

GB652.2  
H9 F4

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES / FACULTAD DE CIENCIAS FORESTALES

CENTRO DE ESTUDIOS FORESTALES DE POSTGRADO



UTILIZACION DE DOS MODELOS DE SIMULACION  
HIDROLOGICA CON FINES DE INVESTIGACION EN  
UNA CUENCA EXPERIMENTAL

www.bdigital.ula.ve

Por: NAPOLEON FERNANDEZ DE LA PAZ

SERBIULA  
Tulio Febres Cordero

TESIS PRESENTADA COMO REQUISITO  
PARCIAL PARA OPTAR AL TITULO DE  
MAGISTER SCIENTIAE.

SERBIULA - TULIO FEBRES CORDERO



GB652.2 H9F4

MERIDA - VENEZUELA  
1982

ACION

Adquirido por Donacion  
Fecha: 23 JUL. 1982

BIBLIOTECA CENTRAL

UNIVERSIDAD DE LOS ANDES

[www.bdigital.ula.ve](http://www.bdigital.ula.ve)

*a la memoria de mi padre e hijo  
a mi madre  
a Nakarit  
a Karina  
a Haidee*

## AGRADECIMIENTO

Mi sincero agradecimiento a todas aquellas personas e instituciones que de una u otra manera hicieron posible la realización del presente trabajo y muy especialmente:

Al Profesor Roberto Duque, bajo cuya dirección se realizó esta tesis, por la escogencia del tema, su permanente asesoramiento y corrección de la misma.

Al Profesor Jesús María López por su invaluable ayuda al proporcionarme su equipo personal de procesamiento de datos, lo que permitió la culminación de la tesis, así como por sus valiosas sugerencias en el desarrollo y corrección de la misma.

A los Profesores Ricardo Ponte, Hedgar Hernández y Antonio Quintero por sus importantes observaciones y correcciones del texto final.

Al Profesor Hervé Jegat por la colaboración prestada.

Al CDCH de la Universidad Central de Venezuela por haberme proporcionado los medios para culminar mis estudios.

Al CIDIAT por haberme proporcionado los medios para realizar la tesis.

Al personal de la Sección de Hidrología del MARNR de Mérida por su valiosa cooperación especialmente a los señores Evanán Velásquez y Angel Saavedra.

Al personal directivo, docente, administrativo y obrero del CIDIAT por el apoyo recibido, en especial a los Departamentos de Biblioteca y Publicaciones, así mismo a los Bachilleres Leonardo Colmenárez y Ramón Rázuri.

Al señor Luis Calderón por su valiosa colaboración en la realización de los dibujos.

Al Profesor Nelson A. Hung por su permanente ayuda en la realización de gestiones en Maracay durante mi ausencia.

Al Profesor Luis A. Fernández V. por su permanente estímulo en mi desarrollo profesional.

A la señorita Elizabeth Flores por su excelente labor de mecanografiado.

A mis compañeros de estudio por el tiempo compartido.

## INDICE

	Página
AGRADECIMIENTO	i
LISTA DE TABLAS	ii
LISTA DE FIGURAS	iv
RESUMEN	vii
Capítulo	
I. GENERALIDADES	1
1.1. Introducción	1
1.2. Objetivos	1
1.3. Importancia del estudio	3
II. REVISION DE LITERATURA	5
III. METODOLOGIA	15
3.1. Metodología general	15
3.1.1. Instrumentación de la cuenca Experimental	15
3.1.2. Recopilación y procesamiento de la información.	17
3.2. Metodología específica	29
3.2.1. Preparación de los datos de entrada para cada modelo	29
3.2.2. Calibración de los modelos	29
3.2.3. Verificación de los modelos	30
3.2.4. Pruebas de sensibilidad	30
3.2.5. Determinación del efecto producido sobre el régimen hidrológico debido a cambios en el patrón de uso.	30
IV. DESCRIPCION GENERAL DEL AREA	31
4.1. Información general de la cuenca del río Mucujún.	31
4.2. Orígen y ubicación de la cuenca Experimental	31
4.3. Clima	32
4.4. Geología	32

(Continuación Índice)	Página
4.5. Geomorfología	34
4.6. Suelos	34
4.7. Vegetación	35
4.8. Relieve	36
4.9. Tiempo de concentración	36
4.10 Morfometría	40
V. DESCRIPCION GENERAL DE LOS MODELOS	45
5.1. Modelo de Drenaje Urbano	45
5.1.1. Generalidades del modelo	45
5.1.2. Estructura del modelo	46
5.1.3. Estrategia para su aplicación	49
5.1.4. Componentes principales	54
5.1.5. Entradas, salidas y opciones	
5.2. Modelo Lluvia-Escorrentía	57
5.1.1. Generalidades del modelo	57
5.2.2. Estructura del modelo	57
5.2.3. Estrategia para su aplicación	57
5.3.4. Componentes principales	59
5.2.5. Entradas, salidas y opciones	65
VI. PREPARACION DE LOS DATOS PARA LA APLICACION DE LOS MODELOS A LA CUENCA EXPERIMENTAL	67
6.1. Modelo de Drenaje Urbano	67
6.1.1. Preparación de los datos de entrada al modelo	67
6.2. Modelo Lluvia-Escorrentía	79
6.2.1. Preparación de los datos de entrada al modelo	79
VII. APLICACION DE LOS MODELOS Y RESULTADOS OBTENIDOS	85
7.1. Aplicación de los Modelos	85
7.1.1. Simulación de la escorrentía	85
7.1.2. Pruebas de sensibilidad	85
7.1.3. Comparación de la respuesta de la cuenca por cambios en el patrón de uso	86
7.2. RESULTADOS	86
7.2.1. Modelo de Drenaje Urbano	86
7.2.2. Modelo Lluvia-Escorrentía	105

(Continuación Índice)	Página
VIII. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	121
8.1. Conclusiones	121
8.1.1. De carácter general	121
8.1.2. De carácter específico	122
8.2. Recomendaciones	124
IX. BIBLIOGRAFIA	127

[www.bdigital.ula.ve](http://www.bdigital.ula.ve)

LISTA DE TABLAS

	Página
3.1. Valores de los coeficientes $C_0$ y $C_1$ .....	20
3.2. Valores de gastos determinados a partir de la fórmula teórica del vertedero, de la Figura 3.3. y de la fórmula del Manual.....	23
3.3. Gastos determinados por aforos volumétricos y a través de la fórmula desarrollada .....	29
4.1. Cálculo del tiempo de concentración .....	40
5.1. Determinación de los valores $\alpha$ y $m$ para cada clase de segmento .....	52
5.2. Lista y descripción de las variables de entrada del Modelo de Drenaje Urbano .....	56
5.3. Lista y descripción de las variables de entrada del Modelo Lluvia-Escorrentía .....	66
6.1. Datos de los segmentos de escurrimiento y escorrentía sacados del mapa a escala 1:2500 .....	70
6.2. Parámetros para los segmentos de escorrentía .....	72
6.3. Parámetros para los segmentos de escurrimiento .....	72
6.4. Valores de $\alpha$ y $m$ para cada segmento de escorrentía .....	75
6.5. Valores de $\alpha$ y $m$ para cada segmento de escurrimiento .....	76
6.6. Datos de las características físicas de cada uno de los segmentos considerados en el Modelo de Drenaje Urbano.....	78
6.7. Datos de las características físicas de cada uno de los segmentos considerados en el Modelo Lluvia-Escorrentía .....	80
6.8. Valores tabulados de caudales y volúmenes para cada uno de los segmentos considerados en el Modelo Lluvia-Escorrentía..	83
7.1. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 08/02/82, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	89
7.2. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 22/11/81, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	90
7.3. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el Drenaje Urbano .....	91

Lista de Tablas (Cont...)

Tabla	Página
7.4. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 08/02/82, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	106
7.5. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 22/11/81, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	107
7.6. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 11/12/81, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	108

[www.bdigital.ula.ve](http://www.bdigital.ula.ve)

## LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
3.1. Ubicación de la estación Pluviográfica, estaciones Fluviográficas, sitios de muestreo de suelos y pruebas de infiltración....	16
3.2. Representación gráfica de QT, para valores de H entre 0.025 y 1.30 mts, calculado por la fórmula teórica de un vertedero triangular .....	24
3.3. Representación gráfica de QG según el valor de H .....	25
3.4. Representación gráfica de QM vs QT .....	26
3.5. Esquema para determinar la velocidad de aproximación .....	27
4.1. Mapa topográfico con curvas de nivel cada 10 mts.....	33
4.2. Mapa de vegetación y uso actual de la cuenca Experimental .....	37
4.3. Mapa de pendiente .....	38
4.4. Perfil longitudinal del cauce principal .....	39
5.1. Flujograma general del Modelo de Drenaje Urbano .....	47
5.2. Descomposición de una cuenca natural en segmentos .....	48
5.3. Malla de cuatro puntos para diferencias finitas .....	53
5.4. Flujograma general del Modelo Lluvia-Escorrentía .....	58
5.5. Configuración simplificada de la vertiente y el cauce .....	61
5.6. Representación gráfica de la resolución de las ecuaciones (5.27) y (5.28).....	
6.1. Segmentación de la cuenca Experimental .....	68
6.2. Descomposición de la cuenca Experimental en segmentos .....	69
6.3. Ubicación de las secciones transversales de los cauces .....	74
6.4. Representación de la vertiente en forma de canal rectangular ...	81
7.1. Hidrograma observado y simulado a la salida de la cuenca para el evento del 08/02/82, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	92
7.2. Hidrograma observado y simulado a la salida de la cuenca para el evento del 22/11/81, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	93
7.3. Hidrograma observado y simulado a la salida de la cuenca para el evento del 11/12/81, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	94

Lista de Figuras (Cont...)

Figuras	Página
7.4. Hidrogramas producidos por diferentes valores de DT, a la salida de la subcuenca 2, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	98
7.5. Hidrogramas producidos por diferentes valores de NDX en los segmentos de Escurrimiento usando el Modelo de Drenaje Urbano .....	99
7.6. Hidrogramas producidos por diferentes valores de pendiente en los segmentos de Escurrimiento, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	100
7.7. Hidrogramas producidos por diferentes valores de NDX en el segmento de Escorrentía, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	101
7.8. Hidrogramas producidos por diferentes valores de pendiente en el segmento de Escorrentía, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	102
7.9. Hidrogramas producidos al variar la rugosidad en el segmento de Escorrentía, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	103
7.10. Hidrogramas producidos por la subcuenca 2 como respuesta a los cambios de uso, usando el Modelo de Drenaje Urbano.....	104
7.11. Hidrograma observado y simulado a la salida de la cuenca, para el evento del 08/02/82, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	109
7.12. Hidrograma observado y simulado a la salida de la cuenca, para el evento del 22/11/81, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	110
7.13. Hidrograma observado y simulado a la salida de la cuenca, para el evento del 11/12/81, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	111
7.14. Hidrogramas producidos por diferentes valores de DT a la salida de la subcuenca 1, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	114
7.15. Hidrogramas producidos por diferentes valores de NDX en los segmentos de Escurrimiento, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía....	115
7.16. Hidrogramas producidos por diferentes valores de pendiente en los segmentos de Escurrimiento, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	116
7.17. Hidrogramas producidos por diferentes valores de NDX en el segmento de Escorrentía, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	117
7.18. Hidrogramas producidos por diferentes valores de pendiente en el segmento de Escorrentía, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía....	118
7.19. Hidrogramas producidos al variar la rugosidad en el segmento de Escorrentía, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	119

Lista de Figuras (Cont...)

Figuras	Página
7.20. Hidrogramas producidos por la subcuenca 1 como respuesta a los cambios de uso, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía.....	120

[www.bdigital.ula.ve](http://www.bdigital.ula.ve)

## RESUMEN

En el presente trabajo se utilizan dos modelos de simulación hidrológica en la cuenca Experimental del río Mucujún, creada por el CIDIAT a través de un proyecto de investigación financiado por CONICIT.

Estos modelos son el de Drenaje Urbano desarrollado por Schaake en 1970 y el de Lluvia-Escorrentía por el CIDIAT en 1982.

Ambos son modelos de simulación de eventos y están actualmente implementados para ser usados en Microcomputadoras Radio-Schack TRS 80 de hasta 16 K.

El enfoque general se orientó en el estudio de ambos modelos con el fin de ver la factibilidad de su utilización en la investigación en cuencas. La aplicación consistió básicamente en lo siguiente:

- a.) Simulación de la escorrentía de la cuenca, previa calibración y verificación de los modelos.
- b.) Realización de pruebas de sensibilidad de parámetros, utilizándose una subcuenca para cada modelo.
- c.) Análisis de la respuesta hidrológica de la cuenca debida a cambios en el patrón de uso. Para ello se tomó una subcuenca para cada modelo, de donde se hacen todas las inferencias al respecto, partiendo del hecho que lo que ocurra en una subcuenca, se puede generalizar para la cuenca en su conjunto.

De los resultados obtenidos puede concluirse de manera general, que con ambos modelos se obtiene un buen ajuste en el caudal máximo, pero no así en la forma del hidrograma, lo que indica diferencias en volúmenes escurridos y simulados. Sin embargo el Modelo de Drenaje Urbano reproduce mejor la forma del hidrograma en comparación con el Modelo Lluvia-Escorrentía.

Ambos modelos muestran la misma tendencia en relación a las pruebas de sensibilidad de parámetros.

En lo que respecta a la respuesta hidrológica de la cuenca debido a los cambios en el patrón de uso, los dos modelos reproducen con bastante lógica los efectos producidos por cambios de cobertura, siendo estos resultados promisoros, lo que induce a pensar en una ampliación de los horizontes de investigación en el caso de las cuencas hidrográficas.

## CAPITULO I

### GENERALIDADES

#### 1.1. Introducción

El papel que para la humanidad desempeñan los Recursos Naturales y su progresivo agotamiento ante una población cada vez creciente, es un factor que por su importancia ha motivado la atención de muchos investigadores, con el fin de hacer un uso más eficiente y racional de los mismos.

Esta situación ha llevado a la necesidad que permanentemente se estén buscando soluciones adecuadas las cuales permitan analizar más eficientemente y comprender mejor los fenómenos que ocurren en la naturaleza, mediante la investigación y análisis de los fenómenos que la rigen.

Dentro de esa permanente búsqueda ha surgido la aparición de las computadoras electrónicas, lo que ha permitido que se desarrollen nuevos criterios y nuevas técnicas en el área de los recursos hídricos, entre las que se cuenta la simulación, que tiene numerosas aplicaciones en hidrología. Es precisamente en este aspecto donde la simulación hidrológica entra a jugar un papel muy importante en la investigación en cuencas, ya que a través de ella se pueden investigar en detalle los procesos hidrológicos, permitiendo tener un mayor conocimiento de esos procesos en las cuencas hidrográficas, por ser una herramienta integradora, que permite entre otras cosas, la generación de datos para cuencas sin registros, extrapolar información a partir de cuencas experimentales a cuencas más grandes, analizar efectos producidos por cambios en el patrón de uso y en consecuencia predecir condiciones futuras.

Es en este sentido que se orienta el presente trabajo, el cual es po-

sible gracias a disponer de una cuenca instrumentada por el CIDIAT en la cuenca del río Mucujún para realizar estudios hidrológicos, y además de contar con modelos de simulación paramétrica factibles de ser probados.

## 1.2. Objetivos

Con el presente trabajo se persiguen los objetivos siguientes:

- 1.2.1. Elaborar un análisis de la cuenca experimental instrumentada por el CIDIAT en la cuenca del río Mucujún, con la finalidad de obtener la información necesaria para la aplicación de modelos de simulación hidrológica.
- 1.2.2. Realizar la calibración y verificación de dos modelos de simulación hidrológica, siendo estos el modelo de Drenaje Urbano y el modelo Lluvia-Escorrentía CIDIAT, lo cual permitirá la estimación de caudales en un punto de flujo a la salida de la cuenca y su comparación con los caudales observados en su condición original.
- 1.2.3. Realizar pruebas de sensibilidad de parámetros de ambos modelos.
- 1.2.4. Analizar la respuesta hidrológica de la cuenca que se produciría a consecuencia de modificaciones en su patrón de uso, a través de la generación de caudales y comparación de los respectivos hidrogramas.
- 1.2.5. Adquirir mayor conocimiento de los modelos en referencia, observar cual se comporta mejor a las presentes condiciones y a la vez adquirir experiencia en su manejo, para poder usarlos en el futuro en otras cuencas.

### 1.3. Importancia del estudio

El presente estudio representa un aporte en el área de investigación en cuencas hidrográficas, utilizando la simulación hidrológica como herramienta de trabajo para predecir el comportamiento futuro de las mismas y permitir diseñar planes de manejo, teniendo en cuenta las modificaciones que desde el punto de vista de comportamiento hidrológico puedan ocurrir, por cambios en su patrón de uso.

En vista de que los datos experimentales pueden ser muy útiles en la definición de cambios apropiados de los parámetros, la simulación de caudales puede servir muy bien para el propósito de extrapolar información, obtenida a partir de cuencas experimentales a cuencas más grandes o similares, con un alto grado de aproximación y a costos más reducidos, en comparación con el enfoque tradicional seguido en la investigación en cuencas hidrográficas, que requieren largos períodos de registros y altos costos.

## CAPITULO II

### REVISION DE LITERATURA

Gran parte de la investigación en cuencas hidrográficas ha sido realizada en los Estados Unidos, mucha de la cual ha centrado su atención en lo que se relaciona con la producción de agua, disponiéndose en la actualidad de un conjunto de técnicas para evaluar el comportamiento hidrológico de una cuenca, las cuales han sido producto de investigaciones muy elaboradas en cuencas debidamente instrumentadas. Una técnica a menudo utilizada ha sido el uso de un par de cuencas, las cuales después de haber sido sometidas a un período de calibración, una de ellas es tratada y la otra se deja como testigo, (Contreras, 1970 y García, 1973).

Este enfoque el cual ha sido muy utilizado, establece que para realizar la calibración de una cuenca, es necesario contar con el instrumental apropiado, tal es el caso de las estaciones pluviográficas y estaciones pluviométricas constando estas últimas de 2 partes:

- a.) Un vertedero o canal de aforo que controla el paso del agua.
- b.) Un instrumento para registrar el nivel del agua que pasa sobre el vertedero o canal de aforo.

En lo que respecta a la ubicación de dichas estaciones de medición, Reigner (1963) indica que deben considerarse varios factores tales como la existencia de estratos impermeables, pendiente del cauce, características de las orillas y profundidad del cauce, existencia de cauces rectos, drenaje, topografía del sitio y accesibilidad.

Contreras (1970) y García (1973) señalan que un método elaborado en la calibración, es el uso de un par de cuencas, y que antes de cualquier estudio, se escogen dos cuencas pequeñas de condiciones más o menos homogéneas en lo

referente a elevación, exposición, suelo y clima. Durante el período de calibración se toman medidas de gasto medio, mínimo y máximo, sedimentos y calidad del agua. Con esta información de ambas cuencas se establece una regresión de las características del gasto de una con respecto a la otra. Después del período de calibración una de las cuencas es tratada de acuerdo a los objetivos establecidos y la comparación de los resultados con respecto a la cuenca control, sin tratar, permitirá evaluar los efectos logrados.

Otro método usado es el enfoque secuencial, donde la cuenca bajo estudio debe tener registros antes que ocurra alguna perturbación y después que esta ha ocurrido. En este enfoque se usa una sola cuenca (García, 1975).

También se puede llevar a cabo este período de calibración determinando una regresión entre el gasto de agua y la precipitación ocurrida. Los efectos del tratamiento seguido se logran comparando los valores precipitación-gasto, con los del período de calibración (ONU, 1958).

García (1973), señala que puede hacerse la evaluación de los tratamientos a través de la curva de doble masa, método gráfico, y estadísticamente a través del análisis de covarianza y ecuaciones de regresión. El tipo de análisis por el método gráfico consiste en representar gráficamente un evento hidrológico que está siendo probado contra un evento controlado, y detectar los cambios o inconsistencias en el período de tiempo en el cual los registros fueron tomados. Igualmente refiere que la aplicación de este método es válido cuando se cumplen los siguientes aspectos:

- a.) La variable control debe permanecer inalterada a través del período de observación.
- b.) La variable control debe estar altamente correlacionada con el evento que se está probando.
- c.) La magnitud del cambio debe ser proporcional al tamaño del evento.

El mismo autor expresa que el éxito en la calibración puede ser afectado por alguno de los siguientes factores:

- a.) Precisión en las medidas de las variables implicadas.
- b.) Magnitud del tratamiento
- c.) Evaluación de las pérdidas
- d.) Duración del período de calibración
- e.) Duración del período de mediciones después del tratamiento
- f.) La naturaleza transitoria de los efectos del tratamiento.

En lo que respecta al caso de la determinación del volumen de agua disponible en un lugar y tiempo dados, una de las principales dificultades radica en la corta longitud de los registros, muchos de los cuales presentan fallas e inconsistencias que dificultan el procesamiento adecuado de los datos.

Parte de este problema puede obviarse, mediante la correlación de las variables hidrológicas de una misma cuenca o de cuencas vecinas, (García, 1975).

Cuando se trata de la misma cuenca generalmente se utiliza la correlación precipitación-escorrentía para un período dado y luego se determina la escorrentía para los años que tengan precipitación solamente. Algo similar puede aplicarse a tres ó más variables, relacionándose las variables de la cuenca en estudio, con las variables de cuencas de la misma región, tales como precipitación-altitud-escorrentía.

"Las estimaciones de la escorrentía a partir de la precipitación pueden realizarse de varias formas, pero básicamente todos los métodos tratan de des contar de la lluvia caída sobre una cuenca todas aquellas "pérdidas" que son debidas a factores como la infiltración, evapotranspiración y almacenamiento superficial." (Rojas, 1979).

García (1976), señala que el coeficiente de escorrentía ha sido muy usado para estimar el volumen escurrido en cuencas hidrográficas, siendo frecuentemente utilizada la siguiente expresión:

$$V = C.A. P_m \quad (2.1)$$

donde

V es el volumen escurrido  $[L^3]$

C es el coeficiente de escurrimiento [adimensional]

A es el área de la cuenca  $[L^2]$

$P_m$  es la precipitación promedio caída sobre la cuenca  $[L]$

Esta fórmula ha sido empleada por numerosos autores, habiendo sólo diferencia en la forma de estimar el coeficiente C.

Hoy en día, la computación digital ha hecho posible el desarrollo de nuevas técnicas para el análisis de datos en cuencas hidrográficas, como es el caso de los modelos de simulación hidrológica, (Pereira, 1973).

De allí que para Linsley (1977), la simulación constituye el procedimiento más prometedor en la aplicación de computadoras a la cuenca hidrográfica, ya que la simulación es la representación en el computador de un sistema hidrológico por otro matemático, que pueda reproducir el comportamiento del sistema natural.

Clarke (1973), define el sistema hidrológico como la serie de procesos físicos, químicos y/o biológicos, que actúan sobre uno o más variables de entrada, transformándolas a su vez en una o más variables de salida.

El mismo autor define los modelos matemáticos como aquellos en el que el comportamiento del sistema está representado por un conjunto de formulaciones

matemáticas y lógicas, expresando relaciones entre variables y parámetros, haciendo la clasificación de dichos modelos de la siguiente manera:

1. Modelos Estocásticos: los cuales simulan procesos globales produciendo sólo respuesta del sistema que interesa conocer y son muy utilizados cuando no se tiene información de los procesos internos del sistema.
2. Modelos Paramétricos: Estos simulan cada uno de los procesos internos de los subsistemas en los cuales se ha dividido el sistema. Estos modelos tienen una ventaja con relación a los Estocásticos, en el sentido que se pueden investigar todos los procesos internos de los subsistemas y no está limitado solamente a cuencas pequeñas ni a regiones hidrológicas determinadas, lo cual le da a estos modelos una gran flexibilidad, ya que además considera todos los procesos identificados e incluye parámetros ajustables.

Naylor (1975), indica que la "simulación es una técnica numérica para conducir experimentos en una computadora digital, los cuales requieren de ciertos tipos de modelos lógicos y matemáticos que describen el comportamiento de un sistema o alguno de sus componentes, en período de tiempo real."

Para Rojas (1979), los métodos de simulación constituyen el método más sofisticado para sintetizar los hidrogramas de escorrentía.

Carr y Underhill (1974), señalan que los métodos de simulación aplicados al diseño de recursos hídricos, se inició en 1953, utilizado por el "Corps of Engineer" del ejército de los Estados Unidos, con el fin de realizar investigaciones en el río Missouri. Luego en 1955 dos ingenieros Británicos realizaron un estudio de simulación en el Valle del río Nilo para determinar la configuración del proyecto que permitiera maximizar la utilización del agua de riego, y desde esa fecha son muchos los modelos de simulación que se han desarrollado. Los mismos autores dicen que existen abundantes descripciones de modelos de cuencas de diferentes grados de complejidad, siendo uno de los más conocidos el Modelo Stanford IV, que pretende reproducir el movimiento físico

de las aguas en la cuenca sobre la base de una serie de relaciones semiempíricas.

Schaake (1970), Duque (1979) y Mejía (1980), refieren que la técnica de la simulación hidrológica para generar caudales ha sido muy usada y desarrollada en la planificación de recursos hidráulicos y diseño de obras, pudiéndose obtener un buen conocimiento, tanto de la cantidad como de la calidad del recurso agua.

Uzcátegui y Amisial (1971), señalan que las investigaciones referentes al aprovechamiento de recursos hidráulicos han demostrado que la simulación constituye una de las herramientas más útiles cuando se trata de escoger una alternativa entre varias propuestas que satisfagan mejor los objetivos del desarrollo.

Según Linsley (1977), la simulación tiene numerosas aplicaciones en la hidrología. Mediante la simulación de flujos se produce información similar a la obtenida en la estación de aforo. De allí que el valor de la simulación radica en la habilidad para producir datos en cuencas sin estaciones de medición o para extrapolar registros cortos de áreas experimentales a cuencas más grandes.

Posiblemente más importante es predecir condiciones futuras de la cuenca, siendo obviamente útil en cualquier situación en la cual se requiere el cálculo de la escorrentía a partir de los datos de precipitación y su mayor utilidad puede ser en el análisis de cambios físicos de la cuenca, los cuales reflejan cambios en su comportamiento.

Pereira (1973), es claro en expresar que las facilidades brindadas por el computador para llevar a cabo ejercicios de cambio de uso de la tierra en los modelos de simulación, ha constituido un nuevo campo de investigación, habiéndose desarrollado varios modelos de simulación en cuencas, siendo el objetivo principal en este caso, poder cuantificar en características numéricas, los efectos producidos por diferentes tipos de uso.

En lo que a aplicaciones concretas a la hidrología se refiere, los modelos de simulación se pueden clasificar en tres tipos, (Duque, 1980).

1. Modelos de simulación paramétrica: Son modelos donde el sistema hidrológico está representado por una serie de formulaciones matemáticas que describen la respuesta del mismo, o de una parte de él, a los datos de entrada.
2. Modelos de simulación estocástica: Estos se basan en los conceptos de análisis estadístico, en donde el fenómeno es considerado como una variable estadística.
3. Modelos de simulación numérica: Estos simulan el comportamiento del sistema en base a las leyes físicas que lo rigen.

Overton (1976), citado por Rojas (1979), manifiesta que los modelos paramétricos por lo general se basan en el tránsito de crecidas, e indica además que recientemente existe una tendencia de utilizar la teoría de la Onda Cinemática en el desarrollo de dichos modelos, y que por lo general estos modelos se caracterizan por requerir de muchos datos y solo pueden ser implementados con el uso de computadoras electrónicas.

Duque (1980), refiere que la simulación paramétrica constituye una técnica de análisis que consiste en la investigación del comportamiento de un sistema dinámico el cual está sujeto a una serie de limitaciones particulares y a ciertas funciones de entrada, mediante el uso de un modelo. Estos modelos pueden considerarse como modelos de causa y efecto, ya que a partir de los datos de entrada se obtiene como resultado la escorrentía para un determinado período.

Igualmente señala algunas aplicaciones de la simulación paramétrica entre las que cabe citar las siguientes: Diseño de embalses, análisis de avenidas, hidrología de áreas urbanas, diseño en riego y drenaje, pronóstico fluvial, ope-

ración de embalses, uso de la tierra y aguas subterráneas.

Carr y Underhill (1974), señalan que "en casi todas las partes del mundo, las series de datos climáticos y pluviográficos suelen abarcar períodos muchos mas largos que las de los datos relativos a los cursos de corrientes. En tales casos se suele usar el método determinístico. Este método para extender las series de datos históricos consiste en establecer una analogía matemática, modelo digital, del proceso precipitación-escorrentía. Una vez calibrado y comprobado con ayuda de las series de datos históricos de las precipitaciones y escorrentías de que se dispone, este modelo digital de la cuenca se utiliza para convertir las largas series de datos históricos de las precipitaciones, en series de datos pseudo-históricos de la escorrentía en uno o varios sitios. En otras palabras el modelo digital reconstruye la historia hidrológica que no fué registrada".

En cuanto a los modelos de simulación paramétrica, estos comprenden dos categorías, (Duque, 1979):

1. Modelos de simulación continua como el modelo Stanford IV, desarrollado por Crawford y Linsley en 1966.
2. Modelos de simulación de eventos como el modelo de Drenaje Urbano, desarrollado por J.C. Schaake en 1970.

Entre los modelos de simulación paramétrica que han sido desarrollados cabe destacar entre otros los siguientes:

- El modelo de cuencas hidrográficas Stanford IV, desarrollado en 1966 por Crawford y Linsley, el cual se basa en el cálculo de balance de agua, (Linsley, 1977 y Duque, 1979).
- Amisial y colaboradores (1968), desarrollaron en ese mismo año un modelo con el fin de analizar el hidrograma del exceso de lluvia a intervalos de 5 minutos en una cuenca de Arizona, EE.UU.

- Schaepe (1970), desarrolla un modelo determinístico de escorrentía urbana, el cual permite calcular la escorrentía a partir de los datos de precipitación.
- Girard (1970), citado por García (1979), desarrolló un modelo que incluye en forma aceptable la variación de la humedad del suelo aprovechable por la vegetación, adaptando un patrón de humedad del suelo.
- García (1976), desarrolla un modelo de simulación hidrológica para la estimación de la escorrentía.
- La Compañía Hydrocomp (1979), desarrolló el modelo de simulación continua y dinámica (HSPF), mediante el cual se puede simular todos los procesos del ciclo hidrológico, así como los procesos naturales y artificiales que afectan el ambiente y en consecuencia la calidad del agua.

[www.bdigital.ula.ve](http://www.bdigital.ula.ve)

## CAPITULO III

### METODOLOGIA

El enfoque metodológico se dividió en dos aspectos básicos:

Metodología general y metodología específica.

#### 3.1. Metodología general:

##### 3.1.1. Instrumentación de la cuenca Experimental.

Al inicio del trabajo se contaba con tres estaciones fluviométricas construidas, y un sitio para la estación pluviométrica, ubicadas en la forma como lo muestra la Figura 3.1. Cada estación fluviométrica consta de una caseta para la instalación del limnógrafo, y un vertedero de cresta ancha construido de concreto. Las secciones transversales se muestran en Anexo A. En cada vertedero se colocó una mira para verificar el funcionamiento de los aparatos registradores.

Para la instrumentación en sí, se colocaron dos limnógrafos semanales marca Belford en el punto medio de la cuenca y en la parte inferior se colocó un Stevens también semanal, pero que luego fué transformado a diario con un cambio en la relación de engranajes.

