

01162



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO

FACULTAD DE INGENIERÍA

“TRÁNSITO DE AVENIDAS
EN REDES COMPLEJAS
DE RÍOS”

TESIS

que para obtener el grado de
MAESTRA EN INGENIERÍA
HIDRÁULICA

presenta

Adriana Palma Nava

Director de tesis

Dr. Moisés Berezowsky Verduzco



Ciudad Universitaria, D.F., marzo de 2000.



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.

AGRADECIMIENTOS

A la Universidad Nacional Autónoma de México, a la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería donde pude realizar mis estudios. A todos mis profesores que me transmitieron sus experiencias y conocimientos, especialmente al Dr. Moisés Berezowsky Verduzco, por dirigir esta tesis. A los sinodales de este trabajo, al M.I. Víctor Franco y al Instituto de Ingeniería por el apoyo proporcionado para la realización de éste.

DEDICATORIA

A mi esposo, Cuauhtémoc Luis, por ser el amor de mi vida.

A mi madre, Irma Nava por su amor tan incondicional.

A mis hermanas Angélica y Rebeca por su cariño.

A mis sobrinos Zayra y Emiliano, que me han llenado de tanta alegría.

A mi tío, Dr. Alejandro Palma, por ser mi ejemplo a seguir.

A mi padre, Dr. Gilberto Palma.

A mis amigos que de alguna forma participaron en esta meta.

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	1
2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO	3
2.1 Ecuaciones fundamentales	3
2.2 Esquema en diferencias finitas	4
2.3 Método de solución	10
2.4 Cálculo en la llanura de inundación	21
2.5 Programa	26
3. RED DE RIOS GRIJALVA-USUMACINTA	27
3.1 Hidrología de la zona	28
3.2 Hidrogramas para la red	35
4. APLICACIÓN DEL MODELO	36
4.1 Simulación de la red	36
4.2 Calibración del programa	40
4.3 Resultados	40
5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	61
REFERENCIAS	64
ANEXOS	65

1. INTRODUCCIÓN.

En los últimos años debido a el crecimiento de la población, la deforestación, la contaminación, el calentamiento de la tierra, etc., se ha presentado un cambio climático significativo [Magaña, 1999]; como consecuencia, las avenidas en algunas regiones del país son cada vez mayores, causando así el desbordamiento de ríos, y por lo tanto, inundaciones.

En el mes de octubre del presente año, los diferentes huracanes y tormentas han afectado considerablemente diversos estados del país, principalmente por las inundaciones causadas por los mismos, como se puede ver en la figura 1.1.

Es por esto que es necesario disponer de herramientas que permitan realizar el análisis de redes de ríos y, a su vez, de planicies de inundación, ya que se requiere establecer la planeación integral de obras de protección y evaluar los efectos de las mismas, para disminuir así graves daños a las poblaciones y economía del país.

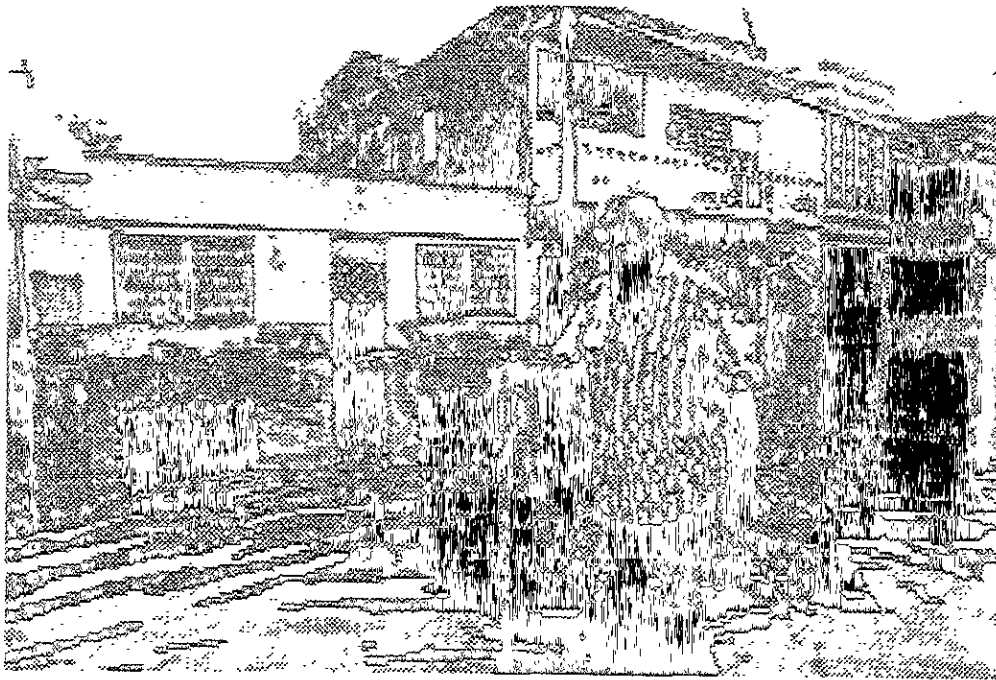


Figura 1.1 El poblado de Casablanca inundado.

El tránsito de avenidas en redes de ríos con gran número de afluentes es muy complejo. En este trabajo se presenta un modelo matemático que permite realizar este cálculo, así como la aplicación del mismo a un problema parecido a un caso particular.

En el siguiente capítulo se muestra el formulamiento del modelo matemático que se basa en el esquema en diferencias finitas desarrollado por Cruickshank y Berezowsky [1962], que permite resolver las ecuaciones fundamentales que representan este fenómeno, además se incluye el flujo en la planicie de inundación. En el capítulo tres, se describen las ecuaciones fundamentales utilizadas en el modelo, el método de solución de éstas y la descripción del algoritmo de solución de la red cuando existen llanuras de inundación.

Para aplicar el método aquí propuesto se transitan hidrogramas en una red de ríos parecida a la que conforman los ríos Grijalva y Usumacinta. Se incluyen algunas características de ésta y se definió la hidrología de la zona, lo cual se resume en el capítulo tres.

En el capítulo cuatro se utiliza el programa RED-RÍOS para realizar el tránsito de diferentes avenidas en la red simulada, se analizan los resultados y se presentan algunos perfiles de ríos de la red.

Finalmente, en el capítulo cinco se incluyen las conclusiones.

2. DESCRIPCIÓN DEL MODELO MATEMÁTICO.

2.1 Ecuaciones fundamentales.

Para realizar una aproximación suficiente y representativa del flujo no permanente en ríos, se aceptan las siguientes hipótesis:

- a) la curvatura de las líneas de corriente es pequeña por lo que la distribución de presiones es hidrostática; no hay aceleraciones verticales importantes
- b) el flujo en los ríos es unidimensional, de manera que se aplica el concepto de velocidad media en la sección transversal
- c) el nivel del agua en dirección normal o transversal al flujo es prácticamente horizontal
- d) la pendiente del fondo es pequeña
- e) la densidad del agua es constante
- f) el flujo es subcrítico en todos los ríos de la red y en todo instante.

Las hipótesis (a) a (e) son las llamadas hipótesis de Saint-Venant; la (f) se incluye por razones prácticas y es esencial en el algoritmo de solución que aquí se presenta, además de que es lo más común en redes de ríos en planicies de inundación.

En Hidráulica existen tres ecuaciones fundamentales de conservación (continuidad, energía y cantidad de movimiento), pero para analizar el flujo no permanente en ríos son suficientes dos variables (por ejemplo, tirante y gasto), por lo tanto sólo se requieren dos ecuaciones fundamentales; las que se usan en el modelo son la de continuidad

$$B \frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q^* \quad (2.1)$$

y la de conservación de cantidad de movimiento o dinámica

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + Q \frac{\partial U}{\partial x} + gA \frac{\partial H}{\partial x} + gAS_f = 0 \quad (2.2)$$

donde

- A área de la sección transversal, en m^2
- B ancho de superficie libre, en m
- H = z + h
- H cota de la superficie libre del agua, en m
- Q = A U
- Q gasto, en m^3/s
- U velocidad media, en m/s
- g constante gravitatoria, en m^2/s

nivel de la superficie libre del agua con el tiempo). Es el caso más simple y corresponde al del tránsito de una avenida por río.

TIPO B. Es un río en el cual en el primer tramo aguas arriba se da como condición de frontera un hidrograma; en el último tramo aguas abajo se tiene un tramo conector o nudo (se define como un conector a aquel tramo al que llegan o salen dos o más tramos).

TIPO C. En el primer tramo aguas arriba se tiene un nudo o tramo conector. En el último tramo aguas abajo se tiene un tramo de cota del agua conocida o un límnigrama.

TIPO D. En este caso, el primer tramo aguas arriba es un nudo o tramo conector; el último tramo aguas abajo es también un nudo o tramo conector, es decir, es un río entre dos conectores.

En los nudos o tramos conectores se utiliza como condición de compatibilidad que la cota del agua es común para todos los ríos que llegan o salen de dicho nudo.

De acuerdo al tipo de río, el algoritmo de solución cambia en algunos términos.

2.2.1 Tramo general (intermedios).

La ec 2.1 se discretiza en un volumen de control con la cota del agua, H , al centro y los flujos en las orillas, fig 2.1:

$$B_j^n \frac{H_j^{n+1} - H_j^n}{\Delta t} + \frac{Q_j^{n+1} - Q_{j-1}^{n+1}}{\Delta x_j} = q_{*j}^n \quad (2.4)$$

La ecuación dinámica (ec 2.2) tiene los gastos al centro del volumen de control y las cotas del agua en la orillas, fig 2.2:

$$\frac{Q_j^{n+1} - Q_j^n}{\Delta t} + Q_j^{n+1} \frac{U_{j+1}^n - U_{j-1}^n}{\Delta x_j + \Delta x_{j+1}} + g A_j^n \left[\psi \frac{H_{j-1}^{n+1} - H_j^{n+1}}{\Delta x_j} + (1-\psi) \frac{H_{j+1}^n - H_j^n}{\Delta x_j} \right] + g n^2 \frac{Q_j^{n+1} |Q_j^n|}{A_j^n (R_j^n)^{4/3}} = 0 \quad (2.5)$$

donde ψ es un factor de peso del esquema, $0 \leq \psi \leq 1$; para que el esquema sea incondicionalmente estable, $\psi \geq 0.5$. Se recomienda emplear $\psi = 0.6$. En la ec 2.5

$$\overline{\Delta x_j} = (\Delta x_j + \Delta x_{j-1}) / 2 \quad (2.6)$$

Factorizando Q_j^{n+1} en la ec 2.5 se llega a:

$$Q_j^{n+1} = CD_j (H_j^{n+1} - H_{j-1}^{n+1}) + CE_j \quad (2.7)$$

donde CD_j , CE_j , y otras variables semejantes que se definen más adelante, deben entenderse como una variable (y no el producto de C D , etc). Estas variables dependen de valores del instante n , por ello, se les omite el superíndice; deben calcularse en cada instante y para cada tramo. Se definen como:

$$CD_j = \psi DTGX_j A_j^n CC_j \quad (2.8)$$

$$CE_j = CC_j CH_j \quad (2.9)$$

donde

$$DTGX_j = \frac{g\Delta t}{\Delta x_j} \quad (2.10)$$

y además

$$CC_j = \frac{1}{1 + cux_j + fric_j} \quad (2.11)$$

$$CH_j = Q_j^n + DTGX_j (1 - \psi) A_j^n (H_j^n - H_{j-1}^n) \quad (2.12)$$

$$cux_j = DTX_j (U_{j+1}^n - U_{j-1}^n) \quad (2.13)$$

$$fric_j = g\Delta t \frac{n^2 |U_j^n|}{(R_j^n)^{4/3}} \quad (2.14)$$

$$DTX_j = \Delta t / (\Delta x_j + \Delta x_{j-1}) \quad (2.15)$$

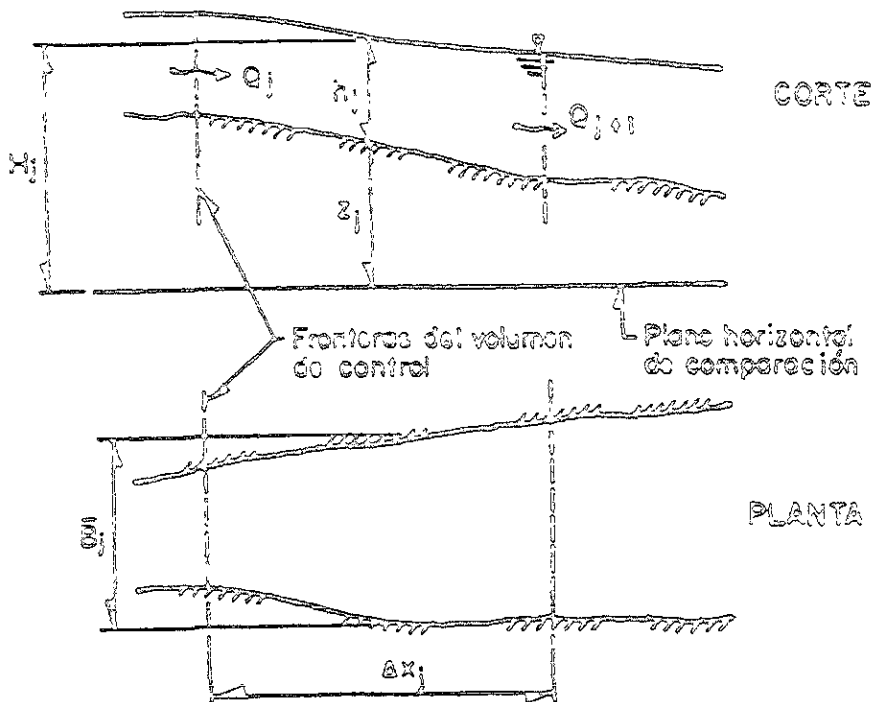


Figura 2.1 Volumen de control para la ecuación de continuidad

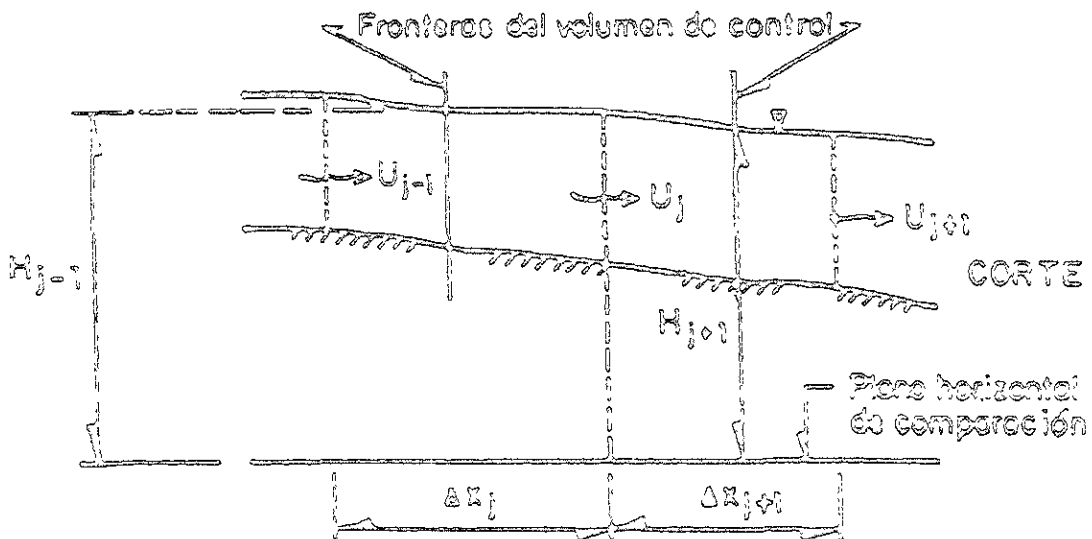


Figura 2.2 Volumen de control para la ecuación de cantidad de movimiento

De manera semejante se obtiene una ecuación para el gasto donde ahora el volumen de control se centra en Q_{j-1} ; al seguir la secuela anterior de aplicar la ecuación dinámica en dicho volumen (o lo que es lo mismo, recorriendo los subíndices al tramo correspondiente en la ec 2.5) se tiene:

$$Q_{j-1}^{n+1} = CD_{j-1} (H_{j-1}^{n+1} - H_j^{n+1}) + CE_{j-1} \quad (2.16)$$

donde las variables CD_{j-1} , etc se definen restando una unidad a los subíndices correspondientes de las ecs 2.6 y 2.8 a 2.15). Sustituyendo las ecs 2.7 y 2.16 en la ecuación de continuidad, ec 2.4, se eliminan los gastos y resulta una ecuación en función únicamente de las cotas del agua en el tramo, en su tramo antecesor y su sucesor:

$$-CD_{j-1} H_{j-1}^{n+1} + (S_j + CD_{j-1} + CD_j) H_j^{n+1} - CD_j H_{j+1}^{n+1} = S_j H_j^n + CE_{j-1} - CE_j + q_{*j}^n \Delta x_j \quad (2.17)$$

donde

$$S_j = B_j^n \Delta x_j / \Delta t \quad (2.18)$$

2.2.2 Tramos de fronteras

Aunque se conserva la estructura general de la ec 2.17, en las fronteras algunos términos de las ecuaciones anteriores se calculan de manera diferente; de acuerdo al tipo de frontera la solución sería como sigue:

a) Tramo aguas arriba con hidrograma conocido

La ec 2.2 se escribe como:

$$B_1^n \frac{H_1^{n+1} - H_1^n}{\Delta t} + \frac{Q_1^{n+1} - Q_0^{n+1}}{\Delta x_1} = q_{*1}^n \quad (2.19)$$

donde Q_0^{n+1} es el gasto que entra aguas arriba al tramo en el instante $n+1$; este gasto se obtiene del hidrograma (por ejemplo, por interpolación). Al sustituir la ec 2.7 para el gasto que sale del tramo 1 (lo que equivale a emplear el subíndice 1) resulta (ver ec 2.17):

$$(S_1 + CD_1) H_1^{n+1} - CD_1 H_2^{n+1} = S_1 H_1^n - CE_1 + q_{*1}^n \Delta x_1 + Q_0^{n+1} \quad (2.20)$$

en la que quedan únicamente dos incógnitas, puesto que se ha pasado el gasto Q_0 al lado derecho por ser conocido. En este caso, dado que no existe un tramo precedente, la ec 2.13 se calcula como:

$$cux_1 = DTX_1 [U_2^n - (Q_0^{n+1}/A_1^n)] \quad (2.21)$$

b) tramo aguas abajo con nivel conocido

Si en el último tramo se conoce el nivel del agua en cada instante, H_F , (por ejemplo, por ser un lago, o bien por interpolación de un limnigrama), éste ya no es incógnita; para el tramo inmediato aguas arriba (tramo $jj-1$), la ec 2.17 se escribe en este caso como:

$$\begin{aligned} -CD_{jj-2} H_{jj-2}^{n+1} + (S_{jj-1} + CD_{jj-2} + CD_{jj-1}) H_{jj-1}^{n+1} = \\ CD_{jj-1} H_F^{n+1} + S_{jj-1} H_{jj-1}^n + CE_{jj-2} - CE_{jj-1} + q_{*jj-1}^n \Delta x_{jj-1} \end{aligned} \quad (2.22)$$

donde ahora

$$cux_{jj} = DTX_{jj} (U_{jj}^n - U_{jj-1}^n) \quad (2.23)$$

$$DTX_{jj} = \Delta t / \Delta x_{jj} \quad (2.24)$$

por no tenerse información de la velocidad aguas abajo del tramo.

c) tramo con conector aguas arriba

Sea el tramo c el del conector y el tramo j el del primer tramo aguas abajo; la ecuación para este tramo es:

$$\begin{aligned} -CD_c H_c^{n+1} + (S_j + CD_c + CD_j) H_j^{n+1} - CD_j H_{j+1}^{n+1} = \\ S_j H_j^n - CE_c - CE_j + q_{*j}^n \Delta x_j \end{aligned} \quad (2.25)$$

donde:

$$CC_c = \frac{1}{1 + cux_c + fric_c} \quad (2.26)$$

$$cux_c = DTX_c (U_j - U_c) \quad (2.27)$$

$$fric_c = g \Delta t \frac{n_c^2 |U_c|^n}{(R_c^n)^{4/3}} \quad (2.28)$$

$$DTX_c = \Delta t / (\Delta x_c) \quad (2.29)$$

d) tramo con conector aguas abajo

Este caso es semejante al de un tramo con nivel conocido aguas abajo, solo que ahora el nivel del agua en el conector es desconocido; si el penúltimo tramo del río es j y el siguiente es un conector, c, la ec 2.17 se escribe como:

$$-CD_{j-1} H_{j-1}^n + (S_j + CD_{j-1} + CD_j) H_j^{n+1} - CD_j H_c^{n+1} = S_j H_j^n + CE_{j-1} - CE_j + q_*^n \Delta x_j \quad (2.30)$$

donde

$$cux_j = DTX_j (U_j^n - U_{j-1}^n) \quad (2.31)$$

$$DTX_j = \Delta t / (\Delta x_j) \quad (2.32)$$

En general, el cambio más importante es en el cálculo de los términos convectivos ya que en las fronteras se hace descentrado.

2.3 Método de solución.

El algoritmo que se presenta se ha adaptado del descrito en Berezowsky y Ríos [1982] y Cunge et al [1980] para una red de ríos de grandes dimensiones. La solución depende del tipo de río que se tenga y es de la siguiente forma:

RÍOS TIPO A

Sea un río con jj tramos; en el tramo 1 entra un hidrograma; el tramo jj es de nivel conocido, H_f . En este caso, se tienen tres tipos de ecuaciones:

- primer tramo aguas arriba; gasto conocido: ec 2.20
- tramos intermedios (hasta el antepenúltimo); para cada uno de ellos se utiliza directamente la ec 2.17

c) último tramo aguas abajo de nivel conocido; la ecuación del penúltimo tramo es la ec 2.23

De esta manera, se forma un sistema de $jj-1$ ecuaciones y $jj-1$ incógnitas (que corresponden a los niveles del agua, $H^{(j)}$); en el caso de este tipo de ríos el sistema está completo; después de resolverlo, se calculan los gastos para todos los tramos con la ec 2.7 ($j=1, 2, \dots, jj-1$); las velocidades resultan de dividir el gasto en cada sección entre su área respectiva.

