdenShell Ord(), 16
 IF Ord(16) > Ord(15) THEN OrdRio& = Ord(16)
 IF Ord(16) = Ord(15) THEN OrdRio& = Ord(16) + 1
 PUT 10, 40 * I& - 23, OrdRio&
NEXT I&

' Microcuencas exógenas (cauce)
FOR I& = 1 TO Mic&
 GET 5, 64 * I& - 63, Jm&
 GET 10, 40 * I& - 27, Jfin&
 GET 6, 4 * Jfin& - 3, Elev1
 IF Jm& > 0 THEN
 GET 10, 40 * Jm& - 27, Ja&
 GET 6, 4 * Ja& - 3, Elev2
 Zcauce = Elev2 - Elev1
 Dcauce = Recorrido(Ja&, I&, 0)
 PUT 10, 40 * I& - 19, Dcauce
 PUT 10, , Zcauce
 END IF
NEXT I&

' Microcuencas exógenas (superficie)
FOR J& = 1 TO Nreal&
 GET 9, 16 * J& - 7, Nd&
 IF Nd& = 0 THEN
 Paguas& = Paguas& + 1
 LOCATE CSRLIN, 44: PRINT Paguas&;

```

GET 9, 16 * J& - 15, Ja&
GET 9, 16 * J& - 3, Imic&
GET 6, 4 * Ja& - 3, Elev2
GET 10, 40 * Imic& - 35, Nmd&
GET 10, 40 * Imic& - 27, Jfin&
Jo& = Ja&
IF Nmd& > 0 THEN
  Dsuper = Recorrido(Ja&, Imic&, 1)
ELSE
  Dsuper = Dist(Jo&, Jfin&)
END IF
GET 10, 40 * Imic& - 11, Dactual
IF Dsuper > Dactual THEN
  IF Nmd& > 0 THEN
    GET 6, 4 * Ja& - 3, Elev1
    ELSE Elev1 = Elev2
  END IF
  Zsuper = Elev2 - Elev1
  PUT 10, 40 * Imic& - 11, Dsuper
  PUT 10, , Zsuper: PUT 10, , Jo&
END IF
END IF
NEXT J&

' Microcuencas endógenas (cauce y superficie)
FOR I& = 1 TO Mic&
  GET 10, 40 * I& - 35, Nmd&
  IF Nmd& = 0 THEN
    GET 10, 40 * I& - 3, Ja&
    GET 6, 4 * Ja& - 3, Elev2
    GET 10, 40 * I& - 27, Jfin&
    Dsuper = Recorrido(Ja&, I&, 1)
    GET 6, 4 * Ja& - 3, Elev1
    Zsuper = Elev2 - Elev1
    PUT 10, 40 * I& - 11, Dsuper
    PUT 10, , Zsuper
    IF Ja& <> Jfin& THEN
      GET 6, 4 * Jfin& - 3, Elev0
      Dcauce = Recorrido(Ja&, I&, 0)
      Zcauce = Elev1 - Elev0
      PUT 10, 40 * I& - 19, Dcauce
      PUT 10, , Zcauce
    END IF
  END IF
NEXT I&
CLOSE 5: KILL Tip$(23)
Cronometro Tmp

```

END SUB

SUB Impresiones (Nreal&, Mic&)

' Los resultados del ordenamiento de celdas (archivo 9), del escalamiento
' y geometría de microfrecuencias y corrientes (archivo 10), son impresos en la
' carpeta de texto 17, y visualizados con el programa externo "mirar"

```
OPEN Tip$(35) FOR OUTPUT AS 17
PRINT #17, Tip$(9): PRINT #17,
IF Nreal& <= 10000 THEN
  PRINT #17, Tip$(10): PRINT #17,
  SEEK 9, 1
  FOR J& = 1 TO Nreal&
    GET 9, , Jc&: GET 9, , Nsal&
    GET 9, , Ndren&: GET 9, , Micr&
    PRINT #17, USING Tip$(11); J&; Jc&; Nsal&; Ndren&; Micr&
  NEXT J&
END IF
IF Namin > 0 THEN
  PRINT #17, : PRINT #17, Tip$(12); Tip$(14)
  PRINT #17, : SEEK 10, 1
  FOR J& = 1 TO Mic&
    GET 10, , NmSal&: GET 10, , Nmd&: GET 10, , Area&
    GET 10, , Cfin&: GET 10, , Ord&: GET 10, , Drio
    GET 10, , Zrio: GET 10, , Dsup: GET 10, , Zsup
    GET 10, , Cini&: SumA& = SumA& + Area&
    Dred = Dred + Drio
    Ifin& = INT((Cfin& - 1) / Ncol&) + 1
    Jfin& = Cfin& - (Ifin& - 1) * Ncol&
    Io& = INT((Cini& - 1) / Ncol&) + 1
    IF Io& = 0 THEN Jo& = 0 ELSE Jo& = Cini& - (Io& - 1) * Ncol&
    PRINT #17, USING Tip$(13); J&; NmSal&; Nmd&; Area&; Ifin&; Jfin&;
    PRINT #17, USING Tip$(15); Ord&; Drio; Zrio; Dsup; Zsup; Io&; Jo&
  NEXT J&
  PRINT #17,
  PRINT #17, USING Tip$(16); SumA&; Dred
END IF
CLOSE 17
SHELL "mirar Reporte.txt 4"
```

END SUB

FUNCTION Malla (J&, I&, K)

' Se verifica que los cálculos se hagan dentro de la malla

```
IF J& < 1 OR J& > Ncol& THEN M = 1
IF I& MOD Ncol& = 0 AND K = 1 THEN M = 1
IF I& MOD Ncol& = 1 AND K = -1 THEN M = 1
Malla = 1 - M
```

END FUNCTION

SUB OrdenShell (A(), N)

' Pequeña subrutina con el poderoso algoritmo de ordenamiento SHELL

```
Isalto = N
WHILE Isalto > 1
  Isalto = Isalto \ 2
  DO
    Ind = 1
    FOR L = 1 TO N - Isalto
      I = L + Isalto
      IF A(L) > A(I) THEN SWAP A(I), A(L): Ind = 0
    NEXT L
  LOOP UNTIL Ind = 1
WEND
```

END SUB

SUB Parametros (Nren&, Ireal, Minf, Mjad, Mord)

' Se asignan algunos datos y variables alfanuméricas. Primero se aprovecha
' la ejecución desde "comandos", donde pueden indicarse: archivo del MDE,
' radio de interpolación (celdas) y celdas del área mínima. Si no se hace,
' el programa solicitará los datos vía INPUT. Otros valores se toman del
' archivo (*.doc) asociado al MDE

```
C$ = " " + RTRIM$(COMMAND$)
I = 1: K1 = 2
DO UNTIL K1 > LEN(C$)
  L$ = MID$(C$, K1, 1)
  IF L$ = " " THEN
    L$ = "": IF MID$(C$, K1 - 1, 1) <> " " THEN I = I + 1
  END IF
  Tip$(I) = Tip$(I) + L$
  K1 = K1 + 1
LOOP
IF Tip$(1) = "" THEN
  INPUT "Archivo del MDE (*.img) sin extensión : ", Tip$(1)
  IF Tip$(1) = "" THEN END
END IF
Minf = VAL(Tip$(2))
Namin = VAL(Tip$(3))
OPEN Tip$(1) + ".doc" FOR INPUT AS #1
LINE INPUT #1, X$: LINE INPUT #1, Ir$: LINE INPUT #1, X$
LINE INPUT #1, Nc$: Ncol& = VAL(RIGHT$(Nc$, LEN(Nc$) - 14))
LINE INPUT #1, Nr$: Nren& = VAL(RIGHT$(Nr$, LEN(Nr$) - 14))
IF RIGHT$(Ir$, 4) = "real" THEN Ireal = 1
Tip$(1) = Tip$(1) + ".img"
CLOSE 1
Tip$(19) = Tip$(1)
OPEN "jdirec.bin" FOR BINARY AS #1
```

```

OPEN "ordcelf.bin" FOR BINARY AS #2
IF LOF(1) = Ncol& * Nren& * 2 THEN Mjad = 1
IF LOF(2) > 0 AND Mjad = 1 THEN Mord = 1
CLOSE
IF Mjad = 0 THEN KILL "jdirec.bin"
IF Mord = 0 THEN KILL "ordcelf.bin"
Minf = VAL(Tip$(2)): Namin = VAL(Tip$(3))
IF Tip$(2) = "" THEN INPUT "Radio de interpolación (0, no lo hace): ", Minf
IF Tip$(3) = "" THEN INPUT "Area para escalamiento (0, no lo hace): ", Namin
IF Minf < 0 OR Minf > 5 THEN Minf = 2
IF Namin < 20 THEN Namin = 20

```

' Letreros y formatos de salida asignados a la variable Tip\$()

```

Tip$(9) = STRING$(30, 32) + " R E D R A S , versión 5 "
Tip$(10) = " Lugar Celda Salida Celdas drenadas Microcuenca"
Tip$(11) = " #####          #####          #####          #####          ##### "
Tip$(12) = " Micro Salida Previas Area Celda final "
Tip$(13) = " #####          #####          #####          #####          ##### - ##### "
Tip$(14) = "Orden L(u) cauce dE(m) L(u) cuenca dE(m) Celda lejana"
Tip$(15) = " ##          #####.#          ###.##          #####.#          ###.##          ##### - ##### "
Tip$(16) = " SUMAS" + STRING$(16, 32) + "#####"
Tip$(16) = Tip$(16) + STRING$(23, 32) + "#####.#"
Tip$(17) = "Resultado: ##### sin drenar (##### perimetrales)"
Tip$(18) = "Inc.máx: ###.## m, en ##### - ##### (#### rellenos)"
Tip$(20) = "jdirec.bin": Tip$(21) = "confluen.bin": Tip$(22) = "dirde3.bin"
Tip$(23) = "confmic.bin": Tip$(24) = "topsmth.bin": Tip$(25) = "Norden.bin"
Tip$(26) = "Nareas.bin": Tip$(27) = "ordcelf.bin": Tip$(28) = "ordmicf.bin"
Tip$(31) = "Idr-Mic.img": Tip$(32) = "Idr-Red.img": Tip$(29) = "vacio1.bin"
Tip$(30) = "vacio2.bin": Tip$(33) = "Idr-Rmx.img": Tip$(34) = "Idr-All.img"
Tip$(35) = "Reporte.txt"

```

END SUB

FUNCTION Recorrido (Ja&, Imic&, Iop)

' Siguiendo direcciones Jad, define recorrido por el cauce o superficie
' (Iop=1 o 0). Al terminar, Ja& es la celda final

```

GET 10, 40 * Imic& - 27, Jfin&
DO
  GET 2, Ja& * 2 - 1, Jad
  IF Jad = 0 THEN EXIT DO
  K = Jad MOD 10 - 2: L = INT(Jad / 10) - 1
  Jb& = Ja& + Ncol& * L + K: SWAP Ja&, Jb&
  Dcauce = Dcauce + Dist(Ja&, Jb&)
  GET 8, 4 * Ja& - 3, Nd&
  LOOP UNTIL Ja& = Jfin& OR Iop * Nd& >= Namin
  Recorrido = Dcauce