Para los efectos del trabajo sólo se tomó en consideración los registros de éste último limnógrafo, ya que además de estar ubicado en el último punto de flujo de la cuenca, permitió una mayor precisión en el análisis de las bandas, el cual se hizo a intervalos de 15 minutos. El vertedero correspondiente a es-

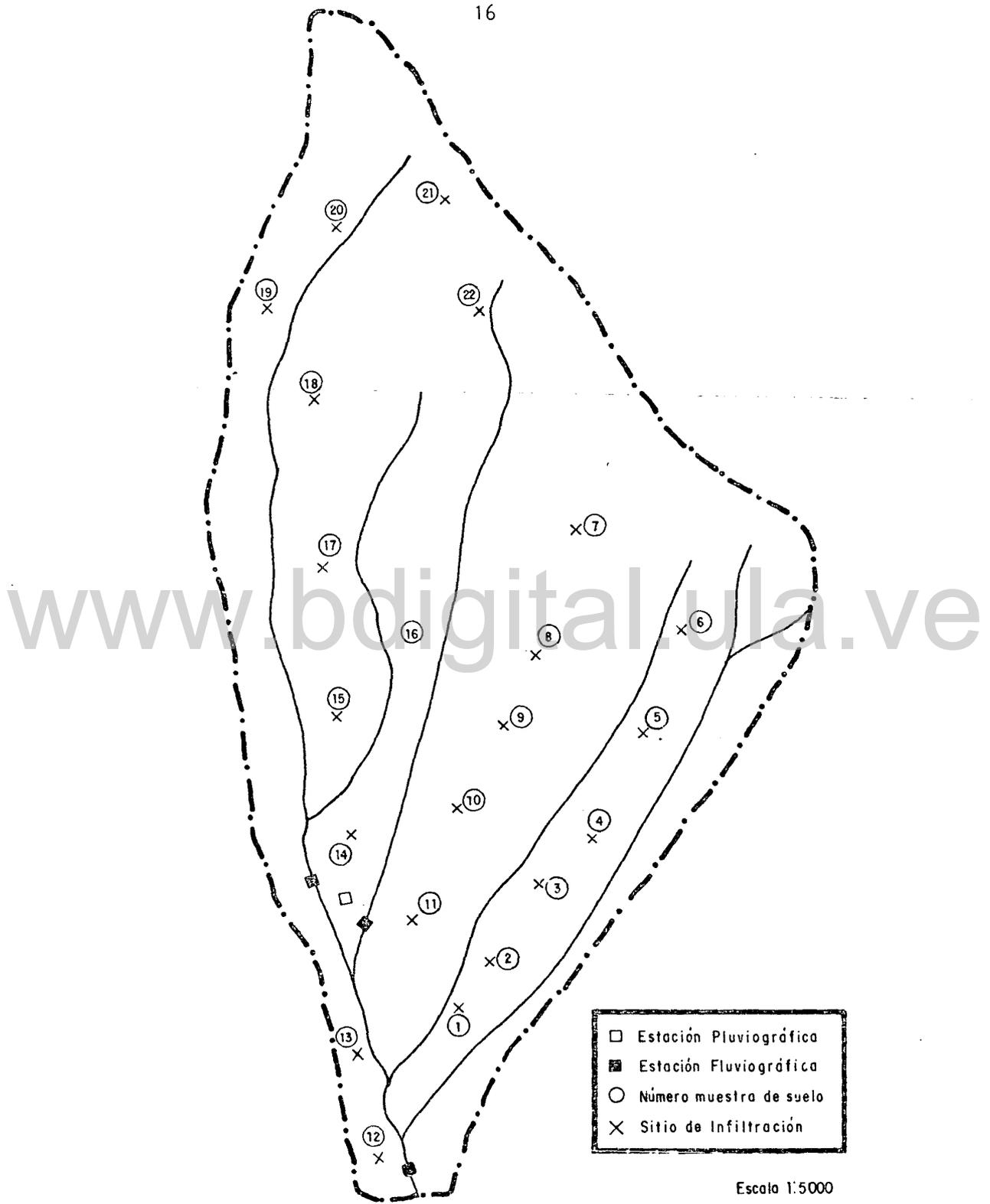


Fig. 3.1.- Ubicación de la estación Pluviográfica, Estaciones Fluviográficas, Sitios de muestreo de suelos y pruebas de infiltración.

ta estación de aforo es el vertedero C, cuya sección transversal se muestra en la Figura C del Anexo A.

Los registros correspondientes a los limnógrafos semanales no se utilizaron, ya que por razones de escala, no fué posible analizar con precisión intervalos de tiempo tan cortos.

Otro tipo de instrumento instalado fué un pluviógrafo semanal marca Belford, de registro acumulativo con capacidad de 300mm.

Luego hubo que colocar un Fuess diario, ya que las pérdidas por evaporación que ocurren en el Belford semanal, son altas y porque además el diario, permite hacer un análisis más preciso en intervalos de tiempo corto e individualizar con precisión los eventos como se requiere en el caso de cuencas pequeñas, de rápida respuesta a la precipitación.

Una vez instrumentada la cuenca, se procedió a obtener la información pluvio-fluviográfica durante tres meses y medio, a partir del mes de octubre.

### 3.1.2. Recopilación y procesamiento de la información física de la cuenca.

Simultáneamente con la actividad antes mencionada, se procedió a recoger la información necesaria tanto para la caracterización de la cuenca como para la aplicación de los modelos.

Esta información fué la siguiente:

Información cartográfica:

- Mapas a curvas de nivel cada 10 mts. a escalas 1:2500 y 1:5000.

### Análisis de la precipitación

La precipitación fué analizada a través de las bandas pluviográficas diarias, lo cual permitió utilizar un intervalo de tiempo de 5 minutos. Sólo en los lapsos en que la lluvia fué nula o muy baja, se tomaron intervalos de tiempo mayores.

### Análisis de las bandas limnigráficas

En líneas generales se siguió el procedimiento utilizado por la división de hidrología del MARNR, el cual es muy similar al análisis de la precipitación, pero el intervalo de tiempo empleado en este caso fué de 15 minutos, valor de cada división de la banda. Dentro del análisis de la banda, excepcionalmente se tomaron intervalos de 7.5 minutos, sólo en los casos en que los picos del limnigrama se ubican en el centro de una división.

El análisis de las bandas se hizo tomando en consideración una parte de la curva de recesión natural, anterior al evento en estudio, y toda la rama ascendente y descendente del limnigrama. Se consideraron los intervalos de tiempo ya indicados, de tal forma de poder seguir fielmente todos los cambios y fluctuaciones ocurridos en <sup>el</sup> transcurso del evento.

Estimación de los caudales o gastos a partir de las bandas limnigráficas.

El gasto fué estimado a partir de la altura de carga, expresada en metros, para cada intervalo de tiempo analizado.

Para calcular dicho gasto, se empleó la ecuación descrita en el Manual de Brakensiet et al. (1979), a pesar de que el vertedero utilizado presenta defectos en su construcción, ya que

además de no sersimétrico, su espesor es mayor del indicado según las especificaciones, tal como se aprecia en la Figura C del Anexo A, lo cual condujo a asumir de por sí, un cierto margen de error en los cálculos. Partiendo de esa base, fué que se hizo posible la estimación de los gastos, pero como podrá verse más adelante, dicha ecuación fué desarrollada sólo para calcular gastos correspondientes a alturas de carga mayores de 0.31 mts., entonces hubo necesidad de desarrollar una ecuación que permitiera hacer los cálculos para alturas de carga menores.

De allí que el procedimiento seguido constó de dos fases:

- a) Para alturas de carga mayores de 0.31 mts. se utilizó la ecuación del Manual, denominándose a este gasto QM.

$$QM = (C_0 + C_1 \text{Log} \frac{H}{TC}) \sqrt{g} \text{tg} \frac{\theta}{2} (H + \alpha \frac{V^2}{2g})^{2.5} \quad (3.1)$$

donde:

QM es el gasto en m<sup>3</sup>/seg.,

C<sub>0</sub> y C<sub>1</sub> son coeficientes,

H es la carga en mts., a 3.048 mts. aguas arriba del centro de la cresta,

TC es el ancho de la cresta en mts.,

θ es el ángulo formado por el vertedero,

α es igual a 1.33,

V es la velocidad promedio en m/seg. a 3.048 mts. aguas arriba del centro de la cresta, y

g es la aceleración de la gravedad en m/seg.<sup>2</sup>

El valor de los coeficientes C<sub>0</sub> y C<sub>1</sub> dependen de la relación

H/Tc, como se indica en la Tabla 3.1.

Tabla 3.1 Valores de los coeficientes  $C_0$  y  $C_1$ .

$\text{tg } \frac{\theta}{2}$	H/Tc	$C_0$	$C_1$	Rangos de H (mts.)
3	0.750-2.379	0.4734	0.07075	0.3143-0.9974
3	2.380-3.755	0.4925	0.02002	0.9975-1.5730
3	3.756-4.500	0.5117	-0.01339	1.5740-1.8860

Fuente: Brakensiet et al. 1979

b.) Para estimar el gasto correspondiente a alturas de carga menores o iguales a 0.31 mts., se desarrolló una ecuación, siguiendo un procedimiento gráfico-analítico, que consistió en lo siguiente:

Se usó la fórmula teórica para calcular el gasto en vertederos triangulares, denominándose a este, QT.

$$QT = 2.30 \text{ tg } \frac{\theta}{2} H^{2.5} \quad (3.2)$$

donde:

QT es el gasto en pie<sup>3</sup>/seg.,

tg es la tangente del ángulo,

$\theta$  es el ángulo formado por el vertedero, y

H es la carga en pié

Esta fórmula transformada a unidades métricas queda así:

$$Q_T = 3.9669 H^{2.5} \quad (3.3)$$

donde:

$Q_T$  es el gasto en  $m^3/\text{seg.}$ , y

$H$  es la carga en mts.

Con la misma, se calcularon una serie de gastos  $Q_T$ , para alturas de carga desde 0.025 mts. hasta 1.30 mts.

Estos resultados se presentan en la Tabla 3.2.

Paralelamente se calcularon los gastos correspondientes a las alturas de carga mayores de 0.31 mt. con la ecuación (3.1) modificada, utilizándose las mismas alturas de carga que fueron empleadas en fórmula teórica del vertedero, ecuación (3.3), como se muestra en la Tabla 3.2.

En este caso en la aplicación de la ecuación (3.1) se despreció la velocidad de aproximación y en consecuencia la ecuación quedó expresada así:

$$Q_M^{(2)} = (C_0 + C_1 \log \frac{H}{T_c}) \sqrt{g} \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} (H)^{2.5} \quad (3.4)$$

Con los valores de  $Q_T$  generados por la ecuación (3.3), para valores de  $H$  comprendidos entre 0.025 y 1.30 mts., se construyó un gráfico en papel semilogarítmico, presentado en la Figura 3.2 en donde se relaciona el gasto teórico con la carga.

El siguiente paso consistió en graficar en papel semilogarítmico, los valores de  $Q_M^{(2)}$  resultantes de la aplicación de la ecuación (3.4) para alturas de carga mayores de 0.31 mts. tal como se aprecia en la Figura 3.3., línea continua parte I.

Posteriormente utilizando la parte común de las Figuras 3.2 y 3.3, línea continua, se sacaron los valores de QM, los cuales fueron graficados en papel logaritmico, obteniéndose la línea continua de la Figura 3.4. Como se observa en la misma, se genera una línea recta que corresponde a las alturas de carga mayores de 0.31 mts. Luego la recta se prolongó hacia abajo, línea punteada, que se corresponde con las alturas de carga menores.

Utilizando la línea punteada Figura 3.4, se llevaron luego los valores de QM a la Figura 3.3 completándose así la curva de QM para valores de H comprendidas entre  $0.025 \leq X \leq 0.31$ , parte punteada de la Figura y designándose ahora QG. Con esta parte de la curva se determinaron luego los valores de QG para ese rango de H.

El último paso consistió en formular una ecuación de tipo potencial con los valores de QG para sus respectivas alturas menores o igual a 0.31 mt., tomados de la Tabla 3.2. Esta ecuación corresponde a la fórmula general del vertedero:

$$Q_{G_{H \leq 0.31}} = a H^b \quad (3.5)$$

La ecuación resultante quedó expresada de la siguiente manera:

$$Q_{G_{H \leq 0.31}} = 5.1875 H^{2.558} \quad (3.6)$$

El coeficiente de correlación resultó ser igual a 0.99, usándose esta fórmula para calcular los gastos correspondientes a alturas de carga menores o iguales a 0.31 mt.

Tabla 3.2 Valores de gastos en  $m^3/\text{seg.}$  determinados a partir de la fórmula teórica del vertedero (QT), de la Figura 3.3 (QG) y de la fórmula del Manual (QM) para diferentes alturas de carga,

Carga H (m)	QT	QG <sup>(1)</sup>	QM <sup>(2)</sup>
0.025	0.0004	0.00044	
0.040	0.0013	0.00135	
0.060	0.0035	0.00380	
0.080	0.0072	0.00780	
0.100	0.0125	0.01400	
0.120	0.0198	0.02300	
0.140	0.0291	0.03400	
0.160	0.0406	0.04750	
0.180	0.0545	0.06400	
0.200	0.0710	0.08350	
0.220	0.0901	0.10700	
0.240	0.1119	0.14000	
0.260	0.1367	0.17000	
0.280	0.1646	0.20000	
0.300	0.1955	0.24000	
0.350	0.2875		0.33180
0.400	0.4014		0.46730
0.450	0.5389		0.63210
0.500	0.7012		0.82820
0.550	0.8899		1.05750
0.600	1.1062		1.32180
0.650	1.3512		1.62280
0.700	1.6263		1.96220
0.750	1.9340		2.34170
0.800	2.2708		2.76280
0.850	2.6424		3.22710
0.900	3.0483		3.73600
0.950	3.4894		4.29100
1.000	3.9669		4.89290
1.100	5.0342		6.21970
1.200	6.2575		7.74280
1.300	7.6437		9.47120

$$QT = 3.9669 H^{2.5}$$

QG<sup>(1)</sup>: De la Figura 3.3. Para  $0.025 \leq H \leq 0.31$

$$QM^{(2)} = \left( C_0 + C_1 \log \frac{H}{T_c} \right) V_g \operatorname{tg} \frac{\theta}{2} \left( H + \alpha \frac{V^2}{2g} \right)^{2.5}, \text{ con } V = 0$$

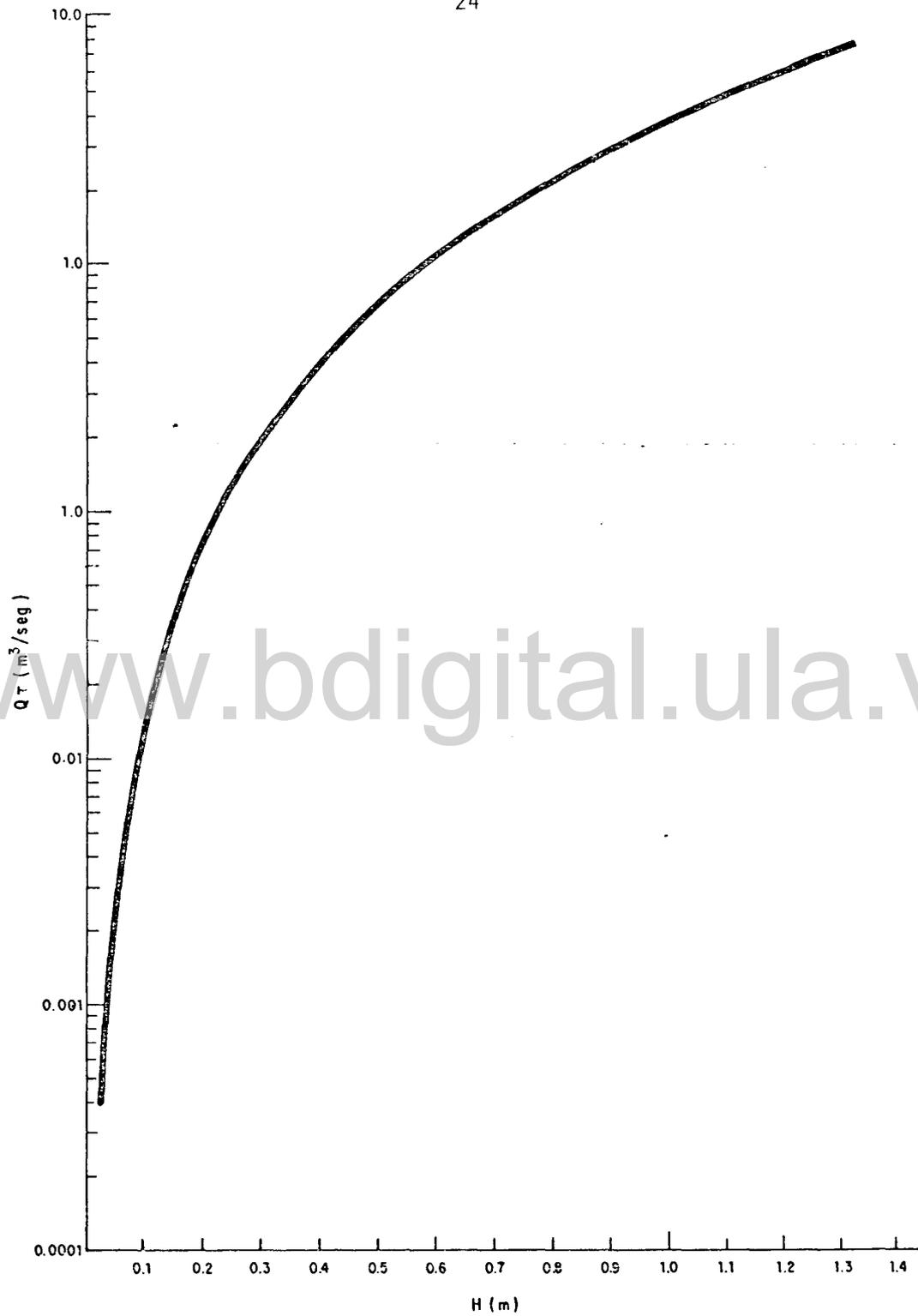


Fig. 3.2. - Representación gráfica de  $Q_r$ , para valores de  $H$  entre 0.025 y 1,30 mts. calculados por la fórmula teórica de un vertedero triangular.

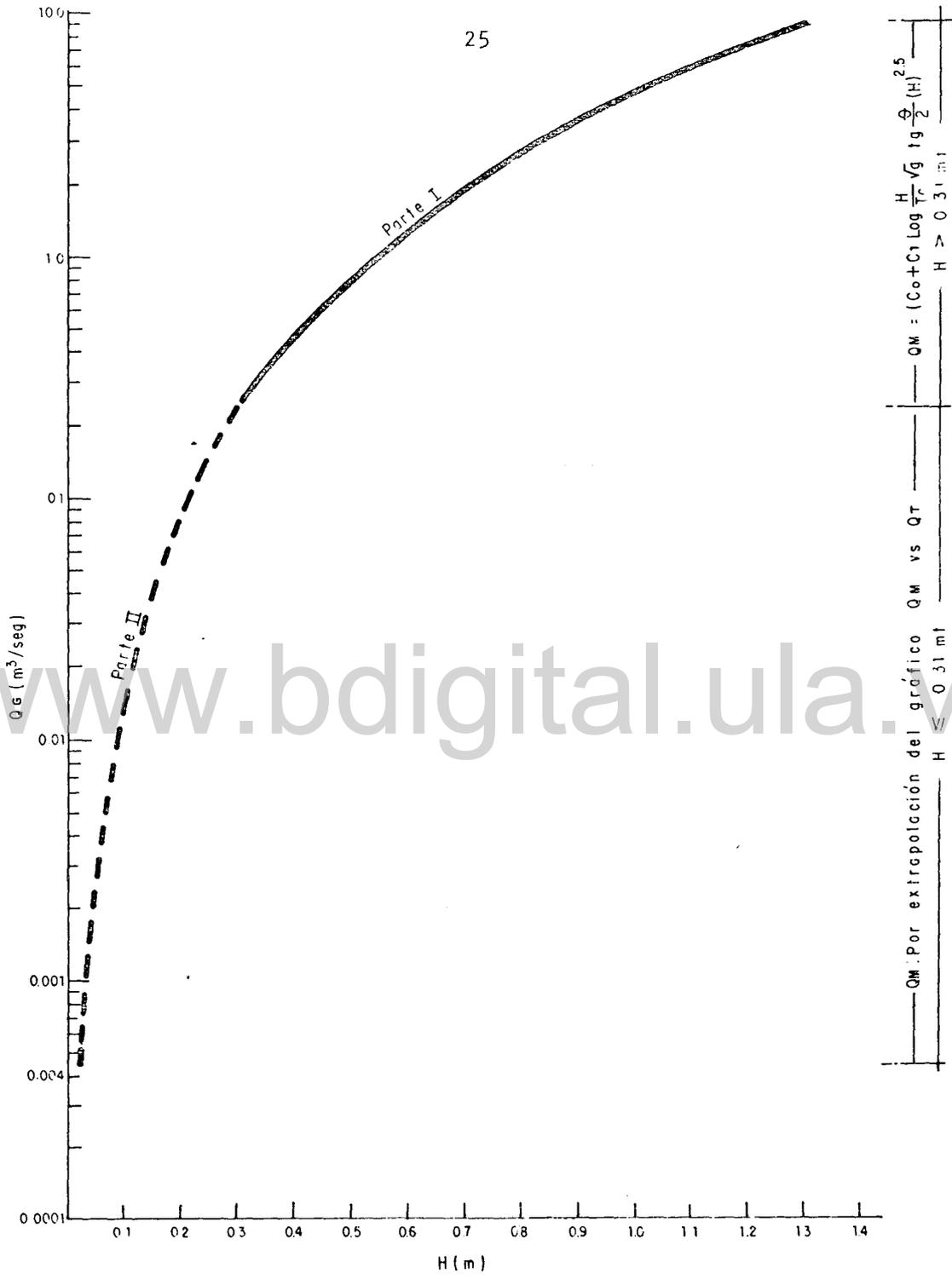


Fig: 3.3.- Representación gráfica de QG según el valor de H:  
 Parte I: Para  $H > 0.31$  mt. se usó la fórmula(34) según el manual.  
 Parte II: Para  $H \leq 0.31$  se hizo con los valores extrapolados Q vs QT de la figura (3.4).



Fig. 3.4.- Representación gráfica de  $Q_M$  vs  $Q_T$

Determinación de la velocidad de aproximación.

Para aplicar la ecuación (3.1), hubo necesidad de determinar la velocidad de aproximación. Esta varía con el gasto, que a su vez es función de la altura de carga.

Su determinación se hizo directamente en el campo y el procedimiento seguido se ilustra en el siguiente esquema:

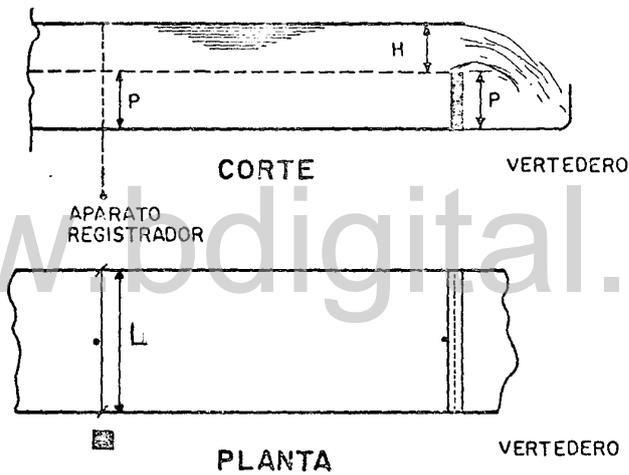


Fig. 3.5. Esquema para determinar la velocidad de aproximación.

donde

$P$  es la profundidad del pozo  $P = 0.35$  mts. Tomada a la mitad de  $L$ , frente al aparato registrador.

$H$  es la altura de carga en mts.

$L$  es el ancho del pozo, que alcanzó 4.30 mts.

La velocidad se determinó a través de la siguiente expresión:

$$V = \frac{Q}{A} \quad (3.7)$$

donde

V es la velocidad (m/seg),

Q es el gasto ( $m^3$ /seg), y

A es el área ( $m^2$ )

Haciendo el área igual a:

$$A = L (P + H) \quad (3.8)$$

La velocidad quedó expresada así:

$$V = \frac{Q}{L(P + H)} \quad (3.9)$$

Esta fué la velocidad empleada en la ecuación (3.1) y se hizo de la siguiente manera:

- a) Primero se calculó QM por la ecuación (3.1), haciendo  $V = 0$ .
- b.) Con ese gasto QM se usó la ecuación (3.9) y se calculó V.
- c.) Con ese valor de V se aplica nuevamente la ecuación (3.1), y por iteraciones sucesivas se calcula el verdadero valor de QM.

Estimación del flujo base.

La estimación del flujo base se hizo a través del procedimiento gráfico, utilizando papel semilogarítmico.



Aforos de campo realizados

Con el fin de comprobar la bondad de ésta fórmula, se hicieron varios aforos volumétricos a diferentes alturas de carga, cuyos resultados aparecen en la Tabla 3.3.

Tabla 3.3 Gastos determinados por aforos volumétricos y a través de la fórmula desarrollada.

CARGA H(m)	G A S T O S Q (LPS)		Diferencia %
	Aforo Volum.	Fórmula: $QGH=5.1875H^{2.558}$	
0.028	0.72	0.61	15.27
0.038	1.28	1.21	5.47
0.064	5.00	4.58	8.40
0.075	7.50	6.88	8.27

Como se observa en la Tabla 3.3 las diferencias porcentuales entre los gastos determinados por aforos volumétricos y por la fórmula varían entre el 5 y el 15%. Por tal razón se considera en principio la validez de ésta fórmula.

### 3.2. Metodología específica

Esta hace referencia a la aplicación en particular de cada modelo, la cual en general siguió el siguiente esquema:

3.2.1. Preparación de los datos de entrada para cada modelo. Se explica con detalle en el capítulo VI.

3.2.2. Calibración de los modelos

En forma general el procedimiento consistió en lo siguiente:

Se adoptaron un conjunto de valores iniciales para los parámetros representativos de las características morfométricas

de la cuenca, los cuales fueron medidos directamente de un mapa topográfico a escala 1:2500.

Otros se tomaron en base a la descripción y características físicas de la cuenca, los cuales fueron afinados mediante sucesivas corridas de los modelos y comparación de gastos registrados en la estación fluviométrica de la cuenca, con los gastos obtenidos mediante la simulación, lo cual se hizo hasta obtener un grado de aproximación aceptable, entre los picos de los hidrogramas observados y los simulados.

#### 3.2.3. Verificación de los modelos

La verificación se hizo comparando la salida de los modelos para eventos diferentes a los usados en la calibración.

#### 3.2.4. Pruebas de sensibilidad

Estas pruebas se hicieron con la finalidad de ver las respuestas de los modelos, a la modificación del valor de los parámetros.

#### 3.2.5. Determinación del efecto producido sobre el régimen hidrológico debido a cambios en el patrón de uso.

La determinación del efecto que sobre el régimen hidrológico pueda producir las modificaciones o cambios en el patrón de uso de la cuenca se hizo a través de la comparación de los respectivos hidrogramas, al variar el valor de algunos parámetros que son afectados, cuando se modifica el uso o manejo, como es el caso de la vegetación por ejemplo.

## CAPITULO IV

### DESCRIPCION GENERAL DEL AREA

#### 4.1 Información general de la cuenca del río Mucujún

La cuenca del río Mucujún es una cuenca de características montañosas, que nace en el Páramo La Culata, a una altura de 4.500 m.s.n.m. y desemboca en el río Chama a 1.500 m.s.n.m., en donde el río Mucujún se convierte en uno de sus principales afluentes. Esta variación altitudinal da una idea de su accidentada e irregular topografía.

Políticamente está ubicada en el Municipio Milla, Distrito Libertador del Estado Mérida, tiene una superficie de unos 180 Kms<sup>2</sup> aproximadamente y conforma una red hidrográfica bien definida, constituida por numerosas quebradas.

Los diversos estudios técnicos realizados, han puesto de manifiesto la importancia de esta cuenca para la ciudad de Mérida, haciendo incapie no sólo en su potencialidad como productora de agua para consumo humano, sino también en la capacidad de producción de bienes y servicios, referidos a la actividad agropecuaria, recreacional y turística, además de resaltar la continua y fuerte presión urbanística a que está sometida, debido principalmente a su relativa cercanía a la ciudad de Mérida y fácil accesibilidad.

#### 4.2. Origen y ubicación de la cuenca Experimental

El origen de la cuenca Experimental es producto de un proyecto de investigación iniciado por el CIDIAT, y financiado por el CONICIT, con el fin de realizar una serie de estudios hidrológicos en el área, estando actualmente con parte del instrumental hidrológico requerido, lo cual permitió la realización del presente estudio.

En cuanto a su ubicación, forma parte de la cuenca del río Mucujún, situada aproximadamente en el tercio inferior de la misma, extendiéndose desde los 2.050 m.s.n.m. hasta la cota 2.350, como se observa en la Figura 4.1.

Su red de drenaje está bien definida, formada por 5 pequeños cauces, los que al unirse en su confluencia, se constituyen en uno de los principales afluentes de la quebrada el "Valle" o "Valencia", que a su vez es un afluente del río Mucujún.

Geográficamente está comprendida aproximadamente entre las siguientes coordenadas:  $08^{\circ}47' 10''$  y  $08^{\circ}47' 39''$  de latitud Norte y los  $71^{\circ}05' 00''$  y  $71^{\circ}05' 13''$  longitud Oeste.

#### 4.3. Clima

El clima es característico del bosque húmedo montano bajo (Bh-mh), zona de vida a la que pertenece, según la clasificación de Holdridge.

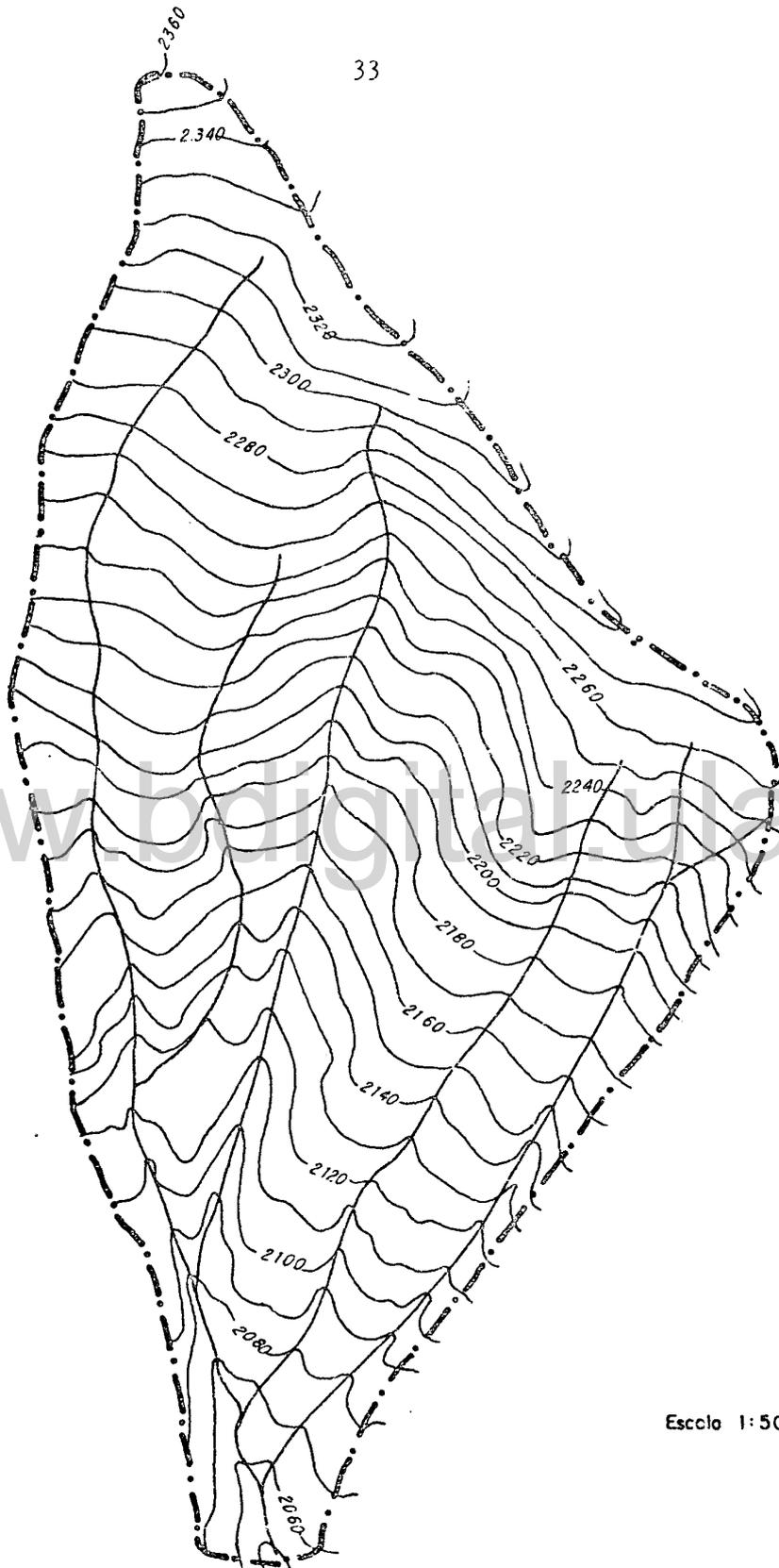
La temperatura y la precipitación media anual están entre los  $12^{\circ}\text{C}$  y 1.600 mm., respectivamente, determinadas por el método de las isotermas e isoyetas, respectivamente, (Valverde, 1980).

#### 4.4. Geología

La geología de la cuenca Experimental corresponde al terciario inferior, destacándose la formación Angostura, la cual aflora en la vertiente derecha de la cuenca del río Mucujún.

Litológicamente está compuesta de areniscas macizas, parcialmente friables y lutitas carbonáceas.

Las areniscas son principalmente arcillas de grano muy fino a medio, de color pardo a pardo amarillento, con buena estratificación. Están fracturadas y con manchas de oxidación en su superficie.



Escala 1:5000

Fig.4.1. - Mapa topográfico con curvas de nivel cada 10 mts.

Las lutitas, muchas de ellas arenosas, son de color pardo amarillento, de gris a gris blanco, donde el alto contenido de arcilla ha favorecido los procesos de dinámica de vertiente, fundamentalmente la solifluxión.

#### 4.5. Geomorfología

La unidad geomorfológica de la cuenca en estudio, corresponde a conos de Lava Torrencial, en donde se observa una morfogénesis de vertiente muy acentuada, con movimientos en masas, (Valverde, 1980).

La zona está ubicada dentro de un antiguo nicho de desprendimiento, recolonizado por vegetación arbórea en gran parte y el resto por gramíneas y arbustos, existiendo una parte revegetada con coníferas.