RÍOS TIPO B

Sea un río tipo B con jj tramos; en el tramo 1 entra un hidrograma; el tramo jj corresponde a un conector, H_c . En este caso, las ecuaciones tipo son:

- Primer tramo aguas arriba; gasto conocido: ec 2.20
- Tramos intermedios (hasta el antepenúltimo); para cada uno de ellos se utiliza directamente la ec 2.17
- Dado que el último tramo aguas abajo es un conector, la ecuación del penúltimo tramo es la ec 2.30

RÍOS TIPO C

Sea un río tipo C con jj tramos; el primer tramo tiene aguas arriba un conector; el tramo jj es de nivel conocido, H_f . En este caso, se tienen tres tipos de ecuaciones:

- Primer tramo aguas arriba; ec 2.25
- Tramos intermedios (hasta el antepenúltimo); para cada uno de ellos se utiliza directamente la ec 2.17
- Último tramo aguas abajo de nivel conocido; la ecuación del penúltimo tramo es la ec 2.23

RÍOS TIPO D

Sea un río con jj tramos; el primer tramo tiene aguas arriba un conector; el tramo jj es un conector, H_c . En este caso, se tienen tres tipos de ecuaciones:

- Primer tramo aguas arriba, ec 2.25
- Tramos intermedios (hasta el antepenúltimo); para cada uno de ellos se utiliza directamente la ec 2.17
- Dado que el último tramo aguas abajo es un conector, la ecuación del penúltimo tramo es la ec 2.30

En este caso resulta un sistema de $jj-1$ ecuaciones y $jj+1$ incógnitas (ya que hay dos conectores).

Para completar el número de ecuaciones se utiliza una ecuación de compatibilidad en los nudos conectores: la cota del agua es común para todos los tramos que confluyen al nudo. Además, se hace un balance de masa en el nudo, como se describe a continuación.

2.3.1 Formación del sistema de ecuaciones

Para simplificar la notación, la ec 2.17 se escribe aquí como:

$$A_j H_{j,j-1}^{n+1} + B_j H_{j,j}^{n+1} + C_j H_{j,j+1}^{n+1} = D_j \quad (2.33)$$

donde

$$\begin{aligned} A_j &= -CD_{j-1} \\ B_j &= S_j + CD_{j-1} + CD_j \\ C_j &= -CD_j \\ D_j &= S_j H_j^n + CE_{j-1} - CE_j + q_{*j}^n \Delta x_j \end{aligned} \quad (2.34)$$

La ec 2.20 de la frontera aguas arriba con gasto conocido se escribe como:

$$\beta_1 H_1^{n+1} + \gamma_1 H_2^{n+1} = \delta_1 \quad (2.35)$$

donde

$$\begin{aligned} \beta_1 &= S_1 + CD_1 \\ \gamma_1 &= -CD_1 \\ \delta_1 &= S_1 H_1^n - CE_1 + q_{*1}^n \Delta x_1 + Q_2^{n+1} \end{aligned} \quad (2.36)$$

La ec 2.23 de la frontera aguas abajo con nivel conocido se escribe como:

$$\alpha_{j,j-1} H_{j,j-2}^{n+1} + \beta_{j,j-1} H_{j,j-1}^{n+1} = \delta_{j,j-1} \quad (2.37)$$

donde

$$\begin{aligned} \alpha_{j,j-1} &= -CD_{j,j-2} \\ \beta_{j,j-1} &= S_{j,j-1} + CD_{j,j-2} + CD_{j,j-1} \\ \delta_{j,j-1} &= CD_{j,j-1} H_{j,j-1}^{n+1} + S_{j,j-1} H_{j,j-1}^n + CE_{j,j-2} - CE_{j,j-1} + q_{*j,j-1}^n \Delta x_{j,j-1} \end{aligned} \quad (2.38)$$

primer barrido se transfiere la información dada en una frontera del dominio a la otra frontera; dicha información se combina con la condición ahí impuesta, lo que permite obtener la solución en un segundo barrido realizado en dirección contraria al primero. Se entiende por barrido a realizar cálculos de un extremo del río al otro.

Para explicar el método, considérese un río tipo A con $j=1$ como primer tramo y $j=jj$ como último. En el barrido hacia adelante se expresa la dependencia de cada tramo en las condiciones que se imponen en el primer tramo, $j=1$; así, la dependencia del tramo $j-1$ con su sucesor, tramo j , y con el tramo 1 donde se impone como condición de frontera que el gasto es conocido, se define con una relación del tipo siguiente

$$H_{j-1}^{n+1} = CP_{j-1} H_j^{n+1} + EP_{j-1} H_1^{n+1} + GP_{j-1} \quad (2.40)$$

donde los coeficientes CP, EP y GP fijan dicha dependencia; para determinar estos coeficientes, se sustituye la ec 2.40 en la 2.33:

$$A_j (CP_{j-1} H_j^{n+1} + EP_{j-1} H_1^{n+1} + GP_{j-1}) + B_j H_j^{n+1} + C_j H_{j+1}^{n+1} = D_j \quad (2.41)$$

Factorizando H_j^{n+1}

$$A_j EP_{j-1} H_1^{n+1} + (A_j CP_{j-1} + B_j) H_j^{n+1} + C_j H_{j+1}^{n+1} = D_j \quad (2.42)$$

de donde

$$H_j^{n+1} = -\frac{C_j}{DEN_j} H_{j+1}^{n+1} - \frac{A_j EP_{j-1}}{DEN_j} H_1^{n+1} + \frac{D_j}{DEN_j} \quad (2.43)$$

donde

$$DEN_j = A_j CP_{j-1} + B_j \quad (2.44)$$

Si se escribe ahora la ec 2.40 para los puntos $(j, j+1)$ se tiene

$$H_j^{n+1} = CP_j H_{j+1}^{n+1} + EP_j H_1^{n+1} + GP_j \quad (2.45)$$

Al comparar las ecs 2.43 y 2.45 se ve que son idénticas si se definen

$$CP_j = \frac{-C_j}{DEN_j}; \quad EP_j = \frac{-A_j EP_{j-1}}{DEN_j}; \quad GP_j = \frac{D_j}{DEN_j} \quad (2.46)$$

En el caso del primer tramo $j=1$ en la ec 2.45:

$$H_1^{n+1} = CP_1 H_2^{n+1} + EP_1 H_1^{n+1} + GP_1 \quad (2.47)$$

La única manera de satisfacer esta ecuación independientemente del valor de H_2^{n+1} es haciendo que

$$CP_1 = 0; \quad EP_1 = 1; \quad GP_1 = 0 \quad (2.48)$$

que son por tanto los valores que deben tomar los coeficientes para el primer nudo; sustituyendo en la ec 2.46 se obtiene

$$CP_2 = \frac{-C_2}{B_2}; \quad EP_2 = \frac{-A_2}{B_2}; \quad GP_2 = \frac{D_2}{B_2} \quad (2.49)$$

es decir, se tienen los coeficientes CP_j, EP_j, GP_j cuando $j=2$; con éstos es posible obtener los coeficientes CP_j, EP_j, GP_j hasta el penúltimo tramo del río ($j=jj-1$) mediante las llamadas relaciones de recurrencia dadas por la ec 2.46. Esto completa el primer barrido.

En el barrido de regreso, del penúltimo tramo ($j=jj-1$) al primero ($j=1$), se expresa la dependencia del nivel en cada tramo con las condiciones de frontera en ambos extremos. Para esto se establece la relación

$$H_j^{n+1} = E_j H_1^{n+1} + F_j H_{jj-1}^{n+1} + G_j \quad (2.50)$$

que vincula cada tramo con el primero, $j=1$, y con el penúltimo, $j=jj-1$, por medio de los coeficientes E, F, G . Las expresiones para calcular estos coeficientes se obtienen de manera semejante a como se obtuvieron CP, EP y GP ; se sustituye la ec 2.50 en la 2.40 y factorizando resulta

$$H_{j-1}^{n+1} = (CP_{j-1} E_j + EP_{j-1}) H_1^{n+1} + CP_{j-1} F_j H_{jj-1}^{n+1} + CP_{j-1} G_j + GP_j \quad (2.51)$$

Escribiendo la ec 2.50 para $j-1$ se tiene que

$$H_{j-1}^{n+1} = E_{j-1} H_1^{n+1} + F_{j-1} H_{jj-1}^{n+1} + G_{j-1} \quad (2.52)$$

Puesto que los lados derechos de las ecs 2.51 y 2.52 deben ser iguales, se deduce que

$$E_{j-1} = EP_{j-1} + CP_{j-1}E_j; \quad F_{j-1} = CP_{j-1}F_j; \quad G_{j-1} = GP_{j-1} + CP \quad (2.53)$$

Si se hace ahora $j = jj-1$ en la ec 2.50 resulta

$$H_{jj-1}^{n+1} = E_{jj-1}H_1^{n+1} + F_{jj-1}H_{jj-1}^{n+1} + G_{jj-1} \quad (2.54)$$

que se satisface únicamente si

$$E_{jj-1} = 0; \quad F_{jj-1} = 1; \quad G_{jj-1} = 0 \quad (2.55)$$

Estos son los valores de los coeficientes E_j , F_j y G_j en el extremo de aguas abajo, $j = jj-1$. Con ellos, y las ecuaciones de recurrencia, ecs 2.53, se obtienen los restantes valores haciendo $j = jj-2$, $jj-3$, ..2.

La ecuación del tipo 2.50 que corresponde a $j=2$ es:

$$H_2^{n+1} = E_2H_1^{n+1} + F_2H_{jj-1}^{n+1} + G_2 \quad (2.56)$$

que puede sustituirse en la ec 2.35 resultando

$$(\beta_1 + \gamma_1 E_2) H_1^{n+1} + \gamma_1 F_2 H_{jj-1}^{n+1} = \delta_1 - \gamma_1 G_2 \quad (2.57)$$

La ecuación 2.50 escrita para el tramo $j = jj-2$ es:

$$H_{jj-2}^{n+1} = E_{jj-2}H_1^{n+1} + F_{jj-2}H_{jj-1}^{n+1} + G_{jj-2} \quad (2.58)$$

Al sustituirla en la ec 2.37 resulta

$$\alpha_{jj-1} E_{jj-2} H_1^{n+1} + (\alpha_{jj-1} F_{jj-2} + \beta_{jj-1}) H_{jj-1}^{n+1} = \delta_{jj-1} - \alpha_{jj-1} G_{jj-2} \quad (2.59)$$

Las ecs 2.58 y 2.59 forman un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas y que puede escribirse matricialmente como:

$$\begin{bmatrix} \beta_1 + \gamma_1 E_2 & \gamma_1 F_2 \\ \alpha_{jj-1} E_{jj-2} & \alpha_{jj-1} F_{jj-2} + \beta_{jj-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_1^{n+1} \\ H_{jj-1}^{n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_1 - \gamma_1 G_2 \\ \delta_{jj-1} - \alpha_{jj-1} G_{jj-2} \end{bmatrix} \quad (2.60)$$

El sistema de ecs 2.60 tiene como incógnitas a los valores de la cota del agua H^{n+1} en el primero y penúltimo tramo del río; su matriz de coeficientes (obtenida del doble barrido y de los coeficientes del esquema en diferencias finitas) representa la combinación de las condiciones impuestas en cada uno de los extremos del río; los términos independientes están en función de valores conocidos y de las condiciones de frontera. La solución del sistema 2.60 es:

$$E_{jj-1} = \frac{(\beta_1 + \gamma_1 E_2) (\delta_{jj-1} - \alpha_{jj-1} G_{jj-1}) - (\alpha_{jj-1} E_{jj-2}) (\delta_1 - \gamma_1 G_2)}{(\beta_1 + \gamma_1 E_2) (\alpha_{jj-1} F_{jj-2} + \beta_{jj-1}) - (\alpha_{jj-1} E_{jj-2}) (\gamma_1 F_2)} \quad (2.61)$$

$$H_1 = \frac{(\delta_1 - \gamma_1 G_2) - \gamma_1 F_2 H_{jj-1}^{n+1}}{\beta_1 + \gamma_1 E_2} \quad (2.62)$$

donde los valores de α , β y δ se obtienen con las ecs 2.36 y 2.38 e incluyen la información de las condiciones de frontera. Con la ecuación 2.50 y los respectivos coeficientes, se obtienen las H_j^{n+1} , para todos los tramos intermedios del río, es decir, desde que $j=2$ hasta $jj = jj-2$. Finalmente se obtienen los gastos (y las velocidades) de todos los tramos mediante la ec 2.7.

Mientras el flujo sea subcrítico, no importa la dirección de los dos barridos respecto a la dirección del flujo; el barrido hacia adelante puede iniciarse aguas arriba o aguas abajo, es decir, el método es simétrico.

2.3.3 Redes de ríos

Para centrar la discusión sobre la forma en que se ataca el problema de una red de ríos se propone la red abierta de la fig 2.3. En el desarrollo se han empleado números romanos en los nudos. En cada tramo conector se aplica la ecuación de continuidad; por ejemplo, para el nudo I (fig 2.4), la ecuación de continuidad se escribe como:

$$B_i \frac{(H_i^{n+1} - H_i^n)}{\Delta t} = Q_{12}^{n+1} - Q_{13}^{n+1} - Q_{11}^{n+1} \quad (2.33)$$

donde Q_{1i} es el gasto que entra (o sale) al conector por el río i ; los gastos que entran tienen signo negativo y viceversa. Al definir la topología de la red, se establece una convención en el sentido del flujo. Sustituyendo ecuaciones del tipo de la 2.7 resulta una ecuación de la forma

$$\begin{aligned}
 & - CD_{1,jj-1} H_{1,jj-1}^{R+1} + (S_I + CD_{1,jj-1} + CD_{2,2} + CD_{3,2}) H_I^{R+1} - CD_{2,2} H_{2,2}^{R+1} \\
 & - CD_{3,2} H_{3,2}^{R+1} = S_I H_I^R + CE_{1,jj-1} - CE_{2,2} - CE_{3,2}
 \end{aligned}
 \tag{2.64}$$

donde los coeficientes CD , CE , etc deben calcularse con las ecuaciones discutidas anteriormente (ecs 2.8 a 2.15); la convención de los subíndices i, j es que i corresponde al río y j al tramo.

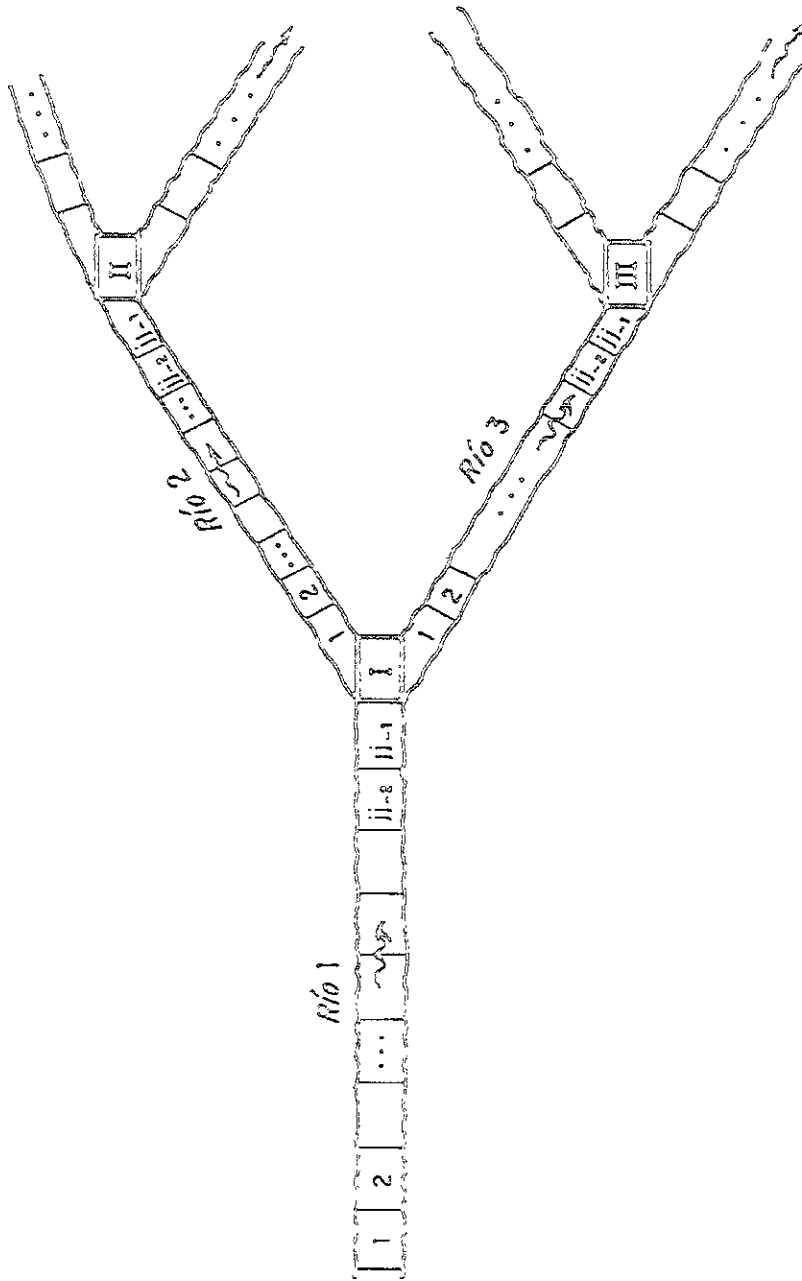


Figura 2.3 Maqueta de una red.

Es posible plantear el método de doble barrido ya descrito para cada río; el caso del río 1 con nudo conector aguas abajo se trata como el del río tipo A. El sistema 2.60 resulta en este caso:

$$\begin{bmatrix} \beta_{1,1} + \gamma_{1,1} E_{1,2} & \gamma_{1,1} F_{1,2} \\ \alpha_{1, JJ-1} E_{1, JJ-2} & \alpha_{1, JJ-1} F_{1, JJ-2} + \beta_{1, JJ-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_{1,1}^{n+1} \\ H_{1, JJ-1}^{n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{1,1} - \gamma_{1,1} G_{1,2} \\ \delta_{1, JJ-1} - \alpha_{1, JJ-1} G_{1, JJ-1} \end{bmatrix} \quad (2.65)$$

donde en $\delta_{1, JJ-1}$ se incluye la cota del agua en el nudo I, $H_{1, JJ-1}^{n+1}$, que es incógnita (ver ec 2.30) y en $\delta_{1,1}$ se incluye el gasto conocido que entra por el primer tramo.

En el caso del río 2 se tiene un conector aguas arriba y otro aguas abajo; por ello

$$\begin{bmatrix} \beta_{2,1} + \gamma_{2,1} E_{2,2} & \gamma_{2,1} F_{2,2} \\ \alpha_{2, JJ-1} E_{2, JJ-2} & \alpha_{2, JJ-1} F_{2, JJ-2} + \beta_{2, JJ-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_{2,1}^{n+1} \\ H_{2, JJ-1}^{n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{2,1} - \gamma_{2,1} G_{2,2} \\ \delta_{2, JJ-1} - \alpha_{2, JJ-1} G_{2, JJ-1} \end{bmatrix} \quad (2.66)$$

donde en $\delta_{2,1}$ se incluye la incógnita $H_{2,1}^{n+1}$ y en $\delta_{2, JJ-1}$ aparece la cota del agua del nudo II, $H_{1, JJ-1}^{n+1}$, desconocida.

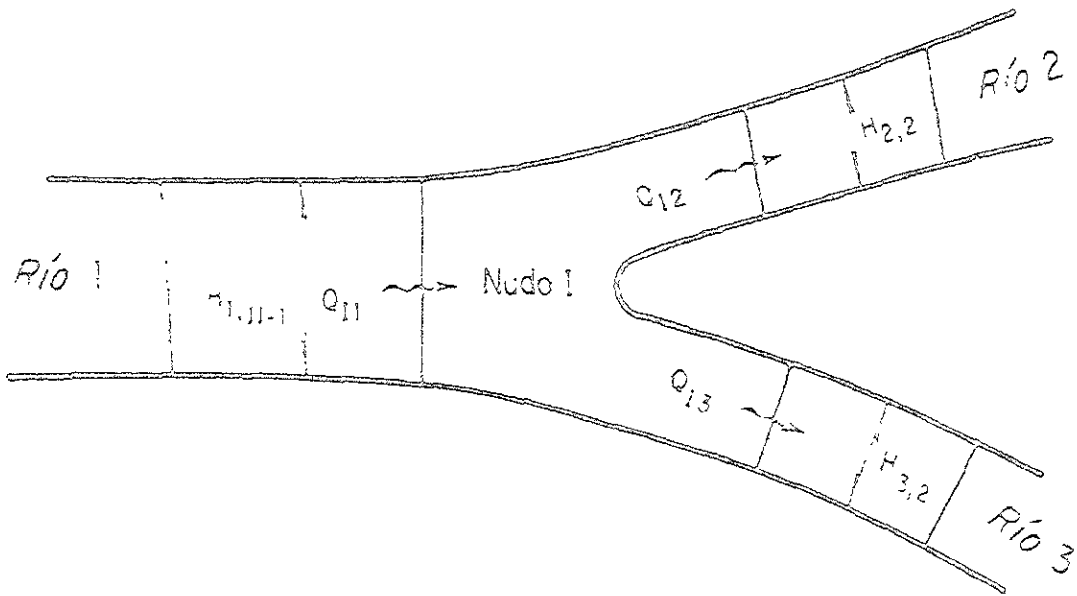


Fig 2.4 Análisis de un conector.

Finalmente, el río 3 tiene también conector en ambos extremos:

$$\begin{bmatrix} \beta_{3,1} + \gamma_{3,1} E_{3,2} & \gamma_{3,1} F_{3,2} \\ \alpha_{3,III-1} E_{3,III-2} & \alpha_{3,III-1} F_{3,III-2} + \beta_{3,III-1} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} H_{3,1}^{n+1} \\ H_{3,III-1}^{n+1} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \delta_{3,1} - \gamma_{3,1} G_{3,2} \\ \delta_{3,III-1} - \alpha_{3,III-1} G_{3,III-1} \end{bmatrix} \quad (2.67)$$

donde en $\delta_{3,1}$ se incluye la incógnita H_I^{n+1} y en $\delta_{3,III-1}$ aparece la cota del agua del nudo III, H_{III}^{n+1} que es desconocida.

Para una red cualquiera de m ríos se tendrían m sistemas de ecuaciones del tipo 2.60. Estos sistemas pueden ser reducidos a un solo sistema de M ecuaciones (donde M número de nudos conectores de la red) utilizando la ecuación de continuidad en cada conector. El procedimiento utilizado para resolver la red de ríos en este caso consiste en obtener los valores de las cotas del agua en los vecinos a un nudo I (en este ejemplo, $H_{I,III-1}^{n+1}$, $H_{2,1}^{n+1}$, $H_{3,1}^{n+1}$) en función de las cotas en los nudos (por medio de los sistemas como el 2.60 de los ríos que llegan al nudo (en este caso, los sistemas 2.64-2.67 de los ríos que llegan al nudo I) y sustituir dichos valores en la ecuación de continuidad, ec 2.63. La ecuación resultante tendrá como incógnitas únicamente a las cotas del agua en los nudos vecinos (H_I^{n+1} , H_{II}^{n+1} , H_{III}^{n+1} , etc). Así por ejemplo, del sistema 2.64 se obtiene una expresión para $H_{I,III-1}^{n+1}$ que contiene a H_I^{n+1} en $\delta_{I,III-1}$ (ver ecs 2.61 y 2.62); del sistema 2.66 se obtiene $H_{2,1}^{n+1}$ en función de H_I^{n+1} (contenido en $\delta_{2,1}$) y H_{III}^{n+1} (contenido en $\delta_{2,III-1}$) y, finalmente, del sistema 2.67 se obtiene $H_{3,1}^{n+1}$ en función de H_I^{n+1} (contenido en $\delta_{3,1}$) y H_{III}^{n+1} (contenido en $\delta_{3,III-1}$).