```

END FUNCTION

ANEXO 3

PROGRAMA HIDRAS (documentado)

```
' hidras-4
' PROGRAMA PARA TRANSITAR HIDROGRAMAS POR UNA RED DE DRENAJE GEO-REFERENCIADA

' Modelo que simula el tránsito de avenidas por una red de drenaje, a partir
' de hidrogramas generados a nivel microcuenca (celda geomorfológica). Emplea
' mapas de N° de escurrimiento y áreas de influencia por estaciones, así como
' los archivos de salida del programa REDRAS ("ordcelf.bin" y "ordmicf.bin").
' HIDRAS maneja registros de hietogramas con varias tormentas, e hidrogramas
' Io y Qo mediante archivos binarios. Modela flujo subsuperficial -si Eta>0-
' con las subrutinas 'KLBSmicr' y 'Ghidmicr' e información de mapas edafoló-
' gico y geológico. Puede transitar o no hidrogramas incipientes (Rthi>0). La
' versión 4 simula al acuífero de planicie, como una sola entidad que recibe
' afluentes y descarga a uno o varios cauces receptores (K>0 en 'Ghidmicr')

' Elaboró: Nabil Mobayed K. / Tesis DOCTORAL / Querétaro / julio 27, 2001
```

```
DEFINT J-N
```

```
DECLARE SUB Parametros (Jcaso)
DECLARE SUB CoordsTxt (J&, Jtxt, Nc)
DECLARE SUB Interpola (M, Yo(), Yint(), Np, Dt)
DECLARE SUB Archivos (Jc, Mest, Pr(), Td(), Ned(), Nge(), Jp())
DECLARE SUB KLBSmicr (J&, Ned(), Nge(), Jp(), SmKL, SmAS, Rm, Npiam)
DECLARE SUB CDyManning (J&, Qmax, Adren, Cj, Dj, Cman, Drio)
DECLARE SUB NyEmedio (Mest, Pr(), Td())
DECLARE SUB HidPropio (J&, Nm&, DirIn&, Pr(), Td(), Jh)
DECLARE SUB HidTransito (J&, Imax, Adren, NpMax, SumVI)
DECLARE SUB Ghidmicr (K, J&, Jp(), DirIn&, Ha(), Pr(), Td(), Npm)
DECLARE SUB HidAcumula (J&, DirIn&)
DECLARE SUB Impresiones (Jc, No&())
DECLARE SUB Graficas (No&(), Kop)
DECLARE SUB OrdenAcuif (Jp(), N)
DECLARE SUB VolumHid (J&)
```

```
'$DYNAMIC
```

```
DIM SHARED Eta, Micr&, Tip$(46), datos AS STRING * 20, Fila AS STRING * 1000
DIM Pr(10, 400), Td(10, 400), No&(1000), Nedaf(30), Ngeol(30), Ha(2)
DIM Jp(100, 2, 50), Kp(100)
```

```
Parametros Jcaso
```

```
Archivos Jcaso, Mest, Pr(), Td(), Nedaf(), Ngeol(), Jp()
Rq = .75 ' Fracción de gasto base que aportan acuíferos
Rm = .6 ' Fracción del ancho de influencia en lomeríos
```

```
' El programa encuentra los números N ponderados por cada microcuenca y cada
' tormenta; identifica confluencias y las anota según su tramo (archivo #7).
```

' Luego genera, acumula y transita avenidas hacia aguas abajo (de J&=Micr& a
 ' 1) salvo en cauces ubicados después del pie de monte, que se marcan con la
 ' dirección Dn&<0. Cuando se completan las aportaciones al acuífero, modela
 ' el intercambio de flujo con los cauces de planicie (K>0 en 'Ghidrmic') y
 ' prosigue el tránsito hasta el punto de salida

```

IF Jcaso = 0 THEN
  PRINT "      Obteniendo N y estación por microcuencas ";
  NyEmedio Mest, Pr(), Td()
  FOR J& = Micr& TO 1 STEP -1
    GET 6, J& * 40 - 39, Nms& : GET 6, , Nmd&
    IF Nms& > 0 THEN
      SEEK 7, Nms& * 354 - 209
      DO: GET 7, , I&: LOOP UNTIL I& = 0
      PUT 7, SEEK(7) - 4, J&
    END IF
    IF Eta > 0 THEN
      KLBSmicr J&, Nedaf(), Ngeol(), Jp(), SmKL, SmAS, Rm, Npiam
      IF Npiam = 0 AND Nmd& > 0 THEN
        Ha(0) = Ha(0) + SmKL: Ha(2) = Ha(2) + SmAS
        ELSEIF Npiam = 1 THEN Ha(1) = Ha(1) + SmAS
      END IF
    END IF
  NEXT J&
  Tcpu = TIMER
  IF Eta > 0 THEN
    GET 12, 5, Qbas
    GET 12, 17, Tmp
    Qbas = (1 + Rq) * Qbas
    Ha(0) = (1 - Rq) * Qbas / Ha(0)
    Ha(1) = Rq * Qbas * Tmp / Ha(1)
    Ha(2) = (1 - Rq) * Qbas * Tmp / Ha(2)
    OrdenAcuif Jp(), Nacuif
  END IF

  PRINT "      Generando hidrogramas y tránsito por red ";
  Dn& = -1
  DirIn& = Micr& * 354 + 105
  OPEN "prexcd.bin" FOR BINARY AS #11
  FOR L = 1 TO 56: PUT 11, , Fila: NEXT L
  DO
    FOR J& = Micr& TO 1 STEP -1
      GET 7, J& * 354 + 75, DirJ&
      GET 6, J& * 40 - 39, Nms&
      GET 6, , Nmd&: Ns& = Nms&
      IF DirJ& = 0 THEN
        LOCATE CSRLIN, 48: PRINT J&;
        HidPropio J&, Nms& + Nmd&, DirIn&, Pr(), Td(), 0
        IF Nmd& > 0 THEN HidAcumula J&, DirIn&
        IF Eta > 0 THEN
          Ghidmicr 0, J&, Jp(), DirIn&, Ha(), Pr(), Td(), Npiam
          IF Nms& > 0 THEN GET 12, Nms& * 50 + 33, Npm
        END IF
      END IF
    NEXT J&
  LOOP

```

```

        WHILE Nms& > 0 AND Npiam = 1 AND Npm = 0
            PUT 7, Nms& * 354 + 75, Dn&
            GET 6, Nms& * 40 - 39, Nms&
        WEND
    END IF
    IF Ns& = 0 THEN VolumHid J&
END IF
NEXT J&
FOR K = 1 TO Nacuif
    FOR L = 1 TO Jp(K, 1, 0)
        Naf& = Jp(K, 1, L)
        GET 7, Naf& * 354 + 75, Dj&
        IF Dj& < 0 THEN EXIT FOR
    NEXT L
    IF Dj& > 0 AND Kp(K) = 0 THEN
        PRINT : PRINT STRING$(35, 32); "Acuífero"; K;
        Ghidmicr K, 0, Jp(), DirIn&, Ha(), Pr(), Td(), 0
        Kp(K) = 1: EXIT FOR
    END IF
NEXT K
GET 7, 429, Dj&
LOOP UNTIL Dj& > 0
BEEP: CLOSE 11
PRINT "    .. t ="; TIMER - Tcpu; "s"
KILL "prexcd.bin"
INPUT "    [□Ü]", R$
END IF

Impresiones Jcaso, No&()
DO
    SHELL "mirar Reporte.txt 4"
    Graficas No&(), Kop
LOOP UNTIL Kop = 5
CLOSE

END

```

REM \$STATIC

SUB Archivos (Jc, Mest, Pr(), Td(), Ned(), Nge(), Jp())

' Módulo que prepara archivos, sea para corrida (Jc=0) o revisión (Jc=1).
 ' Los datos se leen del archivo #1, en el primer caso, y se preparan el #7
 ' y el #12 (gasto base, si Eta>0) en formato binario. El contenido de los
 ' archivos de trabajo es como sigue:

Nombre	Número	Contenido
' *(Datos)	1	Archivo general de datos. Su nombre debe indicarse
' *(Hidref)	2	Hidrograma(s) de referencia. Ver SUB Impresiones
' *numn	3	Mapa binario con números de curva N (m, todo SCS)
' *thies	4	Mapa con áreas poligonales de estaciones (Thiessen)

'	ordcelf	5	Tabla ordenada con celdas (su dirección) y Nd
'	ordmicf	6	Tabla de microcuencas ordenadas (con Nmo y Nmd)
'	hidrmic	7	Tabla binaria de resultados: hidrogramas y otros
'	Reporte	8	Reporte temporal: resultados ASCII (ver c/ MIRAR)
'	Repomic	9	Reporte: microcuencas según su orden de corriente
'	grafhid	10	Tabla temporal para salida gráfica (ver c/ GRECA)
'	prexced	11	Tabla temporal con lluvia excedente e hidrogramas
'	*(ghid)	12	Tabla para flujo subsuperficial. Su nombre es dato
'	*jdir	13	Mapa binario -2 bytes- con direcciones de flujo
'	*edaf	14	Mapa edafológico (con tipos de suelo)
'	*geol	15	Mapa geológico (tipos de roca/suelo)

DIM Bloque AS STRING * 40, Letra AS STRING * 1

OPEN Tip\$(7) FOR BINARY AS #7

IF Jc = 0 THEN

OPEN Tip\$(0) FOR INPUT AS #1

LINE INPUT #1, Clave\$: datos = Clave\$

FOR J = 3 TO 6

INPUT #1, Tip\$(J)

OPEN Tip\$(J) FOR BINARY AS #J

NEXT J

IF LOF(7) > 0 THEN CLOSE 7: KILL Tip\$(7): OPEN Tip\$(7) FOR BINARY AS #7

ELSEIF LOF(7) = 0 THEN PRINT " Archivo inexistente": END

END IF

' Para cada estación, lee valores de lluvia y duración Pr() y Td(), sean
' para representar hietogramas o eventos de precipitación total. Si son
' hietogramas, bastará hacer nulos los coeficientes Rhiet y Phiet

IF Jc = 0 THEN

Micr& = LOF(6) / 40

INPUT #1, Dcel, Mest

FOR L = 1 TO Mest

INPUT #1, Nphiet

FOR M = 1 TO Nphiet

INPUT #1, Pr(L, M), Td(L, M)

NEXT M

NEXT L

INPUT #1, DtImp, Rthi

INPUT #1, Rhiet, Phiet

INPUT #1, Beta, Delta

INPUT #1, NdI&, NdIII&

INPUT #1, FPscs, FPman

INPUT #1, Eta

IF DtImp < 60 THEN DtImp = 60

IF Eta > 0 THEN INPUT #1, Tip\$(35)

N = LEN(Tip\$(35)): PUT 7, , datos

PUT 7, , N: PUT 7, , Tip\$(35): PUT 7, 93, Micr&

PUT 7, 37, Dcel: PUT 7, , DtImp: PUT 7, , Rhiet

PUT 7, , Phiet: PUT 7, , Beta: PUT 7, , Delta

PUT 7, , Rthi: PUT 7, , NdI&: PUT 7, , NdIII&

```

PUT 7, , FPman: PUT 7, , FPscs
FOR J& = 1 TO Micr&
  GET 6, , Bloque
  PUT 7, 354 * J& - 249, Bloque
  FOR K = 1 TO 90: PUT 7, , Nulo&: NEXT K
  SEEK 7, Micr& * 354 + J& * 80 + 25
  FOR K = 1 TO 20: PUT 7, , Nulo&: NEXT K
NEXT J&
ELSE
GET 7, 21, N: Tip$(35) = "": IF N > 14 THEN N = 14
FOR K = 1 TO N: GET 7, , Letra: Tip$(35) = Tip$(35) + Letra: NEXT K
GET 7, 93, Micr&
END IF