El área forma parte de una formación de vertiente, cuyos principales procesos son: la reptación y los procesos hídricos de escurrimiento superficial y concentrado, algunos casos con erosión intensa, especialmente donde se ha eliminado la vegetación, observándose allí el principio de solifluxión pedicular, (Cabello; 0. Comunicación personal).

#### 4.6. Suelos

En general los suelos se caracterizan por su textura esencialmente fina debido al predominio del limo y las arcillas sobre las arenas, presentado una textura por consiguiente arcillo-limosa. Existe poco desarrollo estructural, además se presenta un horizonte A sobre un horizonte B, constituyendo un grupo de suelos poco evolucionados, ubicados dentro del orden de los Entisoles. La actividad biológica es variable, dependiendo del tipo de vegetación.

La presencia de mal drenaje interno es característico, debido a la lenta permeabilidad dentro del perfil.

Según la clasificación hidrológica de los suelos del Soil Conservation Service, estos suelos pertenecen al grupo C, es decir con moderadamente bajo potencial de escorrentía. Valverde (1980), señala que los conos de Lava Torrencial poseen una granulometría esencialmente limosa, como lo revelan los análisis de suelo de muestras recogidas en las quebradas "La Cuesta" y "Valencia". El análisis granulométrico de muestras de la quebrada "Valencia", en donde desemboca la red hidrológica de la cuenca Experimental, dió el resultado siguiente:

Arena = 11.27%

Limo = 45.15%

Arcilla = 43.58%

En lo que respecta a la capacidad de infiltración de estos suelos, en general esta varía en función del contenido de materia orgánica en la superficie del suelo, la cual a su vez depende del tipo de vegetación existente en el área, razón por la cual el área cubierta con bosque primario, presenta la mayor infiltración para una condición dada de humedad. En el Anexo B se presentan los resultados de las pruebas de infiltración realizadas en el campo.

#### 4.7. Vegetación

La Vegetación de la cuenca se caracteriza por la presencia de un bosque primario, sin intervención, que ocupa una superficie aproximada del 30% del área.

El resto corresponde a una zona intervenida, producto de la actividad agropecuaria en épocas pasadas, y en donde se ha desarrollado en parte, un bosque secundario que ocupa el 21% de la superficie, encontrándose hoy día en franca recuperación por regeneración natural, formando estratos con predominio de arbustos, gramíneas y pequeños árboles y un 43% del área está reforestada con *Pinus sp*, asociado con un buen desarrollo de gramíneas.

En relación a la vegetación se puede decir que salvo pequeñas zo

nas erosionadas, hay una buena protección al suelo.

En la Figura 4.2 se presenta un mapa de vegetación y uso actual de la tierra.

#### 4.8. Relieve

El relieve se caracteriza por ser esencialmente accidentado, con predominio de las pendientes fuertes, en donde más del 50% del área tiene pendientes mayores del 35%, como se muestra en la Figura 4.3. La pendiente promedio de la cuenca es del 41%.

#### 4.9. Tiempo de concentración

El tiempo de concentración de la cuenca Experimental se calculó a partir de la fórmula de Kirpich (1940), citada por Rojas (1979) y Duque (1981).

$$T_c = 0.0195 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385} \quad (4.1)$$

donde

$T_c$  es el tiempo de concentración en minutos,

$L$  es la longitud del cauce en metros, y

$H$  es el desnivel en metros

El procedimiento de cálculo consistió en realizar el perfil longitudinal del cauce principal, como se muestra en la Figura 4.4 en el cual se estimó el tiempo de concentración por tramos, expresado en la Tabla 4.1.

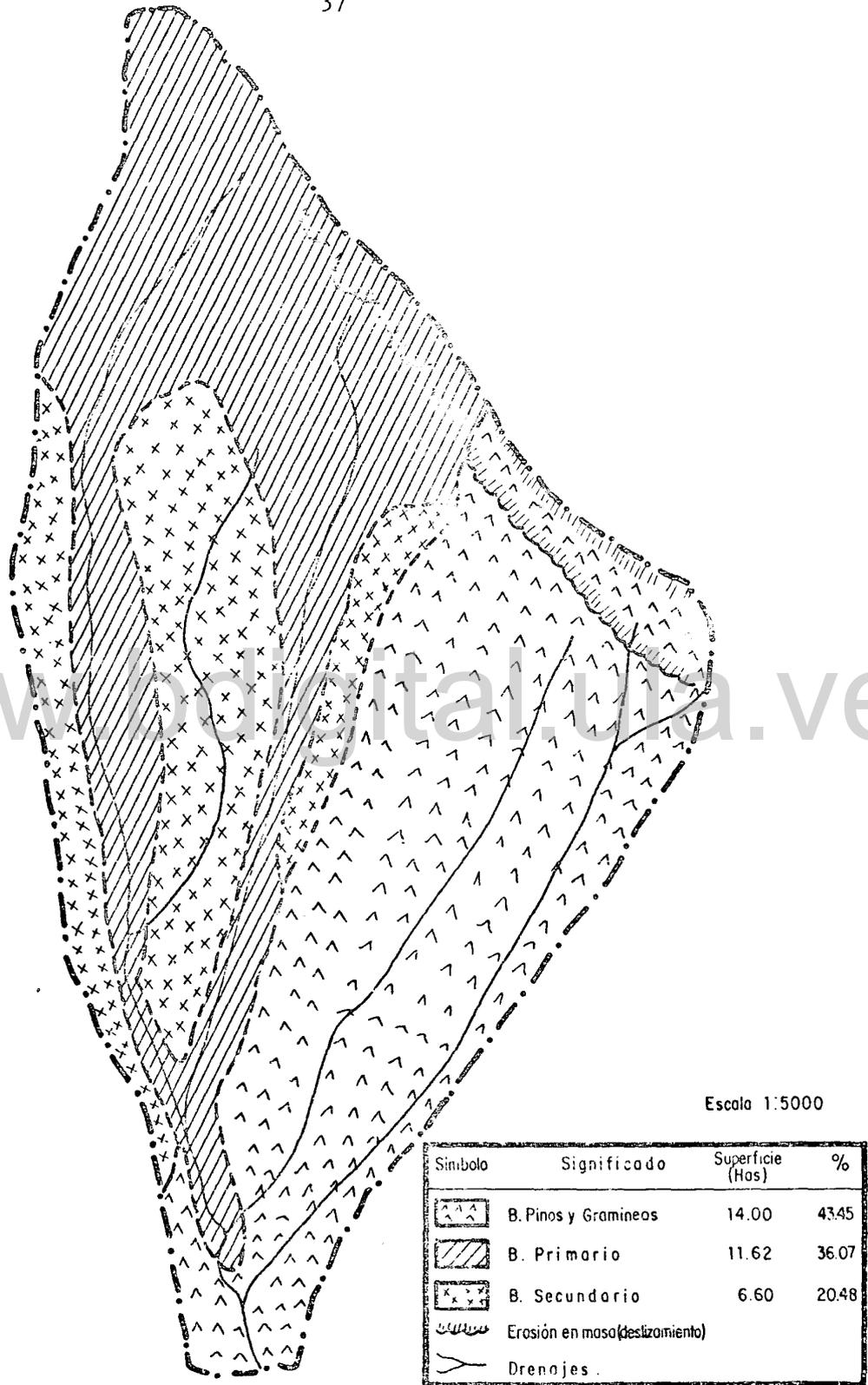


Fig. 4.2. - Mapa de vegetación y uso actual de la cuenca experimental.

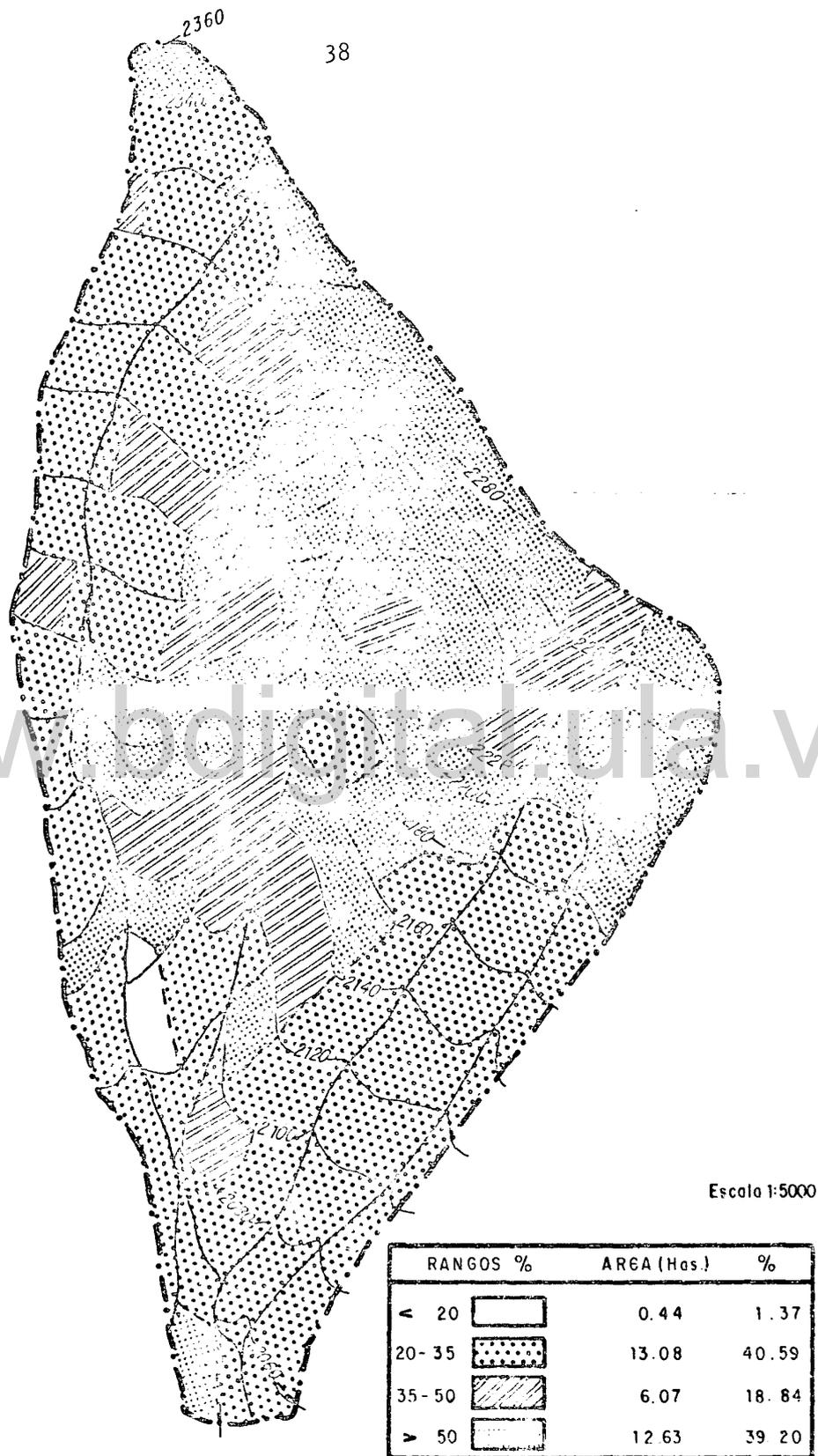


Fig. 4.3.- Mapa de pendiente

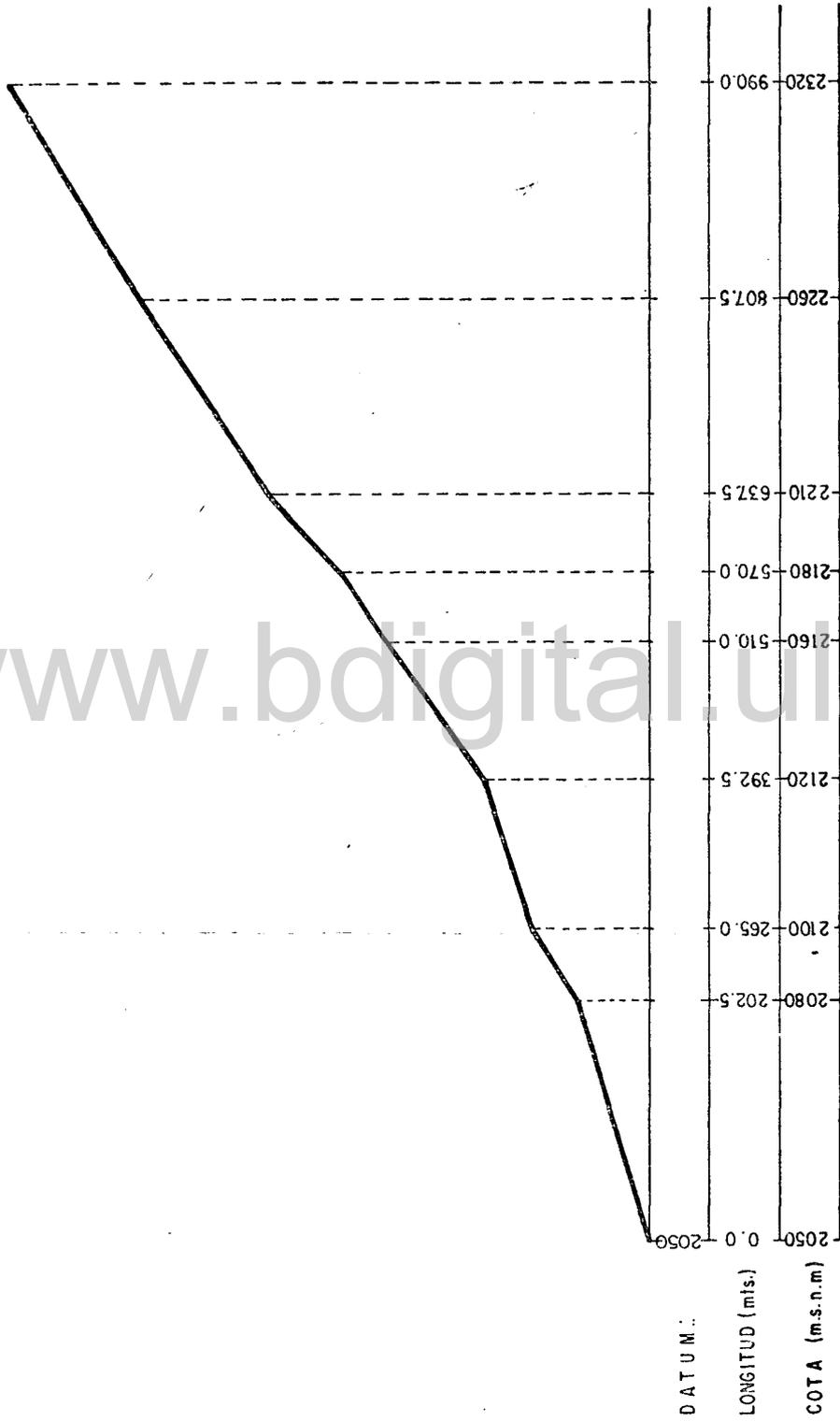


Fig. 4.4. - Perfil longitudinal del cauce principal.

www.bdigital.ula.ve

Tabla 4.1 . Cálculo del tiempo de concentración

Tramo	L (m)	H (m)	Tc (min)
1	202.5	30.0	2.43
2	62.5	20.0	0.73
3	127.5	20.0	1.66
4	117.5	40.0	1.16
5	60.0	20.0	0.70
6	67.5	30.0	0.68
7	170.0	50.0	1.63
8	182.5	60.0	1.65
Sumatoria			10.64

#### 4.10 Morfometría

El análisis morfométrico de la cuenca se hizo a partir de un mapa a escala 1:2500.

Este análisis consiste en determinar algunas características geométricas de la cuenca, las cuales son expresadas en forma numérica, permitiendo realizar comparaciones con otras cuencas, sobre todo desde el punto de vista de su comportamiento hidrológico.

Entre estas características están las siguientes:

##### Area.

Esta juega un importante papel, ya que interviene en la mayoría de los cálculos hidrológicos. El área ocupada por la cuenca es de 32.22 Has.

Forma.

La forma de la cuenca tiene destacada importancia en el fenómeno torrencial por condicionar la concentración de la escorrentía y en consecuencia del caudal. Fué determinada a través de dos expresiones, las cuales dan una idea de la misma.

Estas expresiones son las siguientes:

a.) Factor de Forma.

$$FF = \frac{\text{Ancho promedio}}{\text{Longitud axial}} \quad (4.2)$$

donde:

$$\text{Ancho promedio} = \frac{\text{Area}}{\text{Longitud axial}}$$

Luego sustituyendo en ambas expresiones, los valores correspondientes, se obtuvo un factor de Forma = 0.27.

b.) Coeficiente de Compacidad.

Fué determinado a través de la ecuación siguiente:

$$Kc = 0.28 \frac{\text{Perímetro}}{\sqrt{\text{Area}}} \quad (4.4)$$

Sustituyendo el perímetro y el área en la ecuación (4.4), cuyos valores son 2.550 mts y 322.200 mts<sup>2</sup> respectivamente, se obtuvo un  $Kc = 1.26$ , correspondiendo, según la clasificación establecida al respecto, a una cuenca cuya forma va de óvalo-redonda a óvalo oblonga (López y Blanco, 1978).

Pendiente media.

Este parámetro, junto a las características de suelo y vegetación, juega un papel muy importante en la comprensión de diversos fenómenos hidrológicos, tales como la infiltración, la escorrentía superficial y la humedad del suelo entre otros.

Así mismo es controlador en gran parte del efecto de la lluvia en los cauces principales, teniendo esto manifiesta importancia en lo referente a la magnitud de las crecidas.

Su cálculo se hizo de la forma siguiente:

$$PM (\%) = \frac{L \times E}{A} \times 100 \quad (4.5)$$

donde

PM es la pendiente media en %,

L es la longitud total de las curvas de nivel en mts.

E es la distancia entre curvas de nivel en mts., y

A es el área total de la cuenca en mts.<sup>2</sup>

Al sustituir en la ecuación (4.5), los respectivos valores de sus componentes, se obtuvo una pendiente media = 41%.

Elevación media.

Fuó calculada a través de la ecuación siguiente:

$$E.M. = \frac{\sum (a \times e)}{A} \quad (4.6.)$$

donde:

E.M. es la altitud o elevación media en mts.

a es el área entre dos curvas de nivel en Has.

$e$  es la elevación media entre dos curvas de nivel en mts.

$A$  es el área total de la cuenca en Has.

Haciendo la sustitución correspondiente en la ecuación (4.6), se obtuvo una elevación media de la cuenca de 2195.5 m.s.n.m.

Densidad de drenaje.

Expresa la longitud de los cursos de agua por unidad de superficie, cuya fórmula de cálculo es la siguiente:

$$Dd = \frac{Ltd}{A} \quad (4.7)$$

donde

$Dd$  es la densidad de drenaje en  $m/km^2$ ,

$Ltd$  es la longitud total de los drenajes en mts, y

$A$  es el área de la cuenca ( $Km^2$ ).

El resultado obtenido para la cuenca fué una  $Dd = 9753.3 m/Km^2$ .

## CAPITULO V

### DESCRIPCION GENERAL DE LOS MODELOS

#### 5.1. Modelo de Drenaje Urbano

##### 5.1.1. Generalidades del modelo.

Este es un modelo determinístico, de simulación de eventos, desarrollado por Schaake (1971), el cual permite calcular la escorrentía a partir de los datos de precipitación.

Está basado fundamentalmente en la Teoría de onda cinemática en canales uniformes, en los cuales el flujo puede entrar aguas arriba o lateralmente.

Para su aplicación es necesario dividir la cuenca en segmentos de flujo, considerándose los siguientes tipos:

- Segmento tipo 1, que corresponde a los segmentos de escurrimiento,
- Segmento tipo 2, que corresponde a los segmentos de escorrentía, y
- Segmento tipo 3, que corresponde a las uniones.

Se consideran como segmentos de escurrimiento aquellos que interceptan la precipitación y permiten que haya flujo en la superficie, en cambio los segmento de escorrentía son los que recogen el flujo proveniente de los segmentos de escurrimiento, es decir las corrientes superficiales. Las uniones son aquellos segmentos que se utilizan como artificio de cálculo, bien sea para generar el hidrograma en un punto donde confluyen dos o más cauces, o bien para almacenar información. Estos últimos segmentos están determinados por las características y complejidad de la red hidrográfica.

El programa original del modelo está escrito en lenguaje FORTRAN e implementado en computadoras de alta capacidad de memoria como la IBM, 370/135.

Recientemente, mediante arreglos especiales hechos al programa, por el Ing. Roberto Duque en 1982 y usando el lenguaje BASIC, ha sido posible su implementación en microcomputadoras, de baja capacidad de memoria como la Radio-Shack TRS 80 de 16 K, sin límites en cuanto al número de segmentos y utilizando una sola estación de precipitación. En el Anexo C se presenta el listado del programa respectivo, cuya corrida se hizo en una Radio Shack TRS 80 Modelo III de 32 K.

#### 5.1.2. Estructura del modelo

La estructura del modelo implementada en la Radio Shack antes señalada, se presenta en la Figura 5.1, la cual muestra el flujograma que de una forma general indica las operaciones que se efectúan en el modelo.

#### 5.1.3. Estrategia para su aplicación

El modelo concibe la cuenca conformada por un conjunto de segmentos de flujo, los cuales tienen una serie de parámetros uniformes como la rugosidad, pendiente, infiltración, impermeabilidad y sección (Duque, 1981).

En la Figura 5.2 se presenta una cuenca hipotética, la cual se ha descompuesto en segmentos para ilustrar la aplicación del modelo. Como se observa en dicha figura, la cuenca se ha dividido en tres subcuencas y cada una de éstas en tres segmentos: dos de escurrimiento y uno de esorrentía.

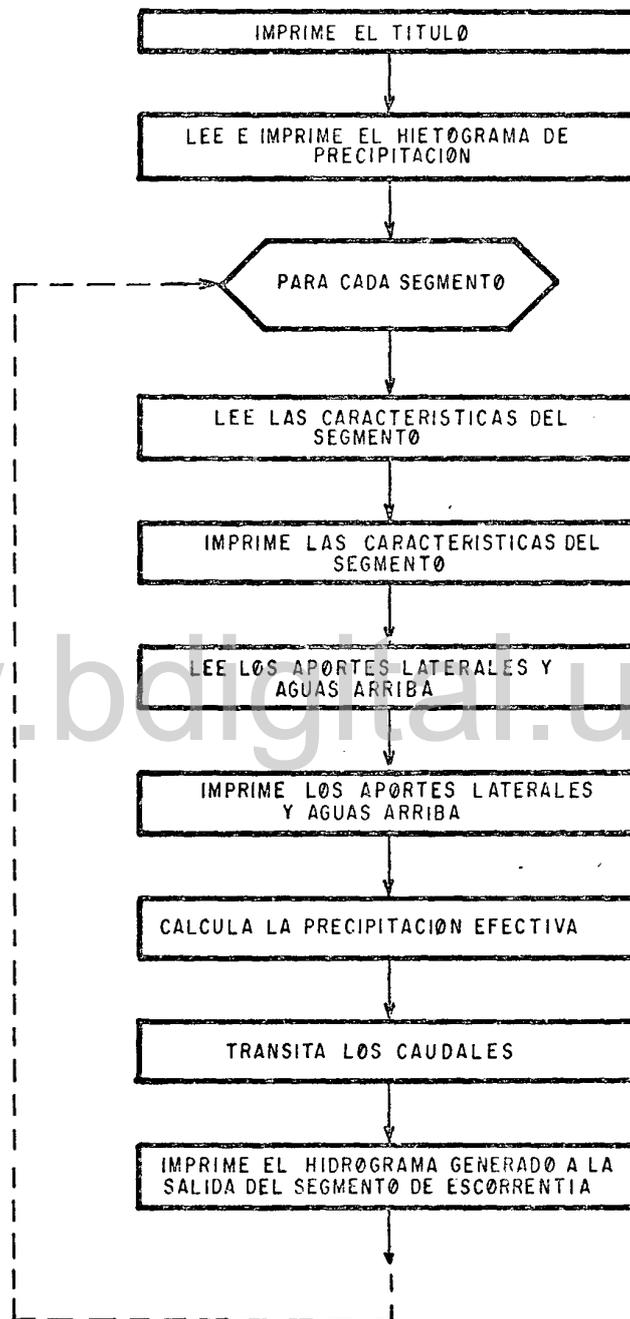


Figura 5.1.- Flujograma General del Modelo de DRENAJE URBANO.

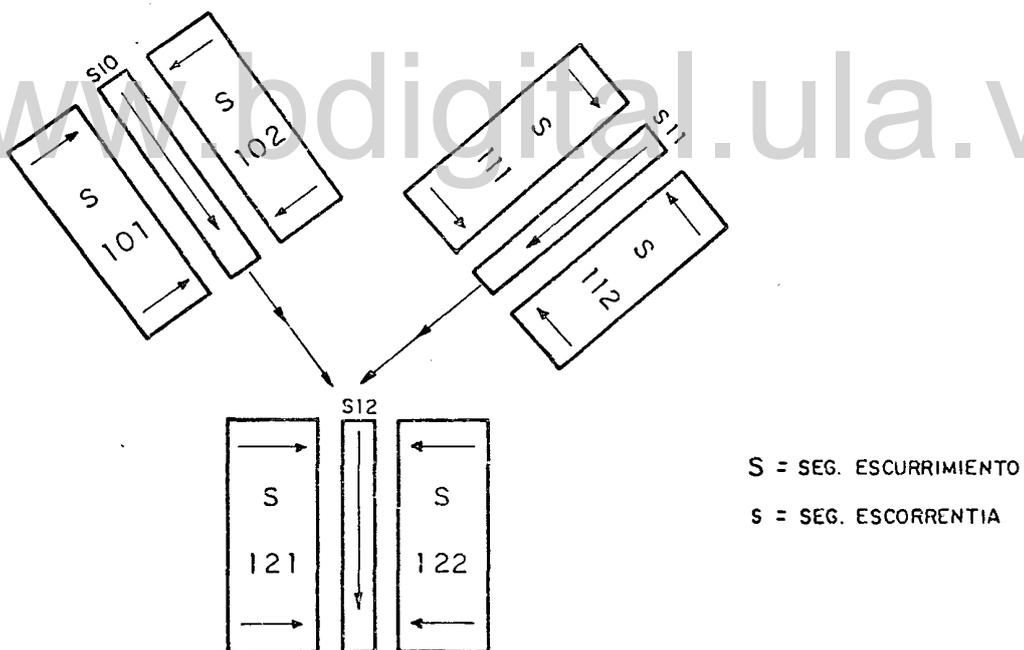
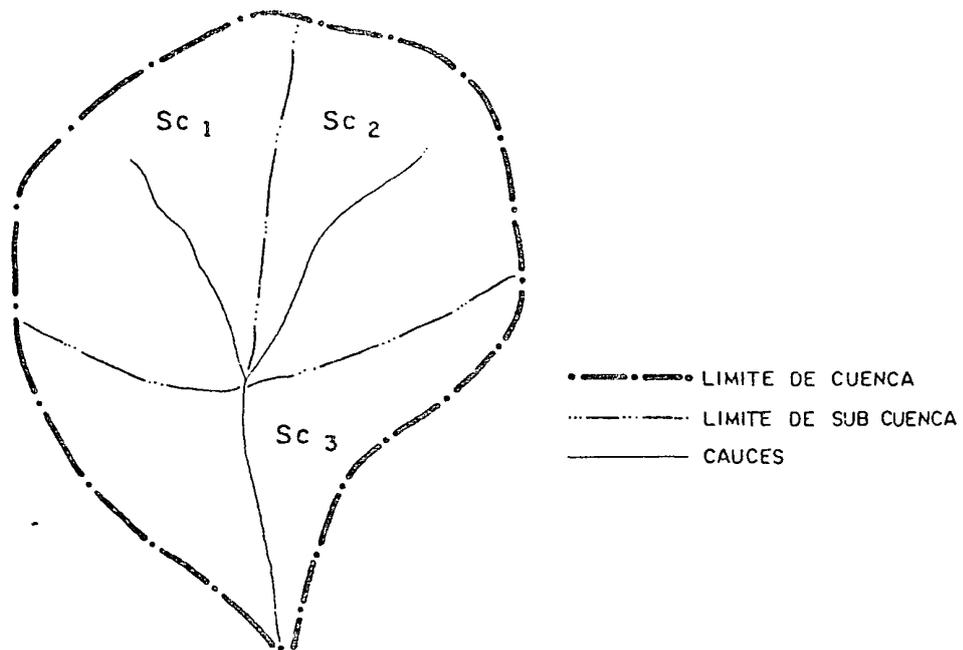


Fig.5.2.- Descomposición de una cuenca natural en segmentos.  
(Tomado de Duque, 1981).

#### 5.1.4. Componentes principales

Tres componentes principales caracterizan al modelo: el cálculo de la precipitación efectiva, cuantificación de los parámetros  $\alpha$  y  $m$ . y el tránsito de los caudales.

##### a.) Cálculo de la precipitación efectiva

El exceso de precipitación o precipitación efectiva, se calcula en el modelo a través del método del Número de Curva, desarrollado en 1972 por el Soil Conservation Service de los Estados Unidos. Este es un método bastante generalizado que permite hacer estimaciones de la escorrentía a partir de la precipitación. Está basado en el complejo hidrológico suelo-vegetación y las condiciones de humedad antecedente, CHA, de las cuencas y se fundamenta en la relación que existe entre los valores reales de la infiltración y escorrentía y los valores potenciales de éstas (Rojas, 1979 y Duque, 1981). Dicha relación es la siguiente:

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{Pe} \quad (5.1)$$

donde

F es la infiltración real,

S es la infiltración potencial,

Q es la escorrentía real,

Pe es escorrentía potencial o exceso de precipitación.

Esta relación es válida en el momento en que se inicia la escorrentía, ya que toda precipitación ocurrida con anterioridad a la escorrentía, es considerada como pérdidas o abstracciones iniciales,  $I_a$ , la cual consta de varios componentes tales como: intercepción, almacenamiento en depresiones e infiltración. De

acuerdo a estas consideraciones se tiene que:

$$P_e = P - I_a \quad (5.2)$$

$$F = P_e - Q \quad (5.3)$$

donde

$P$  es la precipitación, y

$I_a$  son las pérdidas iniciales.

El resultado de combinar estas tres ecuaciones es el siguiente:

$$Q = \frac{(P_e)^2}{P_e + S} \quad (5.4)$$

A través de un estudio de un gran número de tormentas se llegó a determinar empíricamente que las pérdidas iniciales representan el 20% de la infiltración potencial, de allí la siguiente relación:

$$I_a = 0.2 \times S \quad (5.5)$$

Luego substituyendo la ecuación (5.5) en la (5.2) y a su vez la resultante en la ecuación (5.4) se obtiene una expresión que viene a ser la ecuación básica del método y viene expresada de la siguiente forma:

$$Q = \frac{(P - 0.2 S)^2}{(P + 0.8 S)} \quad (5.6)$$

A pesar de que la estimación de la infiltración potencial constituye una de las principales limitaciones de esta ecuación, sin embargo ella permite una buena aproximación de  $Q$ .

El SCS después de analizar una gran cantidad de hidrogramas en cuencas experimentales, ha ideado un procedimiento para estimar la infiltración potencial,  $S$ , en base a una expresión llamada Número de Curva, CN, el cual es un valor obtenido de una tabla que lo relaciona con la clasificación hidrológica de los suelos, uso de la tierra, práctica cultural, y la condición hidrológica del sitio, que es un indicador de la cobertura.

El cálculo de  $S$  en cms. se realiza de la siguiente manera:

$$S = \frac{2540}{CN} \quad 25.4 \quad (5.7)$$

b.) Determinación de los parámetros  $\alpha$  y  $m$ .

Estos son parámetros del método cinemático, el cual permite resolver las ecuaciones fundamentales del flujo no permanente. Este flujo ocurre cuando las características hidráulicas, caudal, velocidad y altura, cambian con el tiempo, en cualquier sección del canal que se considere, (Duque, 1981).

Dichos parámetros que no tienen un significado físico particular, pueden ser determinados para cada segmento, de acuerdo a sus propias características.

De allí que cada parámetro es función de:

$$\alpha = f(S, n, \text{PARAM (1)}, \text{Clase}) \quad (5.8)$$

$$m = f(\text{PARAM (2)}, \text{Clase}) \quad (5.9)$$

donde

$S$  es la pendiente del segmento,

$n$  es la rugosidad del segmento,

PARAM (1) es el ancho del canal,

Clase es el tipo específico de segmento

En la Tabla 5.1 se presentan las expresiones que calculan estos parámetros.

Tabla 5.1. Determinación de los valores de  $\alpha$  y  $m$  para cada clase de segmento.

Clase de Segmento	$\alpha$	$m$	Definición de PARAM	
			PARAM (1)	PARAM (2)
<b>ESCORRENTIA:</b>				
Canal Rectangular	$\frac{s^{1/2}}{n (\text{PARAM (1)})^{1/3}}$	1.67	Ancho	Alto
Tubería	$\frac{s^{1/2}}{n} \left( \frac{\text{PARAM (1)}^{2/3}}{4} \right)$	1.00	Diámetro	
Canal Triangular	$\frac{0.946}{n} \times \frac{s^{1/2}}{(\text{PARAM (1)})^{1/3}}$	1.33	Ancho	
<b>ESCURRIMIENTO:</b>				
Flujo Turbulento	$\frac{s^{1/2}}{n (\text{PARAM(1)})^{2/3}}$	1.67	Unidad de ancho del segmento	Impermeabilidad.

c.) Tránsito de los caudales

Para realizar el tránsito de los caudales deben resolverse para cada segmento las siguientes ecuaciones:

$$Q = \alpha A^m \quad (5.10)$$

$$\left(\frac{\partial A}{\partial t}\right) + \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right) = q_L \quad (5.11)$$

donde

$Q$  es el Caudal,

$A$  es el Area de la Sección Transversal de Flujo y

$\alpha$  y  $m$  son los parámetros ya señalados.