Las ecuaciones resultantes pueden escribirse de manera compacta como:

$$H_{I,III-1}^{n+1} = f(H_I^{n+1})$$

$$H_{2,1}^{n+1} = f(H_I^{n+1}, H_{III}^{n+1}) \quad (2.68)$$

$$H_{3,1}^{n+1} = f(H_I^{n+1}, H_{III}^{n+1})$$

Al sustituir estas ecuaciones en la ecuación de continuidad, ec 2.63, se obtiene una ecuación lineal con tres incógnitas:

$$f(H_I^{n+1}, H_{III}^{n+1}, H_{III}^{n+1}) = 0 \quad (2.69)$$

Si se repite este procedimiento para cada uno de los M conectores o nudos, se forma un sistema de M ecuaciones lineales que tiene como incógnitas a las cotas del agua de los M nudos conectores.

Este sistema de ecuaciones resulta en una matriz porosa, y dado que el número de nudos es en general mucho menor que el de tramos, se resuelve en el modelo con el método de Gauss-Jordan.

Resuelto dicho sistema, se sustituyen las cotas del agua en los nudos, H_i^{n+1} , H_{ii}^{n+1} , H_{iii}^{n+1} , etc, en las ecuaciones del tipo 2.68 con lo que se obtienen las cotas del agua en los tramos adyacentes a los nudos. Una vez que se conocen las cotas del agua en los tramos extremos de todos los ríos, es posible hacer el cálculo con el doble barrido.

2.4 Cálculo en la llanura de inundación.

Comunmente una avenida se genera en las partes altas de la cuenca, donde las pendientes son pronunciadas y la velocidades son grandes por lo que en esta zona el agua fluye hacia las zonas más bajas, transportando material que se sedimenta formando planicies. Las superficies inundadas pueden estar confinadas (lagunas de inundación) o bien pueden comunicarse con otros cauces de la llanura o con tramos aguas abajo del mismo río.

En el caso de las lagunas de inundación el principal efecto es el de un almacenamiento del agua desbordada del río; en el segundo caso el agua vertida fluye por la planicie y puede regresar al río.

Para establecer la liga entre el cauce y una llanura de inundación, se considera que el gasto que fluye de un elemento a otro, o viceversa, sigue la ley de descarga de un vertedor de cresta ancha, y se calcula con la siguiente ecuación:

$$Q_L = S\phi L(H - E)^{\frac{3}{2}} \quad (2.70)$$

donde

- E elevación media del bordo que separa el cauce de la planicie
- L longitud de vertido entre los dos elementos
- Q_L gasto o caudal de aportación del río a la planicie
- ϕ coeficiente de descarga, en función del ahogamiento del flujo

además

$$H = H_R, \text{ si } H_R > H_L \text{ y } S=1$$

$$H = H_L, \text{ si } H_R < H_L \text{ y } S=-1$$

donde

- HL elevación de la superficie del agua en la planicie
- HR elevación de la superficie del agua en el río

Debido a que el coeficiente de descarga ϕ depende del ahogamiento, la variación de éste se define con la siguiente relación:

$$\zeta = \left| \frac{HR - HL}{H - E} \right|$$

Sánchez y Cruickshank [1963] obtuvieron experimentalmente la relación entre el coeficiente de descarga y el ahogamiento, ajustando leyes exponenciales a la curva que relaciona estos valores, se obtuvo la siguiente relación:

Si $0 < \zeta \leq 0.1$	$\phi = 0.669 \zeta^{0.3481}$
Si $0.1 < \zeta \leq 1.0$	$\phi = 0.471 \zeta^{0.1887}$
Si $1.0 < \zeta$	$\phi = 0.446$

Para analizar el flujo en la planicie de inundación se considera que se forman volúmenes de control que en planta son superficies irregulares, y basándose en que el flujo por sus fronteras sea aproximadamente normal a éstas es posible representar este fenómeno por medio de las ecuaciones de continuidad y en algunos casos dinámica. En la figura 2.5 se muestra el volumen de control para éstas.

La ecuación de continuidad expresa que el cambio de almacenamiento en el volumen de control es debido a los flujos netos que entran al volumen de control. Si se acepta que el área en planta del elemento permanece prácticamente constante, entonces:

$$a_i^n \frac{H_i^{n+1} - H_i^n}{\Delta t} = - \left[\sum_{j=1}^m B_{i,j} h_{i,j}^n U_{i,j}^{n+1} - \sum_{j=1}^m QE_{i,j} \right] \quad (2.70)$$

donde

- a_i^n área en planta
- H_i cota o elevación del agua al centro del elemento i
- m número de volúmenes de control adyacentes al volumen i con los cuales hay flujo con velocidad $U_{i,j}$
- $U_{i,j}^{n+1}$ velocidad en la frontera entre los elementos i y j , positiva cuando sale del volumen de control
- $QE_{i,j}$ gasto de entrada al elemento i que no se ha considerado (como por ejemplo los que vienen de un río)
- $B_{i,j}$ ancho de frontera entre los elementos i y j , en m

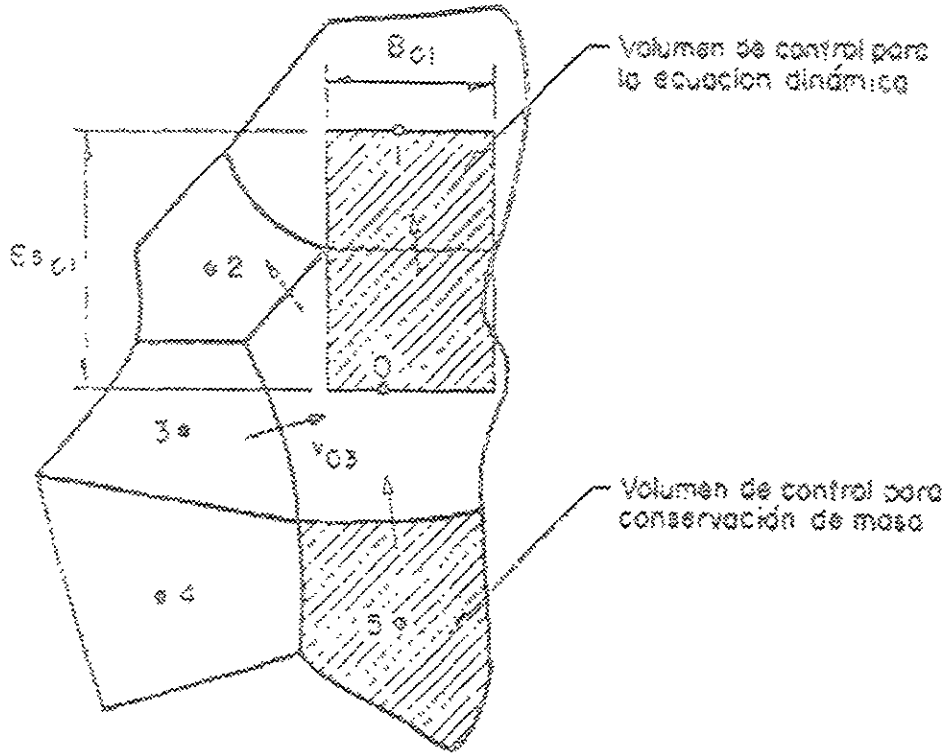


Fig 2.5 Volumen de control en las llanuras.

y además

$$h_{i,j}^n = \frac{H_i^n + H_j^n}{2} - ZF_{i,j} \quad (2.72)$$

$h_{i,j}$ tirante medio de flujo entre los elementos i y j
 $ZF_{i,j}$ cota en la frontera entre el elemento i y el j

De acuerdo con lo anterior se tienen cuatro formas de flujos entre elementos, como puede verse en la figura 2.6, que son:

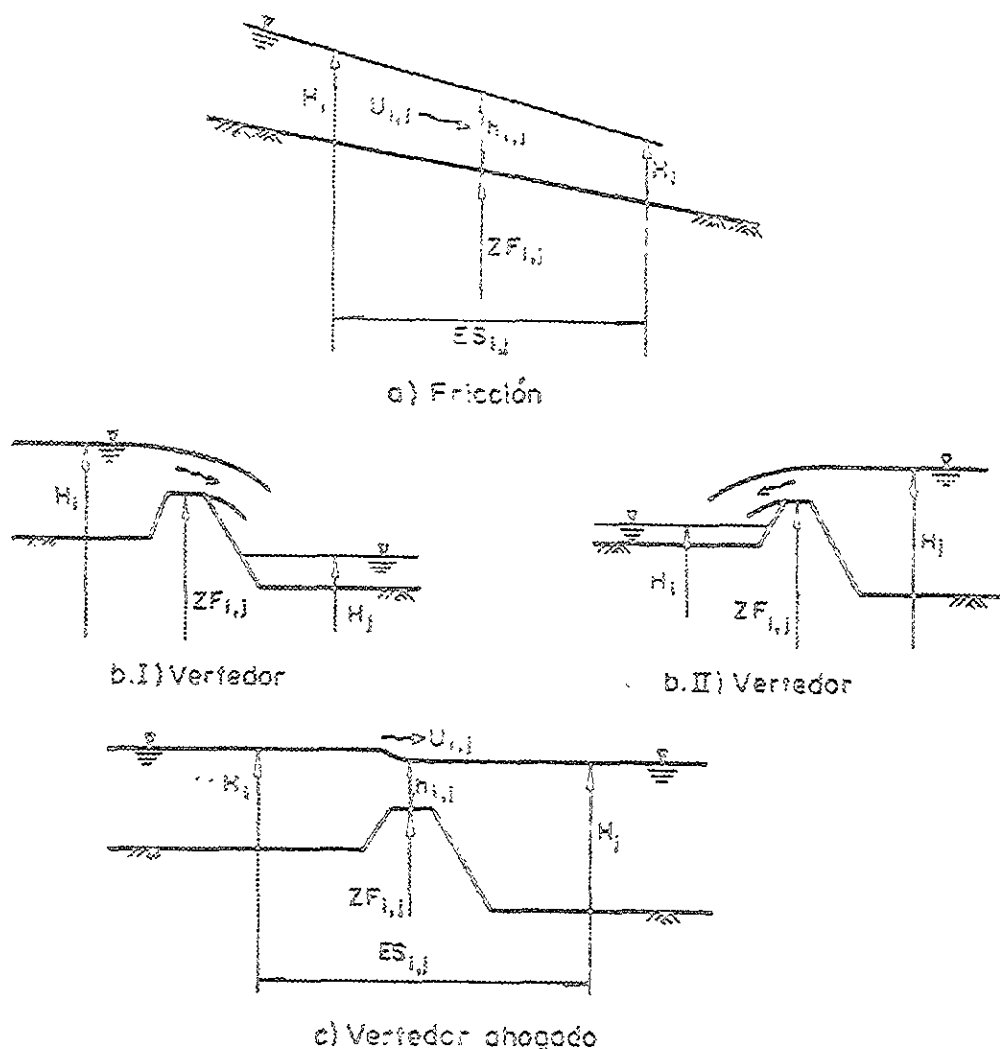


Fig. 2.6 Tipos de flujo entre elementos de la llanura.

Flujo dominado por fricción.

Cuando no existen fronteras internas (secciones de control) entre elementos se tiene flujo por fricción y es en general el más común. En la figura 2.6a se muestra este tipo de flujo.

Este caso se calcula con la ecuación dinámica simplificada. Los volúmenes de control para aplicar esta ecuación son aproximadamente rectangulares en planta; su longitud es igual a la distancia de centro a centro entre elementos y su ancho es el de la frontera entre los mismos. Se supone que la aceleración convectiva es pequeña comparada con los otros términos (por lo que se desprecia)

y entonces la ecuación dinámica queda:

$$\frac{\partial U}{\partial t} + g \frac{\partial H}{\partial x} + g S_f = 0 \quad (2.72)$$

El gradiente hidráulico, para el cálculo del flujo en la llanura, se obtiene con la ecuación de Chezy. Utilizando un esquema en diferencias finitas del tipo de Cruickshank (1974) para el flujo en cauces, la ecuación 2.72 se expresa como:

$$\frac{U_{i,j}^{n+1} - U_{j,i}^n}{\Delta t} + g \frac{H_j^{n+1} - H_i^{n+1}}{ES_{i,j}} + g \frac{U_{i,j}^{n+1} |U_{i,j}^n|}{C_{i,j}^2 h_{i,j}^n} = 0 \quad (2.73)$$

donde

$ES_{i,j}$ distancia de centro a centro entre los elementos i y j
 $C_{i,j}$ coeficiente de Chezy

Factorizando $U_{i,j}^{n+1}$ y ordenando

$$U_{i,j}^{n+1} = -S_{i,j} [H_j^{n+1} - H_i^{n+1}] + \frac{U_{i,j}^n}{1 + R_{i,j}} \quad (2.74)$$

donde

$$S_{i,j} = g \frac{\Delta t}{ES_{i,j} (1 + R_{i,j})}$$

y

$$R_{i,j} = g \frac{\Delta t |U_{i,j}^n|}{C_{i,j}^2 h_{i,j}^n} \quad (2.76)$$

En el caso c de la figura 2.6 el flujo por vertido se ahoga, y por ello se calcula con este mismo procedimiento.

Puede suceder que durante la etapa de vaciado o de llenado de un elemento se presenten condiciones de flujo crítico, en este caso se considera una frontera interna que se resuelve considerándose como una sección de control, en la que el flujo es crítico.

Flujo por vertido.

El caso de flujo por vertido, caso b de la figura 2.6, se calcula como

$$Q_{i,j} = 1.90 S B_{i,j} (H_n^n - ZF_{i,j})^{3/2} \quad (2.77)$$

donde

$S = -1$ y $m=1$ en el caso bI

$S = 1$ y $m=j$ en el caso bII.

2.4.1 Formación del sistema de ecuaciones.

Al plantear la combinación de las ecuaciones de conservación de masa y continuidad para los elementos de la planicie y considerando las condiciones de frontera, se llega a un sistema de M ecuaciones con M incógnitas, donde M es el número de elementos de la llanura. Este sistema no es tridiagonal, pero el sistema es poroso, con lo cual se facilita la solución. Para este el sistema se consideró explícito, debido a que la profundidad del flujo es menor que el el cauce o río y el tamaño de las superficie en planta de los elementos de la planicie es relativamente grande; esto permite al esquema numérico ser estable para intervalos de tiempo lo suficientemente grandes.

2.5 Programa.

Con base en el modelo matemático explicado en este capítulo se realizó un programa en Fortran 77, denominado RED-RIOS, el cual permite realizar el cálculo de flujo permanente y no permanente en redes de ríos complejas. La descripción de este programa se encuentra en el Anexo A.

Para verificar la robustez del modelo, se comparó el funcionamiento de éste (sin planicies de inundación) con un modelo basado en la versión diferencial de las ecuaciones de Saint-Venant, discretizadas con el esquema de diferencias finitas implícito de Preissmann [Jimenez 1993], obteniendo que los resultados eran casi idénticos, siendo las diferencias por la forma de discretización de los esquemas. Una vez comprobada la bondad del modelo, se realizó la liga entre el río y las áreas de inundación comparando nuevamente el modelo completo con el programa LLANO, basado también en un esquema en diferencias finitas implícito [Berezowsky 1985] y de igual forma obteniendo resultados muy parecidos.

3. RED DE RÍOS GRIJALVA-USUMACINTA.

La red de ríos del Grijalva-Usumacinta (figura 3.1) es la más caudalosa del país, los ríos que componen esta red tienen grandes avenidas periódicas, por lo que resulta importante realizar cálculos que permitan evaluar efectos debido éstas.

De entre los ríos que conforman la cuenca del Grijalva-Usumacinta destacan: el Tonalá, el Mezcalapa (del cual se originan el Cunduacán y el González), el Usumacinta y el Grijalva, los cuales a su vez están formados por varios afluentes.

La cuenca del río Grijalva se encuentra en la región más lluviosa del país. El río Grijalva nace en los ríos Pichucalco y Tacotalpa, en las estribaciones boreales de la Meseta Central de Chiapas. El Grijalva antes de desembocar en el Golfo de México, se une al río Usumacinta, vertiendo sus aguas en la localidad de Frontera, donde forma la barra de este nombre.

La cuenca del río Usumacinta nace de los ríos Chiyox y de la Pasión, en Guatemala, y después de servir de límite entre ese país y el nuestro, sigue con dirección noroeste captando las aguas de varios ríos en los que figuran el Lacantún, por el que descienden las aguas del Jataté y Lacanjá, y procedente del Petén, el San Pedro. Algunos kilómetros antes de su desembocadura en el Golfo de México, su corriente se divide en tres brazos: el oriental, llamado Palizada, que desemboca en la Laguna de Términos; el central, San Pedro, que escurre al Golfo y sirve en parte, de límite entre Tabasco y Campeche, y el occidental que, conservando el nombre de Usumacinta, se une al Grijalva y desemboca en la barra de Frontera.

En el estado de Tabasco se ha formado una gran llanura, principalmente por el acarreo y depósito de materiales que realizan los ríos Grijalva y Usumacinta. Su relieve llano constituido por aluviones depuestos por estos ríos, facilita la inundación de toda la planicie; además, en esta zona se encuentra la capital del estado, la Ciudad de Villahermosa, lo que contribuye al asentamiento de humanos en la periferia de dicha ciudad, esto complica el problema de las inundaciones ya que, en algún momento, las áreas que funcionaban como vasos reguladores ya no tienen la misma capacidad, por estar ocupadas por poblaciones con lo cual las grandes avenidas causan daños a la población, cultivos y ganado. Es por ésto que es necesario estimar los efectos de diferentes avenidas en los ríos para encontrar alternativas de solución a este problema.

3.1 Hidrología de la zona.

Se cuenta con un análisis hidrológico realizado por el Instituto de Ingeniería de la UNAM. Debido a la presencia de cuatro presas en cascada en el río Grijalva (Angostura, Chocoasén, Malpaso y Peñitas) no se realizó un análisis estadístico convencional para la zona, por lo que se determinaron gastos máximos por regiones. En la figura 3.1 se muestra el esquema de la red de ríos y la localización aproximada de las estaciones que se encuentran dentro de la red. Se tienen tres regiones de estudio, que son las siguientes:

3.1.1 Región 1. Estaciones de aforo Malpaso, Peñitas, Samaria, Reforma y González.

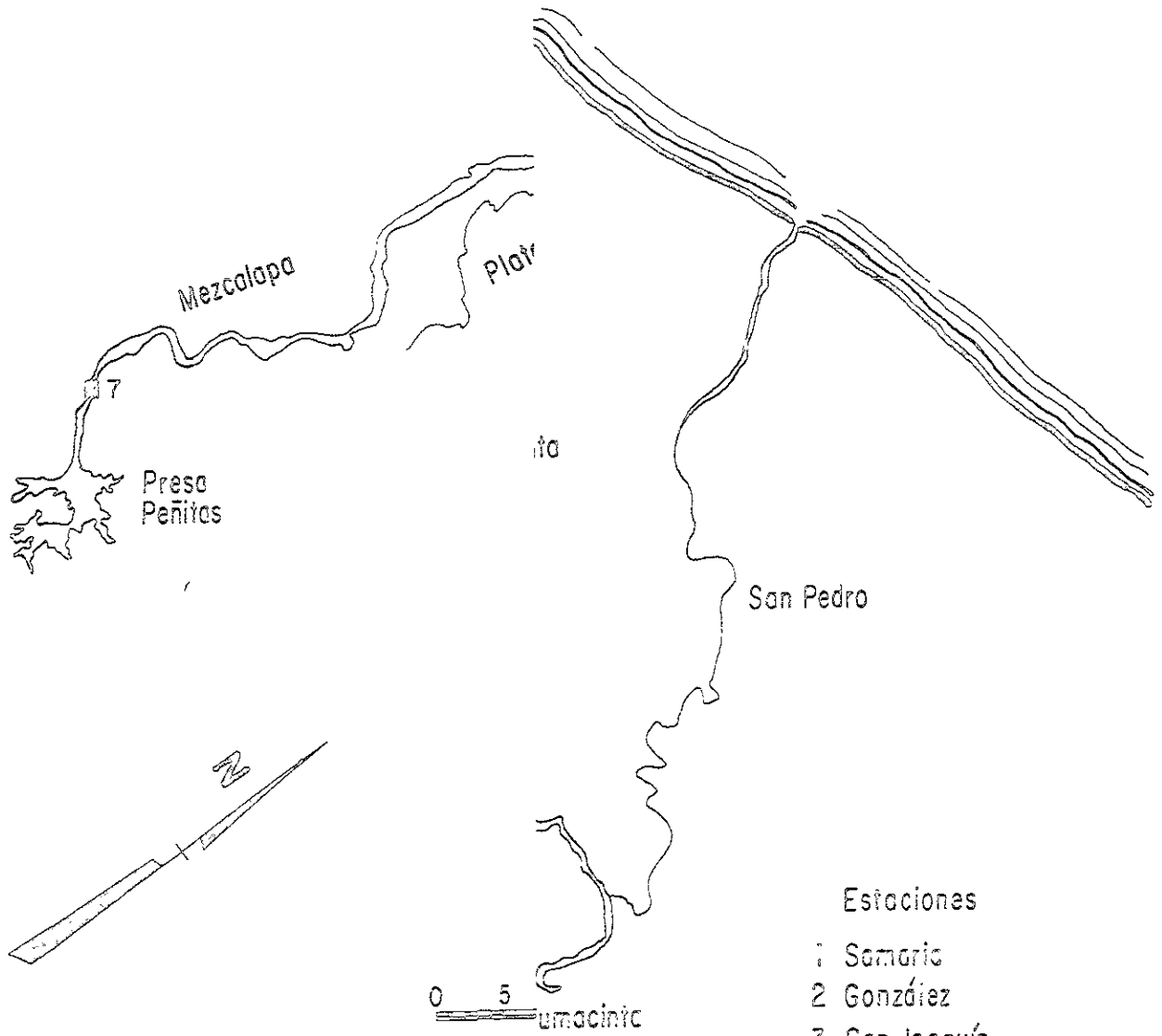
Los datos del análisis de las estaciones (de 1951 a 1995) se muestran en el Anexo B en las tablas 1 y 2.