```

' Se abre el archivo #12. Si es una revisión, se lee 'Eta' a menos que no
 ' incluya flujo sub-superficial. Si es corrida y Eta>0, se abren archivos
 ' finales y se leen los atributos L de los mapas edafológico y geológico,
 ' junto con su clasificación respectiva Ned(L) y Nge(L). Ver SUB KLBSmicr

```

OPEN Tip$(35) FOR BINARY AS #12
M& = LOF(12)
IF (M& > 0 AND Jc = 0) OR (M& = 0 AND Jc > 0) THEN CLOSE 12: KILL Tip$(35)
IF (M& > 0 AND Jc = 0) THEN OPEN Tip$(35) FOR BINARY AS #12
IF (M& > 0 AND Jc > 0) THEN GET 12, 1, Eta
IF Jc = 0 THEN
  IF Eta > 0 THEN
    INPUT #1, Qbase, RelK
    INPUT #1, Tini, Tmp
    INPUT #1, Tip$(36), Ncol&
    INPUT #1, Tip$(37), NpE: FOR K = 1 TO NpE: INPUT #1, L, Ned(L): NEXT K
    INPUT #1, Tip$(38), NpG: FOR K = 1 TO NpG: INPUT #1, L, Nge(L): NEXT K
    INPUT #1, Nacuif
    FOR J = 1 TO Nacuif
      FOR K = 1 TO 2
        INPUT #1, Jp(J, K, 0)
        FOR L = 1 TO Jp(J, K, 0): INPUT #1, Jp(J, K, L): NEXT L
      NEXT K, J
    Nin = Tini / DtImp: Ksub = Nacuif
    PUT 12, 1, Eta: PUT 12, , Qbase: PUT 12, , RelK
    PUT 12, , Tini: PUT 12, , Tmp: PUT 12, , Nin
    PUT 12, , Ncol&: PUT 12, 35, Nacuif: PUT 12, , Ksub
    SEEK 12, 51: FOR J& = 1 TO Micr& / 18: PUT 12, , Fila: NEXT J&
    FOR J = 13 TO 15: OPEN Tip$(J + 23) FOR BINARY AS #J: NEXT J
    ELSE CLOSE 12: KILL Tip$(35)
  END IF
END IF
END SUB

```

SUB CDyManning (J&, Qmax, Adren, Cj, Dj, Cman, Drio)

' Este bloque contiene las expresiones para estimar, en forma aproximada,
' el coeficiente de rugosidad del cauce J& (n) y los parámetros de celeri-
' dad y difusión para el modelo integral de tránsito de avenidas (C y D)

```
STATIC Jref&, QMref
IF J& <> Jref& THEN QMref = 0
GET 7, 37, Dcel
GET 7, 73, FPman
GET 7, 354 * J& - 229, Drio
GET 7, , Zrio
Drio = Drio * Dcel
So = Zrio / Drio
```

' Fórmulas de Betson (WRR, 1979) para determinar Ahid y Thid

```
Cth = 1.209 * Adren ^ .45
Cah = .0776 * Adren ^ .54
Pth = .245: Pah = .358 / So ^ .104
IF Pah < .6 THEN Pah = .6
IF Qmax = 0 THEN Qmax = .001
Thid = Cth * (91.4 * Qmax / Adren) ^ Pth
Ahid = Cah * (91.4 * Qmax / Adren) ^ Pah
Dhid = Ahid / Thid
Rhid = Ahid / (Thid + 2 * Dhid)
Cman = Ahid * Rhid ^ (2 / 3) * SQR(So) / Qmax
IF Cman < .025 THEN Cman = .025: Rhid = Dhid
IF Cman > .085 THEN Cman = .085
Cman = FPman * Cman: Cns = Cman / SQR(So)
Vel = Rhid ^ (2 / 3) * SQR(So) / Cman
```

' Si Eta>0, guarda datos para simular flujo subsuperficial

```
IF Eta > 0 AND Qmax > QMref THEN
  PUT 12, J& * 50 + 9, Cns
  PUT 12, , Thid: GET 12, , Bmic
  IF Bmic < Thid THEN Bmic = 1.25 * Thid
  PUT 12, SEEK(12) - 4, Bmic
END IF
QMref = Qmax
Jref& = J&
```

' Ajustes propuestos para determinar valores de C y D

```
C0 = SQR(9.807 * Dhid)
Froude = Vel / C0
Bd = -.574 * Drio ^ .312
Epsilon = (.5 - 18 / Drio) * (1 - EXP(Bd * Froude))
IF Drio < 5000 THEN
  Ac = .00168 * Drio * EXP(.118 * (Drio / 1000) ^ 2)
  Cj = C0 * Ac * (1 - EXP(-Froude / Ac))
```

```

ELSE Cj = C0 * Froude
END IF
Dj = (.5 - Epsilon) * Cj * Drio
END SUB

```

SUB CoordsTxt (J&, Jtxt, Nc)

```

' Escribe puntos de los hidrogramas J& en el archivo de graficación (#10).
' También añade claves y letreros para gráficas (mediante 'GRECA'). Cuando
' Eta>0, resta tiempo para inicialización y tabula aportaciones (#12)

```

```

IF J& > 0 THEN
GET 7, 41, DtImp
GET 7, 97, Dref&
GET 7, J& * 354 + 75, DirIn&
GET 7, J& * 354 + 81, Nphid
IF Nc < 0 THEN M = 12 ELSE M = 7
IF Eta > 0 THEN
GET 12, J& * 50 + 39, DirGh&
GET 12, 13, Tin: GET 12, , Ttodo: GET 12, , Nin
IF (Nphid + 1) * DtImp > Ttodo THEN Nphid = .95 * Nphid
END IF
FOR L = 7 TO M STEP 5
IF L = 7 THEN Dir& = DirIn& ELSE Dir& = DirGh&
SEEK L, Dir& + 4 * Nin
PRINT #10, Nphid - Nin
T = 0
FOR N = 1 + Nin TO Nphid
GET L, , Qdirec
PRINT #10, USING Tip$(32); T; Qdirec
T = T + DtImp / 60
NEXT N
NEXT L
IF Dref& > 0 THEN GET 7, Dref&, Nhid
FOR L = 1 TO Nhid
GET 7, SEEK(7) + Npts * 8, Jc&: GET 7, , Npts
IF Jc& = J& THEN Nop = 1: EXIT FOR
NEXT L
IF Nop > 0 AND Jtxt > 0 THEN
PRINT #10, Npts
FOR N = 1 TO Npts
GET 7, , T: GET 7, , Qref
PRINT #10, USING Tip$(32); T; Qref
NEXT N
END IF
END IF

```

```

' Impresión de colores, textos y recuadro

```

```

IF Jtxt >= 0 THEN
  Tip$(35) = "TRAMO" + STR$(ABS(J&))
  IF J& < 0 THEN Tip$(35) = Tip$(35) + " Y AFLUENTES"
  IF Eta > 0 AND J& > 0 THEN
    GET 12, ABS(J&) * 50 + 33, Npiam
    IF Npiam > 0 THEN Tip$(35) = Tip$(35) + " (Piamonte)"
  END IF
  FOR K = 1 TO ABS(Nc): PRINT #10, K: NEXT K
  FOR K = 33 TO 35: PRINT #10, Tip$(K): NEXT K
  IF J& < 0 OR Nc < 0 OR Jtxt <> 0 THEN
    PRINT #10, Tip$(40)
    IF Nc < 0 THEN PRINT #10, Tip$(41)
    IF J& < 0 THEN
      FOR K = 0 TO 15
        GET 7, 354 * ABS(J&) + 4 * K - 209, Afl&
        IF Afl& = 0 THEN EXIT FOR ELSE PRINT #10, Tip$(42) + STR$(Afl&)
      NEXT K
    END IF
    IF Nop > 0 THEN PRINT #10, "Referencia"
    PRINT #10, " 6": PRINT #10, " 50"
  END IF
END IF

```

END SUB

SUB Ghidmicr (K, J&, Jp(), DirIn&, Ha(), Pr(), Td(), Npm)

' Bloque que simula el flujo subsuperficial por cada tramo J& de la red,
' usando datos definidos en 'KLBSmicr' (archivo #12) y el hidrograma acumu-
' lado en su salida (#7). El cálculo se lleva a todo el lapso de simulación
' (Ttodo). La altura freática Ha, adyacente al cauce, define el intercambio
' de flujo lateral (Gtrn). A pie de monte, la infiltración se supone apre-
' ciable; pero la regulación del acuífero K, aguas abajo, se simula después
' en función de sus cauces Jp() aportadores y receptores (planicie). Antes
' obtiene condiciones iniciales: SumQ, gasto base total; Ha, carga de pre-
' sión en el medio granular; y las constantes Cblst y Cbkl

```

DIM Cns(30), Bf(30), Bl(30), Dqd&(30), Dgh&(30), Daf&(50)
DIM Qmx(30), Tp(30), Vt(30), DVt(30), Np(30)
STATIC DirGh&

```

```

GET 7, 41, DtImp: GET 12, 9, RelK
GET 12, 17, Ttodo: GET 12, , Nin
IF K = 0 THEN Lmax = 1 ELSE Lmax = Jp(K, 2, 0)
IF DirGh& = 0 THEN DirGh& = 51 + 50 * Micr&
Npts = Ttodo / DtImp
FOR M = 1 TO Jp(K, 1, 0)
  Afl& = Jp(K, 1, M)
  GET 12, 50 * Afl& + 17, BmAf
  GET 12, , DrAf: GET 12, , SumAf: GET 12, , Saf
  SumQ = SumQ + Ha(1) * BmAf * DrAf * Saf / Ttodo