$q_L$  es el flujo lateral por Unidad de Longitud,

$\partial$  es la derivada parcial,

$X$  es la coordenada de espacio, y

$t$  es la coordenada de tiempo.

Debido a que las técnicas numéricas son más convenientes para manejar los flujos de escurrimiento y escorrentía, en comparación con los métodos analíticos, se hace necesario usar una red de puntos espaciados en intervalos de tiempo  $\Delta t$  y de espacio  $\Delta X$ . Este último puede variar de segmento a segmento, pero  $\Delta t$  permanece constante.

En la figura 5.3 se presenta una malla de puntos que sirve para resolver las ecuaciones (5.10) y (5.11) en el punto  $d$ , dados los valores de  $A$  y  $Q$  en los puntos  $a$ ,  $b$  y  $c$ .

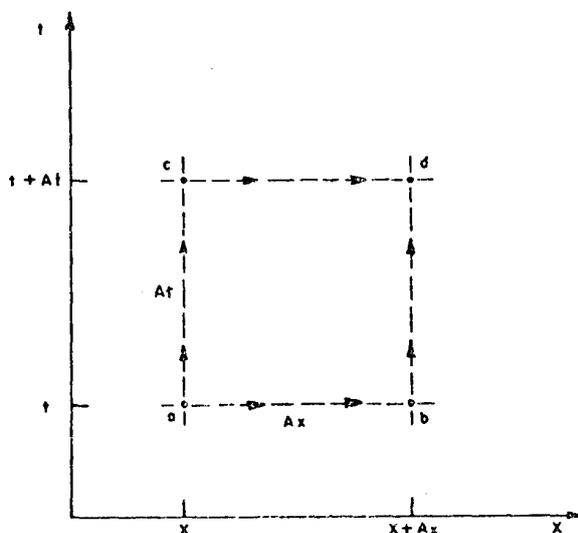


Fig. 5.3 Malla de cuatro puntos para las diferencias finitas.  
(Tomado de Duque, 1981).

El modelo contiene dos esquemas diferentes de ecuaciones de diferencias finitas, con el fin de mantener una solución estable, seleccionando para cada punto el más apropiado. La elección depende del parámetro  $\theta$ , expresado por la siguiente ecuación:

$$\theta = m \frac{\Delta t}{\Delta x} \times \frac{Q_b}{A_b} \quad (5.12)$$

De allí que se presentan dos situaciones:

a.) Si  $\theta$  es  $\geq 1$  usa las siguientes ecuaciones:

$$Q_d = Q_c + qL \Delta x - \frac{\Delta x}{\Delta t} (A_c - A_a) \quad (5.13)$$

$$A_d = \left( \frac{Q_d}{\alpha} \right)^{1/m} \quad (5.14)$$

b.) Si  $\theta$  es  $< 1$ , las ecuaciones que usa son:

$$A_d = A_b + qL \Delta t + \frac{\Delta t}{\Delta x} (Q_a - Q_b) \quad (5.15)$$

$$Q_d = \alpha A_d^m \quad (5.16)$$

Las ecuaciones (5.13), (5.14), (5.15) y (5.16) se resuelven comenzando con un valor de  $X$  igual a  $\Delta x$ , y se continúa aguas abajo hasta que  $X$  se haga igual a la longitud del segmento. Los valores de  $A$  y  $Q$  se dan lo largo del eje  $X$ .

#### 5.1.5. Entradas, salidas y opciones

Entradas

Son las que alimentan al programa, con la información referente

a las características físicas de la cuenca, tanto de los segmentos de escorrentía como de escurrimiento, así como de la distribución temporal de la lluvia que va a ser simulada. La descripción de las variables de entrada se presentan en la Tabla 5.2.

#### Salidas

El programa imprime como salidas, las características de la lluvia, es decir el hietograma, las características de cada segmento y el hidrograma generado para cada segmento de escurrimiento.

#### Opciones

La opción de que se dispone en este caso es el de imprimir o no el hidrograma generado para cada segmento de escorrentía.

Si  $IP = 0$  no imprime la salida

Si  $IP = 1$  se imprime el hidrograma de salida

Tabla 5.2. Listado y descripción de las Variables de Entrada del Modelo de Drenaje Urbano.

Variable	Descripción	Unidades
NSEG	Número de segmentos	
DT	Intervalo de Tiempo para el tránsito	(min.)
NP	Número de puntos del hietograma	
EC	Tiempo de duración de los cálculos	(min.)
TR	Tiempo desde el inicio de la lluvia	(min.)
P	Intensidad de la precipitación hasta el tiempo TR	(mm/hr)
ISEG	Identificación numérica del segmento	
TS	Tipo de segmento	
IP	Opción para la impresión del hidrograma	
NDX	Tramos en que se divide la longitud del segmento	
LO	Longitud del segmento	(mts)
PE	Impermeabilidad del segmento	(fracción)
CN	Número de Curva del SCS	
ALP	Valor del parámetro $\alpha$	
EM	Valor del parámetro m	
QMAX	Caudal máximo para el segmento. Valor estimado.	(m <sup>3</sup> /seg)
IUP	Identificación de los segmentos que aportan su flujo aguas arriba al segmento considerado	
ILAT	Identificación de los segmentos que aportan su flujo lateralmente al segmento considerado.	

## 5.2. Modelo Lluvia-Escorrentía

### 5.2.1. Generalidades del modelo

Este modelo, recientemente desarrollado en el CIDIAT, es un modelo determinístico que permite también calcular la escorrentía a partir de la precipitación. Consiste en una combinación de dos modelos de simulación hidrológica, ya que se basa en el mismo principio del modelo de Drenaje Urbano desarrollado por Schaake y utiliza el método de tránsito denominado método cinemático simplificado, el cual a su vez está basado en la ecuación de continuidad.

Igual que el Modelo de Drenaje Urbano, para su aplicación se requiere dividir la cuenca en segmentos, tanto de escorrentía como de escurrimiento, estando actualmente implementado en una microcomputadora Radio Shack TRS-80, en lenguaje BASIC, cuyo listado del programa se presenta en el Anexo D.

### 5.2.2. Estructura del modelo

En la Figura 5.4 se presenta la estructura general del programa, representado por un diagrama de flujo que indica las principales operaciones ejecutadas por el Modelo.

### 5.2.3. Estrategia para su aplicación

A semejanza del Modelo de Drenaje Urbano, el Modelo de Lluvia-Escorrentía conceptualiza la cuenca como un conjunto de segmentos de flujo, cada uno con una serie de parámetros uniformes, que caracterizan a cada segmento. Por consiguiente el modelo considera los mismos tipos de segmentos anteriormente señalados en el punto 5.1.1. en el cual se hace también referencia a una cuenca hipotética Figura 5.2, descompuesta en segmentos, para la aplicación del Modelo.

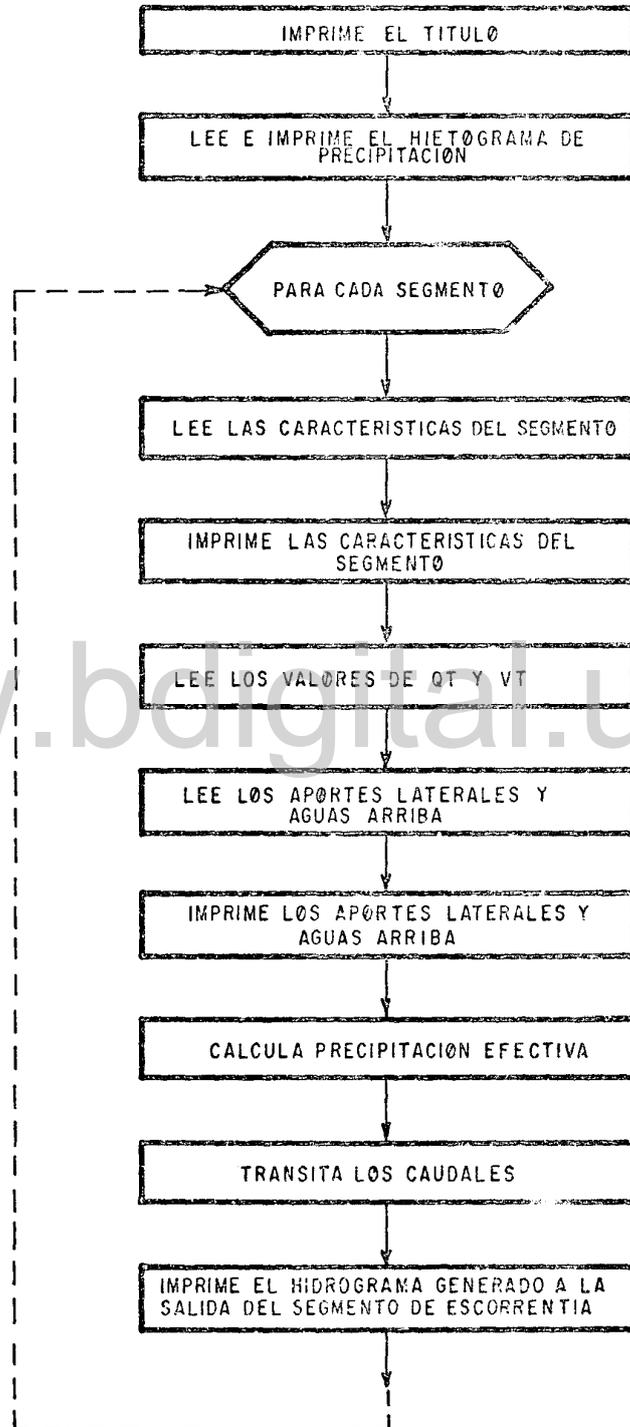


Figura 5.4.- Flujograma General del Modelo LLUVIA-ESCORRENTIA

Para ello se hace necesario además, dividir la longitud de los segmentos de escorrentía y los de escurrimiento en tramos, igualmente hay que dividir la profundidad de los mismos también en tramos de diferentes alturas. En el caso de los segmentos de escorrentía, se toman las secciones o perfiles transversales de cada segmento, tal como se presentan en el Anexo E, y en el caso de los segmentos de escurrimiento, éstos se asumen como un canal rectangular. Ello permite en consecuencia elaborar una tabla de volúmenes y caudales y realizar así el tránsito, tanto en la vertiente como en el cauce.

#### 5.2.4. Componentes principales

A diferencia del modelo de Drenaje Urbano, el modelo de Lluvia-Escorrentía consta de dos componentes principales: el cálculo de la precipitación efectiva y el tránsito de caudales.

##### a.) Cálculo de la precipitación efectiva

Al igual que el Modelo de Drenaje Urbano, el cálculo de la precipitación efectiva o exceso de precipitación se hace a través del método del Número de Curva, desarrollado por el S.C.S. de los Estados Unidos, el cual ya fué descrito para el Modelo de Drenaje Urbano.

##### b.) Tránsito de los caudales

El método de tránsito usado por el modelo, está basado en las ecuaciones del método cinemático, denominado método cinemático simplificado, el cual se basa a su vez en dos ecuaciones fundamentales que son:

##### a.) Ecuación de continuidad:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = qL \quad (5.17)$$

b.) Ecuación de conservación de la cantidad de movimiento, que en forma simplificada queda expresada así:

$$S_o = S_f \quad (5.13)$$

Esto permite usar la ecuación de Manning, la cual se expresa de la siguiente manera:

$$Q = \frac{1}{n} S_o^{1/2} R^{2/3} A \quad (5.19)$$

donde

Q es el caudal,

n es el coeficiente de rugosidad de Manning,

S<sub>o</sub> es la pendiente del fondo del canal,

R es el radio hidráulico,

A es el área de la sección transversal,

S<sub>f</sub> es la pendiente debida a la fricción,

t es la coordenada de tiempo,

X es la coordenada de espacio,

qL es el flujo lateral por unidad de longitud, y

∂ es la derivada parcial

La Figura 5.5 representa en forma simplificada la configuración de la vertiente y el cauce, es decir el segmento de escurrimiento y escurrimiento respectivamente.

Ello da lugar a que la ecuación (5.17) para la vertiente se transforma en la expresión siguiente:

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial X} = Q_e \quad (5.20)$$

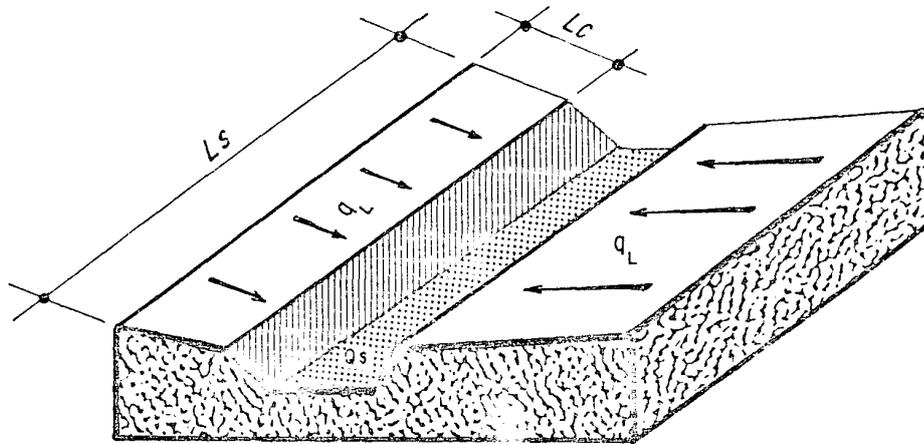


Figura 5.5.- Configuración Simplificada de la Vertiente y el Cauce.

donde:

$Q_e$  es la precipitación efectiva por unidad de ancho, la cual viene expresada en ( $m^2/seg$ ).

Luego pasando la ecuación (5.20) a diferencias finitas se tiene:

$$\frac{\Delta A}{\Delta t} + \frac{\Delta Q}{\Delta x} = Q_e \quad (5.21)$$

Lo que es equivalente decir:

$$\Delta A(\Delta x) + \Delta Q (\Delta t) = (Q_e) \Delta t \Delta x \quad (5.22)$$

ó bien:

$$\Delta V + \Delta Q (\Delta t) = \Delta t (Q_e) \Delta x \quad (5.23)$$

donde:

$\Delta V$  es la variación del volumen de agua en el tramo  $\Delta x$  durante el intervalo  $\Delta t$ , y

$\Delta Q$  es la variación del caudal en el intervalo  $\Delta t$ .

Dichas diferencias  $\Delta V$  y  $\Delta Q$  pueden expresarse de la siguiente manera:

$$\Delta Q = \theta (Q_{i,j}) + (1 - \theta)Q_{i,j-1} \quad (5.24)$$

$$\Delta V = V_{i,j} - V_{i-1,j} \quad (5.25)$$

ó

$$\Delta V = V_{i,j} - (Q_{i-1,j})\Delta t \quad (5.26)$$

Por sustitución de las ecuaciones (5.24) y (5.26) en la ecuación (5.23) se obtiene el siguiente resultado:

$$V_{i,j} = \left[ (Q_{i-1,j}) - \theta(Q_{i,j}) - (1-\theta)Q_{i,j-1} + \Delta x Q_e \right] \Delta t \quad (5.27)$$

donde:

$V_{i,j}$  es el volumen en la sección  $i$  y el tiempo  $j$ ,

$Q_{i-1,j}$  es el caudal en la sección anterior y el tiempo  $j$ ,

$Q_{i,j}$  es el caudal en la sección  $i$ , y el tiempo  $j$ ,

$Q_{i,j-1}$  es el caudal en la sección  $i$  y el tiempo anterior, y

$\theta$  es el factor de ponderación para la derivada temporal.

Para resolver esta última ecuación (5.27) es necesario establecer una relación entre el caudal y el volumen, la cual puede ser obtenida a través de la ecuación de Manning (5.19). Esta rela

ción se describe entonces como:

$$Q = f(V) \quad (5.28)$$

En consecuencia, la solución simultánea de estas dos últimas ecuaciones (5.27 y 5.28) permite así calcular el caudal en cada momento.

Independientemente de cual sea el tipo de segmento y sección, se puede construir una tabla en función de la profundidad, determinándose para cada profundidad considerada, el perímetro mojado y el área, calculándose además el radio hidráulico. Luego multiplicando cada área por la longitud del tramo en consideración, se obtiene así el volumen y el caudal es calculado utilizando la ecuación (5.19), ya que se conoce para cada segmento en particular, la rugosidad y la pendiente.

De esta manera se obtienen las Tablas para el caudal y el volumen en función de la profundidad, conociéndose en forma discreta la ecuación (5.28) por interpolación entre dos puntos de la Tabla. Esto permite que las ecuaciones (5.27 y 5.28) se pueden resolver simultáneamente en la forma ilustrada por la Figura 5.6.

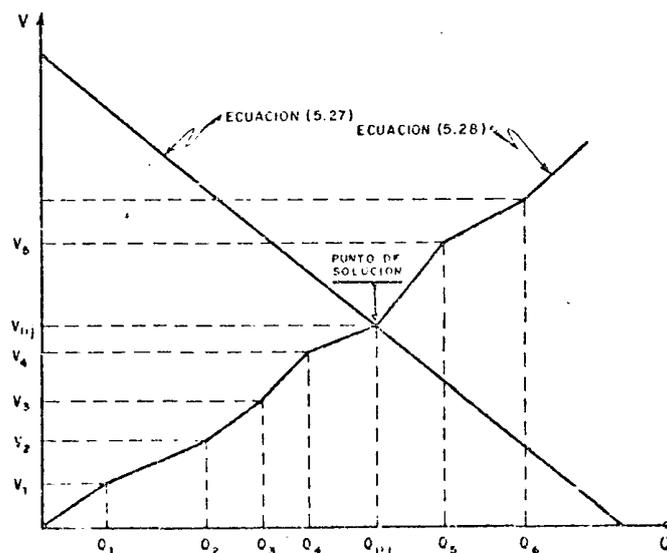


Figura 5.6.- Representación Gráfica de la Resolución de las Ecuaciones (5.27) y (5.28)

Las ecuaciones (5.27 y 5.28) en forma analítica se pueden resolver de la siguiente forma:

Si  $V_4, V_5, Q_4$  y  $Q_5$  corresponden a los valores consecutivos de volumen y caudal respectivamente, en la tabla de la ecuación (5.28), se obtiene a través de interpolaciones sucesivas que:

$$\frac{V_5 - V_{i,j}}{V_5 - V_4} = \frac{Q_5 - Q_{i,j}}{Q_5 - Q_4} \quad (5.29)$$

Las ecuaciones (5.27) y (5.29) forman un sistema de dos ecuaciones lineales con dos incógnitas,  $V_{i,j}$  y  $Q_{i,j}$ . Resuelto el sistema, se chequea si  $V_{i,j}$  está comprendido entre  $V_4$  y  $V_5$ . Si este es el caso, los valores de  $V_{i,j}$  y  $Q_{i,j}$  son las soluciones; en caso contrario se repite el procedimiento con otro par de valores de la Tabla.

Para transitar los flujos en el cauce, hay que tomar en cuenta los aportes laterales, quedando la ecuación (5.17) en diferencias finitas así:

$$\Delta A(\Delta X) + \Delta Q(\Delta t) = qL(\Delta t) \Delta X \quad (5.30)$$

ó bien:

$$\Delta V + \Delta Q(\Delta t) = \Delta V_L \quad (5.31)$$

donde:

$\Delta V_L$  es el volumen de agua que entra lateralmente al tramo  $\Delta X$  durante el intervalo  $\Delta t$ .

#### 5.2.5. Entradas, salidas y opciones

##### Entradas

Estas se refieren a las variables de alimentación del modelo, con igual concepción que para el Modelo de Drenaje Urbano. En la Tabla 5.3 se presentan las variables que dan al modelo la información necesaria.

##### Salidas

Este modelo imprime la misma salida que el Modelo de Drenaje Urbano.

##### Opciones

El programa presenta una opción la cual permite imprimir o no el hidrograma

Esta opción es la siguiente:

IP si = 0 no imprime el hidrograma de salida

IP si = 1 imprime el hidrograma de salida

Tabla 5.3. Listado y descripción de las Variables de Entrada del Modelo Lluvia - Escorrentía.

Variable	Descripción	Unidades
NSEG	Número de segmentos	
DT	Intervalo de tiempo para el tránsito	(min.)
NP	Número de puntos del hietograma	
EC	Tiempo de duración de los cálculos	(min.)
TR	Tiempo desde el inicio de la lluvia	(min.)
P	Intensidad de la precipitación hasta el tiempo TR	(mm/hr.)
ISEG	Identificación numérica del segmento	
TS	Tipo de segmento	
IP	Opción para la impresión del hidrograma	
NDX	Tramos en que se divide la longitud del segmento	
LO	Longitud del segmento	(mts)
PE	Impermeabilidad del segmento	(fracción)
CN	Número de Curva del SCS	
SS	Pendiente del segmento	(m/m)
NN	Coefficiente de rugosidad del Manning	
QMAX	Caudal máximo para el segmento	(m <sup>3</sup> /seg)
THETA	Factor de ponderación	(fracción)
QT	Caudal para una profundidad dada	(m <sup>3</sup> /seg)
VT	Volumen para una profundidad dada	(m <sup>3</sup> )
IUP	Identificación de los segmentos que aportan su flujo aguas arriba al segmento considerado	
ILAT	Identificación de los segmentos que aportan su flujo lateralmente al segmento considerado.	

## CAPITULO VI

### PREPARACION DE LOS DATOS PARA LA APLICACION DE LOS MODELOS A LA CUENCA EXPERIMENTAL

#### 6.1. Modelo de Drenaje Urbano

##### 6.1.1. Preparación de los datos de entrada al modelo

###### - Datos de precipitación

Para cada evento en particular, los datos de precipitación entran en intensidades, es decir en mm/h., calculándose el hietograma en intervalos de tiempo de 5 minutos.

###### - Determinación de los parámetros físicos de la cuenca.

Para la determinación de estos parámetros, la cuenca fué dividida en once subcuencas, como se indica en la Figura 6.1.

Cada subcuenca consta a su vez de tres segmentos: dos de escurrimiento que corresponden a las vertientes y uno de escorrentía que corresponde al cauce, tal como se aprecia en la Figura 6.2. donde se presenta la descomposición de la cuenca en segmentos.

De una manera general el procedimiento seguido puede resumirse así:

###### a.) Parámetros sacados del mapa base de la cuenca

Entre éstos están el tipo, la longitud y la pendiente del segmento, los cuales fueron sacados de la Tabla 6.1, en donde se presentan los datos generales para cada tipo de segmento.

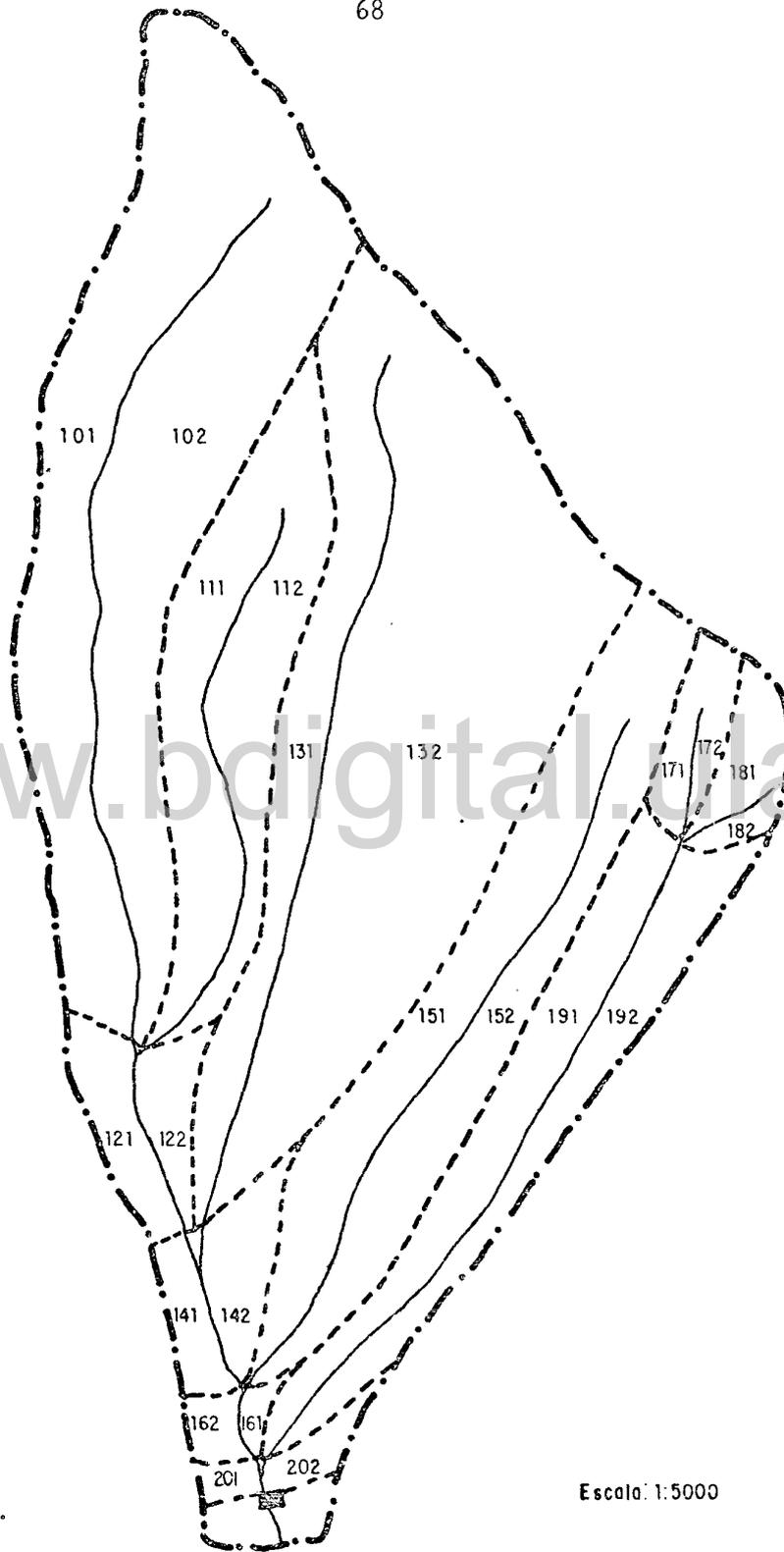


Fig. 6.1.- Segmentación de la cuenca experimental .

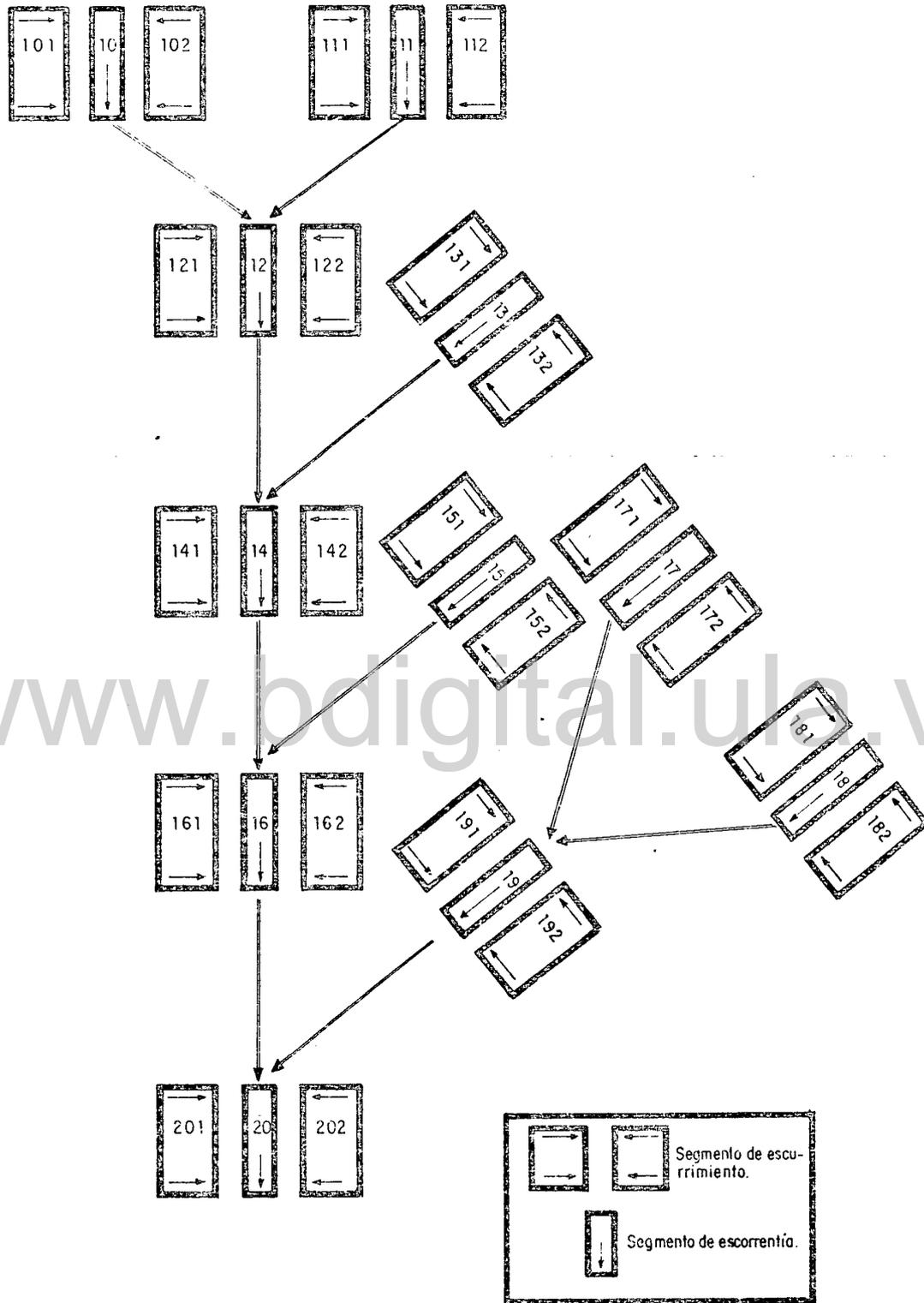


Fig. 6.2.- Descomposición de la cuenca experimental en segmentos .

Tabla 6.1. Datos de los segmentos de Escurrimiento y Escurrientía, sacados del mapa a 1:2500

	SEGMENTOS DE ESCURRIMIENTO																							
	101	102	111	112	121	122	131	132	141	142	151	152	161	162	171	172	173	181	182	191	192	201	211	212
Longitud de Nivel (mts)	1407.5	1082.5	660.0	500.0	150.	77.5	1432.5	3437.5	230.0	233.0	1000.0	312.5	130.0	32.5	25.0	300.0	198.0	65.0	525.0	600.0	30.0	20.0		
Area Seg. Escurri- miento (Has)	4.164	4.350	1.803	1.190	0.669	0.273	2.801	7.200	0.322	0.415	2.569	2.140	0.242	0.120	0.147	0.464	0.400	0.170	1.280	1.220	0.063	0.117		
Pendiente Promedio (m/m)	0.3380	0.2463	0.4770	0.4202	0.2242	0.2859	0.5293	0.4774	0.7142	0.5601	0.3692	0.3797	0.5372	0.2763	0.5319	0.5319	0.4950	0.2824	0.3504	0.5312	0.4766	0.1705		
Long. Vertiente (mts)	64.06	66.92	48.08	31.73	53.92	21.84	44.82	115.20	27.40	55.40	46.71	35.91	42.09	20.87	29.40	32.60	59.26	25.18	27.33	24.16	31.50	33.50		
SEGMENTOS DE ESCORRENTIA																								
	10		11		12		13		14		15		16		17		18		19		20		21	
Long. Educe (mts)	630.0		375.0		145.0		625.0		117.5		550.0		57.5		50.0		67.5		50.0		50.0		20.0	
Area Total para seg. Escurrientia (Has)	8.514		2.993		0.942		10.00		0.738		4.709		0.362		0.811		0.57		2.60		2.60		0.19	

La determinación de la longitud varió, dependiendo del tipo de segmento considerado. Para los de escorrentía se tomó la longitud del cauce, en cambio para los de escurrimiento, la longitud fué determinada a través de la ecuación siguiente:

$$L_0 = \frac{A}{L_c} \quad (6.1)$$

donde:

$L_0$  es la longitud del segmento en mts.,

$A$  es el área del segmento en  $m^2$ , y

$L_c$  es la longitud del cauce en mts.

La longitud de cada segmento tanto de escorrentía como de escurrimiento se dividió en tres tramos de igual tamaño, denominándose  $NDX$ , es decir  $NDX = 3$ , y el valor resultante de cada porción de segmento se denominó  $DX$ , longitud utilizada para realizar el tránsito.

b.) Parámetros estimados a partir de las características propias del segmento.