Malpaso.- El gasto medio diario máximo anual registrado ocurrió en 1963 (8642 m³/s). En los años anteriores a la construcción de la Presa Malpaso (1959-1964) se presentaron gastos superiores a 3000 m³/s. Después de construida la presa se tuvieron derrames por el vertedor y, aunque con mucha menor frecuencia se registraron gastos cercanos a los 3000 m³/s. Desde que fué construida la Angostura el vertedor de Malpaso no ha derramado, de tal forma que los gastos máximos en el sitio de la estación no superan los 1400 m³/s, aunque con frecuencia alcanzan cifras cercanas a ese valor. Por otra parte, de la simulación del funcionamiento del sistema de las presas Angostura-Malpaso (no se consideró Chicoasén debido a su poca capacidad de regulación), se obtiene que el vertedor de Malpaso sólo descargará con un período de retorno del orden de 50 años.

Peñitas.- Antes de operar la presa Malpaso, se habían registrado gastos medios máximos anuales de un orden de 5000 m³/s, con un máximo de 8141, en 1963, y de un mínimo de 3058 en 1960; a partir de 1966 los gastos disminuyeron aunque en Diciembre de 1967 la cuenca propia Malpaso-Peñitas tuvo un comportamiento extraordinario de tal forma que el gasto medio diario pasó de 273 m³/s en Malpaso a 4277 m³/s en Peñitas. Después de la construcción de Peñitas, los gastos medios diarios no han superado los 1400 m³/s aunque todos los años alcanzan valores cercanos.

Samaria.- En esta estación el efecto de regulación de las presas es menos notable; antes de la construcción de Malpaso se registraron gastos de 3101 m³/s en 1959; 3329 en 1963 y 3030 en 1965. En el período comprendido entre la construcción de Malpaso y la de Peñitas, se registraron 2704 m³/s en 1967, 2526 en 1969; 2618 en 1970; 2575 en 1973 y 2435 en 1977; varios de estos valores (en particular los de 1969 y 1970) coinciden con descargas por el

México



Estaciones

- 1 Samaria
- 2 González
- 3 San Joaquín
- 4 Pueblo Nuevo
- 5 Macuspenc
- 6 Platanar
- 7 Peñitas
- 8 Reforma

vertedor de Malpaso, y el de 1967 con el fenómeno extraordinario que se presentó entre el 22 y el 24 de Diciembre. Después de la construcción de Peñitas los gastos máximos no superan los 1800 m³/s.

Reforma.- Los gastos registrados en la estación Reforma se comportan en forma semejante a los de Samaria, aunque con valores mucho menores. Para analizar la relación de gastos entre estas dos estaciones pueden destacarse los registros presentados en la tabla 3.1.

Tabla 3.1. Análisis de las relaciones entre las estaciones Samaria, Reforma y González.

Año	Samaria Q ₁	Reforma Q ₂	González Q ₂	Q ₁ / (Q ₁ +Q ₂)	Q ₂ / (Q ₁ +Q ₂)
1956	2740	1664		0.62	0.38
1963	3329	1267		0.72	0.28
1965	3030	1328		0.69	0.31
1970	2618	1115		0.70	0.30
1073	2575	921		0.73	0.27
1977	2435		546	0.81	0.19
1980	2214		618	0.78	0.22
1986	1712		415	0.80	0.20

González.- Los gastos registrados en esta estación eran originalmente menores que los correspondientes a Reforma, pero la diferencia se fué reduciendo gradualmente y en 1970 era ya prácticamente nula, de tal forma que actualmente sólo se mide en la estación González.

En conclusión, puede decirse que:

a) Para periodos de retorno muy chicos (por ejemplo 2 años), los gastos medios diarios máximos anuales son de 1400 m³/s a la altura de Peñitas y de 1700 m³/s antes del rompido de Samaria (del orden de 1300 en Samaria y 400 en González)

b) Para periodos de retorno de 10 años, el caudal en Peñitas sigue siendo del orden de 1400 m³/s pero de 1400 y 450 en Samaria y Gonzáles respectivamente

c) Para períodos de retorno mayores a 10 años pero menores de 50 años, Peñitas podría descargar 2000 m³/s y con la contribución del Platanar y el Paredón los valores en Samaria y González serían del orden de 2150 y de 650 m³/s, respectivamente

d) Para períodos de retorno mayores podrían presentarse derrames por el vertedor de Malpaso, de tal forma que si se opera en forma tal que dichos derrames no coincidan con picos de las avenidas que se generan en los ríos Tzinbac, Sayula, Platanar y Paredón, los gastos en Peñitas serían los mismos que en Malpaso y dichos gastos se incrementarían a 3400 m³/s antes del rompido del Samaria y se repartirían aproximadamente un 75% por el Samaria y un 25% por el Carrizal.

Comentarios adicionales

La avenida del 22 al 25 de Diciembre de 1967 ha sido de las más grandes registradas en esta zona; aunque el vertedor de Malpaso no descargó, en Peñitas se registró un gasto medio diario de 4277 m³/s el mismo día. Los datos de distintas estaciones se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.2 Datos de la avenida

Estación	día 22	día 23	día 24	día 25
Malpaso	273	222	204	536
Peñitas	542	4277	1339	889
Samaria	281	1463	2703	1570
Reforma	107	502	1063	688
González	120	336	967	785
Tzincumbac	no funcionó			
Sayula	86	1370	389	131
Platanar	16	187	223	148
Paredón	7	30	93	227

Por otra parte, las aportaciones más importantes entre la presa Peñitas y el rompido de Samaria (río 3) se miden en las estaciones Platanar y Paredón. Se tiene un análisis estadístico de una serie de datos registrados en estas estaciones. El análisis se realizó

con el programa AX (Jímenez 1993) y los valores se ajustaron a la Distribución Gumbel, por ser la de menor error. Los parámetros se estimaron con el método de máxima verosimilitud. Las características estadísticas de los gastos registrados en estas estaciones se muestran en las tablas 3.3 y 3.4.

Tabla 3.3 Datos de la estación Paredón

i	Tr (años)	Dato (i)	Valor ajustado	Error ²
1	11.00	252.00	260.93	79.83
2	5.50	250.00	225.71	590.12
3	3.67	207.40	203.86	12.55
4	2.75	193.10	187.29	33.77
5	2.20	185.70	173.40	151.19
6	1.83	167.00	160.96	36.46
7	1.57	151.10	149.17	3.72
8	1.38	142.00	137.33	21.82
9	1.22	115.80	124.48	75.30
10	1.10	88.00	108.34	413.52

media= 175.210

Desv=53.586

asim=-0.012

Error=13.315

Distribución para el ajuste: Gumbel (máxima verosimilitud)

$\alpha = 0.0211$

$\beta = 149.7161$

Tabla 3.3a Valores extrapolados

Período de retorno (años)	Valor estimado
2.0	167.1
5.0	220.7
10.0	256.2
25.0	301.1
50.0	334.3
100.0	367.4
500.0	443.7

Tabla 3.4 Datos de la estación Platanar

i	Tr (años)	Dato (i)	Valor ajustado	Error ²
1	11.00	222.90	219.46	11.85
2	5.50	186.80	195.73	79.79
3	3.67	178.00	181.02	9.10
4	2.75	177.40	169.86	56.88
5	2.20	177.00	160.51	272.01
6	1.83	156.30	152.13	17.41
7	1.57	145.50	144.19	1.73
8	1.38	144.90	136.21	75.50
9	1.22	123.00	127.56	20.76
10	1.10	101.00	116.68	246.01

media= 161.280
 Desv=34.763
 asim=-0.067
 Error=9.944

Distribución para el ajuste: Gumbel (máxima verosimilitud)

$\alpha = 0.0314$
 $\beta = 144.5539$

Tabla 4.4a Valores extrapolados

Período de retorno (años)	Valor estimado
2.0	156.2
5.0	192.4
10.0	216.3
25.0	246.5
50.0	268.9
100.0	291.1
500.0	342.6

3.1.2 Ríos de la Sierra.

Los ríos de la Sierra son los principales afluentes al Grijalva a la altura de la Ciudad de Villahermosa. Los escurrimientos se miden en las siguientes estaciones (de aguas arriba a aguas abajo).

a) Oxotlán (área de aportación= 2901 km²). Puyacatengo (A=169 km²). Estas estaciones captan una área de 3550 km²; para ellas se estimaron los siguientes gastos máximos anuales (ver tabla 3.5). El ajuste se realizó con la Distribución Gumbel.

Tabla 3.5 Gastos máximos estimados

Años	Oxotlán	Puyacatengo	Teapa	Suma
5	1385	288	712	2385
10	1655	350	844	2849
50	2248	546	1136	3950
100	2499	656	1259	4414

b) Tepijulapa (A=2319 km²), Pueblo Nuevo (A=4779 km²) y San Joaquín o Pichucalco (A = 411 km²). Agrupan prácticamente el total de los escurrimientos generados en la zona, los que, ya juntos, se miden en la estación Las Gaviotas (A= 8060 km²). Los valores estimados (Gumbel) para varios períodos de retorno se muestran en la siguiente tabla:

Tabla 3.6 Gastos máximos estimados

Años	Tepijulapa	P. Nuevo	San Joaquín	Las Gaviotas
2	982	812	507	852
5	1526	916	710	1027
10	2277	984	845	1127
50	3066	1136	1141	1364
100	3357	1200	1266	1471

Se ha reportado que entre Tapijulapa y Pueblo nuevo ocurren desbordamientos aún para períodos de retorno chicos y que los desbordamientos se incrementan en forma muy importante al aumentar el período de retorno . Lo mismo ocurre entre las estaciones Pueblo Nuevo y Las Gaviotas.

En resumen, por el río de la Sierra llegan a Villahermosa gastos medios máximos anuales del orden de 1000 m³/s para períodos de

retorno chicos (5 años) y este valor sólo se incrementa en menos de 50% si se consideran periodos de retorno del orden de 100 años. Sin embargo, el volumen diario desbordado, que para $T=5$ años puede estimarse en unos 50 millones de m³ diarios, puede incrementarse a varios cientos de millones para un periodo de retorno de 100 años.

3.1.3 Ingresos entre Villahermosa y el Usumacinta.

Los principales ingresos en esta zona se miden en las estaciones Macuspana y Salto de Agua, para las cuales se estimaron (Gumbel) de una serie de datos de estas estaciones, los siguientes valores de gastos medios diarios máximos, como se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 3.7 Gastos máximos estimados

Años	Macuspana	Salto del agua
2	559	1205
5	708	1527
10	855	1844
25	1159	2318
50	1418	2664
100	1669	2997

3.2 Hidrogramas para la red.

Se definieron los siguientes hidrogramas triangulares, considerando un periodo de retorno de 10 años, para los siguientes ríos:

- a) Mezcalapa: gasto 1400 m³/s (que es el gasto de la Presa Peñitas)
- b) Platanar: gasto base 90 m³/s y gasto pico 450 m³/s, en este río se está considerando también la aportación del río Paredón
- c) Viejo: gasto base 40 m³/s y gasto pico 200 m³/s
- d) Pichucalco: gasto base 169 m³/s y gasto pico 845 m³/s
- e) La Sierra: gato base 200 m³/s y 1000 m³/s
- f) El Zapote: gasto base 80 m³/s y gasto pico 400 m³/s
- g) Chilapa: gasto base 300 m³/s y gasto pico 1500 m³/s
- h) Bitzal: gasto base 200 m³/s y gasto pico 1000 m³/s
- i) Usumacinta: gasto base 1000 m³/s y gasto pico 5000 m³/s

Todos los hidrogramas definidos tienen un tiempo pico de dos días y un tiempo base de cinco, a excepción del río Usumacinta que tiene un tiempo pico de un día, además de que la avenida se consideró con una duración de un mes.

4. APLICACIÓN DEL MODELO.

En este capítulo se aplica el modelo empleando el Programa RED-RIOS. Como ya se mencionó se trabaja en la red de ríos Grijalva-Usumacinta.

Desafortunadamente no se dispuso de todos los datos requeridos para hacer una modelación completa; por ello fué necesario suponer algunos datos. Sin embargo, los casos que se presentan aquí permiten ver la bondad del modelo, así como dar idea del comportamiento de la red.

4.1 Simulación de la red.

Para realizar la simulación del sistema Grijalva-Usumacinta (o cualquiera) se procede de la siguiente forma:

4.1.1 Definición de la topología de la red.

En la figura 4.1 se puede observar la forma en que se define esta red. Se tienen 37 ríos (numerados del 1 al 37 en el archivo de entrada y en el plano de la red. Se tienen 20 conectores o nudos; todos los nudos conectan tres ríos, a excepción de los nudos 20 y 14 que conectan 4 ríos; fueron numerados también de forma consecutiva para poder así identificarlos (el orden de los conectores es indistinto).

4.1.2 Condiciones de frontera.

Los hidrogramas obtenidos en el capítulo 3 de los ríos Mezcalapa, Viejo, Pichucalco, La Sierra, Zapote, Chilapa, Bitzal y Usumacinta, se dan como condición de frontera aguas arriba. Aguas abajo, por carecer de limnigramas para los ríos que confluyen al mar, (González, Grijalva y San Pedro) se hacen dos hipótesis; en la primera no hay marea y por esto el nivel del mar está en la elevación 0.0 msnm ; en la segunda se supuso una sobrelevación por marea de viento de 0.6 msnm.

De acuerdo a lo anterior los ríos de toda la red fueron clasificados según las condiciones de frontera como sigue:

TIPO A. No existe ningún río de este tipo

TIPO B. Se tienen 9 ríos, que son: 1, 2, 11, 12, 13, 15, 32, 33, 36

TIPO C. Se tienen 3 ríos, que son: 5, 24, 35

TIPO D. Se tienen 25 ríos, que son: 3, 4, 6, 7, 8, 9, 10, 37, 14, 16, 17, 18, 19, 20, 30, 31, 29, 21, 22, 34, 27, 23, 28, 26, 25

4.1.3 División de los ríos en tramos.

Para obtener la longitud de cada río, se consultaron distintas cartas de la DETENAL (escala 1:50000) de toda la red presentada en este ejemplo.

Una vez definida la longitud de cada río, se realizó la división de los ríos de forma arbitraria (no menor de tres tramos en un río) pero tratando que el cambio en el DX no fuera brusco para evitar producir un cambio de régimen por las siguientes razones:

- a) por la diferencia de forma entre las secciones
- b) por la confluencia de los ríos al llegar al conector

En total se definieron 360 tramos, entre tramos de ríos y tramos conectores.

4.1.4 Topografía de la red.

Esta variable es muy importante para la simulación de una red. Al realizar esta tesis no se disponía de estos datos, por lo que se tuvieron que suponer; la metodología empleada para definir esta característica fué la siguiente:

- a) las secciones transversales de los ríos se consideraron como se muestra en la siguiente figura,

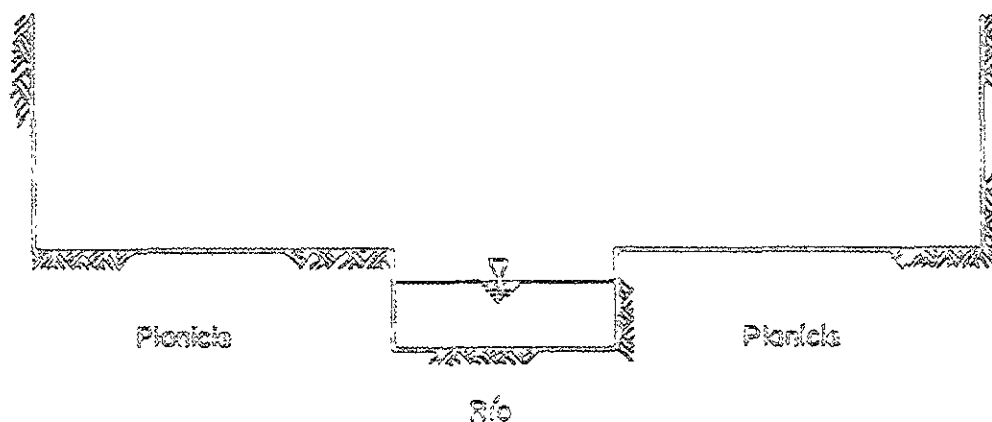


Figura 4.2 Esquema de la sección.

Para definir los anchos de las secciones (río y planicie en las márgenes), se midieron éstos en las cartas topográficas (DETENAL).

Sólo en algunos puntos de la red se obtuvo la cota de la margen del río y a partir de estos valores se interpolaron o extrapolaron el resto de las cotas; para las cotas de la plantilla se hizo la hipótesis de que la profundidad del río es de 2 m. Además se consideró la altura del bordo de las planicies de 6 m, con el fin de evitar el desbordamiento de los ríos para los cálculos aquí realizados. En el caso en que se consideraron áreas de inundación en la zona (áreas grandes y no sobre la margen del río), no se amplió el ancho de la sección en la margen correspondiente a la liga entre tramo de río y llanura. Todas estas suposiciones se tomaron con el objeto de definir los parámetros geométricos.

Para calcular las curvas elevaciones-parámetros geométricos (área, radio hidráulico, ancho de superficie libre) se utilizó un programa [Berezowsky 1994], con el que dando los puntos de la sección transversal calcula dichos parámetros.

Para definir en planta el área y los elementos de las planicies de inundación, se retomó las áreas inundadas marcadas en las cartas del DETENAL; a partir de este trazo, de forma aproximada se midieron la longitud de los bordos y la distancia de centro a centro entre elementos de planicie.

4.1.5 Coeficientes de rugosidad.

En estudios previos del río Samaria se encontró que $n=0.025$, por lo que aquí se empleó este valor sólo en algunos ríos como se explica más adelante.

En el caso de las planicies de inundación se eligió una C de Chezy con un valor de $30 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$ para todas las planicies.

4.1.6 Tirantes y velocidades iniciales.

Estas variables pueden suponerse con cualquier valor ya que el programa las calcula en un calentamiento, o bien al realizar una corrida y generar un archivo para utilizarlo posteriormente como condiciones iniciales. En este caso se supusieron inicialmente velocidades nulas.

Con los datos anteriores y considerando un incremento en el tiempo (DT), con un valor de 300 s (sin áreas de inundación) y de 150 s (con áreas de inundación), se realizó la simulación de diversas condiciones que se explicarán más adelante.

4.2 Calibración del programa.

La variable de calibración del modelo es el coeficientes de rugosidad. Para analizar el comportamiento de la red, el modelo se fué calibrando en función de esta variable de la siguiente forma: primero se calibraron los distintos ríos conservando la distribución de gastos real obtenida para algunos ríos, a partir del análisis de la hidrología de la zona. Una vez obtenida esta distribución se fueron graficando los perfiles (flujo permanente) para observar la forma de éstos, para así modificar la geometría (ancho del tramo), o bien la pendiente del fondo, con lo que podría decirse que este parámetro permitió de cierta forma, calibrar también el modelo, por ser valores supuestos.

Finalmente los coeficientes de rugosidad de Manning seleccionados para los tramos de río (para conservar la distribución de gastos) fueron de 0.03 ó 0.025 para todos los ríos a excepción del río San Pedro (río 35), que tiene un coeficiente de 0.1.

4.3 Resultados.

Se realizó el cálculo de flujo permanente y no permanente los resultados se pueden ver en el Anexo D, donde se presenta parte de los archivos de resultados. Con el programa se obtiene la velocidad, la cota de la superficie libre del agua y gasto para cada tramo y para cada conector.

Para analizar los diferentes efectos producidos por las distintas avenidas para los dos casos (sin planicies y con ellas), se calcularon distintas condiciones considerando que las avenidas en cada río no ocurren de forma independiente, es decir, se considera la ocurrencia por zonas como sigue:

- a) Peñitas y Platanar (se denominará Peñitas)
- b) Viejo, Pichucalco, La Sierra y el Zapote (Sierra)
- c) Chilapa y Bitzal (Chilapa)
- d) Usumacinta

además se consideraron casos en que diversas avenidas se presentaban simultáneamente de la siguiente forma:

- e) los casos a y b (Peñitas y Sierra)
- f) los casos b y c (Sierra y Chilapa)
- g) todas las avenidas, además de marea de viento (Todo)

De forma preeliminar se realizó una corrida (20000 intervalos de tiempo) en flujo permanente hasta lograr que la distribución de gastos en la red fuera estable, para así generar el archivo de inicio para el resto de las corridas para las diferentes condiciones; este archivo también se utilizó en el caso con llanuras ya que en flujo permanente se considera que éstas todavía no reciben aportación alguna de gasto.

Cuando se realizó el tránsito de la avenida, estos resultados se

compararon considerando el caso, en el que la avenida tuviera una mayor duración, es decir, se transitaron las avenidas corriendo el gasto pico como gasto base con una duración de cinco días para todas las condiciones, excepto para el Usumacinta, donde se transitó durante un mes.

Con el fin de mostrar los resultados obtenidos se graficaron perfiles para diferentes secuencias de ríos y para los distintos casos; en el programa se elige la secuencia de los ríos deseada y no necesariamente deben ser consecutivos.

4.3.1 Perfiles.

A continuación se presentan los perfiles para el caso en que no se incluyeron áreas de inundación; para todos éstos se compararon las diferentes avenidas transitadas; se graficaron sólo aquellas que causaban cambios en el perfil de los ríos para flujo permanente. Se grafican los tirantes máximos registrados durante el tiempo base de los hidrogramas (5 días para todos, excepto Usumacinta que dura un mes), que es el tiempo de simulación.

Perfil A.

Los ríos considerados son: Mezcalapa (1 y 3), Samaria (4) y González (5). En la figura 4.3 se muestran los cambios en el nivel de agua generado por las avenidas de Peñitas, Sierra y Todo, el resto de las avenidas no causan cambio alguno en estos ríos.

Como se consideró en Peñitas un gasto de $1400 \text{ m}^3/\text{s}$ no existen cambios en el río 1 (Mezcalapa), en ninguna condición, es decir, el gasto en este afluente es constante (gasto turbinado en Peñitas); se puede observar también que en el río 3 un mínimo incremento en el tirante, causado por la avenida Peñitas (Peñitas y Platanar conjuntamente).

Aguas abajo en el río Samaria (río 4) la avenida Peñitas produce un incremento pequeño en el río; aguas arriba y aguas abajo aumenta el tirante un poco más también por el incremento del gasto base.

Finalmente en el río González se puede observar la influencia de las avenidas Sierra, y Todo, que producen un remanso.

Perfil B.

En la figura 4.4 se presenta este perfil; se consideran los ríos Carrizal (7) y Grijalva (8, 9, 17, 19 y 20); las avenidas que los afectan son: Peñitas, Sierra, Chilapa, Peñitas y Sierra, Sierra y Chilapa, y Todo.