```

```

Cblst = Cblst + BmAf * DraF * Saf / DtImp
GET 12, 50 * Afl& + 39, Daf&(M)
NEXT M
FOR L = 1 TO Lmax
  IF K > 0 THEN
    J& = Jp(K, 2, L)
    GET 6, J& * 40 - 39, Ns&: GET 6, , Nd&
    HidPropio J&, Ns& + Nd&, DirIn&, Pr(), Td(), 1
    IF Nd& > 0 THEN HidAcumula J&, DirIn&
  END IF
  GET 7, J& * 354 - 225, Zrio
  GET 7, J& * 354 + 75, Dqd&(L)
  GET 7, , Nst: GET 7, , Np(L): GET 7, , Qmax
  GET 12, J& * 50 + 1, Vt(L): GET 12, , DVt(L): GET 12, , Cns(L)
  GET 12, , Bf(L): GET 12, , Bmic: GET 12, , Drio: GET 12, , SumKL
  GET 12, , Salm: GET 12, , Npm: GET 12, , Ho
  GET 7, Dqd&(L) + Nin * 4, Qmin
  IF Bf(L) = 0 THEN Bf(L) = 1
  Yn = (Cns(L) * Qmin / Bf(L)) ^ .6
  Dgh&(L) = DirGh& + 4 * Npts * (L - 1)
  Bl(L) = Bmic / Drio: SumB = SumB + Bl(L)
  SumZB = SumZB + Zrio * Bl(L)
  SumYB = SumYB + Yn * Bl(L)
NEXT L
Dy = .1
IF K = 0 THEN
  Ha = Ha(2) + Yn + Dy
  Ymax = Dy + (Cns(1) * Qmax / Bf(1)) ^ .6
  Clat = Ha(0) * SumKL / (Ha - Yn)
  Ctls = DtImp / (Bmic * Drio * Salm)
  CinM = (Bmic - Bf(1)) / Ymax
  ELSE Cbkl = SumQ / SumZB
  Ha = (SumZB + SumYB) / SumB
END IF
GET 6, J& * 40 - 35, Nmd&
IF Nmd& + Npm + K = 0 THEN EXIT SUB
FOR Np = 1 TO Npts
  Gsal = 0: Gpiam = 0
  FOR M = 1 TO Jp(K, 1, 0)
    GET 12, Daf&(M) + 4 * (Np - 1), Gafl
    Gpiam = Gpiam - Gafl
  NEXT M
  FOR L = 1 TO Lmax
    IF Np <= Np(L) THEN
      GET 7, Dqd&(L) + 4 * (Np - 1), Qent
      SEEK 7, SEEK(7) - 4
    END IF
    Ya = 0
    IF Qent > 0 THEN Ya = (Cns(L) * Qent / Bf(L)) ^ .6
    IF K = 0 THEN
      Binf = Bf(1) + CinM * Ya
      IF Npm = 1 THEN Gtrn = -4 * SumKL * RelK * Binf
    
```

```

    IF Npm = 0 THEN Gtrn = Clat * (Ha - Ya)
    ELSE
        Gtrn = Cbkl * Bl(L) * (Ha - Ya)
    END IF
    Qsal = Qent + Gtrn
    IF Qsal < 0 THEN Qsal = 0: Gtrn = -Qent
    IF Qsal > Qmx(L) THEN Qmx(L) = Qsal: Tp(L) = (Np - 1) * DtImp
    PUT 7, , Qsal: PUT 12, Dgh&(L) + 4 * (Np - 1), Gtrn
    IF Np < Nin THEN DVt(L) = DVt(L) + Gtrn * DtImp
    Vt(L) = Vt(L) + Gtrn * DtImp
    Gsal = Gsal + Gtrn
NEXT L
IF Np >= Nin THEN
    IF K = 0 THEN Ha = Ha - Ctls * Gtrn
    IF K > 0 THEN Ha = Ha + (Gpiam - Gsal) / Cblst
END IF
NEXT Np
DirIn& = SEEK(7)
DirGh& = SEEK(12)
FOR L = 1 TO Lmax
    IF K > 0 THEN J& = Jp(K, 2, L)
    PUT 7, J& * 354 + 81, Npts: PUT 7, , Qmx(L)
    PUT 7, , Tp(L): PUT 12, J& * 50 + 1, Vt(L): PUT 12, , DVt(L)
    PUT 12, J& * 50 + 35, Ha: PUT 12, , Dgh&(L)
NEXT L
IF K > 0 THEN
    FOR L& = Micr& TO 1 STEP -1
        GET 7, L& * 354 + 75, Dj&
        IF Dj& < 0 THEN PUT 7, L& * 354 + 75, Nul&
    NEXT L&
END IF
END SUB

```

SUB Graficas (No&(), Kop)

' Módulo que forma archivo con las coordenadas de los hidrogramas, para
' visualizarlos con el programa GRECA según distintas opciones (Kop)

```

DIM Afl&(16)
DO
    DO
        CLS
        PRINT Tip$(11): LOCATE 5
        FOR K = 22 TO 26: PRINT Tip$(K): NEXT K
        LOCATE 11, 10: INPUT "Selección ... ", Kop
        LOOP UNTIL Kop > 0 AND Kop < 6
        SELECT CASE Kop
            CASE 1
                DO

```

```

LOCATE 13, 10: PRINT Tip$(31);
LOCATE , POS(0) - 5: INPUT J&
LOOP WHILE J& < 1 OR J& > Micr&
OPEN Tip$(10) FOR OUTPUT AS #10
GET 7, 97, Dr&: Nop = 0: Npt = 0
IF Dr& > 0 THEN GET 7, Dr&, Nhid
FOR L = 1 TO Nhid
  GET 7, SEEK(7) + Npt * 8, Jc&: GET 7, , Npt
  IF Jc& = J& THEN Nop = 1: EXIT FOR
NEXT L
Ncur = 1 + Nop
IF Eta > 0 THEN
  GET 12, 50 * J& + 39, DirGh&
  IF DirGh& > 0 THEN Ncur = -(1 + Ncur)
END IF
PRINT #10, ABS(Ncur)
CoordsTxt J&, 1, Ncur
CASE 2
DO
  SHELL "mirar Repomic.txt 3"
  LOCATE 13, 10: PRINT Tip$(31);
  LOCATE , POS(0) - 5: INPUT J&: M = 0
  DO: M = M + 1: LOOP UNTIL J& = No&(M) OR No&(M) = 0
LOOP UNTIL J& = No&(M) AND J& > 0
OPEN Tip$(10) FOR OUTPUT AS #10
Naf1 = 1
FOR K = 0 TO 15
  GET 7, 354 * J& + 4 * K - 209, Afl&(K)
  IF Afl&(K) = 0 THEN EXIT FOR ELSE Naf1 = Naf1 + 1
NEXT K
PRINT #10, Naf1: CoordsTxt J&, -1, 1
FOR K = 0 TO Naf1 - 1: CoordsTxt Afl&(K), -1, 1: NEXT K
CoordsTxt -J&, 1, Naf1
CASE 3
DO
  LOCATE 13, 10: PRINT Tip$(31);
  LOCATE , POS(0) - 5: INPUT J&
  LOOP WHILE J& < 1 OR J& > Micr&
  Nms& = J&: NpMax = 0: Qmax = 0
  DO
    GET 7, 354 * Nms& - 249, Nms&
    IF Nms& = 0 THEN EXIT DO
    GET 7, Nms& * 354 + 81, Np: GET 7, , Qm
    IF Qm > Qmax THEN Qmax = Qm
  LOOP
  GET 7, 41, DtImp
  IF Eta > 0 THEN GET 12, 13, Tin
  Tmax = (.95 * Np * DtImp - Tin) / 60
  SCREEN 9
  DO
    OPEN Tip$(10) FOR OUTPUT AS #10
    PRINT #10, " 2 2": Qd = 0

```



```

PRINT #10, USING Tip$(32); Tmax; Qd
PRINT #10, USING Tip$(32); Tmax; Qmax
CoordsTxt J&, 0, 2
CLOSE 10
SHELL "greca " + Tip$(10) + " 0 .3"
GET 7, 354 * J& - 249, J&
LOOP UNTIL J& = 0
SCREEN 0
CASE 4, 5
EXIT DO
END SELECT
CLOSE 10
SHELL "greca " + Tip$(10)
LOOP

```

END SUB

SUB HidAcumula (J&, DirIn&)

' Importante secuencia que acumula hidrogramas a la entrada de la micro-
' cuenca J&, e invoca a 'HidTransito' para aplicar el modelo integral que
' genera la salida Qo, mientras obtiene varios volúmenes asociados al gasto
' directo (dir), y base (trn) cuando Eta>0

DIM Afl&(16)

```

GET 7, 41, DtImp
SEEK 7, J& * 354 - 209
FOR K = 1 TO 16: GET 7, , Afl&(K): NEXT K
Naf = 0: WHILE Afl&(Naf + 1) > 0: Naf = Naf + 1: WEND
GET 7, J& * 354 + 59, Adren
GET 7, J& * 354 + 75, Dprop&
GET 7, , Nst: GET 7, , Nprop
NpMax = Nprop
FOR K = 1 TO Naf
  GET 7, Afl&(K) * 354 - 253, Vdir
  GET 7, Afl&(K) * 354 + 59, Aunit
  GET 7, Afl&(K) * 354 + 75, Diraf&
  GET 7, , N: GET 7, , Nphid
  IF Eta > 0 THEN
    GET 12, Afl&(K) * 50 + 1, Vtrn: GET 12, , DVtrn
    VTtrn = VTtrn + Vtrn: DVTtrn = DVTtrn + DVtrn
  END IF
  SumVI = SumVI + Vdir + Vtrn
  Adren = Adren + Aunit
  VTdir = VTdir + Vdir
  SEEK 7, Diraf&
  SEEK 11, 1
  FOR L = 1 TO Nphid
    IF L <= NpMax THEN
      GET 11, , IoL: SEEK 11, SEEK(11) - 4
    
```

```

        IF IoL < .00001 THEN IoL = 0
        ELSE IoL = 0
    END IF
    GET 7, , Qdirec: IoL = IoL + Qdirec
    IF IoL > Iomax THEN Iomax = IoL
    PUT 11, , IoL
NEXT L
    IF Nphid > NpMax THEN NpMax = Nphid
NEXT K

```

HidTransito J&, Iomax, Adren, NpMax, SumVI

' Una vez obtenida la salida Qo (guardada en archivo #11), se acumula el
' hidrograma por cuenca propia. Para ello, se lee el valor de #7 para cada
' instante L, se le suma Qo del #11 y se rescribe

```

IF Nprop > NpMax THEN NpMax = Nprop
SEEK 7, Dprop&: SEEK 11, 160001
FOR L = 1 TO NpMax
    GET 11, , Qol
    IF L <= Nprop THEN
        GET 7, , Qdirec: Qol = Qol + Qdirec
        SEEK 7, SEEK(7) - 4
    END IF
    PUT 7, , Qol
    IF Qol > Qmax THEN Qmax = Qol: Tpico = (L - 1) * DtImp
NEXT L
DirIn& = SEEK(7)
GET 7, J& * 354 - 253, VTD: VTdir = VTD + VTdir
PUT 7, SEEK(7) - 4, VTdir: PUT 7, J& * 354 + 81, NpMax
PUT 7, , Qmax: PUT 7, , Tpico
IF Eta > 0 THEN
    PUT 12, J& * 50 + 1, VTtrn: PUT 12, , DVTtrn
END IF...

```

END SUB

SUB HidPropio (J&, Nm&, DirIn&, Pr(), Td(), Jh)

' Se generan hidrogramas propios por microcuenca empleando hietogramas de
' tormenta o un ajuste potencial para expresar los cambios de intensidad.
' Se emplea una variante del método SCS que simula el comportamiento tempo-
' ral de pérdidas. Despu,s si Rthi>0, se transitan los gastos (mediante
' respuestas unitarias de tipo potencial) aplicando la "sumatoria" de con-
' volución a las ordenadas de cada hidrograma. Los gastos generados Qo de
' todos los eventos (acumulados por ordenadas) así como el punto de inicio
' y gasto máximo de cada uno, se guardan en el archivo #7 desde la posición
' DirIn&. Io=0, en tanto no se satisfaga el déficit de humedad inicial. Si
' Eta>0, los hidrogramas se recorren el tiempo de inicialización (Nin)

DIM Tbase(50), Mini(50), Imx(50)

```

Dt = 120
SEEK 11, 1
PUT 7, J& * 354 + 75, DirIn&
GET 7, , Nest: GET 7, 37, Dcel
GET 7, , DtImp: GET 7, , Rht
GET 7, , Pht: GET 7, , Beta
GET 7, , Delta: GET 7, , Rthi
GET 7, J& * 354 - 241, Area&
GET 7, J& * 354 - 221, Dsup
GET 7, , Zsup
Dsup = Dsup * Dcel
IF Rht = 0 THEN Pht = 0
Aunit = Area& * Dcel ^ 2 / 1000
IF Eta > 0 THEN GET 12, 17, Ttodo: GET 12, , Nin