Se consideraron sólo aquellos que están determinados por las características propias del segmento. Entre estos están el factor rugosidad, que se estimó tanto para los segmentos de escorrentía como para los de escurrimiento y el Número de Curva del SCS, estimado en función del complejo hidrológico suelo-vegetación y condición de humedad antecedente promedio, es decir  $CHA II$ , sólo para los segmentos de escurrimiento.

Los valores de ambos tipos de parámetros, tanto los sacados del mapa base como los estimados, se presentan en las Tablas 6.2 y 6.3, que corresponden a los segmentos de escorrentía y escurrimiento respectivamente.

Tabla 6.2. Parámetros para los segmentos de escorrentía

Segmento	Longitud cauce (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad
10	650.0	0.338	0.045
11	375.0	0.375	0.045
12	125.0	0.238	0.045
13	625.0	0.320	0.045
14	117.5	0.160	0.045
15	550.0	0.350	0.043
16	57.5	0.153	0.045
17	50.0	0.541	0.043
18	67.5	0.600	0.043
19	505.0	0.294	0.045
20	20.0	0.153	0.045

Tabla 6.3. Parámetros para los segmentos de escurrimiento

Segmento	Longitud Vertiente (m)	Pendiente (m/m)	Rugosidad	Impermeab. (%)	CN
101	64.06	0.3380	0.35	0.0	73
102	66.92	0.2489	0.35	0.0	73
111	48.08	0.4770	0.35	0.0	73
112	31.73	0.4202	0.35	0.0	73
121	53.52	0.2242	0.35	0.0	73
122	21.84	0.2839	0.35	0.0	73
131	44.82	0.5293	0.30	0.0	84
132	115.20	0.4774	0.30	0.0	84
141	27.40	0.7142	0.35	0.0	73
142	35.40	0.5601	0.35	0.0	73
151	46.71	0.3892	0.30	0.0	84
152	38.91	0.3797	0.30	0.0	84
161	42.09	0.5372	0.35	0.0	74
162	20.87	0.2708	0.30	0.0	74
171	29.40	0.5319	0.25	0.0	86
172	92.80	0.5319	0.25	0.0	86
181	59.26	0.4950	0.25	0.0	86
182	25.18	0.3824	0.25	0.0	86
191	27.33	0.3804	0.30	0.0	84
192	24.16	0.4918	0.30	0.0	84
201	31.50	0.4760	0.30	0.0	74
202	58.50	0.1709	0.30	0.0	74

c.) Parámetros calculados previo a la aplicación del modelo

Entre estos se cuentan los parámetros  $\alpha$  y  $m$ , los cuales fueron calculados para ambos tipos de segmentos.

A este respecto es necesario aclarar, que el parámetro  $m$  resultó ser un valor constante para todos los segmentos, independientemente del tipo.

- Cálculo de  $\alpha$  para los segmentos de escorrentía.

Como se indicó en el capítulo anterior, el valor de  $\alpha$  depende de la pendiente, rugosidad, ancho y clase de segmento.

En este caso en particular, los segmentos de escorrentía se considerarán como canales irregulares y para su cálculo no se consideró su ancho, sino su perímetro mojado. En consecuencia el valor de  $\alpha$  fué estimado a través de la ecuación siguiente:

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n(PM)^{2/3}} \quad (6.2)$$

donde:

$S$  es la pendiente del segmento,  
 $n$  es la rugosidad del segmento, y  
 $PM$  es el perímetro mojado

Para realizar el cálculo, se tomaron para cada sección varios valores de perímetro mojado, se aplicó la ecuación (6.2) para cada uno, y luego se tomó un  $\alpha$  promedio.

Los valores de los perímetros mojados fueron sacados de las secciones transversales de los cauces, presentadas en el Anexo E, y cuya ubicación se muestra en la Figura 6.3.

En la Tabla 6.4 aparecen los valores de  $\alpha$  y  $m$  para cada segmento de escorrentía.

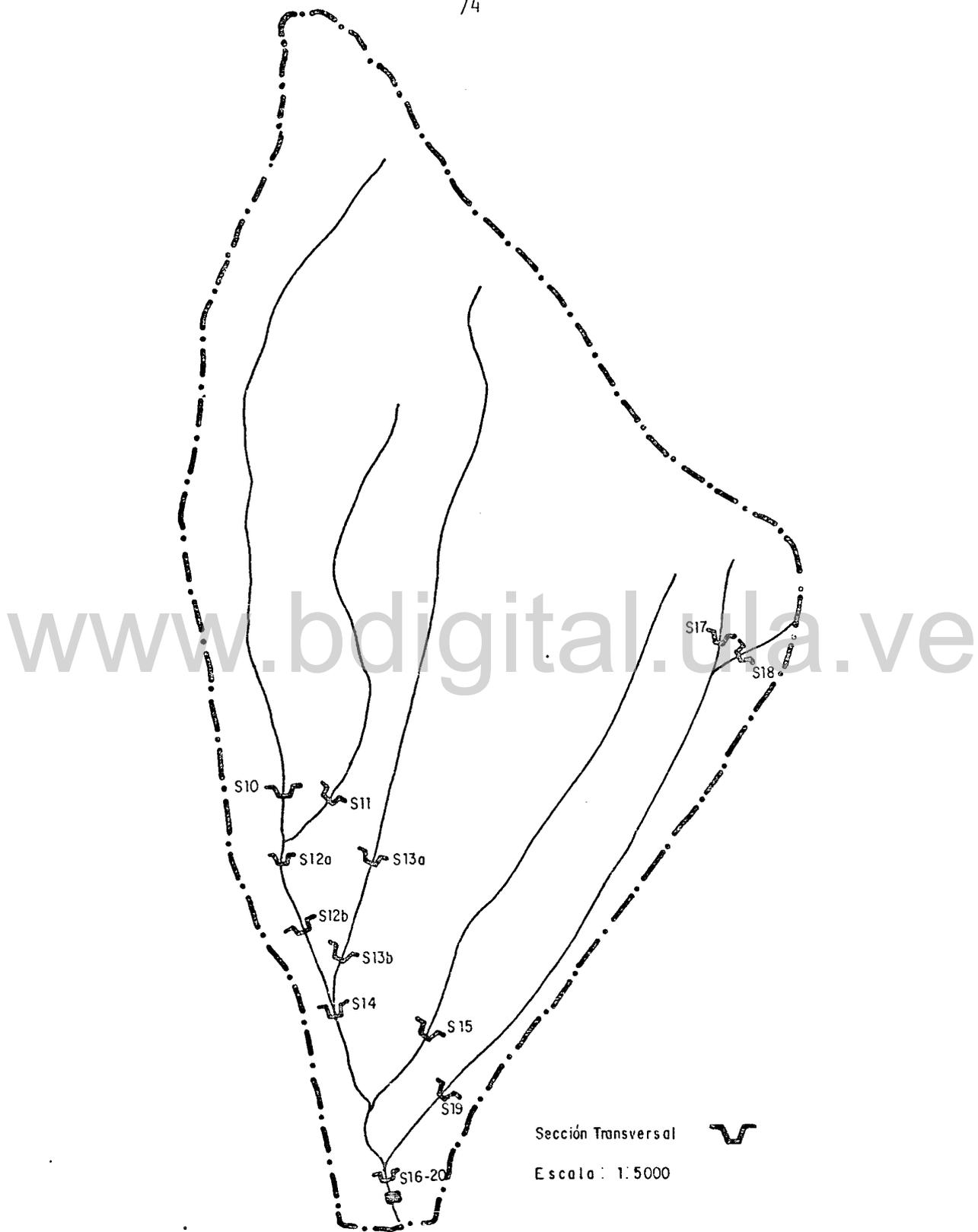


Fig. 6.3.- Ubicación de las secciones transversales de los cauces.  
(Los cauces con más de una sección se identifican con literales)

Tabla 6.4. Valores de  $\alpha$  y  $m$  para cada segmento de escurrentía

Segmento	Pendiente (m/m)	Rugosidad	$\alpha$	$m$
10	0.338	0.045	18.1615	1.67
11	0.375	0.045	17.2314	1.67
12	0.238	0.045	12.5802	1.67
13	0.320	0.045	14.5872	1.67
14	0.160	0.045	8.3416	1.67
15	0.350	0.043	19.3407	1.67
16	0.153	0.045	8.0767	1.67
17	0.541	0.043	24.0457	1.67
18	0.600	0.043	25.3229	1.67
19	0.294	0.045	14.5968	1.67
20	0.153	0.045	8.1571	1.67

- Cálculo de  $\alpha$  para los segmentos de escurrimiento

Para los segmentos de escurrimiento el valor de  $\alpha$  es calculado a partir de la ecuación siguiente:

$$\alpha = \frac{s^{1/2}}{n (\text{PARAM (1)})^{2/3}} \quad (6.3)$$

donde:

PARAM (1) se refiere a la unidad de ancho del segmento de escurrimiento, es decir que su valor es 1.

En la Tabla 6.5 aparecen los valores calculados de  $\alpha$  y  $m$  para los segmentos de escurrimiento.

Tabla 6.5 Valores de  $\alpha$  y m para cada segmento de escurrimiento.

Segmento	Pendiente (m/m)	Rugosidad	Ancho (m)	$\alpha$	m
101	0.3380	0.35	1.00	1.661	1.67
102	0.2489	0.35	1.00	1.425	1.67
111	0.4770	0.35	1.00	1.973	1.67
112	0.4202	0.35	1.00	1.852	1.67
121	0.2242	0.35	1.00	1.353	1.67
122	0.2839	0.35	1.00	1.522	1.67
131	0.5293	0.30	1.00	2.425	1.67
132	0.4774	0.30	1.00	2.303	1.67
141	0.7142	0.35	1.00	2.415	1.67
142	0.5601	0.35	1.00	2.138	1.67
151	0.3892	0.30	1.00	2.080	1.67
152	0.3797	0.30	1.00	2.054	1.67
161	0.5372	0.35	1.00	2.094	1.67
162	0.2708	0.30	1.00	1.735	1.67
171	0.5319	0.25	1.00	2.917	1.67
172	0.5319	0.25	1.00	2.917	1.67
181	0.4950	0.25	1.00	2.814	1.67
182	0.3824	0.25	1.00	2.474	1.67
191	0.3804	0.30	1.00	2.056	1.67
192	0.4918	0.30	1.00	2.338	1.67
201	0.4760	0.30	1.00	2.300	1.67
202	0.1709	0.30	1.00	1.378	1.67

Presentación definitiva de los datos de entrada al Modelo.

Otros datos que es necesario determinar para la aplicación del modelo, es el QMAX, el cual hace referencia al caudal máximo para el segmento, tanto de escorrentía como de escurrimiento, y cuyo valor se toma en forma estimada, hasta el momento en que el segmento tenga la capacidad suficiente para recibir los aportes aguas arriba, como se indica en el programa presentado en el Anexo C.

Los valores estimados para el QMAX se presentan en la Tabla 6.6.

Igualmente para los segmentos de escorrentía, hay que establecer dos variables que se refieren a la identificación de los segmentos que aportan su flujo aguas arriba y lateralmente, denominándose IUP e ILAT, respectivamente. Estas variables fueron sacados de la Figura 6.2 que muestra la descomposición de la cuenca en segmentos, en donde se observa la contribución de cada uno, y que se presenta en la Tabla 6.6.

En lo referente a forma como son introducidos los datos al modelo, se expone a continuación:

a.) El primer grupo de datos se introducen en un DATA, en el siguiente orden:

NSEG, DT, NP, EC. y datos del hietograma en pares de valores, correspondiendo una intensidad para cada intervalo de tiempo.

b.) El resto de datos corresponde a las características físicas de cada segmento y se introducen en la forma como se presentan en la Tabla 6.6. preferiblemente en un DATA para cada segmento.

TABLA 6.6. Datos de las características físicas de cada uno de los segmentos considerados en el Modelo de **Drenaje** Urbano

ISLG	TS	IP	NDX	LO (Hts.)	PE	CN	ALP	EM	QMAX	I U P			I U A T	
										1	2	3	1	2
101	1	0	3	64.07	0	73	1.661	1.07	3.0					
102	1	0	3	66.92	0	73	1.425	1.67	3.0					
10	2	0	3	650.0	0	0	12.1615	1.67	3.0	0	0	0	101	102
111	1	0	3	48.08	0	73	1.973	1.67	3.0					
112	1	0	3	31.73	0	73	1.852	1.67	3.0					
11	2	0	3	375.00	0	0	17.2314	1.67	3.0	0	0	0	111	112
121	1	0	3	53.52	0	73	1.353	1.67	3.0					
122	1	0	3	21.04	0	73	1.522	1.67	3.0					
12	2	0	3	125.00	0	0	12.5802	1.67	3.0	10	11	0	121	122
131	1	0	3	44.82	0	84	2.425	1.67	3.0					
132	1	0	3	115.20	0	84	2.303	1.67	3.0					
13	2	0	3	625.00	0	0	14.5872	1.67	3.0	0	0	0	131	132
141	1	0	3	27.40	0	73	2.415	1.67	3.0					
142	1	0	3	35.40	0	73	2.138	1.67	3.0					
14	2	0	3	117.50	0	0	8.3416	1.67	5.0	12	13	0	141	142
151	1	0	3	46.71	0	84	2.080	1.67	3.0					
152	1	0	3	38.91	0	84	2.074	1.67	3.0					
15	2	0	3	550.00	0	0	19.3407	1.67	3.0	0	0	0	151	152
161	1	0	3	42.09	0	74	2.094	1.67	3.0					
162	1	0	3	20.87	0	74	1.735	1.67	3.0					
16	2	0	3	57.50	0	0	8.0767	1.67	6.0	14	15	0	161	162
171	1	0	3	29.40	0	86	2.917	1.67	3.0					
172	1	0	3	92.80	0	86	2.917	1.67	3.0					
17	2	0	3	50.00	0	0	24.0457	1.67	3.0	0	0	0	171	172
181	1	0	3	59.26	0	86	2.214	1.67	3.0					
182	1	0	3	25.18	0	86	2.474	1.67	3.0					
18	2	0	3	67.50	0	0	25.3229	1.67	3.0	0	0	0	181	182
1600	3	0	0	0	0	0	0	0	6.0	16	0	0	0	0
191	1	0	3	27.33	0	84	2.056	1.67	3.0					
192	1	0	3	24.16	0	84	2.338	1.67	3.0					
19	2	0	3	505.00	0	0	14.5568	1.67	6.0	17	18	0	191	192
201	1	0	3	31.50	0	74	2.300	1.67	3.0					
202	1	0	3	58.50	0	74	1.278	1.67	3.0					
20	2	1	3	20.00	0	0	8.1571	1.67	15.0	1600	19	0	201	202

## 6.2. Modelo Lluvia Escorrentía CIDIAT

### 6.2.1. Preparación de los datos de entrada al modelo.

Con excepción de los parámetros  $\alpha$  y  $m$  que no fueron determinados, por usar este modelo un tránsito diferente, los demás datos tanto los de precipitación como el resto de parámetros físicos de la cuenca son los mismos utilizados para el Modelo de Drenaje Urbano ya descrito .

En la Tabla 6.7 se presentan los datos de las características físicas de los segmentos, y que sirven como parte de los datos de entrada.

Además este modelo usa el parámetro THETA, que no teniendo un significado físico particular, se usa como factor de ponderación y cuyo valor puede variar desde 0.5 hasta 1.

Adicionalmente a esto, el modelo necesita para ambos tipos de segmentos, tanto de escurrimiento como de escorrentía, la preparación de una tabla de gastos y volúmenes tabulados, los cuales se designan como QT y VT respectivamente, calculándose 10 valores de cada uno, para cada tipo de segmento, lo cual permite realizar el tránsito del caudal.

El procedimiento de cálculo seguido presentó ligeras variaciones, dependiendo del tipo de segmento.

#### a.) Segmentos de escurrimiento:

En este caso se asumió que la vertiente de escurrimiento se comporta como un canal rectangular de ancho unitario. Se tomaron 10 valores correspondientes a diferentes alturas del canal "y", con los cuales se calcularon los valores de QT y VT.

TABLA 6.7 Datos de las características físicas de cada uno de los segmentos considerados en el Modelo Lluvia-Escorrentía

ISEG	TS	IP	NDX	LO (Hts.)	PE	CN	SS	NN	QMAX m <sup>3</sup> /s	THEJA	U		P	I L A T	
											1	2		3	1
101	1	0	15	64.06	0	73	0.3380	0.35	2.2437	0.9					
102	1	0	15	66.92	0	73	0.2489	0.35	2.2091	0.9					
10	2	0	15	650.0	0	0	0.3380	0.045	2.9921	0.9	0	0	0	101	102
111	1	0	15	48.08	0	73	0.4770	0.35	2.2895	0.9					
112	1	0	15	31.73	0	73	0.4202	0.35	2.2727	0.9					
11	2	0	15	375.0	0	0	0.3750	0.045	2.2310	0.9	0	0	0	111	112
121	1	0	15	53.52	0	73	0.2242	0.35	2.1985	0.9					
122	1	0	15	21.84	0	73	0.2839	0.35	2.2233	0.9					
12	2	0	15	125.0	0	0	0.2380	0.045	2.1181	0.9	10	11	0	121	122
131	1	0	15	44.82	0	84	0.5293	0.30	2.3558	0.9					
132	1	0	15	115.20	0	84	0.4774	0.30	2.3379	0.9					
13	2	0	15	625.0	0	0	0.320	0.045	2.2203	0.9	0	0	0	131	132
141	1	0	15	27.40	0	73	0.7142	0.35	2.3542	0.9					
142	1	0	15	35.40	0	73	0.5601	0.35	2.3137	0.9					
14	2	0	15	117.5	0	0	0.160	0.045	2.27402	0.9	12	13	0	141	142
151	1	0	15	46.71	0	84	0.3852	0.30	2.2704	0.9					
152	1	0	15	38.91	0	84	0.3797	0.30	2.2695	0.9					
15	2	0	15	550.0	0	0	0.3500	0.043	2.1442	0.9	0	0	0	151	152
161	1	0	15	42.09	0	74	0.5372	0.35	2.3072	0.9					
162	1	0	15	20.87	0	74	0.2708	0.30	2.2545	0.9					
16	2	0	15	57.50	0	0	0.1530	0.045	2.1123	0.9	14	15	0	161	162
171	1	0	15	29.40	0	86	0.5319	0.25	2.428	0.9					
172	1	0	15	92.80	0	86	0.5319	0.25	2.428	0.9					
17	2	0	15	50.00	0	0	0.5410	0.043	2.1076	0.9	0	0	0	171	172
181	1	0	15	59.26	0	86	0.4950	0.25	2.4219	0.9					
182	1	0	15	25.18	0	86	0.3824	0.25	2.3629	0.9					
18	2	0	15	67.50	0	0	0.6000	0.043	3.1327	0.9	0	0	0	181	182
1600	3	0	0	0	0	0	0	0	2.1292	0	16	0	0	0	0
191	1	0	15	27.33	0	84	0.3804	0.30	2.3016	0.9					
192	1	0	15	24.16	0	84	0.4918	0.30	2.3429	0.9					
19	2	0	15	505.00	0	0	0.2940	0.045	2.8844	0.9	17	18	0	191	192
201	1	0	15	31.50	0	74	0.476	0.30	2.3374	0.9					
202	1	0	15	58.50	0	74	0.1709	0.30	2.2022	0.9					
20	2	1	15	20.00	0	0	0.1530	0.045	3.1292	0.9	1600	19	0	201	202

En la Figura 6.4 se muestra la representación de la vertiente en forma de canal rectangular.

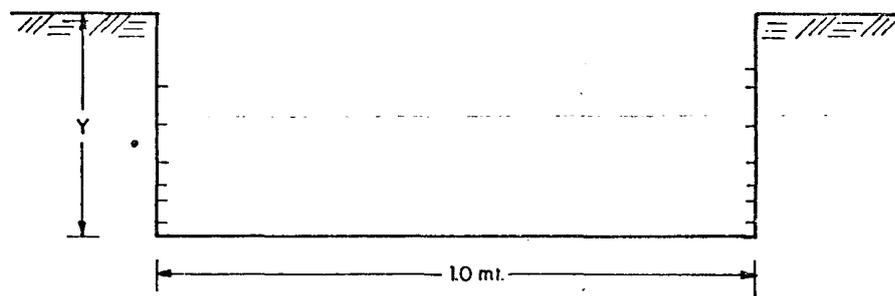


Fig. 6.4. Representación de la vertiente en forma de canal rectangular.

Las diferentes alturas "y", consideradas para el cálculo fueron iguales para todos los segmentos y cuyo rango de valores fué el siguiente: 0.000; 0.010; 0.025; 0.050; 0.075; 0.100; 0.150; 0.200; 0.300 y 0.400 mts.

A cada segmento se le calculó el gasto en  $\text{m}^3/\text{seg.}$  y el volumen en  $\text{m}^3$ , que luego fueron transformados a  $\text{lbs./seg.}$  y a  $\text{lbs.}$  respectivamente. Estos valores se presentan en la Tabla 6.8.

Para realizar estos cálculos se usaron las fórmulas siguientes:

Fórmula de Manning:

$$Q = 1/n R^{2/3} S^{1/2} A \quad (6.4)$$

$$R = \frac{A}{PM} \quad (6.5)$$

donde:

Q es el caudal,

n es el coeficiente de rugosidad de Manning,

R es el radio hidráulico,

S es la pendiente del fondo del canal,

A es el área, y

PM es el perímetro mojado

$$DX = \frac{L0}{NDX} \quad (6.6)$$

donde

DX es el tamaño de cada parte del segmento para realizar el tránsito,

L0 es la longitud total del segmento, y

NDX es el número de tramos en que se dividió cada segmento

$$V = A \times DX \quad (6.7)$$

donde

V es el volumen.

TABLA 6.8 Valores tabulados de caudales y volúmenes para cada uno de los segmentos considerados en el Modelo Lluvia-Esorrentía

ISSO	QT1	VT1	QT2	VT2	QT3	VT3	QT4	VT4	QT5	VT5	QT6	VT6	QT7	VT7	QT8	VT8	QT9	VT9	QT10	VT10
101	0	0	0.8	42.7	3.5	106.8	10.6	213.6	20.6	320.3	31.7	427.1	59.1	640.6	50.9	854.1	153.3	1201.2	255.7	1713.3
102	0	0	0.7	44.6	3.0	111.5	9.1	223.1	17.7	334.6	27.2	446.1	50.7	659.2	78.0	822.3	148.1	1310.7	303.1	1754.5
10	0	0	3.5	777.7	14.5	455.0	24.0	654.2	40.5	953.3	76.9	1529.5	116.5	2123.2	223.6	3599.7	530.7	6924.8	932.1	11529.1
111	0	0	1.0	32.1	4.1	80.1	12.6	160.3	24.5	240.4	37.7	320.5	70.2	450.8	107.5	641.0	194.0	561.6	253.5	1555.1
112	0	0	0.9	21.2	3.9	52.9	11.9	103.8	23.0	158.6	35.4	211.5	65.9	317.3	101.3	423.1	182.1	654.6	271.7	846.1
11	0	0	5.9	155.0	27.2	420.0	44.0	597.5	77.8	875.0	151.6	1407.5	334.5	2425.0	601.4	3832.5	1179.5	6449.0	2319.2	10540.0
121	0	0	0.7	35.7	2.6	85.2	8.7	178.4	16.8	267.6	29.1	356.8	48.2	535.2	74.0	713.6	133.0	1070.4	193.5	1427.2
122	0	0	0.3	14.6	3.2	36.4	9.7	72.8	18.9	189.2	29.1	145.6	54.2	218.4	33.3	291.2	149.6	436.8	223.3	555.4
12	0	0	1.9	22.5	10.9	85.4	22.5	144.1	49.1	250.4	117.9	480.3	415.2	722.2	418.0	1140.0	615.9	1656.2	1151.6	2511.5
131	0	0	1.2	29.9	5.1	74.7	15.5	153.4	30.1	224.1	45.3	298.8	86.3	448.2	192.7	597.6	232.4	359.4	355.6	1155.2
132	0	0	1.2	76.8	4.8	182.0	14.7	324.0	23.6	576.0	44.0	763.0	82.0	1152.0	126.0	1536.0	2041.0	2301.0	307.5	3074.0
13	0	0	0.7	53.2	10.0	379.2	24.6	645.9	65.4	1557.7	193.2	3142.0	390.3	5017.1	628.4	6944.2	1213.8	11095.4	2400.0	17797.2
141	0	0	1.2	18.3	5.1	45.7	15.5	91.3	29.9	137.0	46.1	182.7	86.0	274.0	132.1	365.3	237.4	546.0	354.2	730.4
142	0	0	1.1	23.5	4.5	59.0	13.7	118.0	26.5	177.0	40.8	236.0	76.1	354.0	117.0	472.0	410.2	768.0	313.7	547.0
14	0	0	7.0	14.5	17.9	167.6	41.2	281.9	87.7	457.3	139.4	758.7	316.0	1074.3	620.5	1737.6	1087.4	2615.0	1799.2	3734.9
151	0	0	1.0	31.1	4.4	77.5	3.1	155.7	6.0	233.6	5.2	311.4	17.1	467.1	26.3	622.8	47.2	844.2	70.4	1203.3
152	0	0	0.2	42.9	1.0	64.9	3.0	123.7	5.9	194.6	9.1	259.4	16.9	339.1	25.9	518.8	46.6	776.2	69.5	1337.3
15	0	0	1.9	60.7	8.6	234.7	15.2	359.4	28.7	579.4	61.6	1019.4	104.4	1532.8	228.8	2793.3	584.3	5326.9	1442.2	11547.4
161	0	0	1.0	28.1	4.4	70.2	13.4	140.3	26.0	210.5	40.0	280.6	74.6	420.9	114.5	561.4	405.9	841.0	357.2	1122.4
162	0	0	0.9	13.9	3.6	34.8	11.1	69.6	21.5	104.3	33.1	139.3	61.8	206.7	94.9	279.3	170.5	417.4	294.5	559.5
16	0	0	0.6	6.1	7.2	35.6	16.2	72.0	46.7	115.2	137.2	296.4	270.6	469.9	437.1	651.9	634.2	853.7	1129.2	1346.3
171	0	0	1.5	19.6	6.1	49.0	10.7	98.0	36.2	147.0	55.7	196.0	103.9	294.0	159.6	392.0	286.5	598.0	423.0	794.0
172	0	0	1.5	61.9	6.1	154.7	18.7	309.3	36.2	464.0	55.7	618.7	103.9	926.0	159.6	1237.3	206.8	1856.0	423.0	2474.7
17	0	0	0.5	14.7	23.7	42.6	44.5	65.6	87.4	105.6	198.3	181.5	318.9	264.7	473.5	354.0	623.9	437.9	1975.6	615.0
181	0	0	1.4	35.5	5.9	98.8	18.0	197.5	34.9	296.3	53.6	395.1	100.2	592.6	155.9	796.1	276.6	1129.2	410.9	1500.3
182	0	0	1.2	16.8	5.2	42.0	15.8	83.9	30.7	125.9	47.2	167.9	88.1	251.8	135.3	335.7	243.1	503.6	301.9	671.5
18	0	0	5.2	19.8	24.9	57.6	40.9	88.7	92.0	142.7	138.3	245.3	335.9	357.8	496.6	478.4	657.1	591.3	1132.7	674.7
191	0	0	1.0	18.2	4.3	45.6	13.2	51.1	25.5	136.7	39.3	162.2	73.2	273.3	112.5	364.4	202.1	546.6	301.6	753.6
192	0	0	1.2	16.1	4.9	40.3	15.0	80.5	29.0	120.8	44.6	161.1	83.2	241.6	127.9	322.1	229.8	403.2	342.9	644.3
19	0	0	0.2	16.8	3.1	114.5	9.5	326.6	34.4	764.3	101.0	1589.2	195.1	2515.1	314.7	3555.2	457.0	4612.8	804.4	7512.5
201	0	0	1.1	21.0	4.8	52.5	14.7	105.0	28.5	157.5	43.9	210.0	81.9	315.0	135.0	420.0	226.1	632.0	337.4	640.0
202	0	0	0.7	35.0	2.9	97.5	3.8	195.0	17.1	292.5	26.5	350.0	49.1	585.0	110.0	780.0	135.5	1170.0	222.2	1330.0
20	0	0	0.6	2.1	7.2	12.4	16.2	25.0	46.7	50.4	137.2	102.9	270.6	163.2	437.1	246.4	634.2	236.5	1129.2	457.3

b.) Segmentos de Escorrentía

En el caso de los segmentos de escorrentía el procedimiento fué el siguiente:

Para cada segmento se trabajó con las secciones transversales correspondientes, señaladas en el Anexo E.

Igualmente que para el caso anterior, se tomaron 10 valores de altura "y" adoptando como criterio tomar el mayor número de alturas con valores pequeños. En este caso se tomaron los 7 primeros valores de "y" cuyo rango permaneció constante para todos los segmentos en la siguiente forma: 0.000; 0.020; 0.050; 0.070; 0.100; 0.150 y 0.200 mts. Los tres restantes fueron variables para cada segmento dependiendo de la profundidad del mismo.

Originalmente se tomó para ambos tipos de segmentos un valor de  $NDX = 15$ , tal como aparece en la Tabla 6.7, habiéndose calculado los volúmenes de la Tabla 6.8 con el DX resultante, tomándose inicialmente también un  $DT = 15$ . Posteriormente cuando se corrió el modelo, éste presentó inestabilidad, por lo que hubo necesidad de realizar una serie de pruebas, hasta que desapareciera la inestabilidad, lo cual ocurrió para valores de  $NDX$  y  $DT = 3$ . Con el fin de no rehacer los cálculos de los volúmenes originales indicados en la Tabla 6.8, se hizo un arreglo al programa, que consistió en hacer  $NDX = 3$  y multiplicar el valor de los volúmenes por 5.

## CAPITULO VII

### APLICACION DE LOS MODELOS Y RESULTADOS OBTENIDOS

En el presente capítulo se trata la aplicación de los dos modelos de simulación a la cuenca Experimental del río Mucujún, así como los resultados obtenidos con cada uno de ellos.

Considerando el hecho, que ambos son modelos de simulación de eventos, se seleccionaron en consecuencia tres de ellos, considerados como los más representativos ocurridos durante el período de observaciones.

El procedimiento utilizado fué común para ambos modelos, razón por la cual éste se generaliza a continuación, en cambio en lo que respecta a los resultados obtenidos, estos se presentan en forma individual para cada uno de ellos.

#### 7.1. Aplicación de los Modelos

En forma general, esta consistió en lo siguiente:

##### 7.1.1. Simulación de la escorrentía

Para alcanzar este propósito, se procedió a realizar en primer lugar la calibración de los modelos, utilizando para ello la lluvia ocurrida el 08-02-82, pasándose posteriormente a la verificación, para lo cual se utilizan las lluvias ocurridas el 22-11-82 y el 11-12-81. Todo ello se hizo a través de la comparación entre los hidrogramas observados y simulados.

##### 7.1.2. Pruebas de sensibilidad

Para ambos modelos se realizaron las mismas pruebas de sensibilidad de parámetros, con el fin de observar su influencia en la generación de hidrogramas.

Debido al elevado número de pruebas a realizar, se adoptó hacerlas con una subcuenca para cada modelo, en virtud del exceso de tiempo de computadora requerido, ya que una corrida de cada modelo, considerando toda la cuenca, tiene una duración de tres horas en la Microcomputadora Radio Shack TRS 80 Modelo III, utilizada.

### 7.1.3. Comparación de la respuesta de la cuenca, por cambios físicos, debido a modificaciones en el patrón de uso.

Para ello se eligieron cuatro usos, con el fin de comparar los hidrogramas generados por los modelos en cada condición. Por las mismas razones expuestas para las pruebas de sensibilidad, se trabajó con una subcuenca para cada modelo.

El cambio de uso de la tierra tiene que ver con la modificación de la cobertura vegetal razón por la cual los parámetros a variar en este caso, fueron la rugosidad de la vertiente y el CN del SCS, los cuales son función del complejo hidrológico suelo-vegetación

## 7.2. Resultados

En este tópico se discuten para cada modelo, los resultados obtenidos en cuanto a la simulación de la escorrentía, pruebas de sensibilidad de parámetros y respuestas de la cuenca a los cambios de uso.

### 7.2.1. Modelo de Drenaje Urbano.

#### Simulación de la escorrentía

Debido a que el modelo sólo simula la escorrentía directa, sin tomar en consideración el caudal base, se creyó conveniente es ti mar, para cada evento en particular, este último, utilizando para ello el procedimiento gráfico en papel semi-logarítmico. Luego se determinó a partir del gráfico el valor del caudal ba

se para cada coordenada de tiempo, y cada uno de ellos fué resultado a la esecorrentía total observada en su correspondiente cooordenada, obteniéndose de esta manera la esecorrentía directa obobservada, la cual se utilizó tanto para la calibración del modeolo, así como para realizar las comparaciones correspondientes en relación a la simulación de la esecorrentía.

En las Tablas 7.1, 7.2 y 7.3 se muestran los valores de la esecorrentía directa simulada para cada evento estudiado, los cuales están expresados gráficamente en las Figuras 7.1, 7.2 y 7.3, que representan los hidrogramas observados y simulados, productos de la esecorrentía directa.