Se puede apreciar que en los tramos aguas arriba del río Carrizal existe un leve incremento en el tirante, causado por la avenida Peñitas; aguas abajo se puede observar el incremento del nivel por las diversas avenidas y por el cambio de pendiente. Se aprecia que la avenida Sierra aumenta el tirante aproximadamente 1.4 m y la avenida Sierra y Chilapa en casi 2 m, estos cambios se pueden ver con más detalle en el perfil siguiente.

Perfil C.

Se analizan los ríos 13, 10, 17, 19 y 20, que son los ríos de la Sierra y el Grijalva; figura 4.5. Las avenidas que causan efectos son la mismas que en el perfil anterior. Además se incluyen dos casos más donde se transitaron las avenidas Chilapa, Sierra y Chilapa, durante un período de 5 días, considerando el gasto pico como constante; para esta condición se observa que el nivel se incrementa en un poco más de medio metro comparado con las condiciones en que se consideró el hidrograma de forma triangular.

Se observa que todas las avenidas elevan el tirante en la parte inicial del río 13 y a todo lo largo de la secuencia de ríos presentada; Peñitas aumenta el nivel 20 cm; el caso Todo en 2 m.

Perfil D.

Los ríos que conforman este perfil son los ríos Chilapa (32), Chilapilla (30) y Grijalva (20, 21, 22, 23 y 24). En la figura 4.6 se presenta este perfil.

En el caso de la Sierra, se observa que el perfil generado tiene pendiente negativa, pues el caudal transportado por el río Grijalva es grande, con lo que invierte el sentido del flujo del río Chilapilla; también esta condición, en el río 20 aumenta casi 1.5 m el nivel del agua aproximadamente, casi el doble que el producido tan sólo por la avenida Chilapa.

Con la condición Todo, se observa que el tramo aguas abajo del río 24, que desemboca al Golfo de México, tiene una elevación de 0.6 m que es el valor supuesto de la marea, con lo que ésta alcanza a remansar en los tramos finales de este río.

Perfil E.

Los ríos que se grafican en este perfil, ríos 36 y 35, se muestran en la figura 4.7; que son los ríos Usumacinta y el San Pedro.

En este caso las avenidas que producen cambios en el nivel del agua, son Usumacinta y Todo, el incremento en el tirante es de aproximadamente 1m, se nota que la condición Todo aguas arriba de

este perfil es menor que Usumacinta, ya que esta última condición se transito durante un mes; en la parte final, aguas abajo del río San Pedro, el incremento en el nivel de la Sierra es de 0.6 m, pues como ya se mencionó, esta condición tiene el valor de la marea como frontera aguas abajo.

Perfil F.

Los ríos considerados son: 36, 34, 28, 28 y 24, que representan a los ríos Usumacinta y la unión de éste con el Grijalva, ver figura 4.8.

Las avenidas consideradas en este perfil son la Sierra, Usumacinta, Todo y, Sierra y Chilapa.

Para el caso de la avenida de la Sierra, se observa que se incrementa muy levemente la cota de la superficie libre del agua, en los tramos aguas arriba del río 34, y en los ríos 28 y 24.

El incremento mayor lo produce la avenida Usumacinta (duración de un mes) en los primeros cuatro ríos; en los tramos aguas bajo del río 24, para la condición Todo el tirante se aproxima a cero metros que es el nivel del mar.

La condición Sierra y Chilapa aumenta el nivel en aproximadamente 30 cm en los ríos 28, 25 y 24.

PERFIL A: RÍOS 1, 3, 4, 5

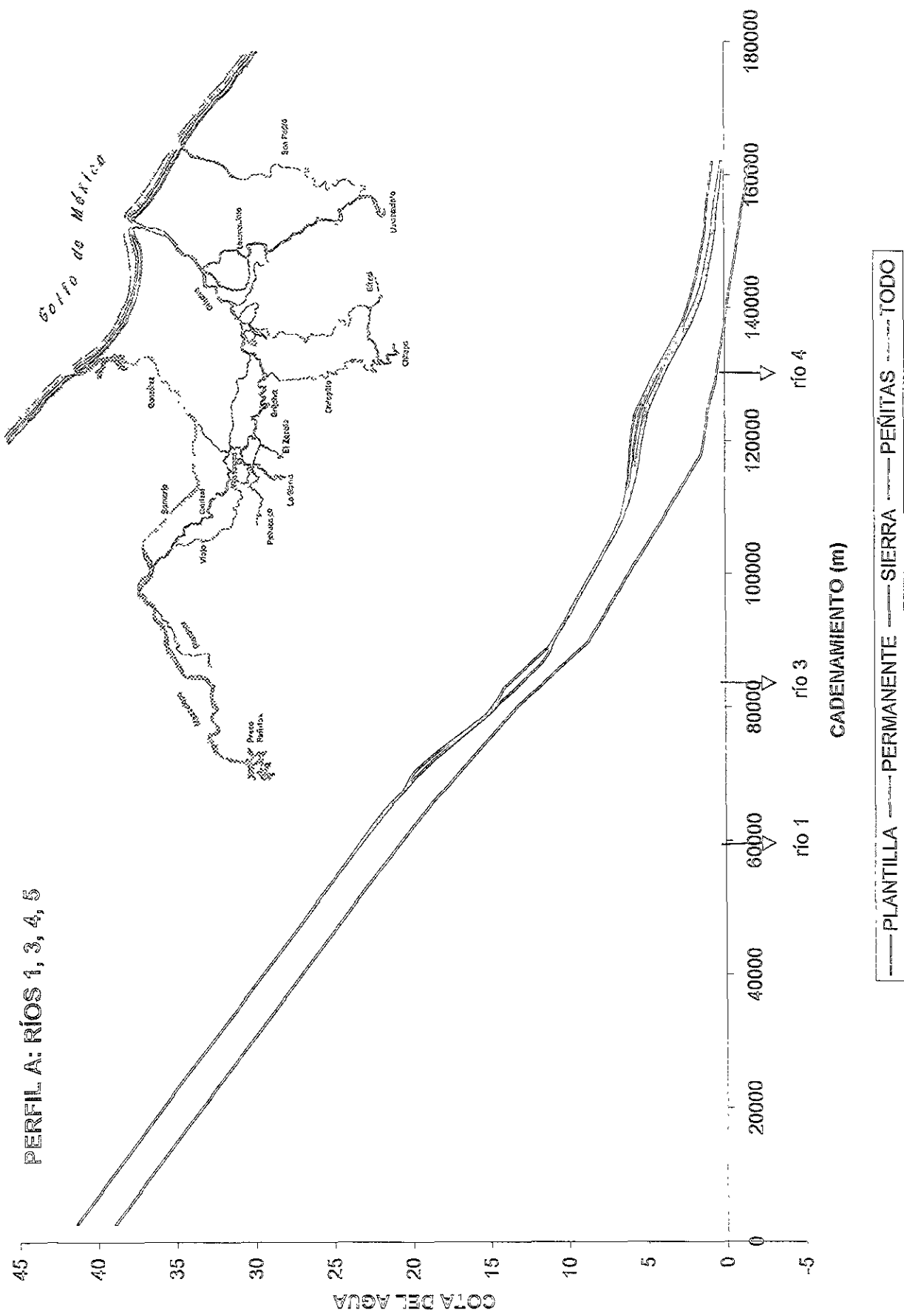


Figura 4.3 Perfil A

PERFIL C: RÍOS 13, 10, 17, 19, 20

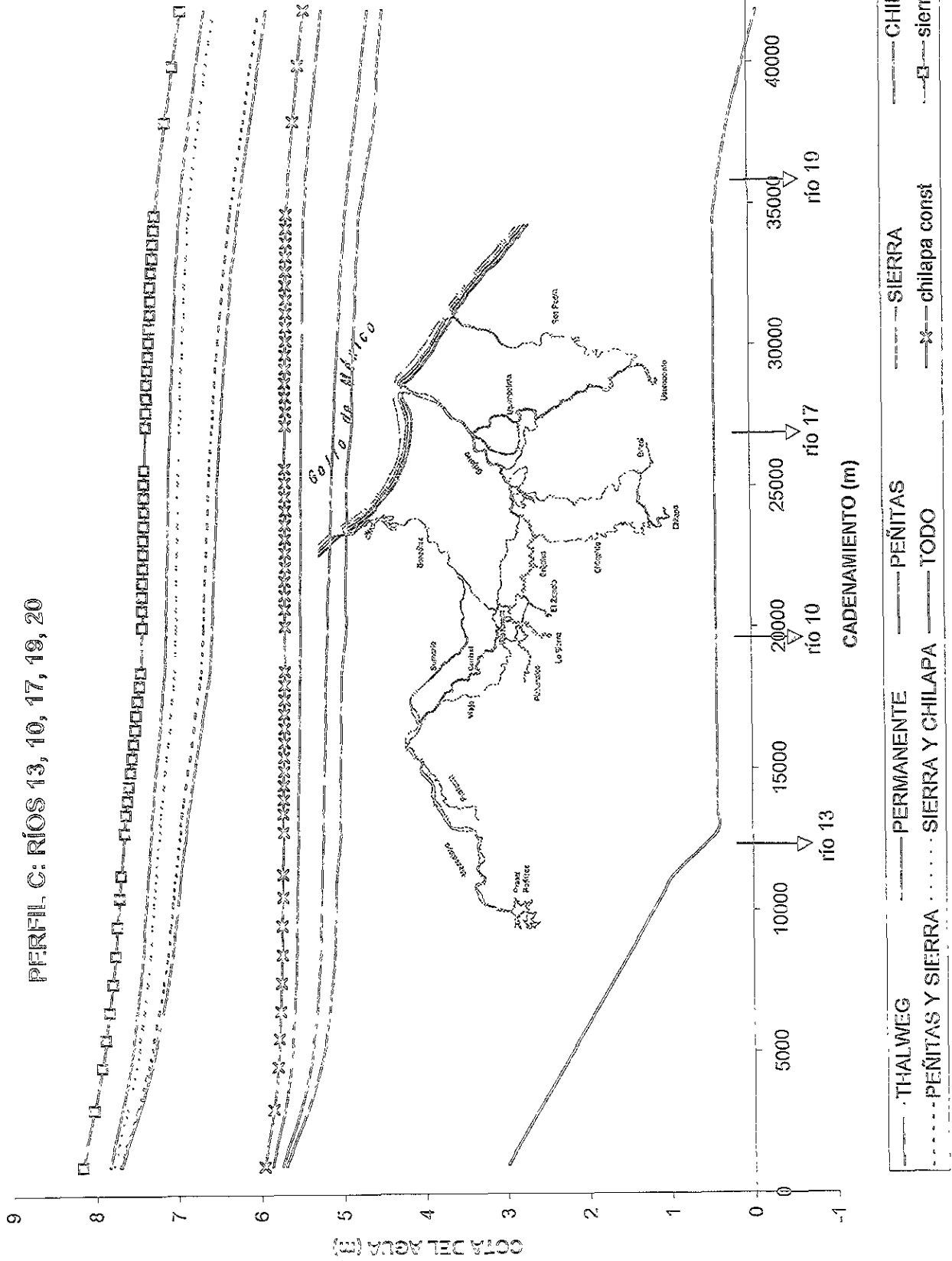
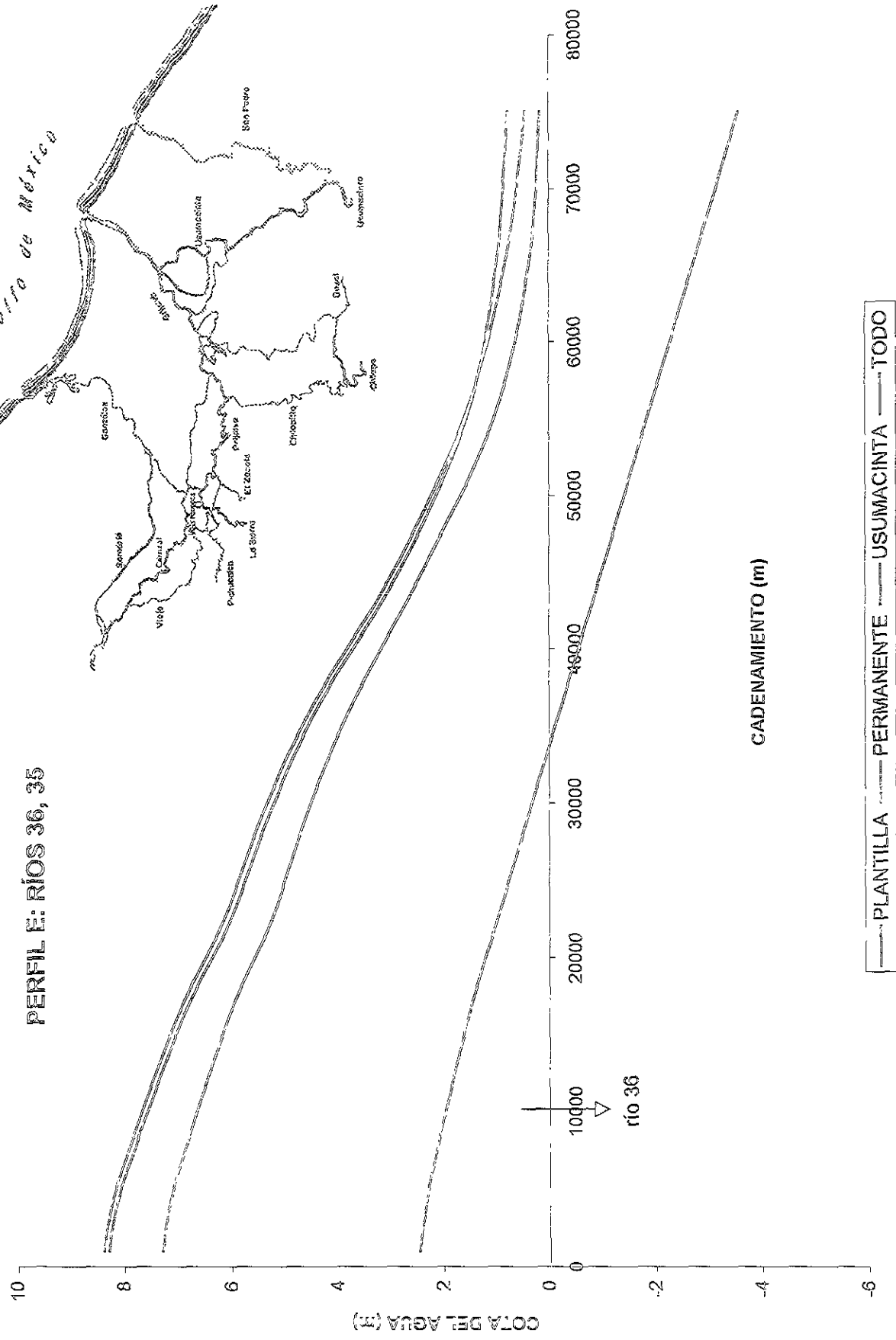
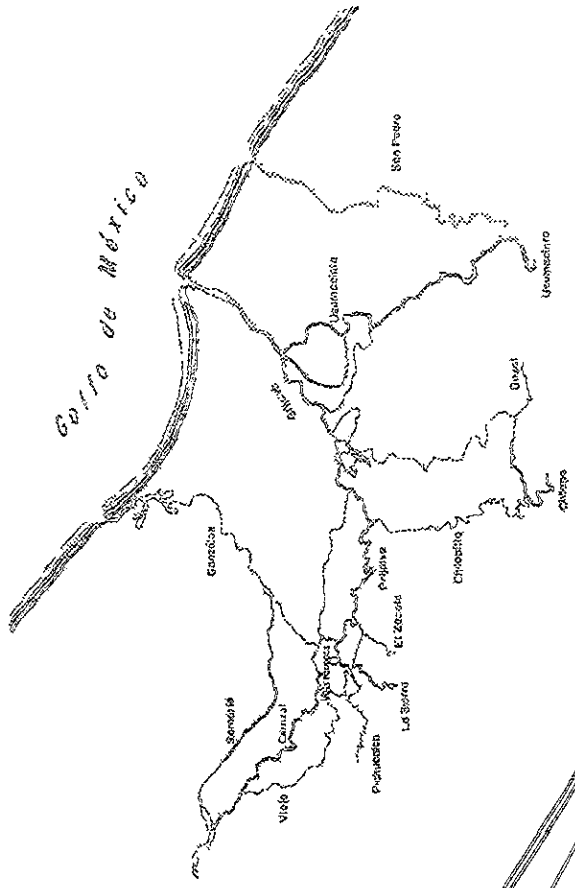


Figura 4.5 Perfil C.

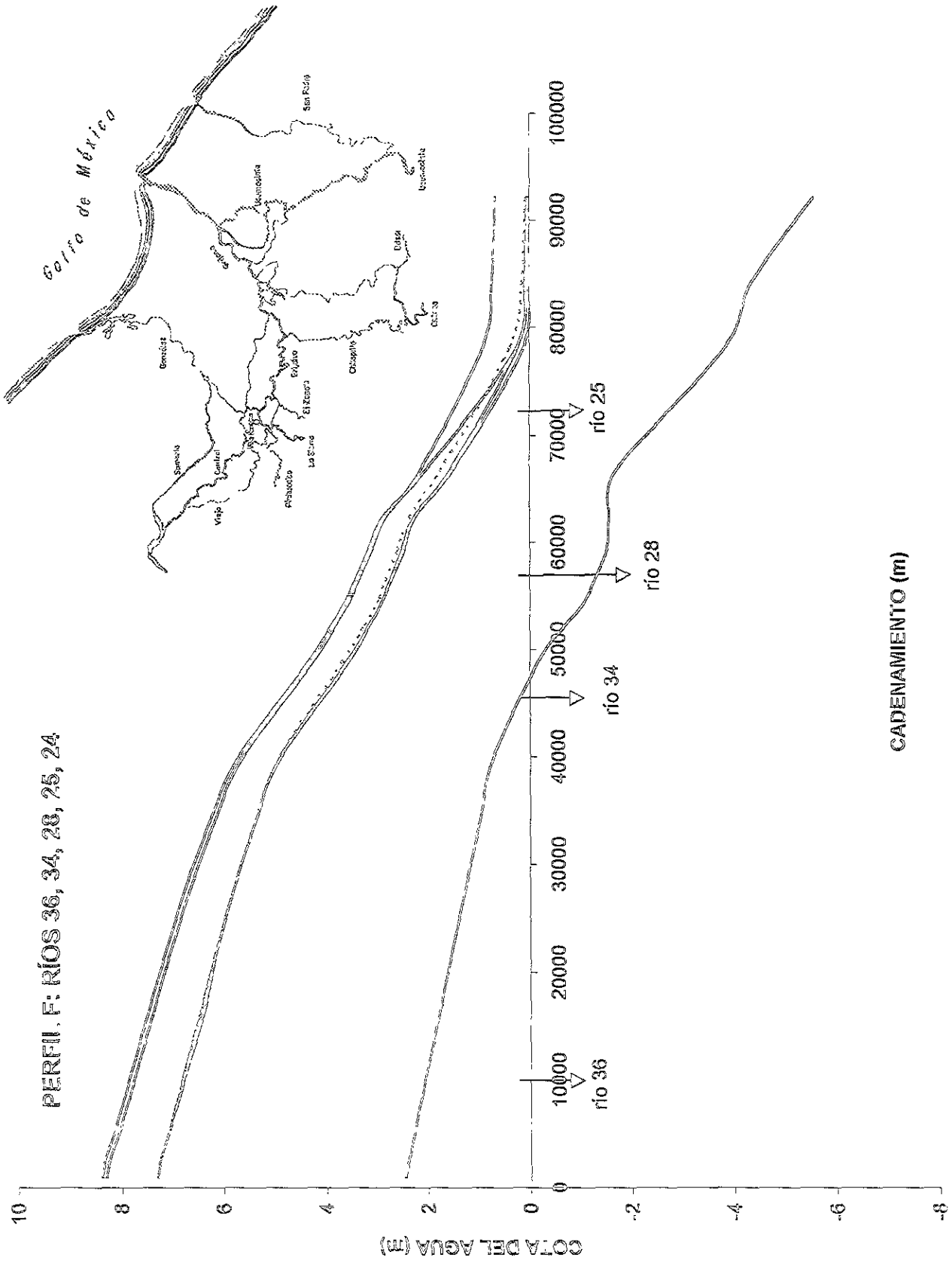
PERFIL E: RÍOS 36, 35



PLANTILLA — PERMANENTE — USUMACINTA — TODO

Figura 4.7 Perfil E.

PERFIL F: RÍOS 36, 34, 28, 25, 24



PLANTILLA — PERMANENTE — SIERRA — USUMACINTA — TODO — SIERRA Y CHILAPA

Figura 4.8 perfil F.

A continuación se presentan los perfiles para el caso en que se añadieron planicies de inundación. Se consideraron 20 áreas, cuya definición ya se ha mencionado en el subcapítulo 4.1.4. En la figura 4.9 se muestra el esquema en planta de la división de las planicies, y la forma en que se conectaron entre sí. Los resultados obtenidos se calcularon de la misma forma que el caso anterior (sin planicies); se corrieron las siete avenidas definidas, durante un período de cinco días, exceptuando a la avenida Usumacinta que tiene un tiempo de un mes.

Se analizaron los casos que más afectan a la red, que son las avenidas que se presentan en los ríos no regulados, que son Sierra y Chilapa, así como la condición Sierra y Chilapa; se incluye Usumacinta y Todo por ser las condiciones que para la parte Este de la red, aumentan más los niveles de los ríos (esta observación se obtuvo de la condición analizada anteriormente).

Se consideró que todas las planicies al inicio de la simulación no contenían agua, además de suponer la cota del terreno al centro de éstas, entre 15 cm y 1 m, por debajo de la cota del bordo entre llanura y tramo de río.

Perfil G.

En la figura 4.10 se muestra el perfil para los ríos 4 y 5, con el fin de observar los cambios en el nivel de agua considerando que existen planicies de inundación. Existen cuatro planicies, dos en cada margen del río 5.

Aguas abajo del río 4 (río Samaria) se tiene que el tirante decrece aproximadamente 20 cm, con la condición Todo con planicie, respecto de la condición Todo sin planicie; a su vez para el caso de la Sierra el nivel del agua decrece en 10 cm. En el río 5 (González), para la condición de la Sierra, el nivel de agua se aproxima al valor calculado en condiciones de flujo permanente, pues las planicies regulan el caudal excedente; para la condición Todo, se puede apreciar que la marea remansa aguas abajo de este río.

Perfil E.

Se incluyen los ríos 13, 10, 17, 19 y 20. El nivel del agua en las condiciones Chilapa y, Sierra, el tirante decrece en aproximadamente medio metro considerando la planicie; la avenida Chilapa con planicie llega casi hasta las condiciones de flujo permanente. Cabe mencionar que aunque la planicie está ligada en el río 20, esta condición influye aguas arriba de perfil aquí mostrado, ver figura 4.11.