```

' K es el contador general de intervalos; N el de tormentas; J el de inter-
' valos por tormenta; y M el de los puntos del hietograma

```

DO WHILE Td(Nest, K + 1) > 0
  SumP = 0: SumT = 0
  Kini = K + 1
  DO
    K = K + 1
    SumP = SumP + Pr(Nest, K)
    IF Pr(Nest, K) > 0 THEN SumT = SumT + Td(Nest, K)
    IF SumP > 0 AND (Pr(Nest, K + 1) = 0 OR Rht > 0) THEN EXIT DO
  LOOP UNTIL Td(Nest, K + 1) = 0
  T = 0
  N = N + 1
  Tbase(N) = SumT
  Mini(N) = M + 1
  Precip = 0: Intens = 0
  GET 7, J& * 354 + 4 * N - 149, EscN
  IF EscN = 0 THEN N = N - 1: EXIT DO
  S = 254 * (100 / EscN - 1)
  FOR J = Kini TO K
    Td = Td(Nest, J)
    Npts = Td / Dt + 1
    IF Td = 0 THEN EXIT DO
    Imax = (Pht + 1) * Pr(Nest, J) / Td
    IF Pr(Nest, J) = 0 THEN
      FOR L = 1 TO Npts: PUT 11, , Qnũlo: M = M + 1: NEXT L
    ELSE
      Imx(N) = .0001
      FOR L = 1 TO Npts
        Iant = Intens
        IF Rht > 0 THEN
          IF T > Rht * Td THEN Denom = Rht - 1 ELSE Denom = Rht
          Trelat = (Rht * Td - T) / Denom
          Intens = Imax * ABS(1 - Trelat / Td) ^ Pht
          ELSE Intens = Imax

```

```

END IF
Med = 2: IF L = 1 THEN Med = 4
Precip = Precip + (Iant + Intens) * Dt / Med
AbstrF = S ^ 2 * Intens / (Precip + .8 * S) ^ 2
PrEx = (Intens - AbstrF) * Aunit
IF PrEx > Imx(N) THEN Imx(N) = PrEx
IF PrEx < 0 THEN PrEx = 0
M = M + 1: PUT 11, , PrEx
T = T + Dt
NEXT L
END IF
NEXT J
LOOP

```

' Se guardan las ordenadas Io cuando la pendiente So no puede calcularse,
' o se genera antes el hidrograma Qo mediante la sumatoria de convolución.
' Al final se acumula el volumen de escurrimiento producido (SumVI) y se
' guardan los resultados en el archivo #7 espaciados DtImp. Ahora L es el
' contador de puntos de los hidrogramas, y J el de cada uno

```

Ntorm = N
Mini(N + 1) = M
SEEK 11, 160001
GET 7, 101, TMret
IF Delta <= 0 THEN Delta = 1.03 * Beta - .72
FOR L = 1 TO 56: PUT 11, , Fila: NEXT L
FOR N = 1 TO Ntorm
L = Mini(N): M = L
GET 11, 4 * M - 3, Io
GET 7, J& * 354 + 4 * N - 149, EscN
WHILE Io = 0: M = M + 1: L = L + 1: GET 11, , Io: WEND
IF Dsup > 0 AND Zsup > 0 AND Rthi > 0 THEN
So = Zsup / Dsup
Tret = Dsup ^ .8 * (1000 / EscN - 9) ^ .7 / SQR(So)
Tret = INT(.816 * Tret / Dt + 1) * Dt
IF Rthi * Tret < TMret THEN Beta = 1.67: Delta = 1
Alfa = Beta + .5 * (Beta - 1) * Tbase(N) / Tret
CteQ = (Delta + 1) * Dt / ((Alfa + 1) * Tret)
Nph = Mini(N + 1) - M + (Alfa + 1) * Tret / Dt
Dtr = (.00005 / (CteQ * Imx(N))) ^ (1 / Delta)
Kx = (Tret * (1 + (1 - Dtr) * Alfa)) / Dt
ELSE Nph = Mini(N + 1) - M
END IF
FOR J = 1 TO Nph
GET 11, 160001 + 4 * (L - 1), Qo1
IF So > 0 THEN
FOR K = J TO 1 STEP -1
T = (J - K + 1) * Dt
IF J - K + 1 > Kx THEN EXIT FOR
IF K + M <= Mini(N + 1) THEN
GET 11, 4 * (K + M) - 7, Io
IF T > Tret THEN

```

```

        Dtr = 1 - (T - Tret) / (Alfa * Tret)
        IF Dtr > 0 THEN DelQ = CteQ * Io * Dtr ^ Delta
        ELSE DelQ = CteQ * Io * (T / Tret) ^ Delta
    END IF
    Qol = Qol + DelQ
END IF
NEXT K
ELSE GET 11, 4 * L - 3, Qol
END IF
IF Qol > Qmax THEN Qmax = Qol: Tpico = (L - 1) * Dt
PUT 11, 160001 + 4 * (L - 1), Qol
L = L + 1
NEXT J
NEXT N

SEEK 7, DirIn&
GET 11, 160001, QoB
M = 1: Nphid = Nin
Tini = Nin * DtImp
FOR K = 1 TO Nphid: PUT 7, , Qnulo: NEXT K
DO
    WHILE Tqo < Tqi AND M < L
        Tqo = Tqo + Dt
        M = M + 1: QoA = QoB
        SumVI = SumVI + QoA * Dt
        IF M < L THEN GET 11, , QoB
        Pend = (QoB - QoA) / Dt
    WEND
    Nphid = Nphid + 1
    Qint = QoB - Pend * (Tqo - Tqi)
    IF Tqi > Tini + L * Dt THEN Qint = 0
    Tqi = Tqi + DtImp
    PUT 7, , Qint
LOOP UNTIL M >= L AND Tqi > Jh * (Ttodo - Tini)
SEEK 11, 1
DirIn& = SEEK(7)
Adren = Aunit / 1000
Tpico = Tpico + Nin * DtImp
PUT 7, J& * 354 + 59, Adren
PUT 7, J& * 354 + 81, Nphid
PUT 7, , Qmax: PUT 7, , Tpico
PUT 7, J& * 354 - 253, SumVI: GET 7, 81, SVI
IF Nm& > 0 THEN SumVI = SVI + SumVI: PUT 7, 81, SumVI
FOR L = 1 TO 56: PUT 11, , Fila: NEXT L

END SUB

```

SUB HidTransito (J&, Imax, Adren, NpMax, SumVI)

' Modelo para obtener el hidrograma de salida aproximado, dados los valores
' promedio de Cj y Dj, la distancia entre hidrogramas (Drío) y el paso de
' tiempo. Si Dt <= 60 s, se asume que el hidrograma de entrada es igual al
' de salida aunque defasado un tiempo Drío/Cj. Se utiliza una subrutina de
' interpolación, en caso de que el incremento de tiempo para el tránsito
' deba ser menor que DtImp

DIM Io(16200), Ud(16200), Qo(16200), Min(50), Mfn(50), Qmax(50), Jmax(50)

Pi = 3.141593

SEEK 11, 160001

GET 7, 41, DtImp

FOR L = 1 TO 56: PUT 11, , Fila: NEXT L

IF Eta > 0 THEN GET 12, 17, Ttodo: NpMax = Ttodo / DtImp + 1

CDyManning J&, Imax, Adren, Cj, Dj, Cman, Drío

PUT 7, J& * 354 + 59, Adren: PUT 7, , Cman

PUT 7, , Cj: PUT 7, , Dj

Dt = CINT(Drío / (8 * Cj))

IF Dt > 120 THEN Dt = 120

IF Dt < 61 THEN

 Ndef = (Drío / Cj) / DtImp

 NpMax = NpMax + Ndef

 GET 11, 1, Io

 FOR J = 1 TO NpMax

 IF J > Ndef THEN GET 11, 4 * (J - Ndef) - 3, Io

 PUT 11, 160001 + 4 * (J - 1), Io

 NEXT J

 EXIT SUB

END IF

' Si ocurren varios picos, se identifica el inicio-fin y el máximo de cada
' creciente (Min-Mfn y Qmax) a fin de estimar sus valores Cj y Dj. Así, la
' función impulso-respuesta Ud(k) calculada de antemano, tendrá influencia
' en cada rango definido (por cierto que Ud(k) se calcula hasta Kx términos
' tal que Ud(Kx)*Qmax < 1E-7). Se acepta una ordenada Io como inicio cuando
' Io/Qmax (máximo previo) es menor a una relación dada RelQ

RelQ = .02

FOR L = 1 TO NpMax

 Pant = Pact: IoA = IoB

 GET 11, 4 * L - 3, IoB: Pact = IoB - IoA

 IF Pant * Pact <= 0 AND Pant > 0 THEN

 IF IoA > Qmax(K) THEN Qmax(K) = IoA: Jmax(K) = L - 1

 END IF

 IF Pant * Pact <= 0 AND Pant <= 0 AND IoB > 0 THEN

 IF IoB < RelQ * Qmax(K) OR IoA = 0 THEN K = K + 1: Min(K) = L

 END IF

NEXT L

IF Qmax(K) = 0 THEN K = K - 1

IF K > 0 THEN Mfn(K) = NpMax

```

Nhid = K
WHILE K > 1
  FOR L = Min(K) TO 1 STEP -1
    GET I1, 4 * L - 3, IoB
    IF IoB > 0 OR L = 1 THEN
      K = K - 1: Mfn(K) = L: EXIT FOR
    END IF
  NEXT L
WEND

FOR N = 1 TO Nhid
  VolI = 0
  Npts = Mfn(N) - Min(N)
  CDyManning J&, Qmax(N), Adren, Cj, Dj, Cman, Drio
  FOR K = 1 TO Npts
    GET I1, 4 * (K + Min(N)) - 7, Io(K)
    VolI = VolI + Io(K)
  NEXT K
  Interpola 1, Io(), Ud(), Npts, Dt
  Kn = 0: Kx = 5000
  FOR K = 1 TO 5000
    T = K * Dt
    P = Drio * Dt / SQR(4 * Pi * T ^ 3)
    A = (Drio - Cj * T) / 2
    B = -(A ^ 2) / T
    V = P / SQR(Dj)
    Ud(K) = EXP(B / Dj) * V
    IF Kn = 0 AND Ud(K) * Qmax(N) > .000001 THEN Kn = K
    IF Kn > 0 AND Ud(K) * Qmax(N) < .000001 THEN Kx = K: EXIT FOR
  NEXT K
  Imin = Io(Npts) / 10
  Pend = .001 + Io(Npts - 1) - Io(Npts)
  Par& = 1.8 * Io(Npts) / Pend + 1
  IF Par& + Npts > 16100 THEN Npar = 16100 - Npts ELSE Npar = Par&
  FOR J = 1 TO Npts + Npar + 100
    Qo(J) = 0
    FOR K = J TO 1 STEP -1
      IF K > Npts THEN
        Iok = Imin + .5 * Pend * (K - Npts - Npar) ^ 2 / Npar
        IF K - Npts > Npar THEN Iok = Imin
        IF N < Nhid THEN Iok = Io(Npts)
        ELSE Iok = Io(K)
      END IF
      IF (J - K + 1) > Kx THEN EXIT FOR
      Qo(J) = Qo(J) + Iok * Ud(J - K + 1)
    NEXT K
    DifQ = ABS(Qo(J) - Io(Npts))
    IF (DifQ < .001) AND J >= Npts THEN EXIT FOR
  NEXT J

  Interpola 2, Qo(), Ud(), J, Dt

```

' Es importante asegurar la continuidad del tránsito, corrigiendo $Q_o(L)$
 ' mediante la relación de volúmenes de entrada y salida (RelV). Primero
 ' se hace por cada avenida N (antes de juntarla al registro). Al final,
 ' se usa la sumatoria exacta de volúmenes acumulados (SumVI)

```
VolQ = 0: RelV = 1
SEEK 11, 160001 + 4 * (Min(N) - 1)
FOR L = 1 TO J
  GET 11, , Qo
  Qo(L) = Qo(L) * RelV
  IF Qo(L) > Qo THEN Qo = Qo(L)
  PUT 11, SEEK(11) - 4, Qo
NEXT L
IF N = Nhid THEN
  FOR L = 1 TO NpMax - J - Min(N)
    GET 11, , Qo: Qo = Qo * RelV
    VolQ = VolQ + Qo: PUT 11, SEEK(11) - 4, Qo
  NEXT L
ELSE
  FOR L = 1 TO Jmax(N + 1) - Mfn(N): PUT 11, , Qo: NEXT L
END IF
```

```
NEXT N
SEEK 11, 160001
IF Eta = 0 THEN NpMax = Min(Nhid) + J - 1
FOR L = 1 TO NpMax: GET 11, , Qo: SumVQ = SumVQ + Qo: NEXT L
IF SumVQ > 0 THEN RelV = SumVI / DtImp / SumVQ ELSE RelV = 1
SEEK 11, 160001
FOR L = 1 TO NpMax
  GET 11, , Qo: Qo = Qo * RelV
  PUT 11, SEEK(11) - 4, Qo
NEXT L
```