En las Figuras 7.1, 7.2 y 7.3, se observa que la esecorrentía máxima observada y simulada presentan diferencias variables, pero aceptables en forma general, las cuales oscilan entre un 7 y un 17%. Igualmente se observa que en los dos primeros eventos señalados, el caudal máximo simulado resultó ligeramente superior al observado, presentándose lo contrario en el último evenoto, representado por la Figura 7.3.

En relación a este evento en particular, cabe señalar el hecho que el primer valor efectivo generado por el Modelo de Drenaje Urbano, resultó ser un valor fuera de lo normal por ser excesivamente alto, siguiendo posteriormente una tendencia más lógica de acuerdo a las características de la lluvia en cuestión. Esto puede verse en el Anexo F, en donde se presenta la salida correspondiente. Dicho valor fué descartado para fines de la representación gráfica. Este resultado puede deberse a inestabiliidad del método numérico que se usa para resolver las ecuaciones de tránsito. Es importante hacer notar que en el hidrograma geonerado, como se observa en dicha Figura, se presentan dos picos, el cual es la respuesta del modelo a la forma como se presenta el evento lluvia. Ello puede ser explicable por ser este un mo-

delo de simulación de eventos que en su formulación matemática sólo considera las pérdidas iniciales al principio de la simulación, y entre un grupo de intensidades y otro, no considera éstas pérdidas, las cuales están ocurriendo en este caso, ya que la lluvia se concentra en dos períodos de tiempo diferentes, pero relativamente cortos. Es decir que el modelo en cuestión los trata como eventos separados, pero para el segundo grupo de intensidades no considera pérdidas iniciales.

En cuanto a la forma del hidrograma, se observa para todos los eventos que el Modelo genera hidrogramas que difieren un poco con los hidrogramas observados, lo que a su vez indica diferencias en el volumen total escurrido, siendo este menor, en el caso del simulado.

Duque (1981), también señala esta diferencia de volumen total escurrido, pero al contrario del presente estudio, el simulado resultó mayor que el volumen observado.

Sin embargo a pesar de lo antes señalado, es de apreciar que el modelo reproduce aceptablemente la forma general del hidrograma.

En el Anexo F se presentan las salidas de las corridas del modelo para cada evento.

#### Prueba de Sensibilidad de parámetros

Para realizar esta prueba se eligió la subcuenca 2 y el evento lluvia ocurrido el 08/02/82. En consecuencia, se trabajó con tres segmentos: dos de escurrimiento y uno de escorrentía. En tal sentido cuando se variaron los valores de los parámetros en un tipo de segmento, en el otro permanecían constantes.

Tabla 7.1. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 08/02/82, usando el Modelo de Drenaje Urbano.

E S C O R R E N T I A (LPS)				
Tiempo (min)	Esc. Total Observada (Qo)	Caudal Base (Qb)	Esc. Directa Observada (Qo-Qb)	Esc. Directa Simulada (Qs)
15	0.66	0.15	0.51	0.00
30	0.68	0.16	0.52	0.00
45	0.78	0.16	0.62	0.00
60	6.64	0.18	6.46	0.00
70	62.74	0.19	62.55	0.00
75	54.11	0.22	53.89	0.02
90	140.57	3.50	137.07	62.72
100	*222.54	*15.40	*207.14	130.00
105	196.26	15.35	180.91	190.77
117	163.30	15.30	148.00	*223.36
120	162.14	15.20	146.94	218.85
135	152.67	15.00	137.67	146.17
150	131.90	14.90	117.00	90.74
165	107.86	14.80	93.06	60.96
180	91.17	14.70	76.47	43.52
195	76.15	14.50	61.65	32.52
210	66.41	14.30	52.11	29.14
225	57.47	14.20	43.27	19.96
240	52.48	14.10	38.38	16.21
255	46.25	14.00	32.25	13.40
270	41.89	13.90	27.99	11.22
285	37.79	13.85	23.94	9.53
300	33.94	13.80	20.14	8.17
315	31.52	13.70	17.82	7.08
330	28.75	13.60	15.15	6.19
345	26.56	13.50	13.06	5.45
360	24.88	13.40	11.48	4.82
375	22.88	13.25	9.53	4.30
390	21.92	13.10	8.82	3.85
405	20.52	13.00	7.52	3.46
420	19.18	12.90	6.28	3.13
435	18.32	12.80	5.52	2.84
450	17.48	12.70	4.78	2.58

\* Caudal máximo

Tabla 7.2. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 22/11/81, usando el Modelo de Drenaje Urbano.

E S C O R R E N T I A (LPS)				
Tiempo (min)	Esc. Total Observada (Qo)	Caudal Base (Qb)	Esc. Directa Observada (Qo-Qb)	Esc. Directa Simulada (Qs)
15	2.64	2.30	0.34	0.00
30	2.64	2.40	0.24	0.00
45	2.75	2.50	0.25	0.00
60	4.05	2.56	1.49	0.00
75	6.88	2.54	4.34	0.00
90	16.26	2.50	13.76	0.54
105	19.62	2.40	17.22	17.06
120	28.64	2.90	25.74	31.62
126	32.80	3.30	29.50	*33.64
135	36.48	5.50	30.98	32.26
142.5	*39.53	*8.50	*31.03	29.00
150	37.13	8.40	28.73	26.37
165	34.07	8.35	25.72	20.08
180	30.09	8.30	21.79	15.63
195	25.92	8.20	17.72	12.44
210	21.92	8.15	13.77	10.07
225	20.25	8.10	12.15	8.31
240	18.23	8.00	10.23	6.96
255	16.66	7.95	8.71	5.90
270	15.48	7.90	7.58	5.05
285	14.28	7.85	6.43	4.37
300	13.42	7.80	5.62	3.80
315	12.59	7.75	4.84	3.34
330	12.05	7.70	4.35	2.94
345	11.73	7.65	4.08	2.61
360	11.34	7.60	3.74	2.33
375	11.15	7.55	3.60	2.09
390	10.96	7.50	3.46	1.89
405	10.65	7.40	3.25	1.71
420	10.29	7.35	2.94	1.55
435	10.05	7.30	2.75	1.41
450	9.76	7.20	2.56	1.29

\* Caudal máximo

Tabla 7.3. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 11/12/81, usando el Modelo de Drenaje Urbano.

E S C O R R E N T I A (LPS)				
Tiempo (min)	Esc. Total Observada (Qo)	Caudal Base (Qb)	Esc. Directa Observada (Qo-Qb)	Esc. Directa Simulada (Qs)
15	1.38	0.50	0.88	0.00
30	11.53	0.60	10.93	0.00
45	114.25	0.70	113.55	100.38
51	140.00	2.00	138.00	*131.39
60	158.62	5.50	153.12	110.06
67.5	*168.43	*12.50	*153.93	90.00
75	146.24	12.40	133.84	69.42
90	115.29	12.30	102.99	47.26
105	90.94	12.25	78.69	34.36
120	82.49	12.20	70.29	26.21
135	64.37	12.00	52.37	20.76
150	55.61	11.95	43.66	16.95
165	49.15	11.90	37.25	14.19
180	43.17	11.85	31.32	12.17
195	47.00	11.75	35.25	10.62
210	35.71	11.55	24.16	9.43
225	32.96	11.50	21.46	13.39
240	31.16	11.45	19.71	22.33
255	30.00	11.35	18.65	32.46
270	29.54	11.30	18.24	43.99
285	30.23	11.20	19.03	55.56
300	31.40	11.15	20.25	63.24
315	32.60	11.10	21.50	49.93
330	31.87	11.00	20.87	37.16
345	31.40	10.90	20.50	28.45
360	30.23	10.85	19.38	22.40
375	29.20	10.75	18.45	18.03
390	28.41	10.60	17.81	14.81
405	27.31	10.50	16.81	12.32
420	26.24	10.45	15.79	10.42
435	25.19	10.30	14.89	8.90
430	24.17	10.20	13.97	7.60

\* Caudal máximo

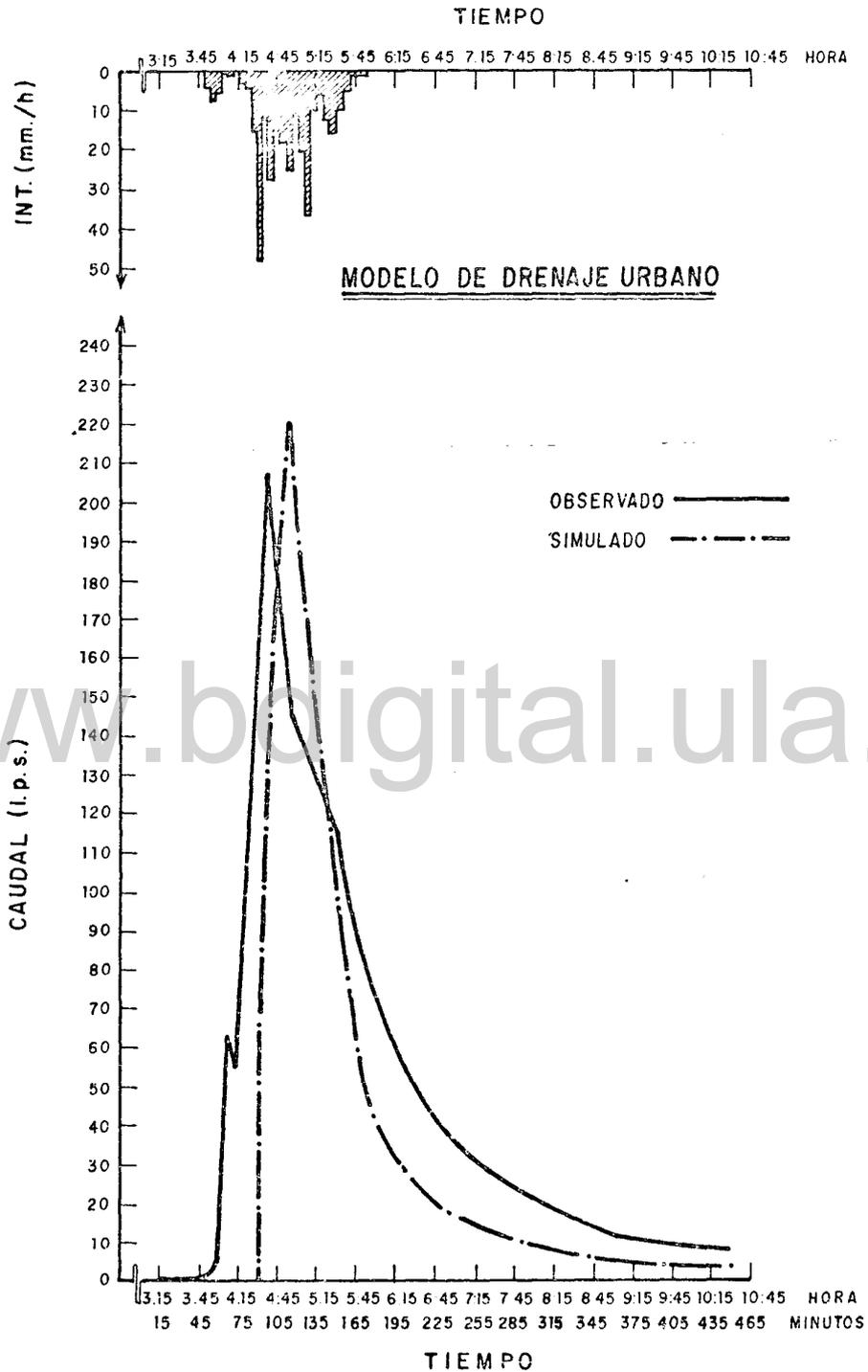


Figura 7.1.- Hidrograma Observado y Simulado a la Salida de la Cuenca -  
Fecha del Evento: 08 -/ 02 -/82

MODELO DE DRENAJE URBANO

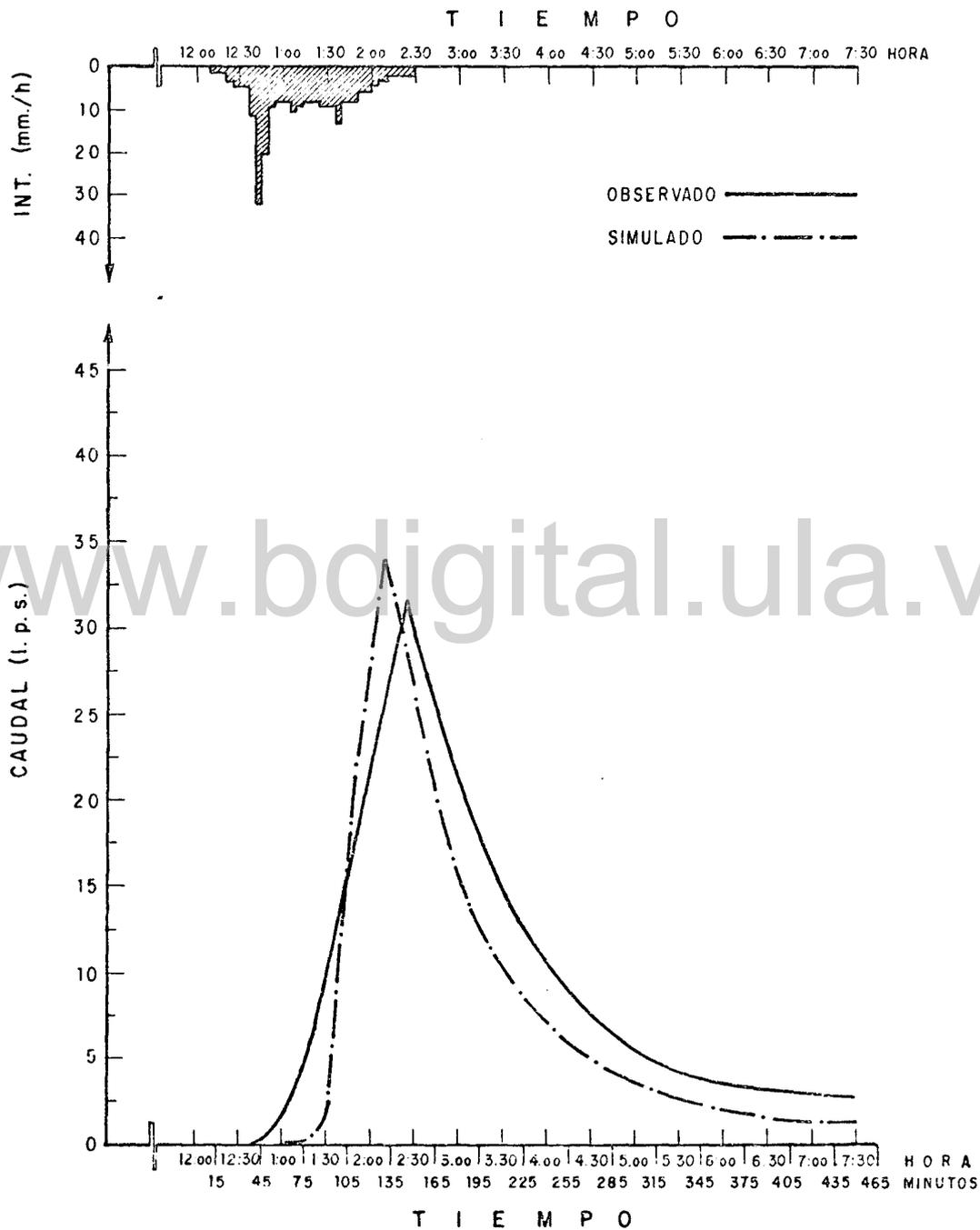


Figura 7.2.- Hidrograma Observado y Simulado a la Salida de la Cuenca.

Fecha del evento: 22 -/11 -/81

MODELO DE DRENAJE URBANO

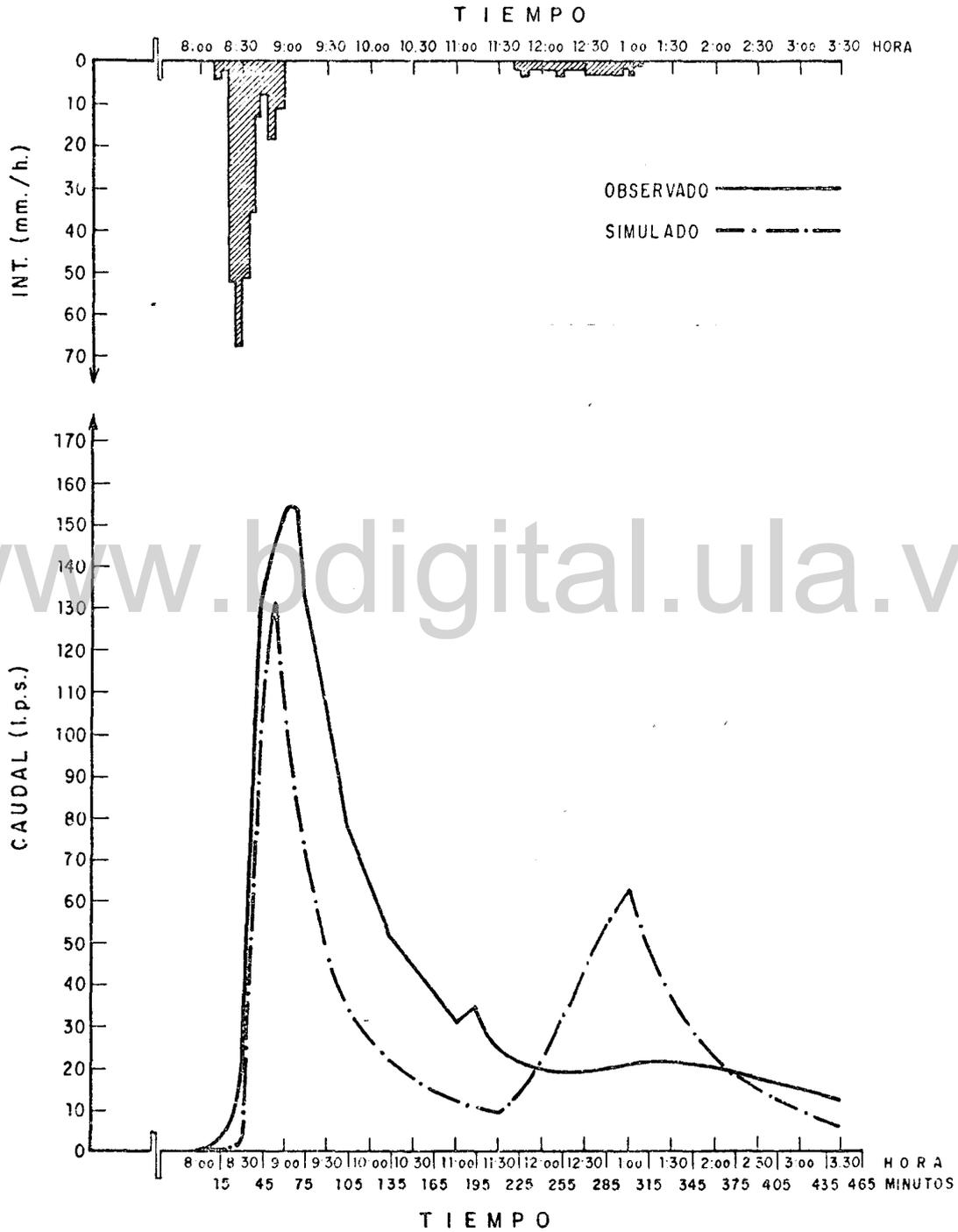


Figura 7. 3.- Hidrograma Observado y Simulado a la Salida de la Cuenca.  
 Fecha del evento: 11 -/ 12 -/ 81

La realización de estas pruebas se hizo de la manera siguiente:

- Para ambos tipos de segmento se varió el intervalo de tiempo, DT.
- En los segmentos de escurrimiento se varió el NDX y la pendiente.
- En los segmentos de escorrentía se variaron el NDX, la pendiente y la rugosidad.

En el Anexo G se presenta las salidas del modelo para cada prueba.

Variación del intervalo de tiempo para el tránsito.

Esta prueba fué realizada usando tres intervalos de tiempo diferentes, tal como lo muestra la Figura 7.5. Allí se observa que hay algunas diferencias en el hidrograma resultante, dependiendo del DT seleccionado. Sin embargo es de resaltar que no se manifiesta una tendencia muy bien definida, ya que para el valor más pequeño de DT, resultó en un hidrograma intermedio.

Segmento de escurrimiento

Para este tipo de segmento se hicieron dos pruebas de sensibilidad como ya se indicó anteriormente. Una se hizo variando el NDX y la otra variando los valores de la pendiente.

En relación a la influencia del valor del NDX, en lo que respecta al hidrograma resultante, se observa en la Figura 7.5 una ligera variación del mismo, para los diferentes valores de NDX considerados, ya que varía la forma del hidrograma, y el caudal máximo aumenta en la medida que aumenta el NDX, y en igual sentido se observa un pequeño desplazamiento del pico, en relación a la coordenada tiempo.

En cuanto a la pendiente en la figura 7.6 se ve que hay un aumento apreciable del caudal en la medida que aumenta la pendiente, siendo esto lo esperado en la realidad.

#### Segmento de escorrentía

Para el segmento de escorrentía se hizo variar el NDX, la pendiente y la rugosidad del cauce, como ya fué mencionado.

En las Figuras 7.7, 7.8 y 7.9, correspondientes a los tres parámetros antes señalados, se observan diferencias muy pequeñas en lo que respecta a los hidrogramas resultantes para cada caso. Como se muestra en la Figura 7.7, casi no hay variación en el hidrograma para diferentes valores de NDX, en cambio los hidrogramas para diferentes valores de pendiente y rugosidad mostrados en las Figuras 7.8 y 7.9, presentan la misma tendencia observada para los segmentos de escurrimiento.

El resultado de esas escasas diferencias en los hidrogramas resultantes para los rangos de cada parámetro, pueden ser debidas a que se haya producido un enmascaramiento en los efectos de la variación de éstos parámetros, lo cual puede deberse entre otras a las siguientes razones:

- A que se generaron caudales considerando los dos tipos de segmentos, en donde se variaron los parámetros sólo para el segmento de escorrentía, dejando constante los parámetros para los segmentos de escurrimiento.
- Además en el caso de la pendiente y la rugosidad, uno de ellos puede enmascarar el efecto del otro y viceversa.

Las suposiciones anteriores se basan, en que los resultados encontrados por Duque (1981) al realizar las pruebas de sensibilidad de parámetros en el segmento de escorrentía, indican que el

caudal máximo aumenta grandemente, en la medida que aumenta la pendiente, sucediendo lo contrario con la rugosidad, lo cual puede ser explicado, a que en este caso se excluyeron los segmentos de escurrimiento, para la realización de dichas pruebas.

Respuesta de la cuenca por cambios en el patrón de uso.

Al igual que para el caso de las pruebas de sensibilidad de parámetros, se trabajó con la subcuenca número 2, de la cual se hacen todas las inferencias al respecto. Como el objetivo es ver en que forma el hidrograma generado es afectado por el cambio de uso de la cuenca, se supone el hecho que lo que ocurra en una subcuenca, se puede generalizar para la cuenca en su conjunto.

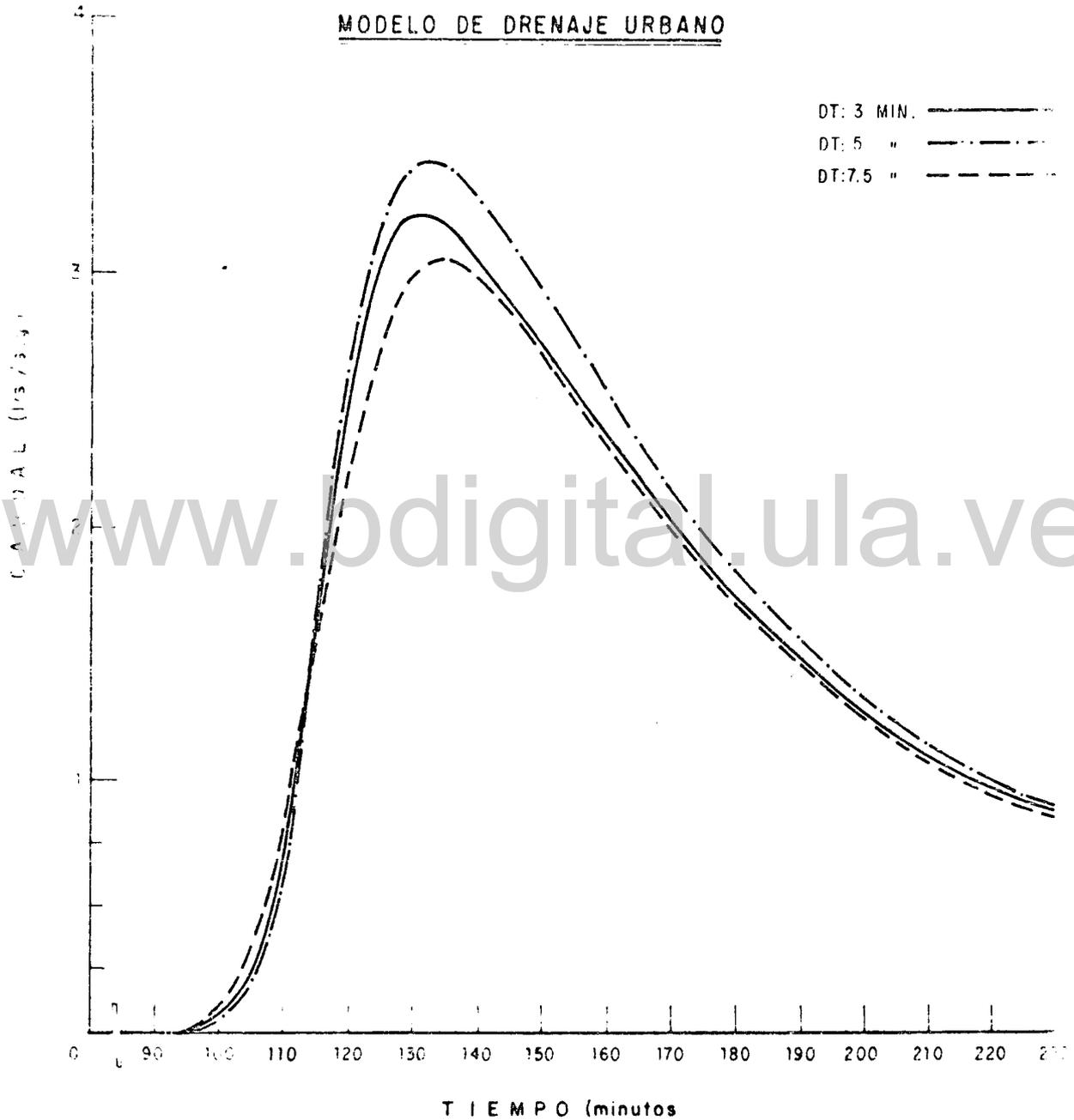
En el Anexo H se presenta las salidas correspondientes a los diferentes usos.

Para el caso concreto se plantearon cuatro tipos de uso, que van desde un bosque de buena condición hidrológica hasta cultivos con mala condición hidrológica.

En la Figura 7.10 se observan los resultados obtenidos, los cuales son bastante evidentes y como era de esperarse, la variación del hidrograma es muy marcada, tanto en la forma como en el caudal máximo.

Así el caudal máximo simulado puede variar aproximadamente unas 180 veces al compararse las condiciones extremas.

Estos resultados evidencian el efecto protector de la vegetación y su efecto atenuante sobre el escurrimiento superficial.



**Figura 7.4.**- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de DT, a la Salida de la Subcuenca 2.-

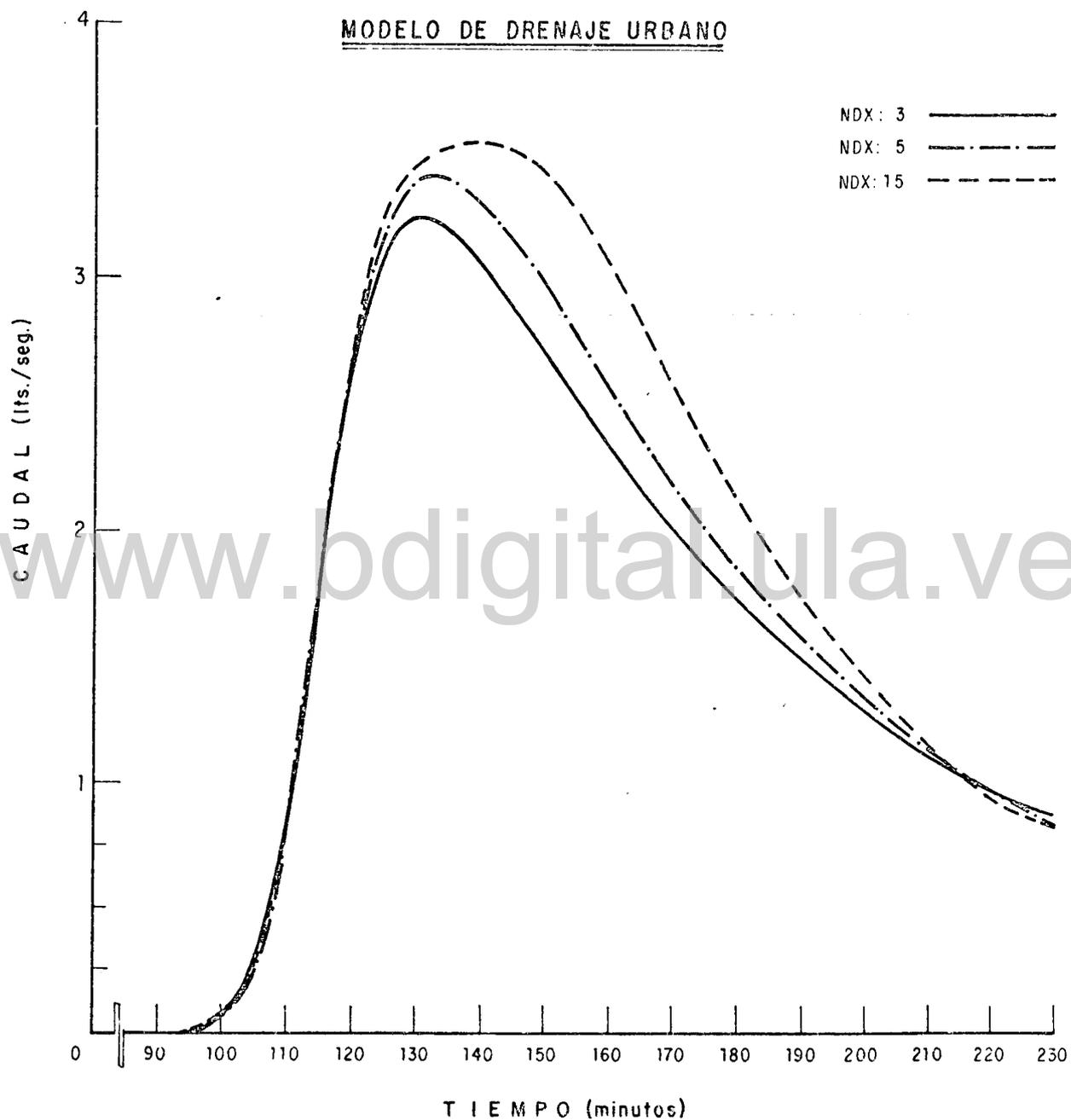
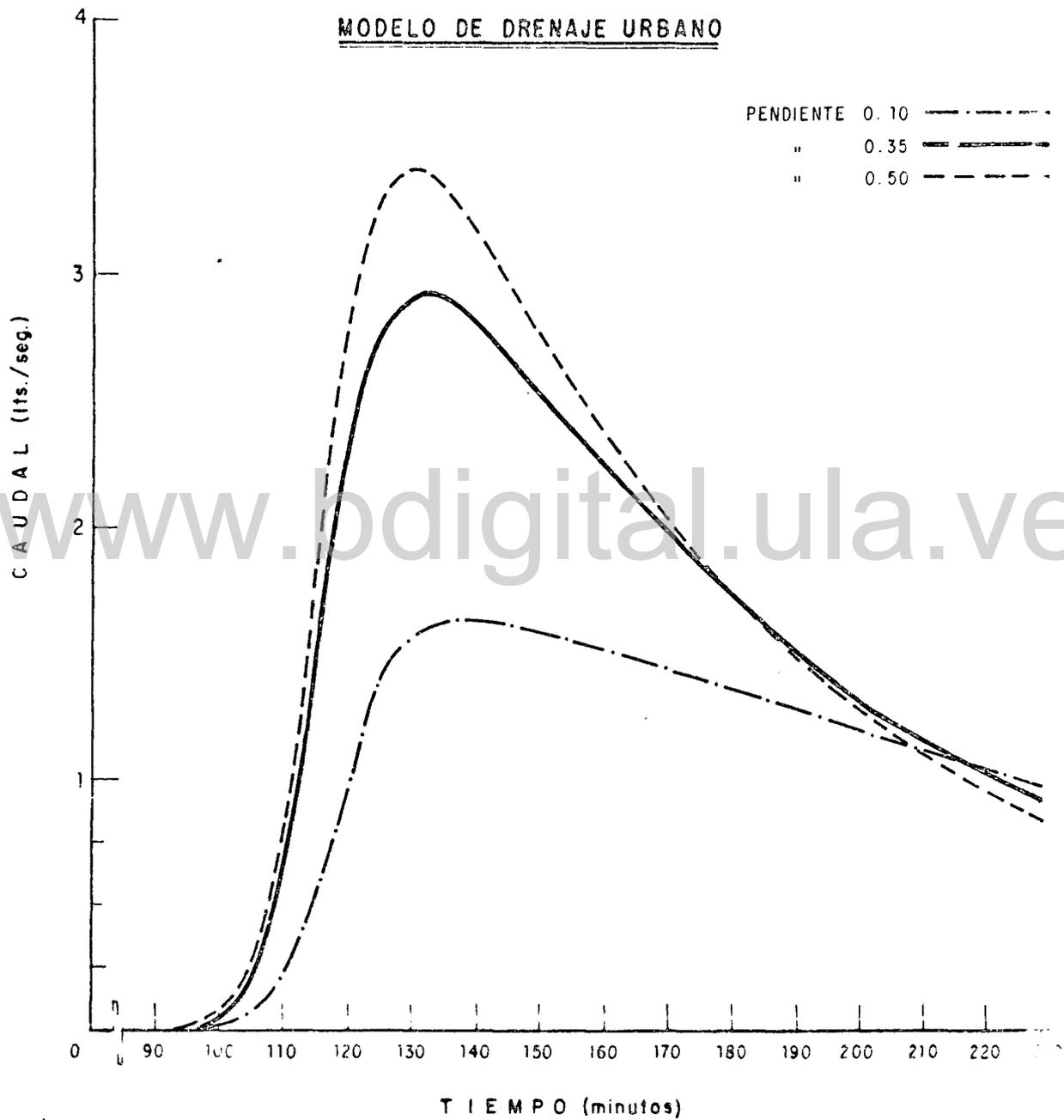


Figura 7.5.- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de NDX en los Segmentos de ESCURRIMIENTO.