Para la condición Todo se nota que la planicie disminuye considerablemente los niveles del agua en el río.

Perfil I.

Se gráficán los perfiles de los ríos 32, 30, 20, 21, 22, 23, 24. Las planicies 9, 8 y 7 están ligadas a la margen derecha del río Chilapilla (río 30), este perfil se muestra en la figura 4.12.

Se puede apreciar de igual forma que en los perfiles anteriores que el nivel del agua decrece.

En los tramos finales del río 30, para las dos condiciones consideradas, se nota que el río incrementa el tirante, debido a que aguas arriba de este río la planicie 9 se inunda y esta a la vez fluye agua a las planicies 8 y 7, donde la planicie 7 aporta parte de este caudal al río una vez que llega a su nivel máximo.

Para el resto de los ríos se observa que el nivel del agua es casi el nivel del flujo en condición Permanente, también efecto producido por las planicies que se encuentran en la margen izquierda de los ríos 22, 23 y 24; cada planicie se liga a un río. Para la condición todo se aprecia que la marea solo afecta 15 km del río 24.

Perfil I°.

En la figura 4.13 se muestra este perfil, que incluye la misma secuencia de ríos que el Perfil I. En este caso para la avenida Sierra y Chilapa, de igual forma se nota el efecto comentado en el perfil anterior (avenidas Todo y Sierra). En el caso de la avenida Chilapa el nivel del agua desciende, rápidamente llegando a la cota de flujo permanente en los primeros 30 km del perfil.

Perfil J.

Los ríos considerados son el 36 y 35, que representan a los ríos Usumacinta y San Pedro, y se presentan en la figura 4.14.

En este caso el nivel del agua decrece menos de 10 cm, lo que refleja que existe poco gasto de aportación de este río hacia las planicies de inundación; en las condiciones dadas, el gasto de inundación oscila entre los 28 y 30 m^3/s . Aguas abajo del río no se incluyeron planicies con el fin de observar la influencia de éstas.

Perfil K.

Los ríos que se grafican en el perfil son el 36, 34, 28, 25 y 24. Se muestran en la figura 4.15.

La avenida del Chilapa incrementa muy poco el nivel del agua y en el caso en el que se considera la planicie, el perfil de los ríos

es igual al de flujo permanente.

Para la avenida de Usumacinta, es donde se presenta el mayor tirante, y comparando con el caso, que incluye la planicie, el nivel del agua decrece en aproximadamente casi 30 cm; en el tramo aguas abajo del río 24 este valor se aproxima al de flujo Permanente.

En el caso de la avenida Todo, considerando la planicie, el tirante decrece casi 80 cm.

4.3.2 Hidrogramas.

En la figura 4.16 se muestran los hidrogramas de entrada del río 1 (tramo 1), y de salida para los ríos 3 (tramo 17), 4 (tramo 59) y 5 (tramo 360); se considera el caso más desfavorable, es decir, cuando ocurren todas las avenidas simultáneamente, además de marea de viento.

El hidrograma del río 1 como ya se ha mencionado es constante. Para el río 3 el descenso del gasto que se aprecia se produce por la no simultaneidad de los picos en los ríos, además de que algunos ríos los flujos se invierten.

En los hidrogramas de los ríos 4 y 5, se ha incluido también los hidrogramas de los mismos tramos considerando ya la planicie de inundación; se observa que el río 4 también tiene influencia de otros ríos. Para el río 5, que es donde se encuentran la liga con el cauce de las planicies simuladas, el pico del hidrograma disminuye considerablemente debido a éstas.

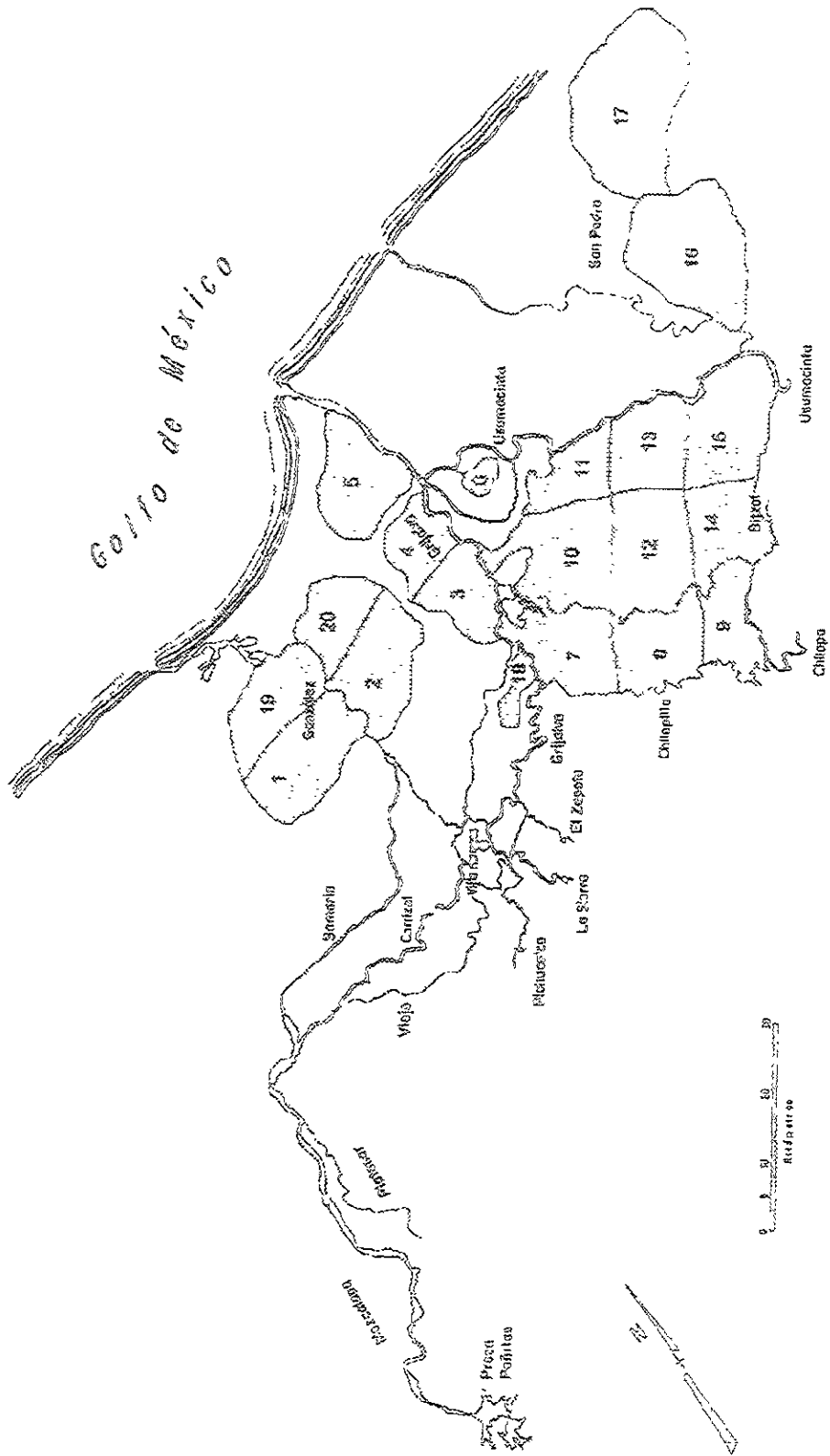


Figura 4.9 Esquema de las áreas de fundación.

PERFIL G: RÍOS 4, 5

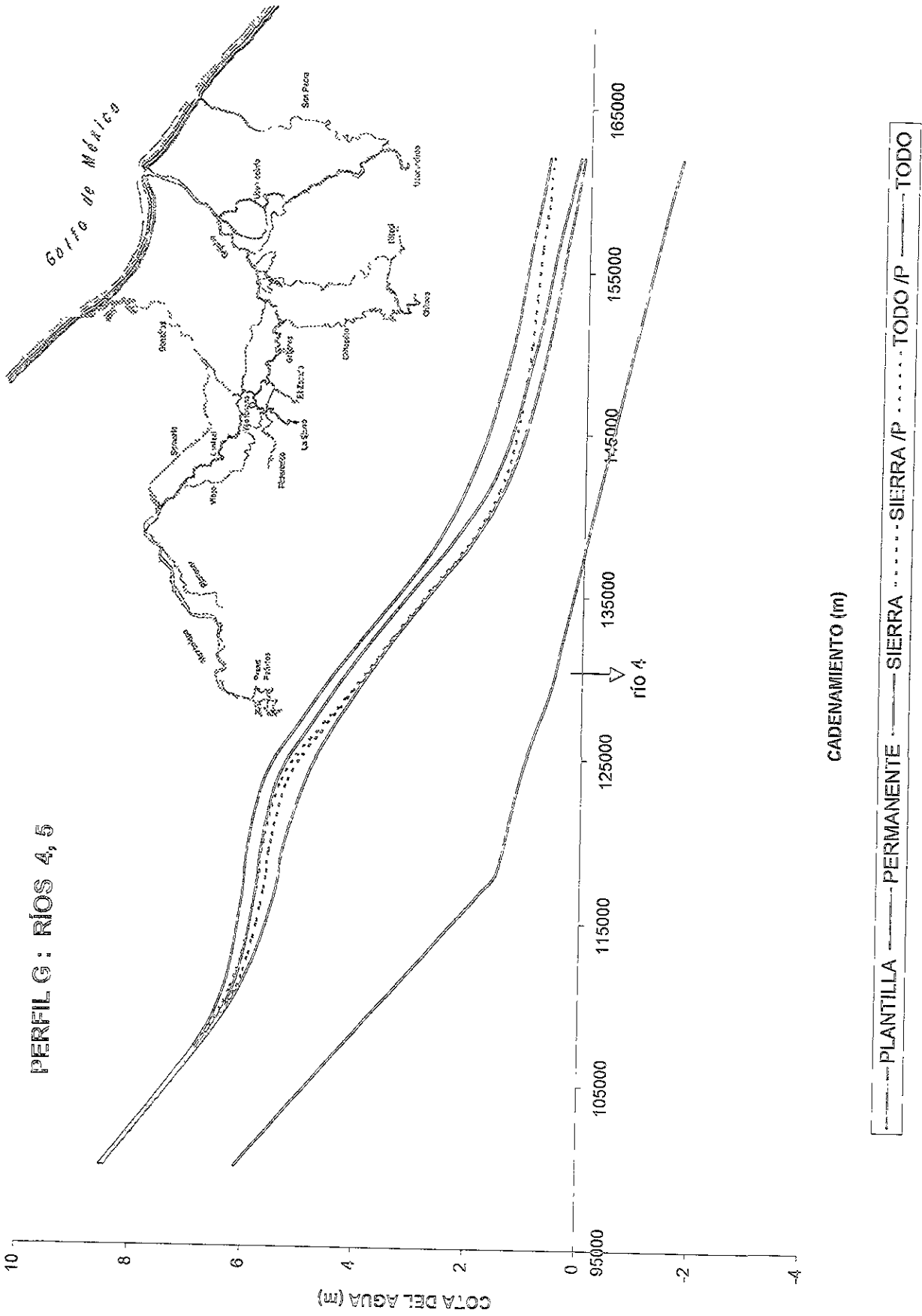


Figura 4.10 Perfil G.

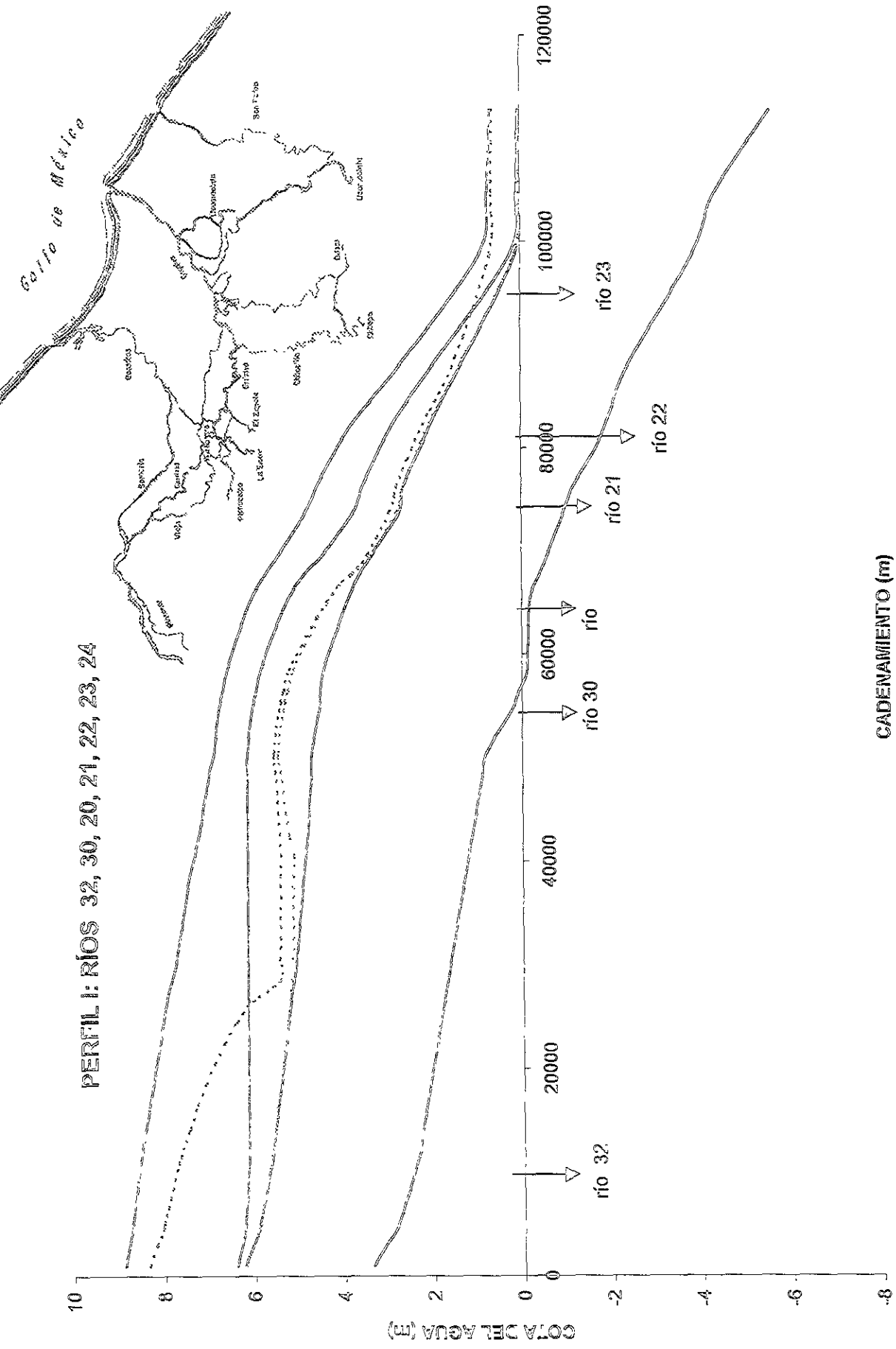


Figura 4.12 Perfil I.

PERFIL J: RÍOS 36, 35

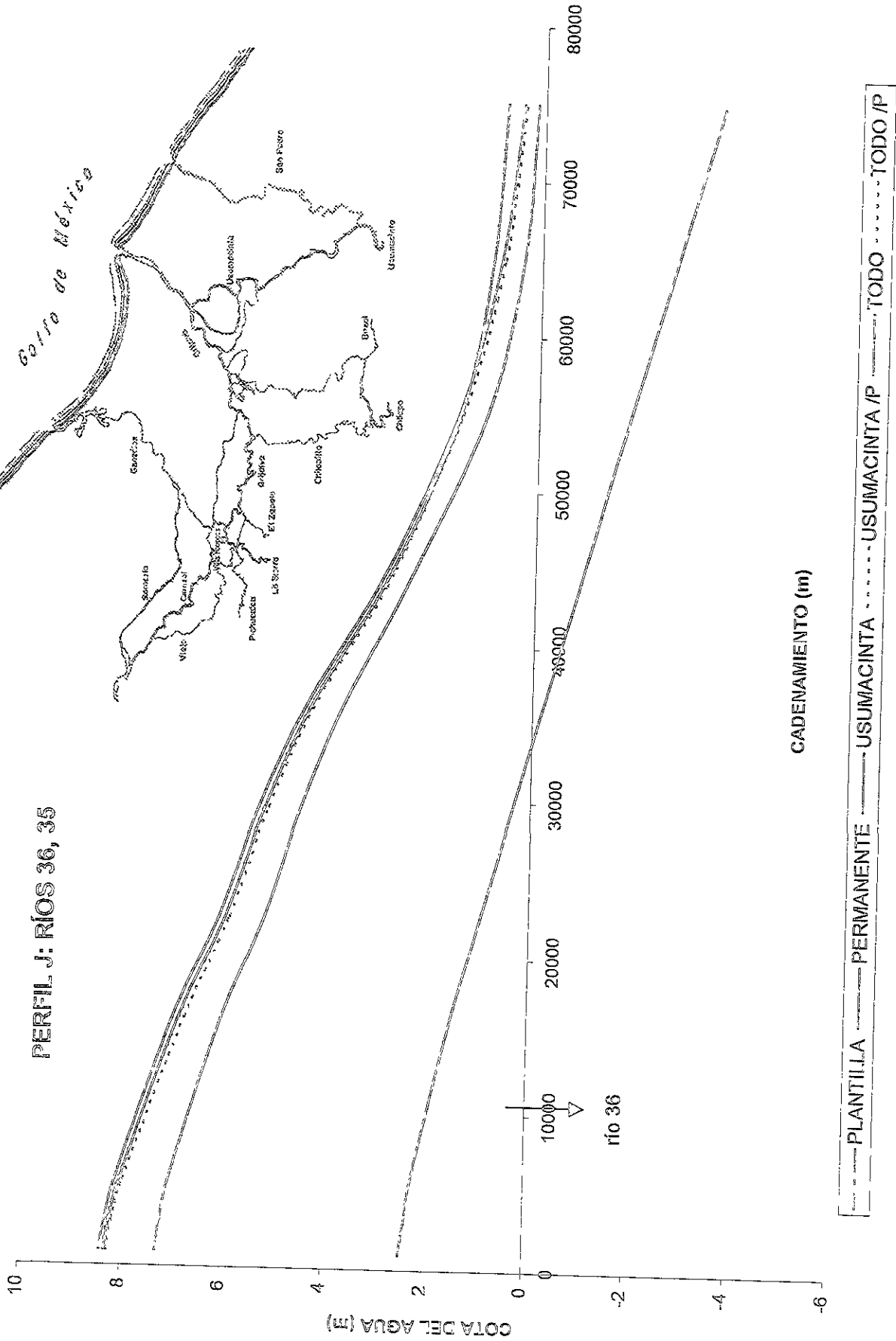


Figura 4.14 Perfil J.

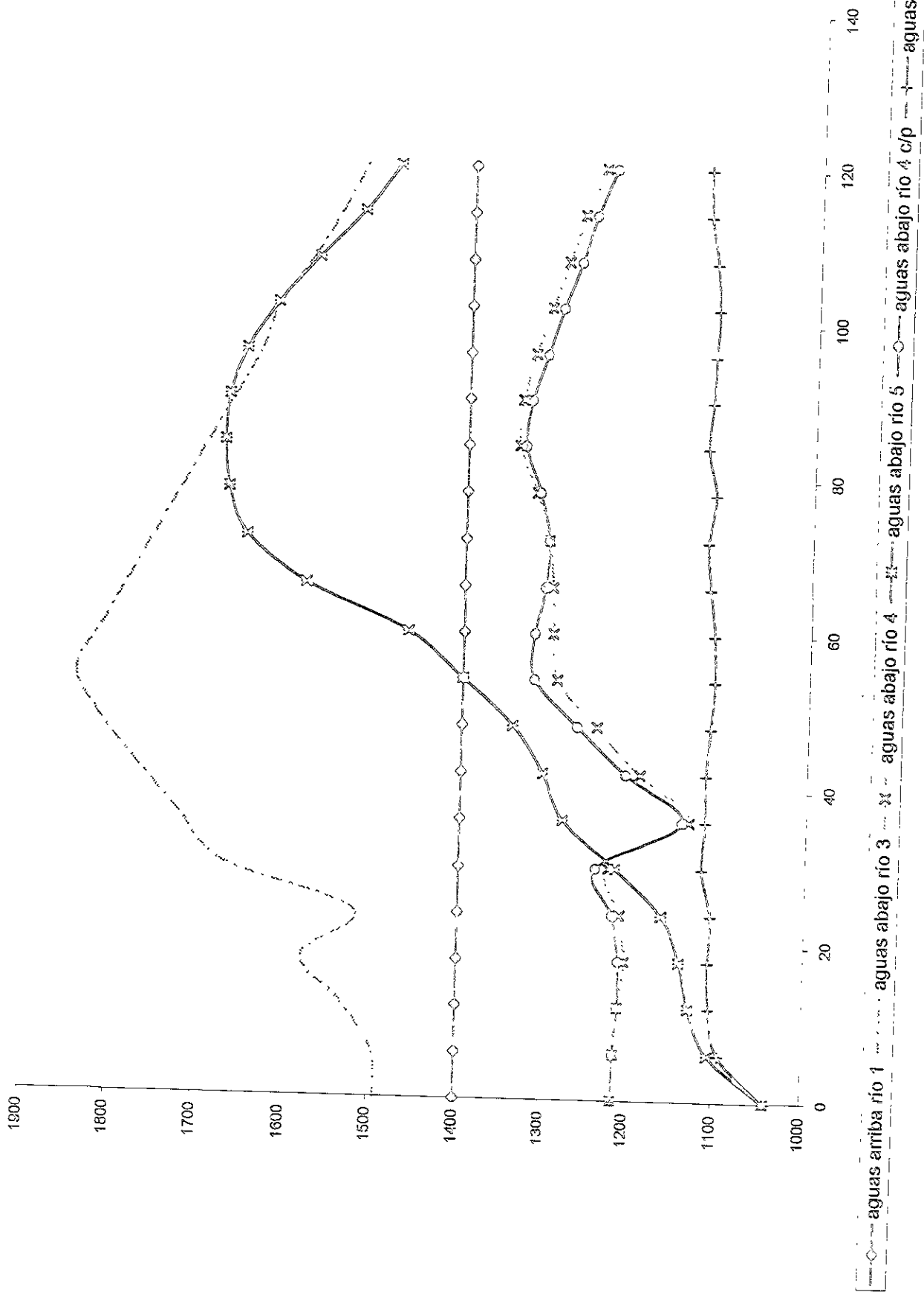


Figura 4.16 Hidrogramas para los ríos 1, 3, 4 y 5

5. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES.