END SUB

SUB Impresiones (Jc, No&())

' Las características principales de cada microcuencia y los resultados del
 ' tránsito de avenidas por la red (archivo #7), son impresos en la carpeta
 ' de texto #8 y visualizados con el programa externo "mirar". También se
 ' prepara tabla con clasificación de tramos (#9), según correspondan a un
 ' cambio en el orden de corriente. Cuando $Eta > 0$, se resta lapso de inicia-
 ' lización (Tin) a la duración y tiempo pico. Al inicio se imprimen hidro-
 ' gramas de referencia en #7, de estar indicados

```
IF Jc = 0 THEN
  Dref& = LOF(7) + 1
  IF NOT EOF(1) THEN INPUT #1, Nhr
  IF Nhr > 0 THEN PUT 7, 97, Dref& ELSE PUT 7, 97, Nulo&
  PUT 7, Dref&, Nhr
  FOR L = 1 TO Nhr
    INPUT #1, J&, Archid$
```



```

OPEN Archid$ FOR INPUT AS #2
INPUT #2, N, Npts: PUT 7, , J&: PUT 7, , Npts
FOR N = 1 TO Npts
  INPUT #2, TH, Qhd: PUT 7, , TH: PUT 7, , Qhd
NEXT N
CLOSE 2
NEXT L
CLOSE 1
END IF
M& = 1000000
GET 7, 1, datos: GET 7, 41, DtImp
GET 7, , Rht: GET 7, , Pht: GET 7, , Beta
GET 7, , Delta: GET 7, , Rthi: GET 7, , NdI&
GET 7, , NdIII&: GET 7, , FPman: GET 7, , FPscs
GET 7, , SumVI: GET 7, , SumVQ: GET 7, , TotPr
IF Eta > 0 THEN
  GET 12, 9, RelK
  GET 12, , Tin: GET 12, 21, Nin
  GET 12, 27, VTtrn: GET 12, , DVTtrn
END IF
SumVQ = SumVQ - DVTtrn
VTtrn = VTtrn - DVTtrn
OPEN Tip$(8) FOR OUTPUT AS 8
OPEN Tip$(9) FOR OUTPUT AS 9
PRINT #8, Tip$(11)
PRINT #8, STRING$(26, 32); "PROYECTO : "; datos
PRINT #8, : PRINT #8, Tip$(12); Tip$(14); Tip$(16); Tip$(18);
IF Eta > 0 THEN PRINT #8, Tip$(43) ELSE PRINT #8,
PRINT #8,
FOR J& = 1 TO Micr&
  SEEK 7, 354 * J& - 249
  GET 7, , Nms&: GET 7, , Nmd&: GET 7, , Area&: GET 7, , Cfin&
  GET 7, , Ord&: GET 7, , Drio: GET 7, , Zrio: GET 7, , Dsup
  GET 7, , Zsup: GET 7, , Cini&: GET 7, 354 * J& + 55, EscN
  GET 7, , SArkm: GET 7, , Cman: GET 7, , Cmj: GET 7, , Dmj
  GET 7, , DirIn&: GET 7, , Nest: GET 7, , Nph
  IF Nmd& > Nmax& THEN Nmax& = Nmd&: Jmax& = J&
  IF Ord& > Omax& THEN Omax& = Ord&
  Durac = (DtImp * Nph - Tin) / 60
  GET 7, , Qmax: GET 7, , Tpico
  ENm = ENm + EscN * Area&
  suma& = suma& + Area&
  Tpico = Tpico - Tin
  Dred = Dred + Drio
  IF J& = Jmax& THEN
    Atotal = SArkm: Dmax = Durac: Qtot = Qmax: Tp = Tpico
  END IF
  PRINT #8, USING Tip$(13); J&; Nms&; Nmd&; Area&; Ord&;
  PRINT #8, USING Tip$(15); Drio; Zrio; Dsup; Zsup; EscN;
  PRINT #8, USING Tip$(17); SArkm; Cman; Cmj; Dmj;
  PRINT #8, USING Tip$(19); Qmax; Tpico / 60; Durac; Nest;
  IF Eta > 0 THEN

```

```

GET 12, J& * 50 + 1, Vtrn: GET 12, , DVtrn: GET 12, , Cns
GET 12, , Bfon: GET 12, , Bmic: GET 12, , Dtrm
GET 12, , SumKL: GET 12, , Salm: GET 12, , Npiam
Vtrn = (Vtrn - DVtrn) / 1000
Xp$ = Tip$(44): IF Npiam = 1 THEN Xp$ = Tip$(45)
PRINT #8, USING Xp$; Bfon; SumKL; Salm;
IF Nmd& > 0 THEN PRINT #8, USING Tip$(46); Vtrn ELSE PRINT #8,
ELSE PRINT #8,
END IF
NEXT J&
PRINT #8,
PRINT #8, USING Tip$(20); suma&; Dred
PRINT #8, : PRINT #8,
PRINT #8, USING " Area total de la cuenca : ####.### km2"; Atotal
PRINT #8, USING " Orden de corriente mayor : -> ##"; Omax&
PRINT #8, USING " Número de escurrimiento : ###.### "; ENm / suma&
PRINT #8, USING " Gasto máximo acumulado : ####.### m3/s"; Qtot
PRINT #8, USING " Duración del hidrograma : ##### min"; Dmax
PRINT #8, USING " Tiempo pico (para Qmax) : ##### min"; Tp / 60
PRINT #8, USING " Volumen de precipitación : ###.### m3x10^6"; TotPr / M&
PRINT #8, USING " Volumen avenidas ENTRADA : ###.### m3x10^6"; SumVI / M&
PRINT #8, USING " Volumen subsuperf. NETO : ###.### m3x10^6"; VTtrn / M&
PRINT #8, USING " Volumen avenidas SALIDA : ###.### m3x10^6"; SumVQ / M&
IF SumVQ > 0 THEN ErrVol = (SumVQ - SumVI - VTtrn) / SumVQ
PRINT #8, USING " Diferencia (porcentaje) : ###.### %"; ErrVol * 100
PRINT #8, USING " Coeficiente escorrentía : #.##### "; SumVI / TotPr
PRINT #8,
IF Rht > 0 THEN
PRINT #8, USING " Coef. R (intensidad) : #.###"; Rht
PRINT #8, USING " Coef. P (intensidad) : #.###"; Pht
END IF
PRINT #8, USING " Relación Tbase/Tmax - 1 : #.###"; Beta
PRINT #8, USING " Índice de gasto pico : #.###"; Delta
PRINT #8, USING " Factor para ponderar n : #.###"; FPman
PRINT #8, USING " Factor para mayorar CN : #.###"; FPscs
IF Eta > 0 THEN
PRINT #8, USING " Factor flujo subsuperf. : #.###"; Eta
PRINT #8, USING " Relación entre Kz y Kr : #.###"; RelK
END IF
PRINT #8, " Nd consideradas secas : <"; NdI&
PRINT #8, " Nd consideradas húmedas : >"; NdIII&
PRINT #9, Tip$(11): PRINT #9, : PRINT #9, STRING$(15, 32); Tip$(27)
PRINT #9, : PRINT #9, Tip$(28); Tip$(30): PRINT #9, Tip$(29): PRINT #9,
FOR O& = Omax& TO 2 STEP -1
Ncasos = 0
PRINT #9, " "; O&; STRING$(12, 32);
FOR J& = 1 TO Micr&
GET 7, 354 * J& - 233, Ord&
IF Ord& = O& THEN
Nafl = 0
FOR K = 0 TO 15
GET 7, 354 * J& + 4 * K - 209, Jent&

```

```

    IF Jent& = 0 THEN EXIT FOR
    GET 7, 354 * Jent& - 233, OrdAf&
    IF OrdAf& = O& - 1 THEN Nafl = Nafl + 1
NEXT K
IF Nafl > 1 THEN
    Ncasos = Ncasos + 1
    M = M + 1: No&(M) = J&
    PRINT #9, USING "##### "; J&;
    IF Ncasos MOD 8 = 0 THEN PRINT #9, : PRINT #9, STRING$(22, 32);
    END IF
    END IF
NEXT J&
IF Ncasos MOD 8 > 0 THEN PRINT #9,
PRINT #9,
NEXT O&
CLOSE 8, 9

```

END SUB

SUB Interpola (M, Yo(), Yint(), Np, Dt)

' Secuencia que interpola valores Y espaciados DtImp, para los incrementos
' Dt (caso M=1), o espaciados Dt para los incrementos DtImp (caso M=2). Al
' final, los reemplaza en el arreglo original Yo()

```

GET 7, 41, DtImp
IF M = 1 THEN Dto = DtImp: Dti = Dt
IF M = 2 THEN Dto = Dt: Dti = DtImp
K = 1
DO
    WHILE T < Tint AND K < Np
        T = T + Dto: K = K + 1
        Pend = (Yo(K) - Yo(K - 1)) / Dto
    WEND
    J = J + 1
    Yint(J) = Yo(K) - Pend * (T - Tint)
    IF Yint(J) < 0 THEN Yint(J) = 0
    Tint = Tint + Dti
LOOP UNTIL K >= Np
FOR L = 1 TO J: Yo(L) = Yint(L): NEXT L
FOR L = J + 1 TO Np: Yo(L) = 0: NEXT L
Np = J

```

END SUB

SUB KLBSmicr (J&, Ned(), Nge(), Jp(), SmKL, SmAS, Rm, Npiam)

' Subrutina asociada a la simulación del flujo subsuperficial que sirve
' para estimar: conductividad, anchura de influencia y coeficiente de
' almacenamiento con ayuda de mapas edafológico (#14) y geológico (#15).
' Npiam=1 significa zona de piamonte (cuando se llega a celda con NGmx o
' si está identificada en Jp() desde archivo). El almacenamiento se asocia
' al atributo mayor por microfrecuencia (NGalm). Kh se calcula con la fórmula
' de Cosby, tal que $P(\%)\text{arena} = (11 - \text{Ned}) * 10$

DIM Dist(11), Salm(7)

Salm(1) = .01: Salm(2) = .02: Salm(3) = .03: Salm(4) = .05
Salm(5) = .07: Salm(6) = .1: Salm(7) = .2

FOR L = 1 TO 30

IF Nge(L) > NGmx THEN NGmx = Nge(L)

NEXT L

Npiam = 0

GET 7, 37, Dcel: GET 12, 23, Ncol&

GET 12, 35, Nacuif: GET 12, , Ksub

GET 7, J& * 354 - 241, Area&: GET 7, , Cfin&

GET 7, J& * 354 - 213, Cad&: Dir& = SEEK(7)

DO

GET 7, Dir&, Jafl&

IF Jafl& = 0 THEN EXIT DO

GET 7, Jafl& * 354 - 237, Cad&

GET 15, Cad& * 2 - 1, Ng: Ng = Nge(Ng)

IF Ng > Nref THEN Nref = Ng.