**Figura 7.6.**.- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de Pendiente en los Segmentos de ESCURRIMIENTO.

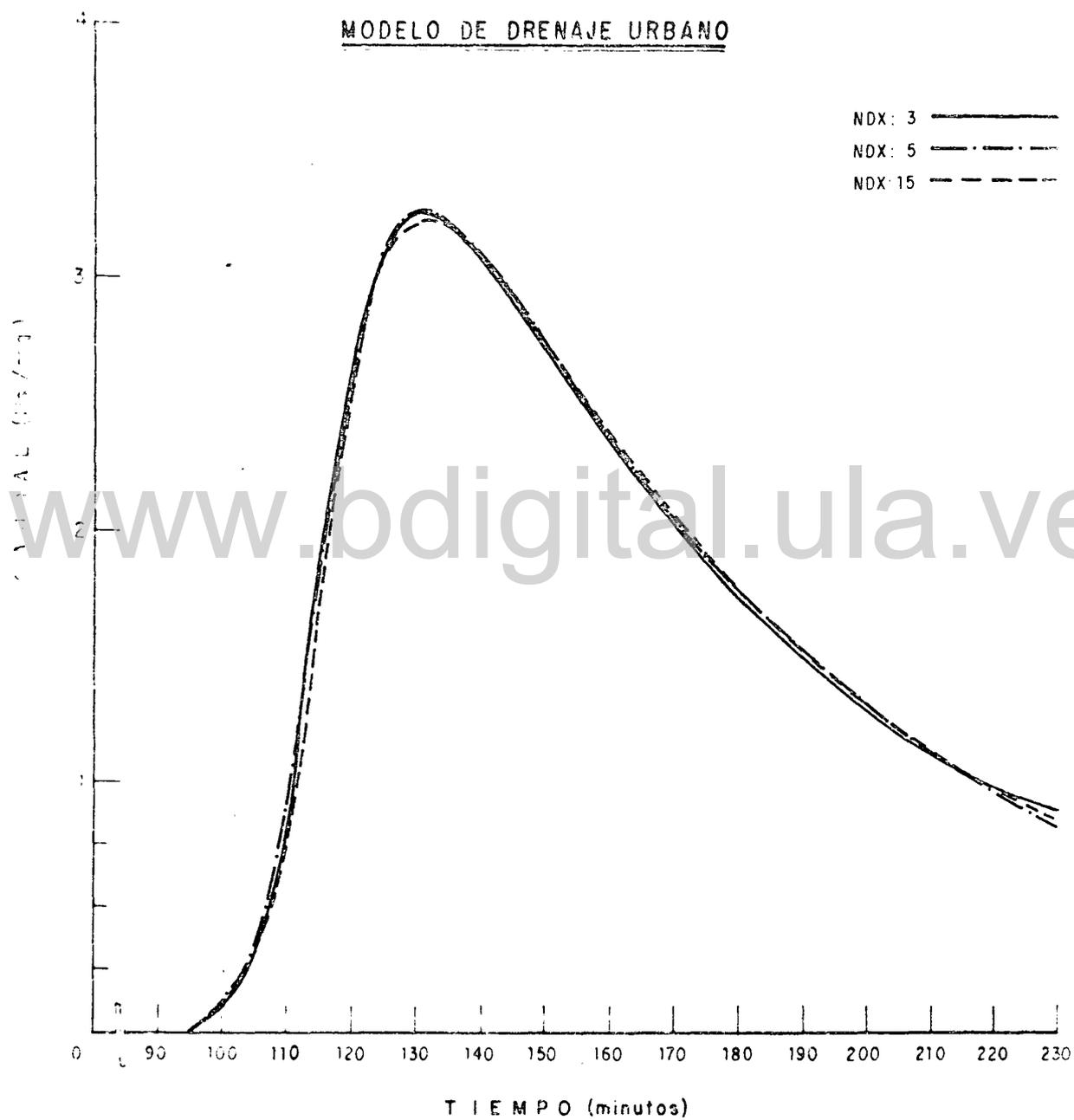


Figura 7.7.-Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de NDX en el Segmento de ESCORRENTIA.

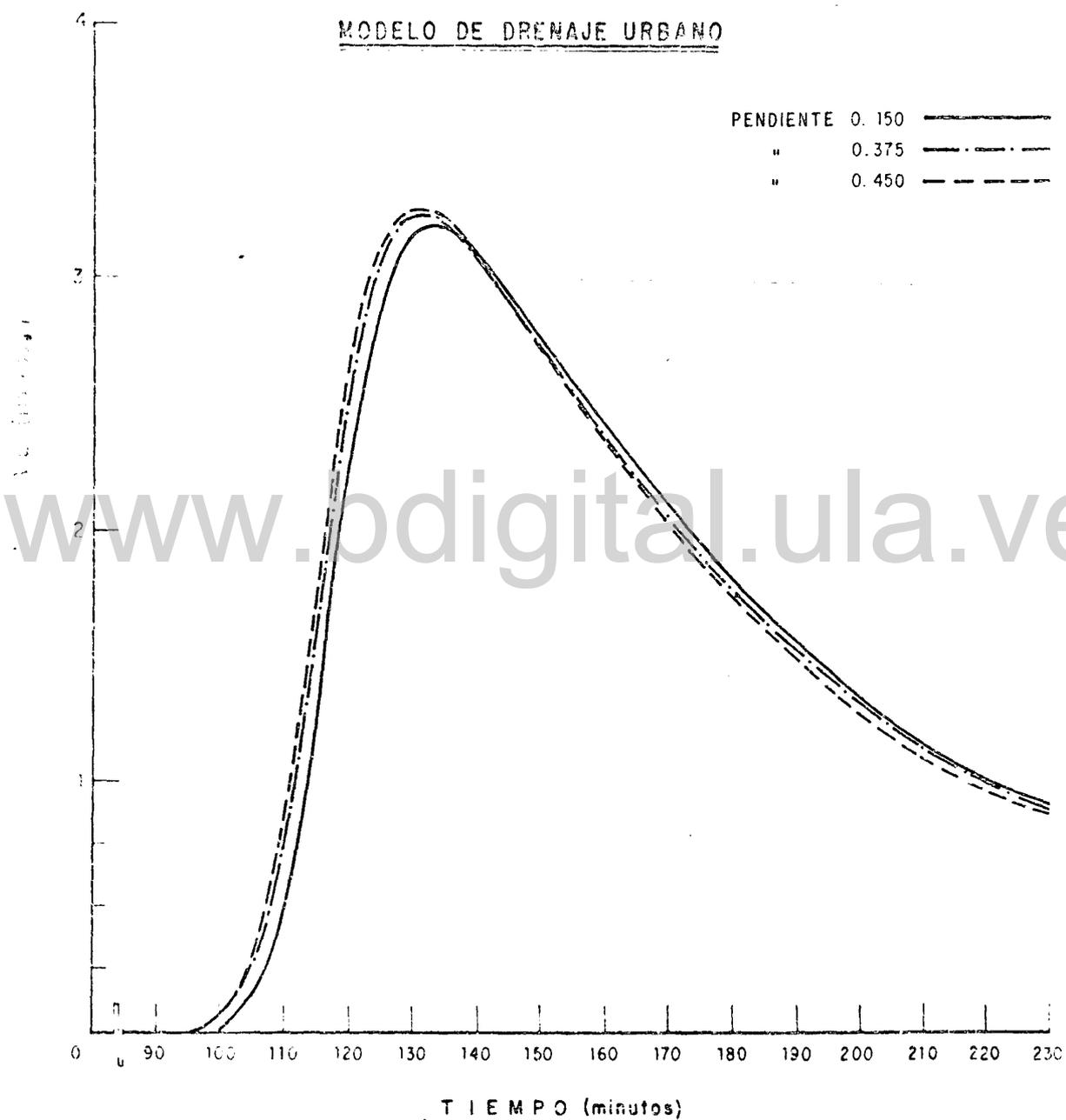
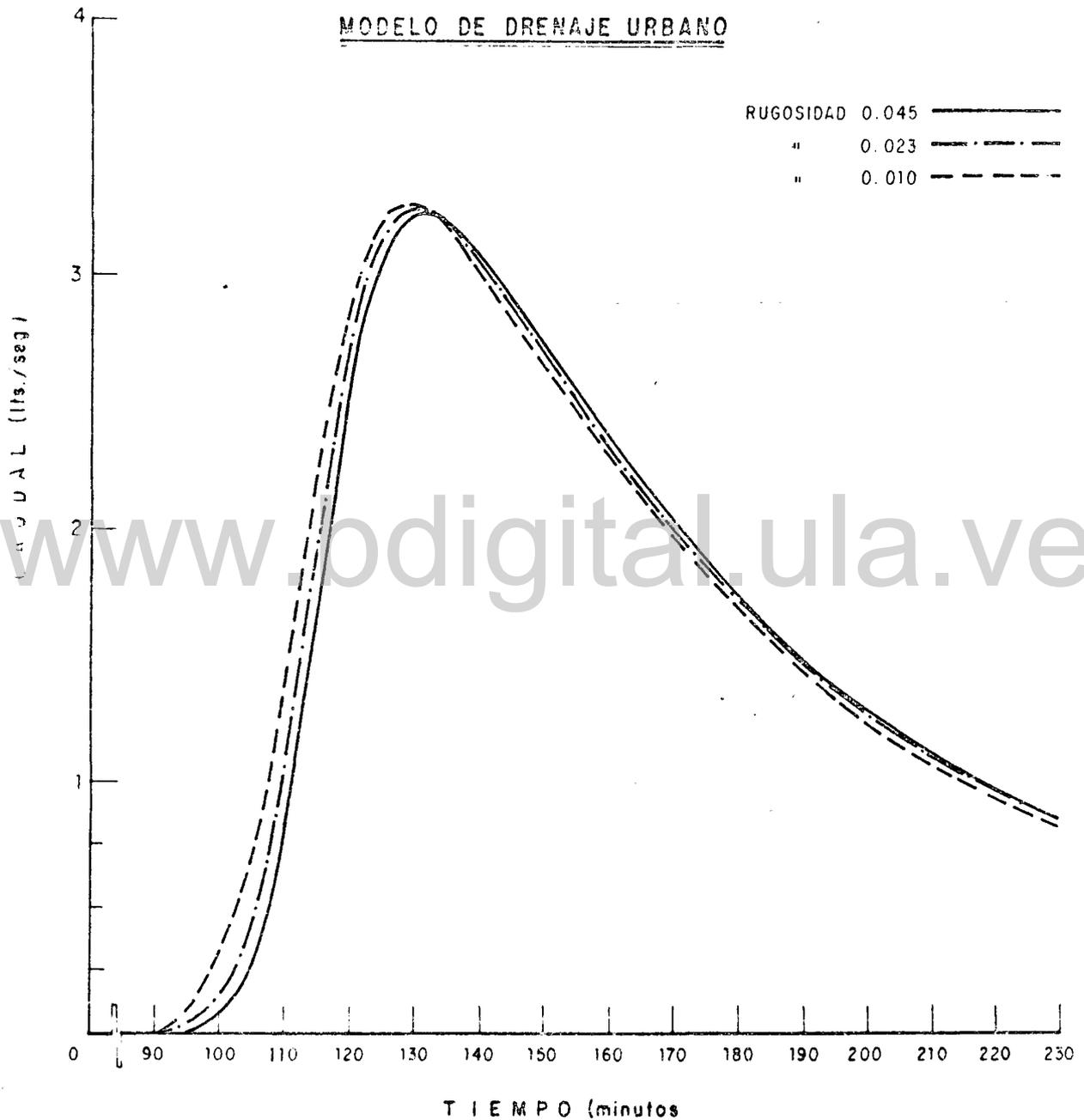


Figura 7.8.- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de Pendiente en el Segmento de ESCORRENTIA.



**Figura 7.9.-** Hidrogramas Producidos al Variar la Rugosidad en el Segmento de ESCORRENTIA.

MODELO DE DRENAJE URBANO

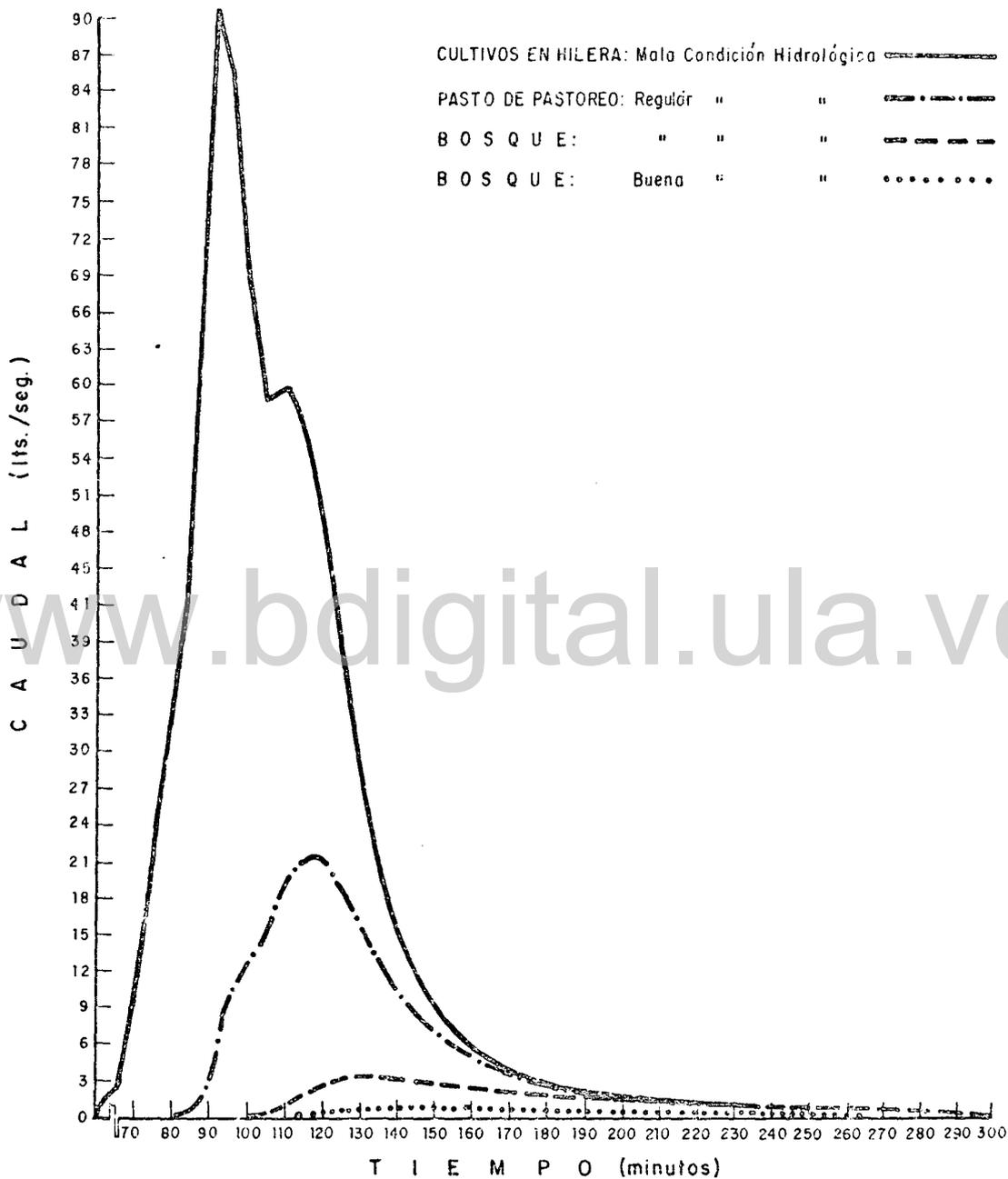


Figura 7.10.- Hidrogramas Producidos por la Subcuenca 2 como Respuesta a los Cambios de Uso.

### 7.2.2. Modelo Lluvia-Escorrentía

#### Simulación de la escorrentía

Para la simulación de la escorrentía se utilizaron los mismos eventos que en el caso del Modelo de Drenaje Urbano y por las consideraciones antes señaladas, en virtud de que Modelo Lluvia Escorrentía sólo simula la escorrentía directa, se procedió a calcular la escorrentía directa observada siguiendo el procedimiento utilizado para el anterior modelo. En las Tablas 7.4, 7.5 y 7.6 se presentan los valores de escorrentía directa observada y simulada, con las cuales se elaboraron las Figuras 7.11, 7.12 y 7.13 respectivamente.

Referente al caudal máximo observado y al simulado, para los eventos correspondientes a las Figuras 7.11 y 7.13, se aprecia que no presentan prácticamente diferencias en su valor ya que para ambos, la diferencia es menor del 5%. En cambio para el evento de la Figura 7.12, la diferencia se hace un poco mayor, estando el simulado por encima del observado.

También con este modelo se presentan para todos los eventos, diferencias notorias en la forma de los hidrogramas, indicando diferencias de volúmenes escurridos. Dichas diferencias son más resaltantes que las ocurridas con el Modelo de Drenaje Urbano, lo que indica que este último reproduce mejor la forma del hidrograma. Este modelo, al igual que el de Drenaje Urbano, por las consideraciones expuestas para el mismo, reproduce para el evento del 11/12/81 también dos picos.

En el Anexo 1 se presentan las salidas de las corridas del modelo para cada evento.

Tabla 7.4 Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 08/02/82, usando el Modelo Lluvia-Escorrentía

E S C O R R E N T Í A (LPS)				
Tiempo (min)	Esc. Total Observada (Qo)	Caudal Base (Qb)	Esc. Directa Observada (Qo-Qb)	Esc. Directa Simulada (Qs)
15	0.66	0.14	0.52	0.00
30	0.68	0.15	0.53	0.00
45	0.78	0.16	0.62	0.00
60	6.64	0.16	6.48	0.46
70	62.74	0.18	62.56	34.00
75	54.11	0.19	53.92	58.97
90	140.57	0.22	140.35	*216.69
93	181.50	3.50	178.00	200.33
100	*222.54	*15.40	*207.14	190.50
105	196.26	15.35	180.91	171.82
117	163.30	15.30	148.00	163.17
120	162.14	15.20	146.94	152.47
135	152.67	15.00	137.67	60.38
150	131.90	14.90	117.00	22.63
165	107.86	14.80	93.06	7.16
180	91.17	14.70	76.47	2.71
195	76.15	14.50	61.65	1.14
210	66.41	14.30	52.11	0.46
225	57.47	14.20	43.27	0.16
240	52.48	14.10	38.38	0.05
255	46.25	14.00	32.25	0.01
270	41.89	13.90	27.99	0.00
285	37.79	13.85	23.94	0.00
300	33.94	13.80	20.14	0.00
315	31.52	13.70	17.82	0.00
330	28.75	13.60	15.15	0.00
345	26.56	13.50	13.06	0.00
360	24.88	13.40	11.48	0.00
375	22.88	13.25	9.63	0.00
390	21.92	13.10	8.82	0.00
405	20.52	13.00	7.53	0.00
420	19.18	12.90	6.28	0.00
435	18.32	12.80	5.52	0.00
450	17.48	12.70	4.78	0.00

\* Caudal máximo

Tabla 7.5 Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 22/11/81, usando el Modelo Lluvia - Escorrentía.

E S C O R R E N T Í A (LPS)				
Tiempo (min)	Esc. Total Observada (Qo)	Caudal Base (Qb)	Esc. Directa Observada (Qo-Qb)	Esc. Directa Simulada (Qs)
15	2.64	2.48	0.16	0.00
30	2.64	2.48	0.16	0.00
45	2.75	2.50	0.25	0.00
60	4.05	2.50	1.55	0.01
75	6.88	2.54	4.34	4.76
90	16.26	2.58	13.68	24.91
105	19.62	2.60	17.02	42.46
108	27.90	2.70	25.20	*42.73
120	28.64	2.90	25.74	37.45
126	31.10	3.30	27.80	30.65
135	36.48	5.50	30.98	22.38
142.5	*39.53	*8.50	*31.03	17.00
150	37.13	8.40	28.73	10.39
165	34.07	8.35	25.72	3.33
180	30.09	8.30	21.79	1.42
195	25.92	8.20	17.72	0.58
210	21.92	8.15	13.77	0.23
225	20.25	8.10	12.15	0.07
240	18.23	8.00	10.23	0.02
255	16.66	7.95	8.71	0.00
270	15.48	7.90	7.58	0.00
285	14.28	7.85	6.43	0.00
300	13.42	7.80	5.62	0.00
315	12.59	7.75	4.84	0.00
330	12.05	7.70	4.35	0.00
345	11.73	7.65	4.08	0.00
360	11.34	7.60	3.74	0.00
375	11.15	7.55	3.96	0.00
390	10.96	7.50	3.46	0.00
405	10.65	7.40	3.25	0.00
420	10.29	7.35	2.94	0.00
435	10.05	7.30	2.75	0.00
450	9.76	7.20	2.56	0.00

\* Caudal máximo

Tabla 7.6. Valores de escorrentía directa observada y simulada para el evento del 11/12/81, usando el Modelo Lluvia - Escorrentía.

E S C O R R E N T I A (LPS)				
Tiempo (min)	Esc. Total Observada (Qo)	Caudal Base (Qb)	Esc. Directa Observada (Qo-Qb)	Esc. Directa Simulada (Qs)
15	1.38.	0.50	0.88	0.00
30	11.53	0.60	10.93	112.00
45	114.25	0.65	113.60	142.92
48	118.20	0.70	117.50	*145.45
51	127.50	2.00	125.50	119.64
60	158.62	8.00	150.63	68.51
67.5	*163.43	*12.40	*151.03	50.00
75	146.24	12.30	133.89	25.36
90	115.29	12.30	102.99	8.52
105	90.94	12.25	78.69	3.90
120	82.49	12.20	70.29	2.35
135	64.37	12.00	52.37	1.68
150	55.61	11.95	43.66	1.42
165	49.15	11.90	37.25	1.32
180	43.17	11.35	31.82	1.29
195	47.00	11.75	35.25	1.28
210	35.71	11.55	24.16	1.28
225	32.96	11.50	21.46	19.36
240	31.16	11.45	19.71	30.57
255	30.00	11.35	18.65	35.07
270	29.54	11.30	18.24	45.10
285	30.23	11.20	19.03	48.56
300	31.40	11.15	20.25	43.37
315	32.60	11.10	21.50	18.66
330	31.87	11.00	20.87	5.81
345	31.40	10.90	20.50	2.15
360	30.23	10.85	19.38	0.86
375	29.20	10.75	18.45	0.35
390	28.41	10.60	17.81	0.12
405	27.31	10.50	16.81	0.04
420	26.24	10.45	15.79	0.01
435	25.19	10.30	14.89	0.00
450	24.17	10.20	13.97	0.00

\* Caudal máximo

MODELO LLUVIA-ESCORRENTIA

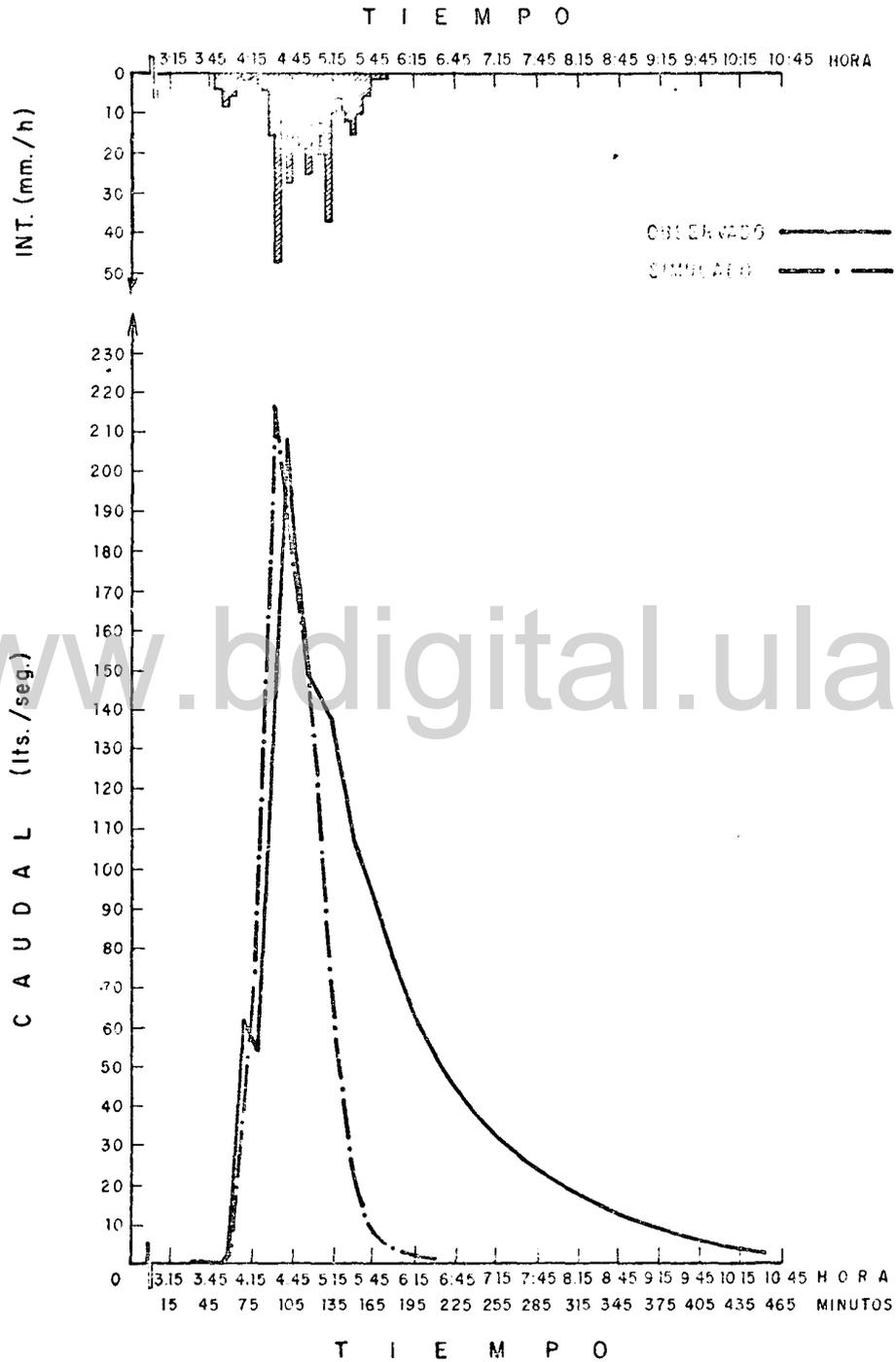


Figura 7.11.- Hidrograma Observado y Simulado a la Salida de la Cuenca. - fecha del evento: 08 ./02 ./82

MODELO LLUVIA - ESCORRENTIA

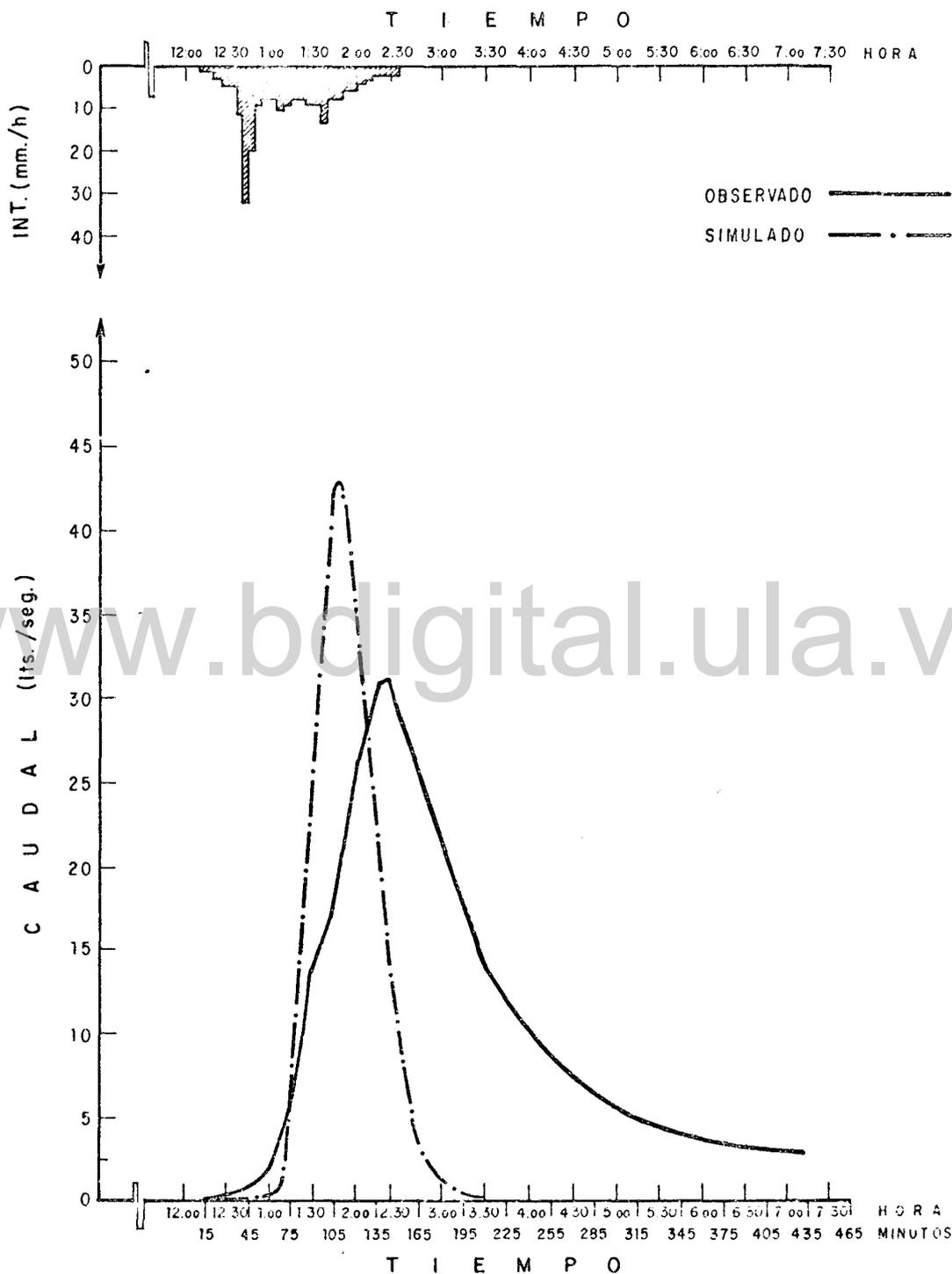


Figura 7.12.- Hidrograma Observado y Simulado a la Salida de la Cuenca  
 Fecha del evento: 22 -/ 11 -/ 81

MODELO LLUVIA - ESCORRENTIA

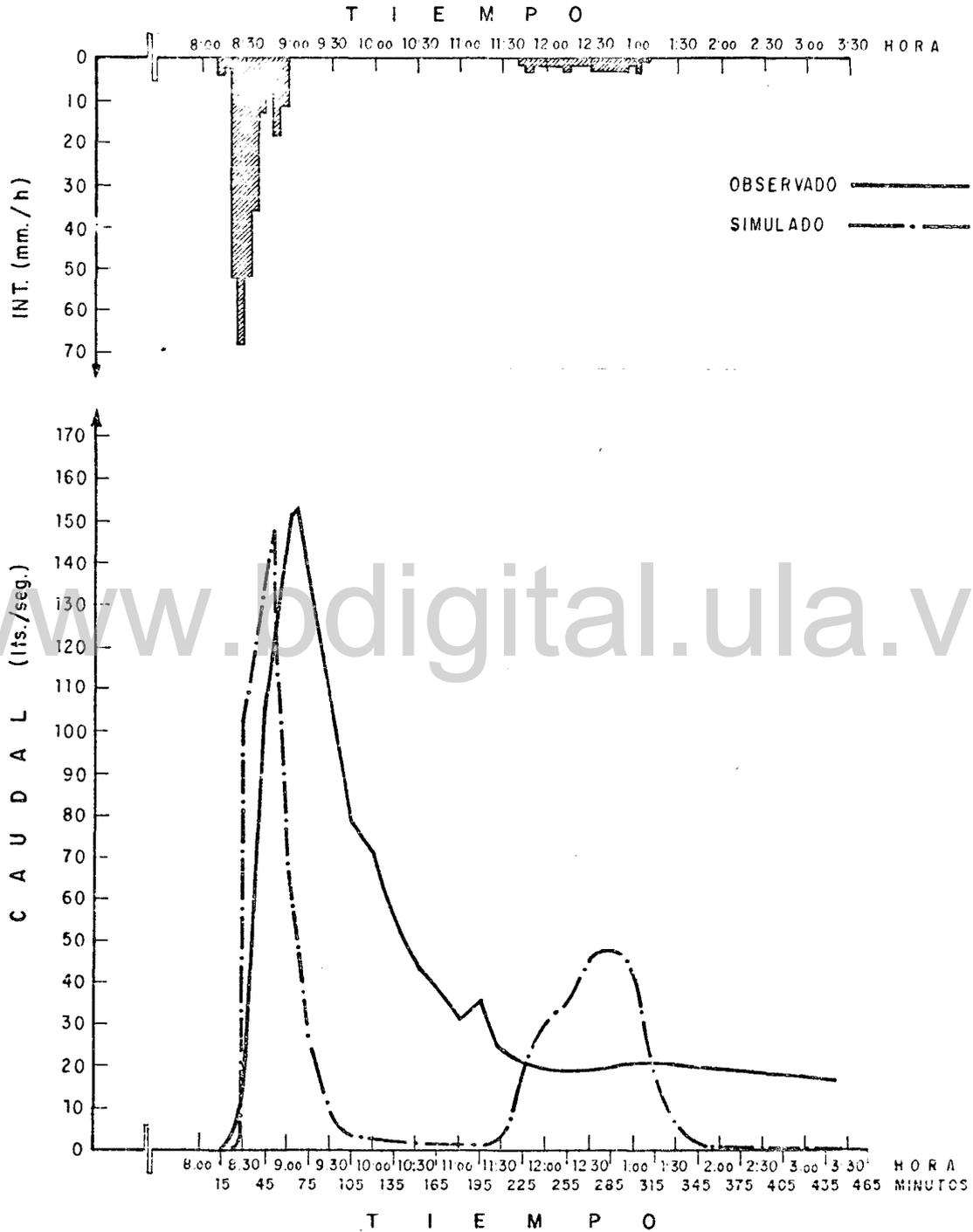


Figura 7.13.- Hidrograma Observado y Simulado a la Salida de la Cuenca  
 Fecha del evento: 11 -/ 12 -/ 81

#### Prueba de sensibilidad de parámetros

Esta prueba fue realizada igualmente con una subcuenca, en este caso con la subcuenca 1 y el mismo evento de lluvia que se tomó para el modelo anterior.