El análisis y simulación de la red de ríos Grijalva-Usumacinta presentados en este trabajo permite mostrar el funcionamiento del modelo matemático, así como la funcionalidad del programa realizado en función de éste.

Como se mencionó, debido a la falta de las características geométricas, topografía de la red, así como los coeficientes de rugosidad de los cauces y planicies, no se pudo determinar con precisión los efectos cuantitativos de las distintas avenidas, pero básicamente se refleja de forma aproximada (cualitativamente) la respuesta de la red a las condiciones aquí expuestas.

El problema de inundaciones en la ciudad de Villahermosa y sus alrededores, se ha presentado desde hace años, pues esa región está expuesta a avenidas extraordinarias, los ríos son los más caudalosos del país y además es una de las regiones más lluviosas. El principal problema radica en que en la zona han aumentado los asentamientos humanos y como se pudo apreciar al analizar el funcionamiento de las planicies de inundación, éstas actúan como vasos reguladores, permitiendo así el descenso del nivel del río, lo cual afecta las condiciones aguas abajo o aguas arriba de los cauces, pero al estar poblados, el funcionamiento hidráulico de las planicies y por lo tanto de los ríos se modifica.

En la figura 5.1 se presenta una parte del río Grijalva, que transita por la ciudad de Villahermosa, donde se aprecia que el nivel del agua está en su máximo valor. En la figura 5.2, se muestra otra parte de la ciudad de Villahermosa una vez que el río ya desbordó, causando así daños a la población.

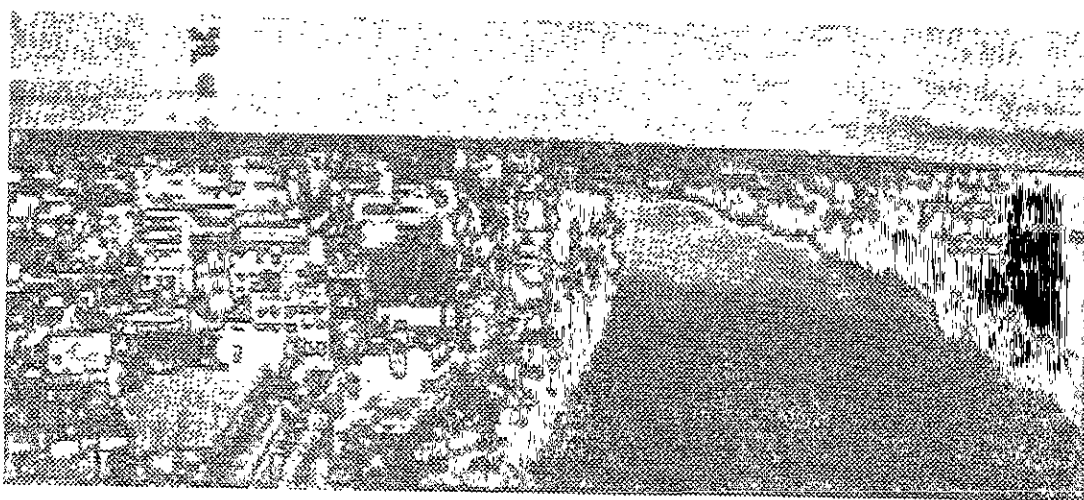


Figura 5.1 Río Grijalva, a la altura de Villahermosa.

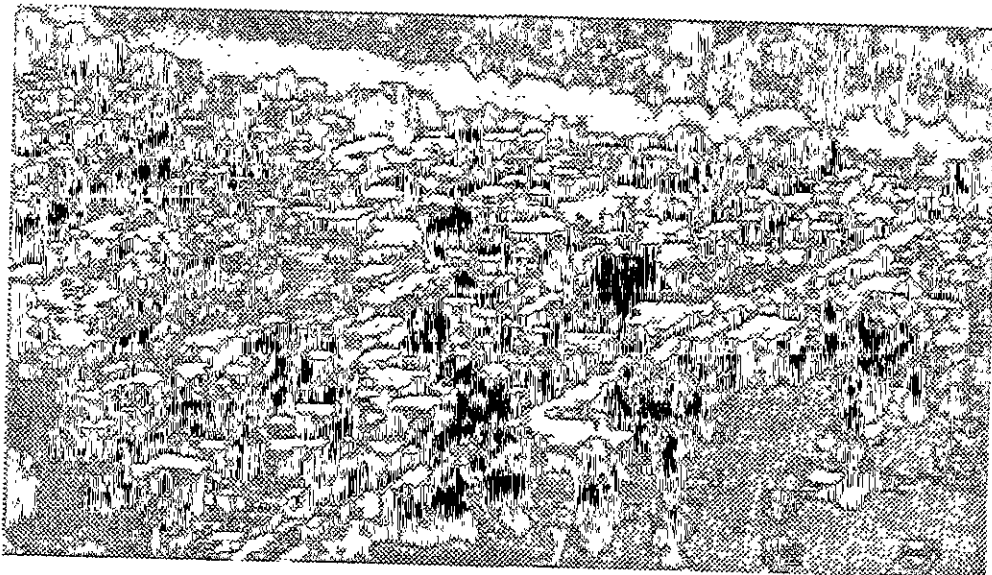


Figura 5.2 Efectos del desbordamiento del río Grijalva.

Con los datos reales y con este modelo se podrían determinar cualitativa y cuantitativamente el comportamiento de la red, además, se podrían simular infinidad de condiciones y definir los puntos claves del conflicto, para definir así alternativas de solución. Una vez integrado el problema, se podrían simular estas alternativas, como por ejemplo, la construcción o elevación de bordos de protección, desazolve de cauces, taponamiento de ríos, construcción de drenes, etc., para evaluar los efectos de las mismas, y poder encontrar la solución óptima relacionando beneficios-costos; así como prever las zonas afectadas con inundaciones o bien definir qué áreas deben ser desalojadas.

Las conclusiones a las que se llegó, con el análisis aquí presentado son las siguientes:

- la robustez del modelo es grande
- el modelo es estable; puede suceder que al introducir los datos existiera algún error, con lo que pudiera desestabilizarse; en algunos casos el programa indica estos errores, o bien, en los resultados se puede inferir qué dato es incorrecto
- el modelo es de gran utilidad para el cálculo de flujo permanente y no permanente en redes complejas de ríos, facilitando el análisis del funcionamiento de la red
- el programa (basado en el modelo) es muy sencillo de manipular, además se pueden realizar modificaciones para ajustar el programa

para las condiciones deseadas

- los requerimientos de software y hardware son mínimos para manipular el programa

- se pueden simular diversas condiciones para analizar el comportamiento de la red, ya sea con fines predictivos, o bien, para simular posibles alternativas de solución, simplemente manipulando el archivo de datos generado para la red en estudio

- nos muestra la importancia de las áreas de inundación en cuanto al funcionamiento hidráulico de la red y de éstas

REFERENCIAS.

- Berezowsky, M (1985), Estudio para la determinación de los niveles de inundación en el delta del río Balsas mediante modelo matemático, informe interno, Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado para la CNCP-SCT, 92 pp
- Berezowsky, M y Jiménez, A (1995), Transferencia de modelos matemáticos de hidráulica fluvial, Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado para el IMTA, 175 pp
- Berezowsky, M y Jiménez, A (1995), Flujo no permanente en ríos, Instituto de Ingeniería, UNAM, Series del Instituto de Ingeniería, No. 574, 139 pp
- Berezowsky, M y Ríos, E (1982), Un nuevo modelo para el tránsito de avenidas en colectores, Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado para el DDF, 94 pp
- Cunge, JA, Holly, FM y Verwey, A (1980). Practical aspects of computational river hydraulics, Pitman, Londres
- Cruickshank, C y Zumaya, E (1974), Simulación matemática del flujo de avenidas sobre llanuras de inundación. Memorias del VI Congreso Latinoamericano de Hidráulico, Colombia
- Cruickshank, C y Zumaya, E (1977), Propagación de Avenidas. Plan Nacional Hidráulico, publicación No. 8, México
- Domínguez, R (1996), Estudio integral para la determinación de las obras de control de avenidas y manejo del agua en las cuencas bajas del río Grijalva. Análisis hidrológico. Elaborado para la CNA, México
- Jiménez, A, Domínguez, R y Carrizosa, E (1993), Modelo del funcionamiento hidráulico del sistema de canales y lagos de Texcoco, Instituto de Ingeniería, UNAM, elaborado DGCOH, DDF, 93 pp
- Jiménez, M (1993), Manual de operación del programa AX.EXE, Coordinación de Investigación, CENAPRED, México.
- Magaña, V (1999), Los impactos de El Niño en México, Magaña con la colaboración de la Secretaría de Gobernación, 229 pp, México
- Sánchez, J.L, Cruickshank, C (1963), Contribución a la hidráulica del cierre de cauces, Revista de Ingeniería, UNAM, Vol 33, México

ANEXO A. DESCRIPCIÓN DEL PROGRAMA RED-RIOS.

El programa de cómputo resultado del modelo matemático descrito en el capítulo dos se denomina RED-RIOS; está escrito en lenguaje Fortran 77, tiene 2784 líneas y requiere de 437 000 bytes.

El modelo es útil para:

- a) calcular los niveles del agua en una red de ríos a partir de caudales conocidos dados como datos aguas arriba de la red en flujo permanente
- b) obtener el efecto de remanso provocado por variaciones de marea;
- c) transitar avenidas por una red a partir de hidrogramas conocidos aguas arriba y mareas aguas abajo
- d) estimar el efecto de una obra (por ejemplo, la rectificación de un tramo, la construcción de un bordo o un cauce de alivio) en la distribución de gastos y en los niveles del agua en los ríos cercanos
- e) estudiar el efecto en una red de cierta política de operación si existen presas aguas arriba
- f) estimar los niveles que producen los hidrogramas de ciertos ríos en otros, por efectos de remaso (o taponés hidráulicos).
- g) calcular el flujo en las planicies de inundación, así como los niveles del agua en las mismas

Además del programa principal, tiene 31 subrutinas:

a) Programa principal

Controla la llamada de subrutinas para lectura e impresión de datos, cálculo de constantes, control de iteraciones de calentamiento (flujo permanente) y tránsito de la avenida (flujo no permanente).

b) Subrutina LECTU

Se leen e imprimen los datos de la red de ríos, las condiciones iniciales, los hidrogramas y limnigramas en las fronteras, así como las características de las áreas de inundación. Utiliza las subrutinas LECINUN y CLASIF

c) Subrutina LECINUN

Si existen áreas de inundación se leen e imprimen los datos de la llanura de inundación.

A.1 Datos requeridos.

De manera general, el modelo requiere como datos los siguientes:

I) Ríos

a) definir una topología de la red de ríos; esto implica numerar los nudos conectores y los ríos; el orden en que se numeran es arbitrario, aunque conviene hacerlo de aguas arriba hacia aguas abajo; los números de ríos deben ser consecutivos.

b) los hidrogramas que entran en un río aguas arriba

c) los limnigramas en los tramos aguas abajo de los ríos; pueden darse también limnigramas con valores de la cota del agua constante

d) cada río se divide en un número de tramos (mínimo 3); los tramos se numeran arbitrariamente; se recomienda hacerlo de aguas arriba hacia aguas abajo, y en orden sucesivo. En cada uno de estos tramos se requiere:

- cota del fondo
- coeficiente de rugosidad de Manning
- datos de la geometría de la sección
- la cota del agua y la velocidad (si se desconocen estos valores, pueden suponerse y el programa los determina en el proceso de calentamiento)

II) Llanura de inundación

a) definir la malla de la planicie; numerar los elementos de ésta

b) los datos requeridos para cada elemento son:

- cota del fondo
- cota del bordo (si existe)
- cota del agua
- coeficiente de rugosidad de Chezy
- área en planta del área

Para ilustrar las ideas anteriores puede verse el ejemplo de la red mostrada en la figura 1; se han numerado los ríos y los nudos encontrándose que se tienen 9 ríos y 4 nudos conectores.

En este caso, son ríos tipo B los ríos 1, 2 y 5; tipo C, los ríos 4, 6 y 9, mientras que los ríos 3, 7 y 8 son tipo D. Al nudo 1 le llegan los ríos 1 y 2 y sale el 3; al nudo 2 llegan los ríos 3 y 8

mientras que sale el 4; al nudo 4 le llega el río 5 y salen los ríos 6 y 7; al nudo 3 le llega el río 7 y salen los ríos 8 y 9. Además, se requieren hidrogramas en los ríos 1, 2 y 5, y limnigramas en los ríos 4, 9 y 6. Dado que el río 6 descarga a una laguna, podría darse como dato un limnograma de nivel constante.

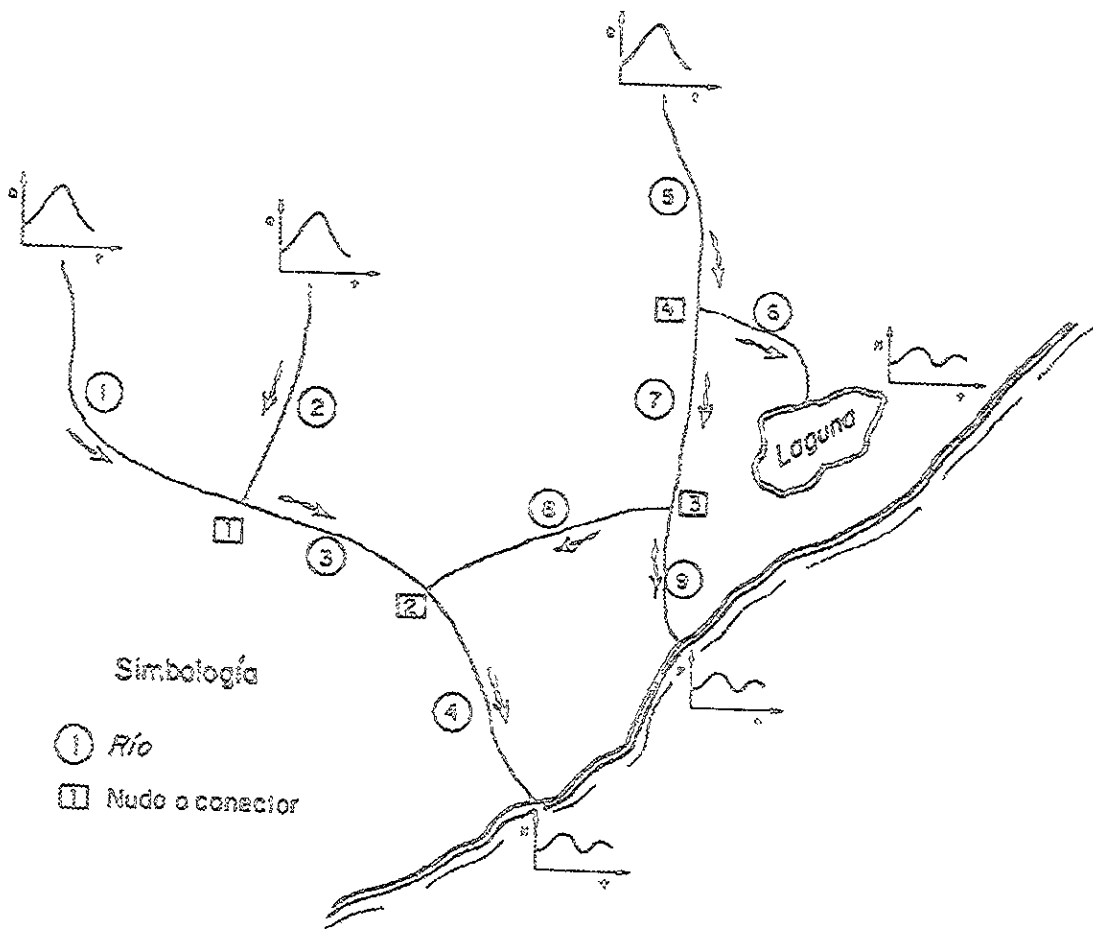


Figura 1. Ejemplo de la topología de una red de ríos.

Una vez con los datos, el programa:

- 1) clasifica los ríos según ya se discutió
- 2) si así lo indica el usuario se calcula el flujo permanente en la red
- 3) se calcula el tránsito de las avenidas o la influencia de

mareas; de existir llanuras de inundación se calculan los gastos de vertido a la llanura, así como los flujos entre ellas

Al paso 2 se le denomina calentamiento y es necesario en redes pues, en general, se desconoce a priori la distribución de gastos en cada río, así como las cotas del agua en cada tramo. Una vez realizado este cálculo puede almacenarse en un archivo de manera de iniciar otros cálculos a partir de éste.

A.2 Recomendaciones de uso del programa y sus restricciones.

- a) se utiliza el sistema métrico decimal
- b) el incremento de tiempo Δt debe darse en segundos; los hidrogramas y limnigramas se dan en horas
- c) se recomienda que el Δt sea tal que el número de Courant esté entre 3 y 5; si el número de tramos es mayor de 10, puede usarse hasta un valor de diez para el número de Courant. Esta restricción está generalmente dada por

$$Cr \approx \sqrt{gh} \Delta t / \Delta x$$

- d) se deberá tener cuidado de que en el último tramo, el tirante nunca sea menor que el crítico; cuando el tirante sea cercano al crítico, los tramos deberán ser cortos
- e) pueden usarse coeficientes de Manning distintos en cada tramo
- f) en el programa, N define al tramo en estudio, J al sucesor y K al antecesor; estas variables no deberán modificarse
- g) el programa puede iniciarse con valores supuestos de cotas del agua y velocidades; en este caso se recomienda calcular las condiciones iniciales correctas en el llamado calentamiento con unos 100 incrementos del tiempo; estos resultados pueden almacenarse en un archivo y leerse en corridas posteriores (en redes muy grandes pueden ser necesarias más de 300 iteraciones de calentamiento)
- h) se considera un solo tipo de sección (ya sea natural o bien, canal trapecial) uniforme para toda la red
- i) el primer tramo de un río tiene antecesor cero; el último tramo (cota del agua conocida) no tiene sucesor
- j) las longitudes de los tramos pueden ser distintas procurando que la diferencia entre ellas no sea muy grande

- k) las secciones geométricas de cada tramo pueden ser distintas tratándose que este cambio no sea brusco, en tal caso, se puede aumentar el número de tramos para hacer este cambio gradualmente
- l) la numeración de los tramos es indistinta; no necesita ser de uno en uno, ni en orden creciente; sin embargo, de preferencia se deben dar de aguas arriba hacia aguas abajo para cada río
- m) el número máximo de ríos es de NRM
- n) el número mínimo de tramos para cada río es 3 y el máximo es NSM
- o) el número máximo de nudos es NNM
- p) en las secciones naturales, el número máximo de puntos por sección es NPS
- q) para los hidrogramas el número máximo de puntos es NFM
- r) para los mareogramas o limnigramas el número máximo de puntos es NFM; también es el número máximo de áreas de inundación

Para las llanuras de inundación:

- s) se recomienda numerar los elementos en el sentido más angosto de la malla para reducir el ancho de la banda
- t) en la malla, la unión de los elementos con sus adyacentes se hace una sola vez; por ejemplo al definir al elemento 23 se dice que se une al 24 y 25, pero al definir el 24 ya no debe incluirse el 23
- u) en la liga entre los elementos de la llanura y los tramos del río, la cota de vertido debe ser al menos la cota del elemento de la llanura
- v) es conveniente conectar a las llanuras a un solo tramo de río
- w) la cota de liga entre dos elementos de la llanura debe ser mayor o igual al promedio de las cotas de los elementos que liga
- x) las áreas de inundación se pueden conectar cuando más a cuatro áreas

Los valores de las variables utilizadas aparecen en el programa en los comandos PARAMETER; con el objeto de que el modelo pueda usarse para la red de ríos Grijalva-Usumacinta, estas variables toman los siguientes valores:

NPS = 40; NRM = 40; NSM = 370 NTM = 24
 NNM = 25; NFM = 120; LMAX = 30 NEM = 4

Si se desea modificar estas variables (para una red mayor o menor), deben cambiarse estos valores en cada comando PARAMETER y recompilar el programa. Al hacer esto debe cuidarse el tamaño del

programa ejecutable de manera que se tenga suficiente memoria disponible.

A.3 Archivos empleados.

El programa utiliza hasta siete archivos y pueden tener cualquier nombre; todos estos archivos son ASCII por lo que si se generan los archivos de datos con alguna tabla de calculo deberan salvarse como archivos ASCII y cuidar que no se pasen de 80 columnas.

- a) Archivo 6. Corresponde al archivo de datos generales; siempre se requiere
- b) Archivo 5. Corresponden al archivo de resultados generales; siempre se requiere
- c) si se desea leer los datos iniciales (es decir, niveles del agua, HR, y velocidades, U, para todos los tramos, H, que es la elevación de el área de inundación, si es que existe) de una corrida previa, se lee el archivo 4
- d) Si la sección es natural, los datos de la geometría se dan en forma tabular en el Archivo 7 que contiene tablas de parámetros geométricos para cada sección; estos archivos se generan para este caso, con el programa SECCIÓN (Berezowsky, 1994).

Además del archivo de impresión de resultados generales ya descrito, el programa puede generar los siguientes archivos de resultados

- e) Archivo 3. Contiene la impresión de los valores de $HR(N)$ y $U(N)$ para considerarlos como datos iniciales en otra simulación en el último instante (TINID) de la simulación
- f) Archivo 2. Contiene, en intervalos de tiempo escogidos y para cada sección deseada, los valores de cotas del agua, HR, y gasto. GASTO(JSEC); este archivo se utiliza para graficar hidrogramas o evolución de las cotas del agua en las secciones escogidas
- g) Archivo 8. Contiene los cadenamientos, cotas del fondo y superficie libre del agua, para graficar el perfil de uno o más ríos elegidos, para flujo permanente o no permanente; estos valores se imprimen en el último instante de la corrida y además se incluyen los valores máximos durante el periodo del cálculo.

A.4 Instrucciones para la lectura de datos.