Dir& = Dir& + 4

LOOP

DO

GET 13, Cad& * 2 - 1, Jad

IF Jad = 0 THEN EXIT DO

K = Jad MOD 10 - 2

L = INT(Jad / 10) - 1

Cad& = Cad& + Ncol& * L + K

GET 14, Cad& * 2 - 1, Nedaf: Nedaf = Ned(Nedaf)

GET 15, Cad& * 2 - 1, Ngeol: Ngeol = Nge(Ngeol)

Dist(Nedaf) = Dist(Nedaf) + SQR(ABS(K) + ABS(L)) * Dcel

N = N + 1: Salm = (Salm * (N - 1) + Salm(Ngeol)) / N

IF Nref = 0 THEN Nref = Ngeol

IF Ksub = 0 AND Ngeol = NGmx AND Ngeol > Nref THEN Npiam = 1

Nref = Ngeol

LOOP UNTIL Cad& = Cfin&

IF Ksub = 0 AND Npiam = 1 THEN

GET 6, J& * 40 - 39, Nms&

FOR K = 1 TO Nacuif

IF Jp(K, 2, 1) = Nms& THEN

Jp(K, 1, 0) = Jp(K, 1, 0) + 1

Jp(K, 1, Jp(K, 1, 0)) = J&: Kop = 1

END IF

```

NEXT K
IF Kop = 0 THEN
  Nacuif = Nacuif + 1
  Jp(Nacuif, 1, 0) = 1: Jp(Nacuif, 1, 1) = J&
  Jp(Nacuif, 2, 0) = 1: Jp(Nacuif, 2, 1) = Nms&
END IF
ELSEIF Ksub > 0 THEN
  FOR K = 1 TO Nacuif
    FOR L = 1 TO Jp(K, 1, 0)
      IF Jp(K, 1, L) = J& THEN Npiam = 1
    NEXT L, K
  END IF
  SmKL = 0
  FOR L = 1 TO 11
    CondH = 10 ^ (.153 * (11 - L) - 2.479)
    SmKL = SmKL + Dist(L) * CondH / 3600
    Drio = Drio + Dist(L)
  NEXT L
  PUT 12, 35, Nacuif
  Bmic = Eta * Area& * Dcel ^ 2 / Drio
  IF Npiam = 0 THEN Bmic = Rm * Bmic
  SmAS = Bmic * Drio * Salm
  PUT 12, J& * 50 + 17, Bmic
  PUT 12, , Drio: PUT 12, , SmKL
  PUT 12, , Salm: PUT 12, , Npiam
  PUT 12, , Ha
END SUB

```

SUB NyEmedio (Mest, Pr(), Td())

' Se leen valores del mapa de N (archivo #3), se acumula precipitación
' excedente generada por celda -y tormenta- y se define una N ponderada
' por evento y microcuenca Jmic&, según sus celdas inherentes (Tabla #5),
' guardando el resultado en el archivo #7. También acumula por microcuenca
' el número asociado al área de influencia de las estaciones (archivo #4)
' en el #7, sólo temporalmente, para asociarle aquélla que haya acumulado
' más atributos por área

```
DIM SmP(10, 50), Nt(10)
```

```

OPEN "prexced.bin" FOR BINARY AS #11
GET 7, 37, Dcel
GET 7, 45, Rhiet
GET 7, 77, FPscs
CteV = Dcel ^ 2 / 1000
DirH& = Micr& * 354 + 104
FOR M = 1 TO Mest
  K = 0: L = 0
  WHILE Td(M, K + 1) > 0
    L = L + 1
  
```

```

DO
  K = K + 1: SmP(M, L) = SmP(M, L) + Pr(M, K)
  IF SmP(M, L) > 0 AND (Pr(M, K + 1) = 0 OR Rhiet > 0) THEN EXIT DO
  LOOP UNTIL Td(M, K + 1) = 0
WEND
IF SmP(M, L) = 0 THEN L = L - 1
Nt(M) = L
NEXT M
FOR M = 1 TO Mest
  FOR L = 1 TO Nt(M)
    K& = 20 * M + L
    SEEK 11, 400 * K& - 8399
    Pr = SmP(M, L)
    FOR Num = 1 TO 100
      S = 254 * (100 / Num - 1)
      IF Pr > .2 * S THEN
        Pexced = (Pr - .2 * S) ^ 2 / (Pr + .8 * S)
        ELSE Pexced = 0
      END IF
      PUT 11, , Pexced
    NEXT Num
  NEXT L
NEXT M

```

```

Tcpu = TIMER
GET 7, 65, NdI&
GET 7, , NdIII&
Nceldas& = LOF(5) / 16
FOR J& = 1 TO Nceldas&
  GET 5, , Icel&: GET 5, , Jsal&: GET 5, , Nd&: GET 5, , Jmic&
  GET 3, Icel& * 2 - 1, Num: GET 4, Icel& * 2 - 1, M
  Num = Num * (1 + FPscs * ((100 - Num) / 90) ^ 2)
  IF M > 0 THEN
    GET 7, DirH& + Jmic& * 80 + M * 4 - 83, SumE
    SumE = SumE + 1
    PUT 7, SEEK(7) - 4, SumE
  END IF

```

' De acuerdo a las áreas drenadas (Nd&) y a la lluvia de las 5 tormentas
' antecedentes (en mm), hace una corrección a la N base, según se trate
' de condición seca (I) o húmeda (III). Luego acumula el valor de lluvia
' en exceso 'Pexced' que genera cada celda en la microcuenca (Jmic). Al
' final, obtiene N ponderada (ValN) y tiempo de retardo promedio (TMret)

```

IF Num > 0 AND M > 0 THEN
  FOR L = 1 TO Nt(M)
    N = Num
    GET 7, Jmic& * 354 + 4 * L - 149, SumPe
    SP = 0: FOR K = ABS(L - 5) TO L - 1: SP = SP + SmP(M, K): NEXT K
    IF Nd& < NdI& AND SP < 25 THEN N = 4.2 * Num / (10 - .058 * Num)
    IF Nd& > NdIII& OR SP > 50 THEN N = 23 * Num / (10 + .13 * Num)
    K& = 20 * M + L
  
```

```

        GET 11, 400 * K& + 4 * N - 8403, Pexced
        SumPe = SumPe + Pexced
        PUT 7, SEEK(7) - 4, SumPe
    NEXT L
END IF
LOCATE CSRLIN, 48: PRINT J&;
NEXT J&

FOR J& = 1 TO Micr&
    Smax = 0: Nest = 0
    SumN = 0: SumP = 0
    SEEK 7, DirH& + J& * 80 - 79
    FOR K = 1 TO 20
        GET 7, , SumE
        IF SumE > Smax THEN Smax = SumE: Nest = K
    NEXT K
    PUT 7, J& * 354 + 79, Nest
    GET 6, J& * 40 - 31, Area&
    GET 7, J& * 354 - 221, Dsup
    GET 7, , Zsup
    FOR L = 1 TO Nt(Nest)
        DirN& = J& * 354 + 4 * L - 149
        GET 7, DirN&, SumPe
        Pex = SumPe / Area&: Pr = SmP(Nest, L)
        B = Pr + 2 * Pex: C = Pr * (Pr - Pex)
        S = 5 * (B - SQR(ABS(B * B - C)))
        ValN = 100 / (S / 254 + 1)
        SumP = SumP + Pr
        SumN = SumN + ValN
        PUT 7, DirN&, ValN
    NEXT L
    ValN = SumN / Nt(Nest)
    PUT 7, J& * 354 + 55, ValN
    TotPr = TotPr + Area& * SumP * CteV
    IF Dsup > 0 AND Zsup > 0 THEN
        Dsup = Dsup * Dcel: So = Zsup / Dsup: Jt = Jt + 1
        Tret = .816 * Dsup ^ .8 * (1000 / ValN - 9) ^ .7 / SQR(So)
        TMret = ((Jt - 1) * TMret + Tret) / Jt
    END IF
NEXT J&
CLOSE 11
PUT 7, 89, TotPr
PUT 7, 101, TMret
KILL "prexced.bin"
PRINT " .. t ="; TIMER - Tcpu; "s"

END SUB

```

SUB OrdenAcuif (Jp(), N)

' Ordena acuíferos por su salida, de mayor a menor, para que no falte su
' aportación hacia aguas abajo al momento de acumular hidrogramas. Marca
' luego tramos subsecuentes con dirección "-1"

```
GET 12, 35, N
Jsalto = N
WHILE Jsalto > 1
  Jsalto = Jsalto \ 2
  DO
    Knd = 1
    FOR L = 1 TO N - Jsalto
      J = L + Jsalto
      IF Jp(L, 2, 1) < Jp(J, 2, 1) THEN
        Knd = 0
        FOR K = 1 TO 2
          Max = Jp(J, K, 0): IF Jp(L, K, 0) > Max THEN Max = Jp(L, K, 0)
          FOR M = 0 TO Max: SWAP Jp(J, K, M), Jp(L, K, M): NEXT M
        NEXT K
      END IF
    NEXT L
  LOOP UNTIL Knd = 1
WEND
Dn& = -1
FOR J = 1 TO N
  FOR L = 1 TO Jp(J, 2, 0)
    J& = Jp(J, 2, L)
    WHILE J& > 0
      PUT 7, J& * 354 + 75, Dn&: GET 6, J& * 40 - 39, J&
    WEND
  NEXT L
NEXT J
END SUB
```

SUB Parametros (Jcaso)

' Se asignan algunos datos y variables alfanuméricas. Primero se aprovecha
' la ejecución desde "comandos", donde puede indicarse nombre del archivo
' de datos o con hidrogramas (en caso de revisión), además de añadir el
' identificador (Tip\$(1)= 0 o 1). De no proporcionarse, el programa pedirá
' los datos vía INPUT

```
K1 = 2
C$ = " " + RTRIM$(COMMAND$)
DO UNTIL K1 > LEN(C$)
  L$ = MID$(C$, K1, 1)
  IF L$ = " " THEN
    L$ = "": IF MID$(C$, K1 - 1, 1) <> " " THEN M = M + 1
  END IF
  K1 = K1 + 1

```



```

    Tip$(M) = Tip$(M) + L$
    Kl = Kl + 1
LOOP
CLS
IF Tip$(0) = "" THEN
    INPUT "Archivo de datos <ENTER=fin> : ", Tip$(0)
    IF Tip$(0) = "" THEN END
END IF
IF Tip$(1) = "" THEN
    INPUT "Archivo para corrida (0) o revisión (1) "; Jcaso
    ELSE Jcaso = VAL(Tip$(1))
END IF

' Letreros y formatos de salida asignados a la variable Tip$()

IF Jcaso = 0 THEN
    Tip$(7) = "hidrmic.bin"
    ELSE Tip$(7) = Tip$(0)
END IF
Tip$(8) = "Reporte.txt": Tip$(9) = "Repomic.txt"
Tip$(10) = "grafhid.txt"
Tip$(11) = STRING$(27, 32) + " H I D R A S , versión 4 "
Tip$(12) = "Micro Salida Previas Area(u2) Orden "
Tip$(13) = "#####   #####   #####   #####   ## "
Tip$(14) = " L(u) cauce dE(m) L(u) cuenca dE(m) N "
Tip$(15) = "#####.#   ###.##   #####.#   ###.##   ##.# "
Tip$(16) = "Adrn(km2)      n      C(m/s)      D(m2/s) "
Tip$(17) = " #####.##   #.###   ##.###   #####.## "
Tip$(18) = " Qmax(m3/s) Tpico (min) Dtot Estac "
Tip$(19) = " #####.###   #####   #####   ## "
Tip$(20) = " SUMAS" + STRING$(16, 32) + "#####"
Tip$(20) = Tip$(20) + STRING$(8, 32) + "#####.#"
Tip$(21) = STRING$(20, 32) + " GRAFICACIÓN DE HIDROGRAMAS"
Tip$(22) = " O p c i o n e s : (1) Cualquier microcuenca"
Tip$(23) = "(2) Confluencia donde cambia orden de corrientes"
Tip$(24) = "(3) Recorrido dinámico hacia el punto de salida"
Tip$(25) = "(4) Tabla de resultados (regresar)"
Tip$(26) = "(5) Salida del programa ": Tip$(30) = " Microcuenca"
Tip$(27) = " CLASIFICACIÓN DE MICROCUENCAS POR ORDEN DE CORRIENTES"
Tip$(28) = " Inicio de orden ": Tip$(29) = " de corriente"
FOR K = 23 TO 26: Tip$(K) = STRING$(23, 32) + Tip$(K): NEXT K
Tip$(33) = "Tiempo (min)": Tip$(34) = "Gasto (m3/s)"
Tip$(31) = "Número de microcuenca ... "
Tip$(32) = " #####.#   #####.#####"
Tip$(41) = "Aportación": Tip$(42) = "Tramo"
Tip$(35) = "ghidmic.bin": Tip$(40) = "Hidrograma"
Tip$(43) = "Bfon(m) p SumKL S Suma_Qbase m(m3)"
Tip$(44) = "###.##   #.#####   #.###": Tip$(45) = Tip$(44)
MID$(Tip$(45), 10, 1) = "*": Tip$(46) = " #####.#####"