En el archivo 6 (de datos de entrada) se lee:

DATOS GENERALES

Primera línea: TIT

TIT TITULO DE LA SIMULACIÓN

Segunda línea: NRIOS, NUDOS, NTRAM, NRQA, NRHD, NTQL, IGEOM, NADIN

NRIOS NÚMERO DE RIOS =< NRM

NUDOS NÚMERO DE NUDOS O TRAMOS CONECTORES =<NNM

NTRAM NÚMERO TOTAL DE TRAMOS =< NSM

NRQA NÚMERO DE RIOS CON HIDROGRAMA AGUAS ARRIBA =< NFM

NRHD NÚMERO DE RIOS CON NIVEL DEL AGUA CONOCIDO AGUAS ABAJO=<NFM

NTQL NÚMERO DE TRAMOS CON HIDROGRAMA DE GASTOS LATERALES =<NFM

IGEOM SI IGEOM=1, SECCIÓN NATURAL

IGEOM=2, SECCION TRAPECIAL

NADIN NÚMERO DE ÁREAS DE INUNDACIÓN =< NFM

Tercera línea: NITER, NIMP, IDATOS, LEECI, IMPF, IGRAF, IPERF

NITER NÚMERO DE ITERACIONES PARA ESTABILIZAR EL FLUJO (CALENTAMIENTO)

NIMP FRECUENCIA DE IMPRESIÓN DE RESULTADOS

IDATOS BANDERA PARA IMPRESIÓN DE DATOS DE ENTRADA

SI IDATOS=1, IMPRIME LOS DATOS

LEECI SI LEECI=1, LEE TIRANTES Y VELOCIDADES COMO DATOS

INICIALES

DEL ARCHIVO 4

IMPF SI IMPF=1, IMPRIME LOS VALORES DE VELOCIDAD Y COTA DEL AGUA DEL ULTIMO

INSTANTE PARA USARLOS COMO CONDICIONES INICIALES, ARCHIVO 3

IGRAF SI IGRAF=1, SE CREA ARCHIVO PARA GRAFICAR, ARCHIVO 2

IPERF SI IPERF=1, SE CREA ARCHIVO PARA GRAFICAR PERFILES, ARCHIVO 8

Si LEECI=1

- se lee: TINID, del ARCHIVO 4

TINID Tiempo en el que se imprime en el archivo 3 la

simulación del tránsito de la avenida

Una vez que se lee TINID, se regresa a la lectura de datos en el archivo 5

Si IGRAF=1

- se lee: NFR, NSEC, (JSEC(I), I=1, NSEC)

NFR FRECUENCIA DE IMPRESIÓN PARA GRAFICAR

NSEC NÚMERO DE TRAMOS EN QUE SE DESEAN GRAFICAR

JSEC(I) NÚMERO DEL TRAMO

Si IPERF=1

- se lee: NRPERF, (NRI(J), J=1, NRPERF), (CADN(NRI(J)), J=1, NRPERF)

NRPERF NUMERO DE RIOS PARA IMPRIMIR SU CADENAMIENTO

NRI NUMERO DEL RIO DEL QUE SE DESEA SU CADENAMIENTO

CADN CADENAMIENTO INICIAL DEL RIO

Siguiente línea: TINIC, TFIN, DT

TINIC TIEMPO INICIAL DE LA SIMULACIÓN EN HORAS

TFIN TIEMPO FINAL DE LA SIMULACIÓN EN HORAS

DT INCREMENTO DE TIEMPO EN SEGUNDOS

TOPOLOGÍA DE LA RED DE RÍOS

A continuación se lee la configuración de la red. Para cada río se lee el siguiente grupo de líneas

Siguiente línea: NTR(I), NTI(I,1), NTI(I,2)

NTR(I) NÚMERO DE TRAMOS DEL RIO I

NTI(I) CONDICIÓN DE FRONTERA AGUAS ARRIBA Y AGUAS ABAJO PARA CADA RIO:

1=HIDROGRAMA;

2=LIMNIGRAMA;

3=NUDO O CONECTOR

NTI(I,1) TIPO DE TRAMO EXTREMO AGUAS ARRIBA

NTI(I,2) TIPO DE TRAMO EXTREMO AGUAS ABAJO

Se tendran NRIOS líneas

Siguiente línea: (NN(I,J), J=1, N)

NN(I,J) NUMERO DEL TRAMO PARTICULAR DEL RIO I

Para cada nudo conector se lee el siguiente grupo de líneas:

Siguiente línea: NTC(I), NRC(I)
NTC(I) NÚMERO DE TRAMO DEL NUDO CONECTOR I
NRC(I) NÚMERO DE RIOS QUE CONECTAN =< 4

Siguiente línea: (NTUC(I,J), I=1, NRC(I))
NTUC(I,J) NÚMERO DEL TRAMOS J UNIDOS AL NUDO CONECTOR I =< 4
se tendrán NUDOS grupos de líneas

Para cada tramo se lee

Siguientes líneas: N, Z(N), HR(N), U(N), DX(N), NMAN(N)
N NÚMERO DEL TRAMO
Z(N) COTA DE LA PLANTILLA AL CENTRO DEL TRAMO N, EN METROS
HR(N) COTA DEL AGUA AL CENTRO DEL TRAMO N, EN METROS
U(N) VELOCIDAD A LA SALIDA DEL TRAMO N, EN M/S
DX(N) LONGITUD DEL TRAMO N, EN METROS
NMAN(N) COEFICIENTE DE RUGOSIDAD DE MANNING

si LEECI=1,

- se lee: N, HR(N), U(N) del archivo 4; una vez que se leen estos valores, regresa al archivo 5

LECTURA DE GEOMETRÍA DE LAS SECCIONES

si IGEOM=1, SECCIÓN NATURAL

- se lee del archivo 7 el siguiente grupo de líneas:

Primera línea: N, SEC(N), NE(N), Z(N)
N NÚMERO DE LA SECCIÓN
SEC(N) NOMBRE DE LA SECCIÓN
NE(N) NÚM. DE PUNTOS DE LAS CURVAS DE PARÁMETROS GEOMÉTRICOS
Z(N) ELEVACIÓN DEL PUNTO MAS BAJO DE LA SECCIÓN

Siguientes líneas: EL(N,J), CA(N,J), CR(N,J), CT(N,J)
EL(J,I) ELEVACIÓN, EN M
CA(J,I) ÁREA PARA LA ELEVACIÓN EL(J,I), EN M2
CR(J,I) RADIO HIDRÁULICO PARA LA ELEVACIÓN EL(J,I), EN M
CT(J,I) ANCHO PARA LA ELEVACIÓN EL(J,I), EN M

Se cierra el archivo 7

si IGEOM=2, sección trapecial, se continúa leyendo en el archivo 6
- siguientes líneas: N, ZF2(N), BF(N), TAL(N)

N NÚMERO DEL TRAMO
ZF2 ELEVACIÓN MAS BAJA, EN M
BF ANCHO DE PLANTILLA, EN M
TAL TALUD

CONDICIONES DE FRONTERA

Siguiente línea: NRHI(I), NPVA(I)
NRHI(I) NÚMERO DEL RIO CON HIDROGRAMA A LA ENTRADA
NPVA(I) NÚMERO DE PUNTOS DEL HIDROGRAMA =< NTM

Siguientes líneas: (T(I,J), Q(I,J), J=1, NPVA(I))
T(I,J) TIEMPO AL QUE SE DA EL GASTO Q, EN HORAS
Q(I,J) GASTO DEL HIDROGRAMA DEL RIO I, EN M3/S

LECTURA DE LIMNIGRAMAS (MAREAS)

Siguiente línea: NCF(I), NPMAR(I)

NCF(I) NÚMERO DEL RIO CON COTA DEL AGUA CONOCIDA AGUAS
ABAJO
NPMAR(I) NÚMERO DE PUNTOS DEL MAREOGRAMA < NTM

Siguientes líneas: (TM(I,J), HMA(I,J), J=1, NPMAR(I))
TM(I,J) TIEMPO AL QUE SE DA EL NIVEL HMA, EN HORAS
HMA(I,J) NIVEL DEL LIMNIGRAMA DEL RIO I, EN M

Siguiente línea: (UC(I), I=1, NRIOI)
UC(I) VELOCIDAD A LA ENTRADA DEL RIO I

si NTQL=1

Siguiente línea: NTQ(I), NP(I)
NTQ(I) TRAMO DONDE CONECTA EL HIDROGRAMA DE GASTOS LATERALES
NP(I) NÚMERO DE PUNTOS DEL HIDROGRAMA

Si existen áreas de inundación, se llama a la subrutina LECINUN, es decir NADIN es diferente de cero

AREAS DE INUNDACIÓN

Primera línea: NS, NTA(NS), NAD(NS), KTIP(NS), ARIA(NS),
COTA(NS), H(NS)

NS NUMERO DEL ELEMENTO DE LLANURA
NTA(NS) NUMERO DE TRAMOS DE RIOS A LOS QUE SE CONECTA EL AREA
DE INUNDACION NS
NAD(NS) NUMERO DE LLANURAS A LAS QUE SE CONECTA LA LLANURA
KTIP(NS) TIPO DE FRONTERA DEL ELEMENTO DE LLANURA
SI KTIP(NS) = 0 ELEMENTO COMÚN
SI KTIP(NS) = 2 ELEMENTO CUYA COTA DEL AGUA ES
CONSTANTE
ARIA(NS) SUPERFICIE DEL AREA DE INUNDACION, EN KM2
COTA(NS) ELEVACION DEL TERRENO DEL AREA DE INUNDACION, EN M
H(NS) ELEVACION DEL AGUA AL CENTRO DEL AREA

Siguiente línea: (NELA(NS,J), ELEV(NS,J), VERL(NS,J), J=1, NTA(NS))
NELA(NS,J) NUMERO DE TRAMO J DE RIO CONECTADO AL AREA NS
ELEV(NS,J) ELEVACIÓN DEL BORDO DEL TRAMO J CONECTADO AL AREA NS
VERL(NS,J) LONGITUD DE VERTIDO DEL BORDO DEL TRAMO J CONECTADO, EN
KM

se tendrán NTA líneas

Siguiente línea: (MA(NS,K), DS(NS,K), BS(NS,K), ES(NS,K),
CHEZ(NS,K), K=1, NAD(NS))

MA(NS,K) NUMERO DEL ÁREA DE INUNDACIÓN ADYACENTE A LA NS
DS(NS,K) ELEVACIÓN DEL BORDO DONDE SE CONECTAN LAS ÁREAS
ADYACENTES
BS(NS,K) LONGITUD DEL BORDO QUE UNE A LAS ÁREAS NS Y MA(NS,K)
EN KM
ES(NS,K) LONGITUD DEL CENTRO DEL ÁREA NS AL CENTRO DE LA MA(NS,K)
EN KM
CHEZ(NS,K) COEF DE FRICCIÓN DE CHEZY ENTRE EL ÁREA NS Y LA MA(NS,K)
EN $M^{1/2}/S$

se tendrán NADIN líneas

ANEXO B. TABLAS DE LAS AVENIDAS MÁXIMAS ANUALES.

Tabla 1. Avenidas máximas anuales (gastos medios diarios, en m³/s)

Año	Mes	Máx.día	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Est.
1951	11	03	5382	2750	1380	1050	950	P
1951	09	20	1844	1938	1751	1573	1693	S
1952	10	05	5615	5493	4790	5246	5112	P
1952	10	07	2130	2167	2140	2135	2138	S
1953	10	07	4397	5116	5156	4842	4279	P
1953	10	08	2372	2653	2739	2689	2475	S
1953								
1954	10	07	4228	5084	4302	3661	3824	P
1954	10	08	2019	2091	2016	1923	1891	S
1954	10	08	977	1037	1006	954	936	R
1955	10	09	6394	4987	3429	4099	4306	P
1955	09	06	1898	2237	2436	2145	1922	S
1955	10	10	1143	1128	1040	1076	1073	R
1956	09	22	4466	4900	5255	4145	4571	P
1956	09	11	1924	2750	2606	1948	1504	S
1956	09	23	1379	1553	1664	1352	1378	R
1957	10	01	2151	2644	2710	2331	1822	P
1957	10	02	1207	1278	1524	1537	1292	S
1957	10	01	850	950	1051	1006	870	R
1957	09	29	585	618	678	689	566	G
1958	10	12	1935	3791	3117	2312	1919	P
1958	10	13	1482	1896	1694	1377	1200	S
1958	10	13	790	1145	1009	726	647	R
1958	10	18	509	720	779	587	521	G
1959	10	18	3344	3943	5781	5015	3774	P
1959	10	19	2360	2784	3101	2845	2420	S
1959	10	19	1054	1341	1539	1470	1243	R
1959	10	18	865	885	885	849	744	G
1960	11	01	1334	3058	2572	1841	1508	P
1960	11	02	1526	2164	1797	1346	1098	S
1960	09	28	750	827	1251	1005	804	R
1960	10	03	508	692	699	596	497	G
1961	10	16	3863	3342	1974	1431	1160	P
1961	11	07	1879	2184	3120	2477	1734	M
1961	10	17	1188	2230	1860	1421	1116	S
1961	10	17	634	1078	997	782	631	R
1961	10	16	804	822	703	592	502	G
1962	09	29	3056	3610	3515	2969	2529	M
1962	09	30	3140	4358	4380	3479	2788	P
1962	09	30	2086	2290	2278	2052	1834	S
1962	10	01	986	947	857	798	790	R
1962	09	29	775	914	936	910	816	G
1963	09	24	8642	5719	4162	5224	5349	M
1963	09	24	8141	6534	4692	5670	5540	P

Tabla 1 (continuación).

Año	Mes	Máx. día	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Est.
1951	11	03	5382	2750	1380	1050	950	G
1951	09	20	1844	1938	1751	1573	1693	S
1952	10	05	5615	5493	4790	5246	5112	P
1952	10	07	2130	2167	2140	2135	2138	S
1953	10	07	4397	5116	5156	4842	4279	P
1953	10	08	2372	2653	2739	2689	2475	S
1953								
1954	10	07	4228	5084	4302	3661	3824	P
1954	10	08	2019	2091	2016	1923	1891	S
1954	10	08	977	1037	1006	954	935	R
1955	10	09	6394	4987	3429	4099	4306	P
1955	09	06	1898	2237	2436	2145	1922	S
1955	10	10	1143	1128	1040	1076	1073	R
1956	09	22	4466	4900	5255	4145	4571	P
1956	09	11	1924	2750	2606	1948	1504	S
1956	09	23	1379	1553	1664	1352	1378	R
1957	10	01	2151	2644	2710	2331	1822	P
1957	10	02	1207	1278	1524	1537	1292	S
1957	10	01	850	950	1051	1006	870	R
1957	09	29	585	618	678	689	566	G
1958	10	12	1935	3791	3117	2312	1919	P
1958	10	13	1482	1896	1694	1377	1200	S
1958	10	13	790	1145	1009	726	647	R
1958	10	18	509	720	779	587	521	G
1959	10	18	3344	3943	5781	5015	3774	P
1959	10	19	2360	2784	3101	2845	2420	S
1959	10	19	1054	1341	1539	1470	1243	R
1959	10	18	865	885	885	849	744	G
1960	11	01	1334	3058	2572	1841	1508	P
1960	11	02	1526	2164	1797	1346	1098	S
1960	09	28	750	827	1251	1005	804	R
1960	10	03	508	692	699	596	497	G
1961	10	16	3863	3342	1974	1431	1160	P
1961	11	07	1879	2184	3120	2477	1734	M
1961	10	17	1188	2230	1860	1421	1116	S
1961	10	17	634	1078	997	782	631	R
1961	10	16	804	822	703	592	502	G
1962	09	29	3056	3610	3515	2969	2529	M
1962	09	30	3140	4358	4380	3479	2788	P
1962	09	30	2086	2290	2278	2052	1834	S
1962	10	01	986	947	857	798	790	R
1962	09	29	775	914	936	910	816	G
1963	09	24	8642	5719	4162	5224	5349	M
1963	09	24	8141	6534	4692	5670	5540	P

Tabla 1 (continuación).

Año	Mes	Máx.día	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Est.
1963	09	25	3329	3158	2858	3084	3086	S
1963	09	26	1247	1267	1161	1211	1251	R
1963	09	26	958	954	948	953	954	G
1964	10	06	1794	2385	3360	2642	2084	M
1964	10	06	3207	4751	3885	3206	2441	P
1964	10	07	1825	2607	2933	2529	1922	S
1964	10	07	824	1066	1245	1137	936	R
1964	10	06	779	889	866	785	652	G
1965	10	05	1998	2145	3229	3208	2572	M
1965	10	05	2714	3372	4064	4426	3558	P
1965	10	06	2504	2818	3015	3030	2637	S
1965	10	06	1108	1236	1328	1192	936	R
1965	10	04	764	913	980	960	797	G
1966	10	11	1654	1837	1783	1741	1471	M
1966	10	07	1944	1856	2159	2122	2204	P
1966	10	27	1494	1549	1741	1660	1522	S
1966	10	27	650	687	736	720	671	R
1966	10	26	638	608	653	596	562	G
1967	06	16	1391	1432	1223	1048	965	M
1967	12	23	4276	1339	889	761	691	P
1967	12	24	1436	2704	1570	1237	1024	S
1967	12	24	502	1063	688	465	383	R
1967	12	24	967	786	542	424	349	G
1968	06	20	1655	1820	1731	1630	1514	M
1968	10	22	2250	1294	2238	2039	1996	P
1968	10	25	1880	1936	1796	1724	1656	S
1968	10	25	739	817	739	723	684	R
1968	10	24	641	780	738	698	670	G
1969	10	03	2797	2861	2717	2538	2577	M
1969	10	03	3281	3529	3364	3132	3084	P
1969	09	15	2419	2171	2626	2456	2212	S
1969	10	04	976	1031	1114	1070	1009	R
1969	10	04	882	961	933	899	827	G
1970	10	06	2273	2306	2285	2260	2230	M
1970	10	01	3137	3430	3170	3270	3245	P
1970	10	02	2589	2618	2478	2462	2370	S
1970	10	02	1021	1115	1054	1042	1017	R
1970	10	01	849	937	875	863	847	G
1971	10	16	899	1233	1126	1193	886	M
1971	10	16	855	1465	1372	1366	1258	P
1971	10	17	864	1140	998	1038	795	S
1971	10	17	304	378	363	373	346	R
1971	10	16	323	446	402	411	398	G
1972	06	27	749	797	791	782	734	M

INSTITUTO VENEZOLANO DE ESTADÍSTICA
 CAROLINA DE GUAYAMA, VENEZUELA
 1973

Tabla 1 (continuación).

Año	Mes	Máx.día	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Est.
1972	12	17	1023	1865	714	842	713	S
1972	12	17	296	688	466	353	330	R
1972	12	17	659	517	269	208	193	G
1973	09	08	1390	1664	1666	1613	1508	X
1973	10	24	2895	2552	2841	3199	2259	P
1973	10	24	2434	2372	2436	2575	2509	S
1973	10	25	812	851	851	903	921	R
1973	10	22	818	913	891	948	982	G
1974								M
1974								P
1974	09	21	612	1384	1711	1063	690	S
1974								R
1974	09	21	186	277	524	303	213	G
1975								M
1975								P
1975	10	07	1180	1610	1377	1030	821	S
1975								R
1975	10	06	293	408	407	328	272	G
1976								M
1976								P
1976	11	23	872	1664	1441	1039	826	S
1976								R
1976	11	23	421	417	322	258	215	G
1977								M
1977								P
1977	11	12	1774	2434	1605	1053	966	S
1977								R
1977	11	12	335	564	436	274	227	G
1978								M
1978								P
1978	10	17	778	1613	1133	797	724	S
1978	10	17	366	332	208	195	179	G
1979								M
1979								P
1979								S
1980								M
1980								P
1980	06	15	926	962	1005	1171	1174	S
1980	11	01	453	618	491	332	213	G
1981								M
1981								P
1981								S
1981								G
1982								M

Tabla 1 (continuación).

Año	Mes	Máx.día	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Est.
1982								P
1982	11	05	1582	1412	899	728	674	S
1983								G
1983								M
1983	01	04	1228	1445	1194	1039	1030	P
1983	09	28	236	232	239	267	220	S
1984	09	02	949	1272	1166	906	959	G
1984	09	20	260	340	272	211	225	S
1985	08	28	1081	1098	1084	1091	1092	G
1985								M
1985	08	29	1182	1347	1262	1131	1137	P
1985	08	29	370	367	327	322	369	S
1986	04	17	1042	1132	1079	1123	1041	G
1986								M
1986	05	31	729	987	1712	1447	687	P
1986	06	01	342	386	415	237	213	S
1987	06	03	961	1078	824	825	814	G
1987	07	11	778	1009	836	662	745	M
1987								P
1987	06	08	227	236	262	291	304	S
1988	09	13	927	978	1159	1132	991	G
1988	09	13	807	1164	1341	1116	1209	M
1988								P
1988	05	09	394	450	499	497	528	S
1989	06	22	937	967	1039	978	810	G
1989	10	21	1304	1307	1151	1179	1033	M
1989								P
1989	10	02	298	432	476	423	349	S
1990	06	26	726	1049	935	847	785	G
1990	11	16	276	4863	1157	425	360	M
1990								P
1990	12	06	219	348	325	281	241	S
1991	07	08	814	729	690	766	786	G
1991	05	30	573	797	881	694	663	M
1991								P
1991	11	26	256	333	223	175	140	S
1992	07	01	899	1008	1042	990	830	G
1992	09	30	1380	1034	650	566	435	M
1992								P
1992	10	01	359	341	290	288	281	S
1993	08	28	816	849	924	1093	1125	G
1993	10	24	1228	1273	1294	1237	1047	M
1993	10	24	1437	1624	1602	1450	1129	P
								S

Tabla 1 (continuación).

Año	Mes	Máx.día	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Est.
1993								G
1994	07	12	651	717	870	721	713	M
1994	10	11	318	922	1214	820	548	P
1994	10	11	1273	1204	822	631	487	S
1994								G
1995	09	15	1004	1104	1229	1291	1067	M
1995	09	17	1288	1298	1300	1312	1098	P

Tabla 2. Valores simultáneos del gasto medio máximo anual

Año	Malpaso	Peñitas	Samaria	González	Reforma
1951		5382	1938		
1952		5615	2167		
1953		5156	2740		
1954		5084	2091		1037
1955		6394	2436		1143
1956		5255	2740		1664
1957		2710	1537	675	1050
1958		3791	1897	673	1145
1959		5781	3101	885	1539
1960		3058	2165	686	1251
1961	3120	3863	2230	822	1078
1962	3610	4380	2290	936	986
1963	8642	8141	3329	958	1267
1964	3360	4751	2933	889	1244
1965	3303	4426	3030	980	1328
1966	1837	2203	1741	653	737
1967	1432	4276	2704	967	1063
1968	1820	2250	1936	780	816
1969	2861	3529	2526	953	1113
1970	2306	3430	2618	937	1115
1971	1232	1645	1140	446	378
1972	797	2381	1865	659	688
1973	1666	3199	2575	913	921
1974			1711	524	
1975			1620	408	
1976			1664	417	
1977			2435	564	
1978			1613	366	
1979				426	
1980			2214	618	
1981					
1982			1582		
1983			1445	267	

Tabla 2 (continuación).

Año	Malpaso	Peñitas	Samaria	González	Reforma
1984			1364	340	
1985	1098		1304	370	
1986	1123		1712	415	
1987	1078	1009		304	
1988	1159	1341		528	
1989	1039	1308		476	
1990	1049	1157		348	
1991	814	881		333	
1992	1042	1380		359	
1993	1125	1294	1624		
1994	870	1214	1273		
1995	1289	1312			