```

END SUB

SUB VolumHid (J&)

' Bloque encargado de acumular volúmenes por flujo subsuperficial (VT,
' total; DVT, en lapso de inicialización). Igualmente obtiene área bajo
' la curva de los hidrogramas de salida (SumVQ)

GET 7, 41, DtImp

GET 7, 85, SumVQ

GET 7, J& * 354 + 75, Dhid&

GET 7, J& * 354 + 81, Npts

IF Eta > 0 THEN

GET 12, J& * 50 + 1, VTtrn: GET 12, , DVTtrn

GET 12, 27, SVtrn: SVtrn = SVtrn + VTtrn: PUT 12, 27, SVtrn

GET 12, 31, SDVtr: SDVtr = SDVtr + DVTtrn: PUT 12, 31, SDVtr

END IF

SEEK 7, Dhid&

FOR L = 1 TO Npts: GET 7, , Qdir: SumQ = SumQ + Qdir: NEXT L

SumVQ = SumVQ + SumQ * DtImp: PUT 7, 85, SumVQ

END SUB

ANEXO 4

PROGRAMA ABSTRAC

' Programa que muestra comportamiento temporal de la retención (Fa) con
' respecto a un hietograma triangular de intensidad (i), según el método
' SCS de los números N. Por cierto que la precipitación en exceso es
' $Pe = i - dF/dt$, $Pe > 0$

```
DEFINT J-N
DECLARE FUNCTION Iplv (Ex, T)
DIM SHARED Rel, Td, Imax, I(1000), Q(1000)
OPEN "Reten.txt" FOR OUTPUT AS #1
INPUT "Precipitación total (en mm) = "; Pr
INPUT "Duración de lluvia (en min) = "; Td
INPUT "Número de escurrimiento N = "; Num
INPUT "Exponente de i(t) ="; ExpIn
INPUT "t/Td donde ocurre i máxima = "; Rel
INPUT "Coeficiente BETA ="; Beta
INPUT "Coeficiente DELTA ="; Delta
INPUT "Longitud (m) del cauce principal = "; Dc
INPUT "Pendiente media del cauce (adim) = "; So
Formato$ = " ####.##   ###.#####"
PRINT #1, "4": PRINT #1, "101"
Delt = Td / 100
S = 254 * (100 / Num - 1)
Imax = (ExpIn + 1) * Pr / Td
Tp = .0136 * Dc ^ .8 * (1000 / Num - 9) ^ .7 / SQR(So)
FOR J = 1 TO 101
  PRINT #1, USING Formato$; T; Iplv(ExpIn, T)
  T = T + Delt
NEXT J
FOR K = 1 TO 2
  PRINT #1, "101"
  T = 0: Precip = 0
  FOR J = 1 TO 101
    Iant = Intens
    Intens = Iplv(ExpIn, T)
    Precip = Precip + (Iant + Intens) * Delt / 2
    AbstrF = S ^ 2 * Intens / (Precip + .8 * S) ^ 2
    IF K = 1 THEN PRINT #1, USING Formato$; T; AbstrF
    IF K = 2 THEN
      Qdirec = Intens - AbstrF
      PRINT #1, USING Formato$; T; Qdirec
      IF Qdirec > PEmax THEN PEmax = Qdirec
      IF Qdirec >= 0 THEN
        PETot = PETot + Qdirec * Delt
        IF Thiet = 0 THEN Thiet = T
        M = M + 1: I(M) = Qdirec
      
```

```

        END IF
    END IF
    T = T + DelT
NEXT J
NEXT K
Mfinal = M
T = Thiet
Alfa = Beta + Thiet * (Beta - 1) / (2 * Tp)
Npts = (Td - Thiet + (Alfa + 1) * Tp) / DelT + 1
CteQ = (Delta + 1) * DelT / ((Alfa + 1) * Tp)
PRINT #1, Npts
FOR N = 1 TO Npts
    FOR M = 1 TO N
        IF (N - M) * DelT > Tp THEN Coef = -Alfa ELSE Coef = 1
        DelQ = (1 - (Tp - (N - M) * DelT) / (Coef * Tp))
        IF DelQ > 0 THEN Q(N) = Q(N) + CteQ * I(M) * DelQ ^ Delta
    NEXT M
    QEtot = QEtot + (Q(N - 1) + Q(N)) * DelT / 2
    IF Q(N) > Qmax THEN Qmax = Q(N): Tpico = T
    PRINT #1, USING Formato$; T; Q(N)
    T = T + DelT
NEXT N
CLOSE
SHELL "greca Reten.txt"
IF Pr > .2 * S THEN PEmet = (Pr - .2 * S) ^ 2 / (Pr + .8 * S)
PRINT " Precipitación total      = "; Pr; "mm"
PRINT " Duración de la lluvia    = "; Td; "min"
PRINT " Número de curva N        = "; Num; PRINT
PRINT " Intensidad máxima         = "; Imax; "mm/min"
PRINT USING " Retención potencial      = ###.# mm"; S
PRINT
PRINT USING " P. excedente (área)         = ###.##"; PEtot
PRINT USING " P. excedente (fórmula)        = ###.##"; PEmet
PRINT USING " P. excedente MAXIMA            = ##.### mm/min"; PEmax
PRINT USING " Duración de hietograma          = ####.# min"; Thiet
PRINT USING " Retardo de la cuenca             = ####.# min"; Tp
PRINT USING " Volumen de escorrentía          = ###.##"; QEtot
PRINT USING " Gasto máximo avenida             = ##.### mm/min"; Qmax
PRINT USING " Tiempo pico relativo            = ####.# min"; Tpico - Thiet
RelT = (Npts - 1) * DelT / (Tpico - Thiet)
PRINT USING " Relación Tbase/Tpico          = ##.###"; RelT

END

FUNCTION Iplv (Ex, T)
    IF Ex >= 0 THEN
        IF T > Rel * Td THEN Denom = Rel - 1 ELSE Denom = Rel
        Trelat = (Rel * Td - T) / Denom
        Iplv = Imax * (1 - Trelat / Td) ^ Ex
    END IF
END FUNCTION

```

ANEXO 5

DATOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROMÉTRICOS DE CUENCA EXPERIMENTAL

La cuenca de Ídolos, al oriente de la ciudad de Jalapa, Veracruz, ha sido elegida para probar la bondad del modelo físico hidrológico desarrollado dentro del proyecto doctoral. Se eligieron los casos de las llamadas tormentas 3 y 4, registradas en la estación hidrométrica Ídolos durante los días 4 al 13 de agosto y 19 al 21 de agosto del año 1995, respectivamente (Baldemar, 1998). Una de las ventajas de tales eventos es que contaron con la medición simultánea de varios pluviómetros, distribuidos a lo largo de la cuenca hidrográfica. A continuación se muestran los datos climatológicos e hidrométricos de la tormenta 4, utilizados en el trabajo para ejemplificar las pruebas del modelo:

Día	Hora	Lluvia (mm/hora) por Estación (Ver Figura 6.10)					
		B. Vista	Carrizal	Castillo	C. Gordo	El Chico	Xalapa
Agosto 19	16:00	0.75	0.00	0.00	0.25	0.00	0.20
	17:00	1.50	0.00	0.25	0.25	2.75	0.00
	18:00	0.00	0.00	0.00	0.75	2.50	0.00
	19:00	0.00	0.00	0.00	5.50	0.75	0.00
	20:00	0.00	0.00	0.00	1.25	0.25	0.00
	21:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	22:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	23:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Agosto 20	0:00	0.00	0.00	0.00	0.25	0.00	0.40
	1:00	0.00	0.00	0.50	0.25	0.00	0.30
	2:00	0.00	0.00	0.25	0.25	0.00	0.20
	3:00	0.00	1.50	3.00	3.25	5.25	0.20
	4:00	3.00	3.25	6.00	7.50	6.25	6.65
	5:00	0.25	0.50	0.25	6.75	7.75	1.80
	6:00	3.75	9.25	7.50	11.25	5.50	12.50
	7:00	1.50	4.00	3.75	0.50	2.00	3.90
	8:00	0.25	0.75	2.75	0.25	0.25	1.90
	9:00	0.50	4.00	0.25	1.75	0.75	5.50
	10:00	0.55	3.75	5.75	1.00	0.25	4.50
	11:00	0.10	11.75	4.00	0.25	0.00	5.30
	12:00	0.10	4.50	5.75	0.00	0.00	2.80
	13:00	0.25	2.00	0.75	0.00	0.00	1.30
	14:00	0.00	1.75	3.00	0.00	0.00	1.20
	15:00	0.00	0.75	6.00	0.00	0.00	6.80
	16:00	0.00	0.25	4.00	0.00	0.00	4.60
17:00	0.00	1.00	1.25	0.00	0.00	0.60	
18:00	0.00	2.25	0.25	0.00	0.00	0.50	
19:00	0.00	1.50	0.25	0.00	0.00	0.90	
20:00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.30	

Día	Hora	Gasto (m³/s)
Agosto 19	16:00	8.83
	17:00	8.83
	18:00	8.83
	19:00	8.83
	20:00	8.83
	21:00	8.88
	22:00	8.96
	23:00	9.04
Agosto 20	0:00	9.09
	1:00	9.22
	2:00	9.35
	3:00	9.62
	4:00	10.04
	5:00	10.76
	6:00	11.69
	7:00	13.77
	8:00	15.76
	9:00	21.71
	10:00	83.04
	11:00	120.83
	12:00	136.75
	13:00	146.54
	14:00	152.57
	15:00	136.75
	16:00	118.11
	17:00	104.10
	18:00	94.12
	19:00	84.58
	20:00	74.03
	21:00	66.87
	22:00	61.36
	23:00	58.02
Agosto 21	0:00	52.21
	1:00	48.48
	2:00	44.86
	3:00	42.50
	4:00	39.07
	5:00	36.84
	6:00	34.67
	7:00	32.54
	8:00	30.98
	9:00	29.95
	10:00	27.94
	11:00	26.95
12:00	25.49	

El caudal de la estación hidrométrica se determinó a partir del llamado registro de escala y la curva de gastos correspondiente al ajuste de los datos de aforo directo (Baldemar, 1998).