El criterio para realizar las pruebas fue el mismo que se siguió para el Modelo de Drenaje Urbano y en cuanto al número y tipo de pruebas efectuadas fueron también idénticas.

En el Anexo J se presenta las salidas de las corridas para cada prueba.

#### Variación del intervalo de tiempo

En la Figura 7.14 se presentan los hidrogramas producidos para diferentes valores del intervalo de tiempo, DT, en donde se observa que los resultados obtenidos siguen la misma tendencia obtenida con el Modelo de Drenaje Urbano.

#### Segmentos de escurrimiento

Tal como se observa en la Figura 7.15, los hidrogramas producidos por los valores de NDX seleccionados, muestran un aumento en el caudal máximo en la medida que el valor de NDX aumenta.

En relación a la pendiente, la Figura 7.16 presenta, como era de esperarse, un aumento del caudal máximo al incrementarse la pendiente.

#### Segmento de escorrentía

Al igual que para los segmentos de escurrimiento, se observa que el caudal máximo aumenta con el valor de NDX, para el ran

go considerado, tal como se muestra en la Figura 7.17.

En cuanto a la pendiente y a la rugosidad tal como se muestra en las Figuras 7.18 y 7.19 respectivamente, se observa, al igual que en el caso del Modelo de Drenaje Urbano, la misma tendencia, es decir, que al aumentar la pendiente aumenta el caudal máximo, ocurriendo lo contrario con la rugosidad, pero es de hacer notar que dichas variaciones en uno u otro sentido son insignificantes, quizás por las mismas consideraciones hechas al respecto para el Modelo de Drenaje Urbano.

Respuesta de la cuenca por cambios en el patrón de uso.

Los resultados obtenidos corresponden también a la subcuenca 1 y al igual que en el anterior modelo, se establecieron las mismas consideraciones al respecto, proponiéndose en consecuencia los mismos usos. En el Anexo K se presentan las salidas para los diferentes usos considerados.

En la Figura 7.20 se observan los hidrogramas producidos en los diferentes usos. En este modelo, al igual que en el anterior, se pone de manifiesto que la cobertura de la cuenca, tiene un efecto determinante sobre el escurrimiento superficial y en consecuencia sobre el hidrograma generado.

En resumen, tanto la forma del hidrograma, así como el caudal máximo varían con el cambio de cobertura, produciéndose un incremento fuerte del caudal máximo en la medida que la cobertura vegetal se hace más deficiente y viceversa.

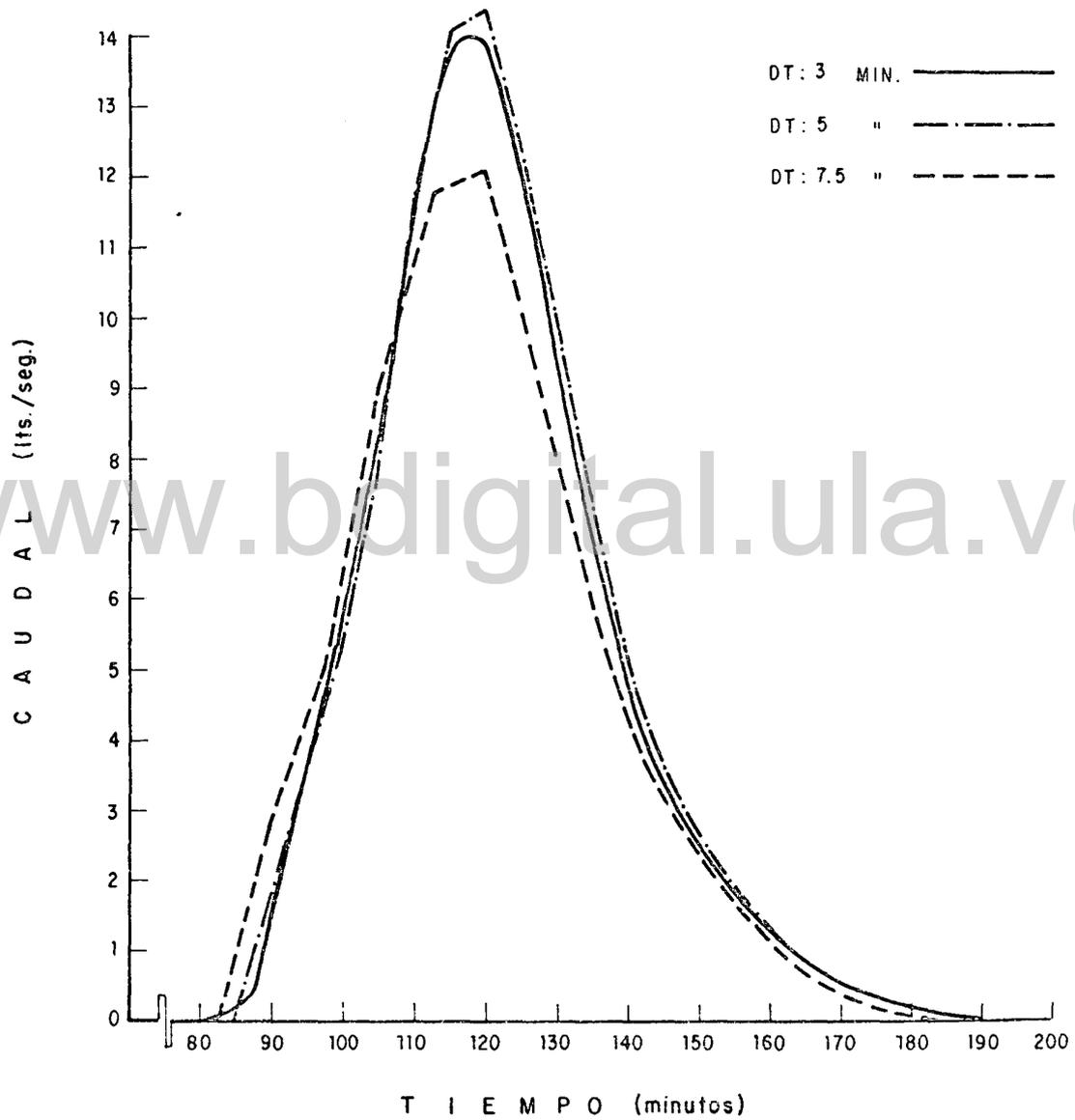
MODELO LLUVIA-ESCORRENTIA

Figura 7.14.- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de DT, a la Salida de la Subcuenca 1.-

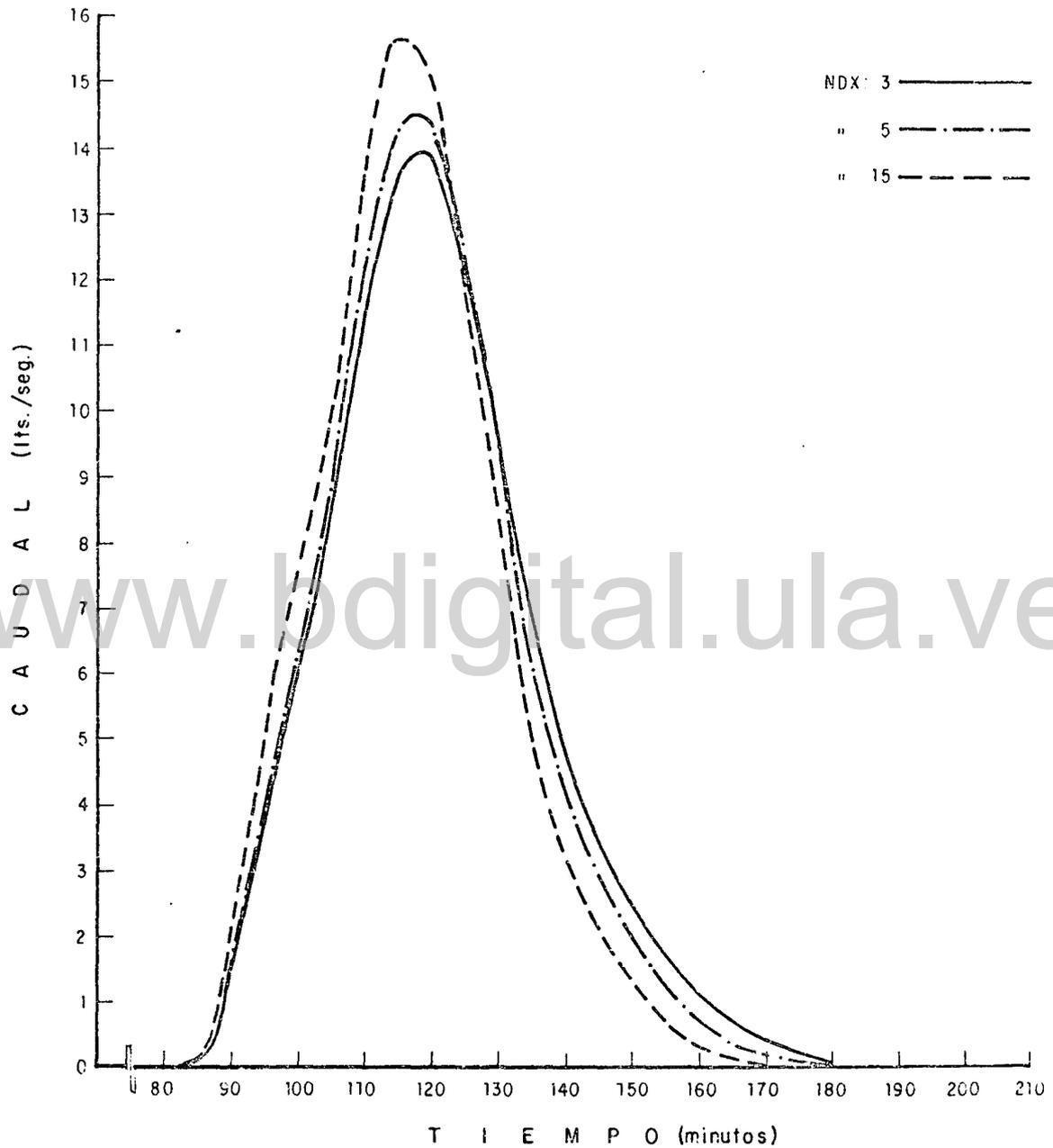
MODELO LLUVIA - ESCORRENTIA

Figura 7.15.- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de NDX en los Segmentos de ESCURRIMIENTO.

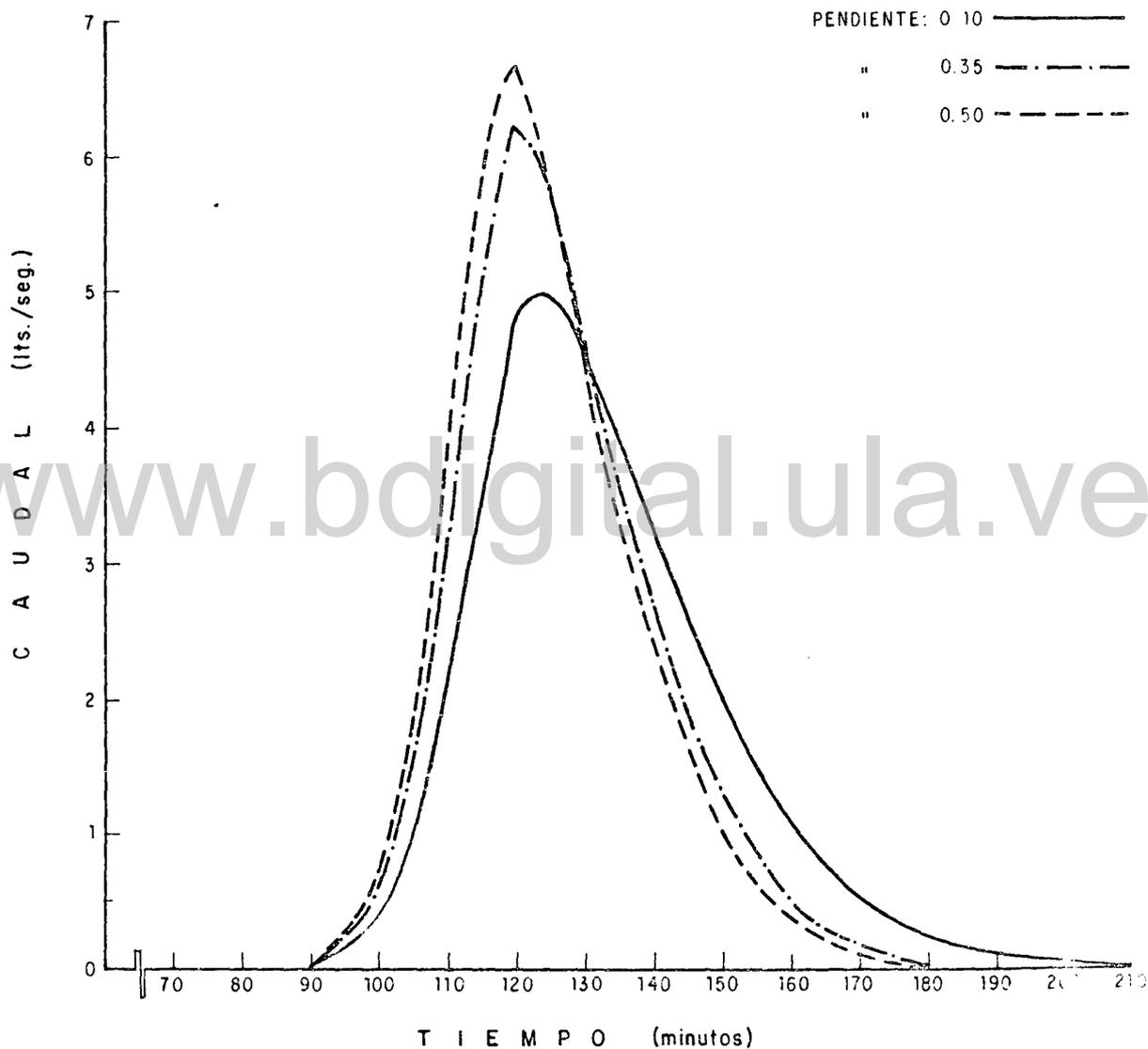
MODELO LLUVIA-ESCORRENTIA

Figura. 7.16.- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de Pendiente en los Segmentos de ESCURRIMIENTO.

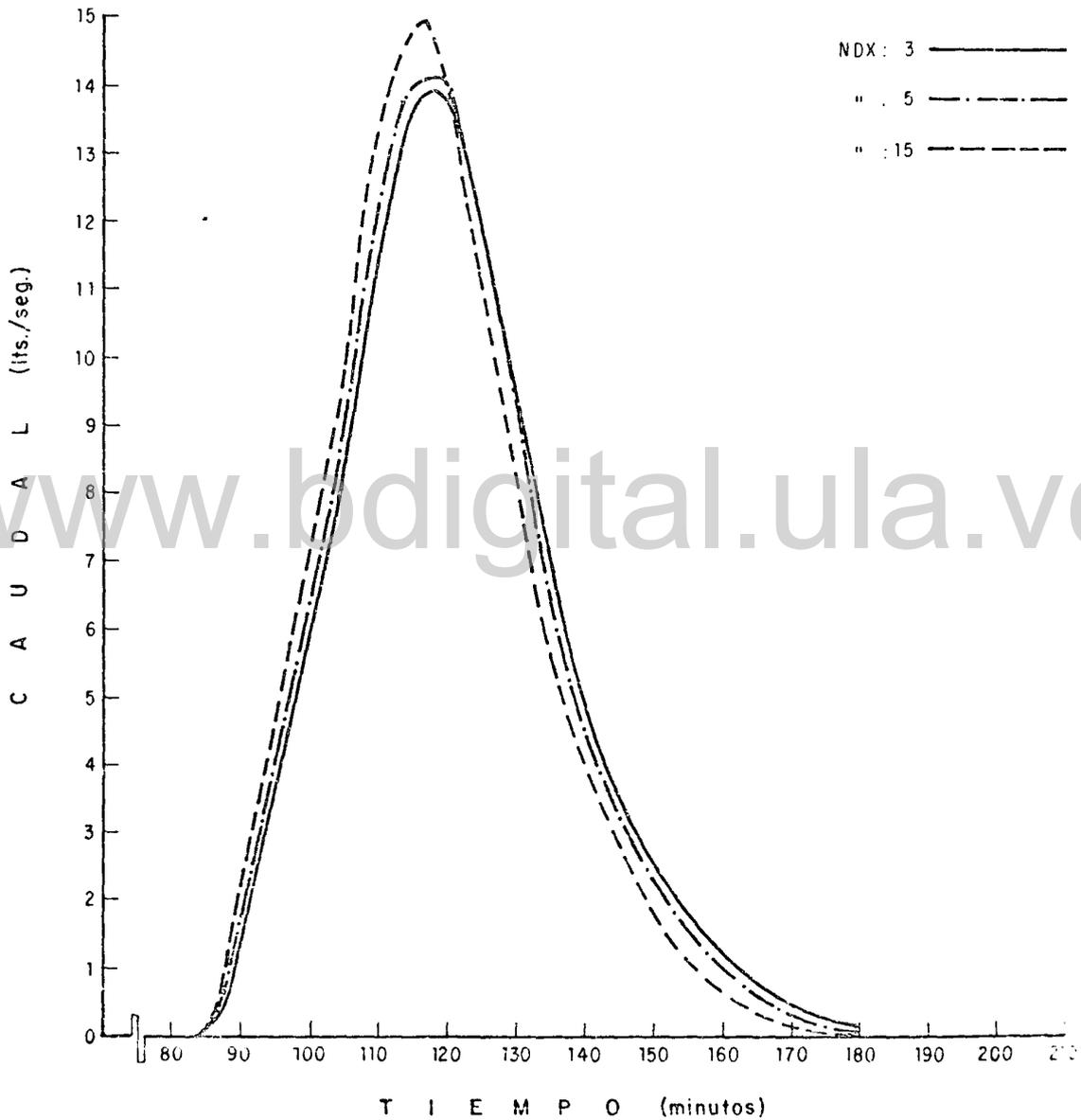
MODELO LLUVIA-ESCORRENTIA

Figura 7.17.- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de NDX en el Segmento de ESCORRENTIA.

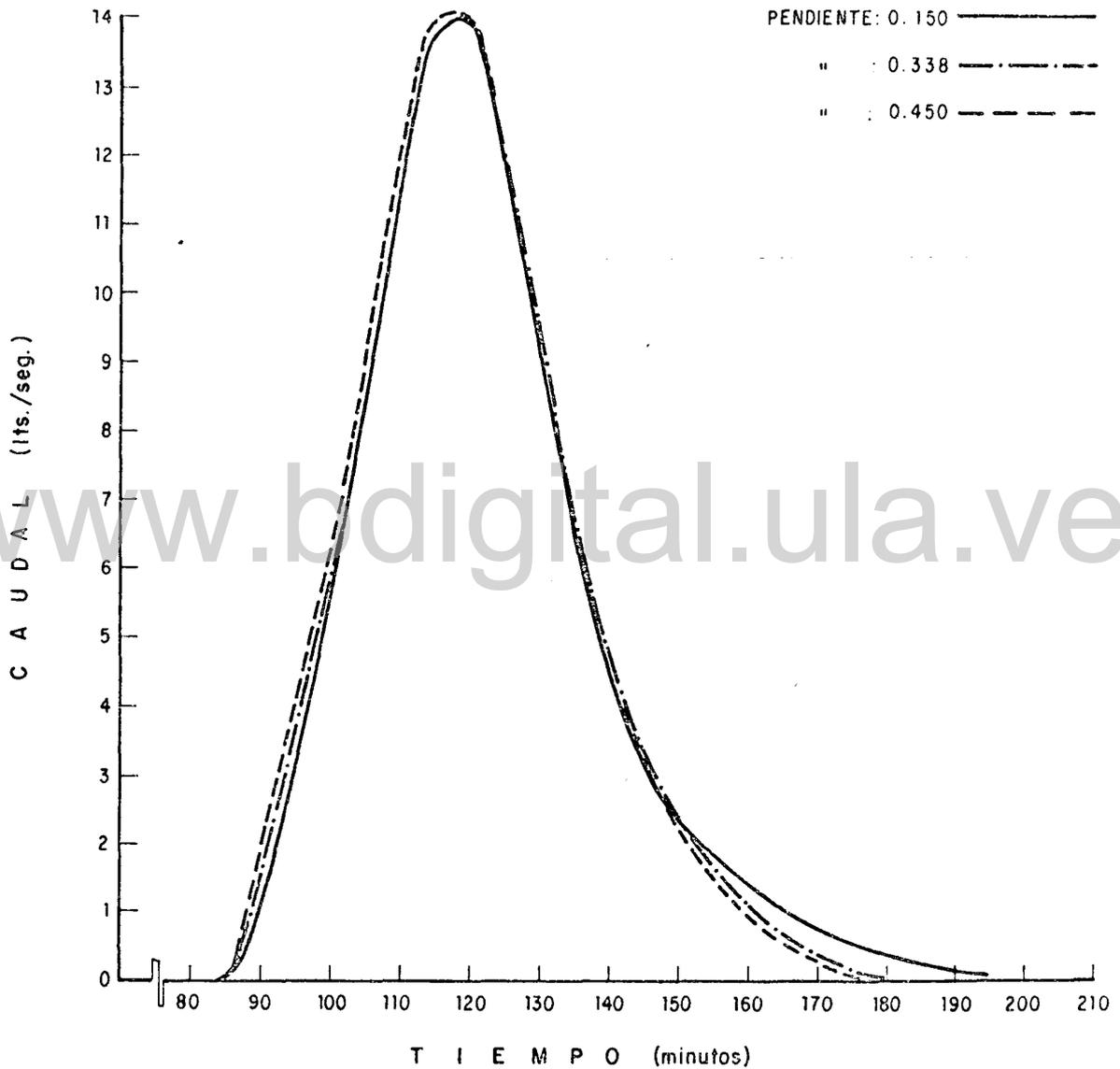
MODELO LLUVIA - ESCORRENTIA

Figura 7.18.- Hidrogramas Producidos por Diferentes Valores de Pendiente en el Segmento de ESCORRENTIA.

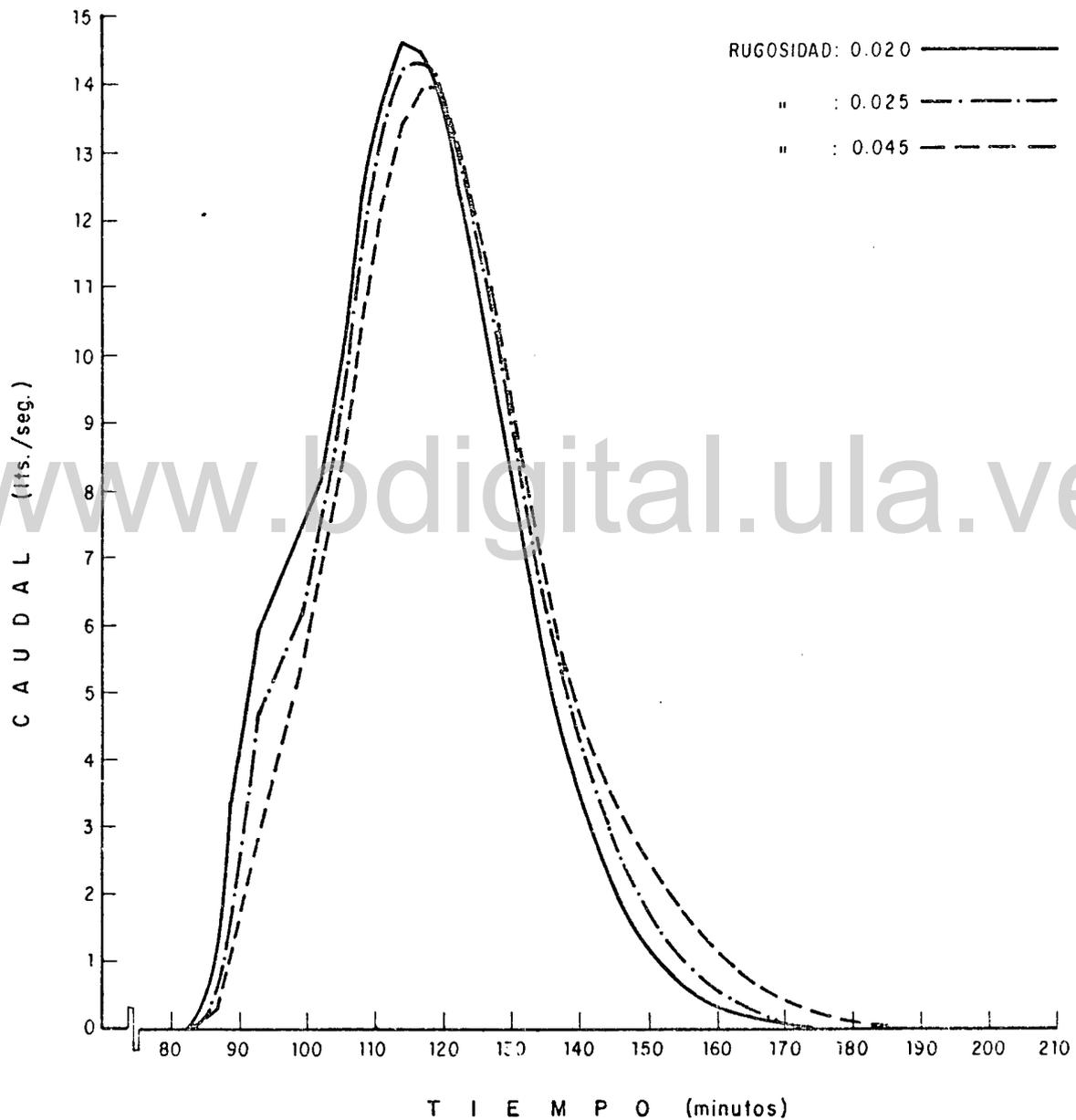
MODELO LLUVIA - ESCORRENTIA

Figura 7.19.- Hidrogramas Producidos al Variar la Rugosidad en el Segmento de ESCORRENTIA.

MODELO LLUVIA - ESCORRENTIA

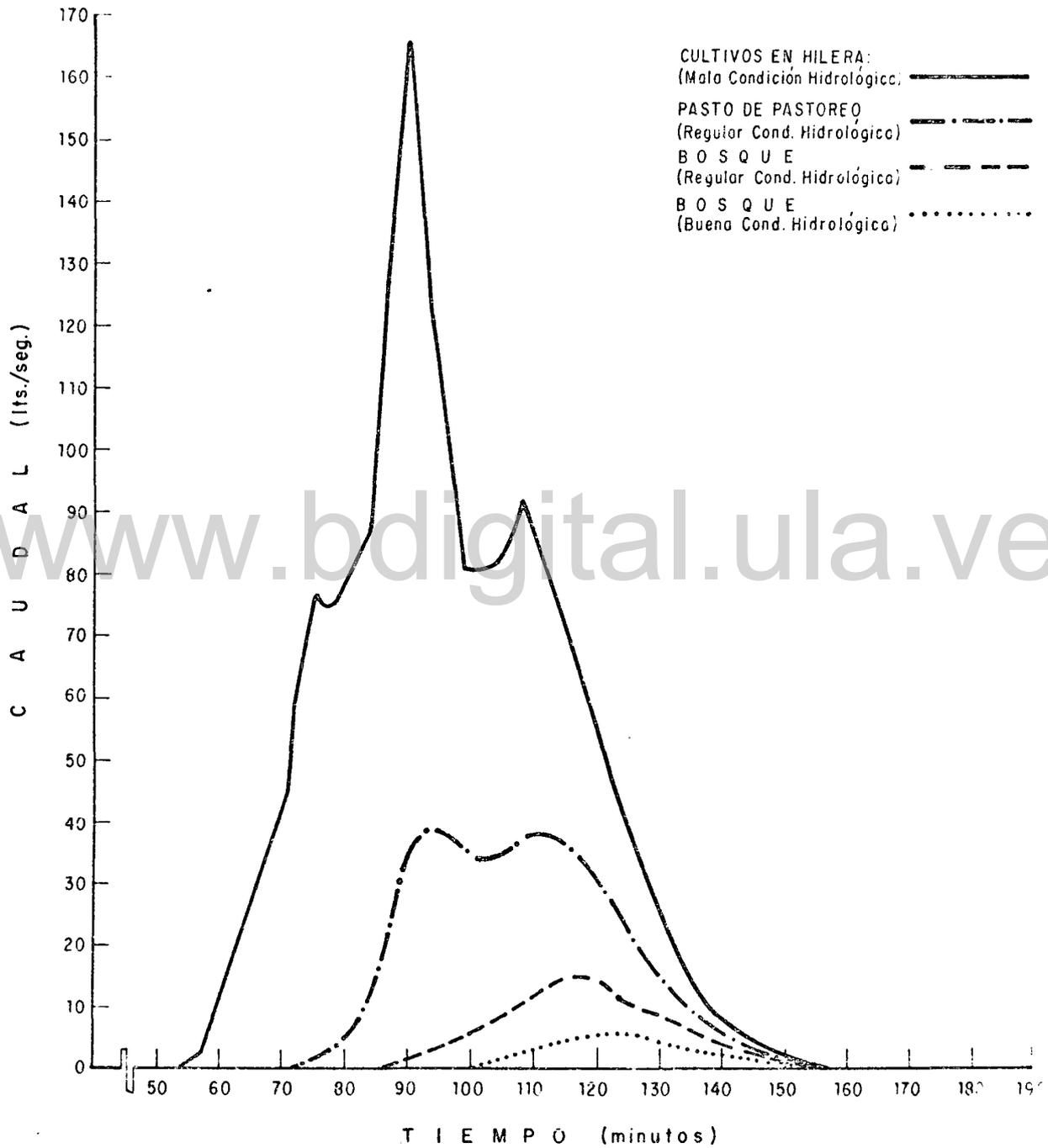


Figura 7.20.- Hidrogramas Producidos por la Subcuenca I; como Respuesta a los Cambios de Uso.

## CAPITULO VIII

### CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En este capítulo se hace referencia a las conclusiones y recomendaciones en forma general a la cuenca Experimental, su instrumentación y procesamiento de la información climática registrada, y en forma específica a la aplicación de los modelos y sus posibilidades de uso tanto en cuencas experimentales con fines de investigación, como en cuencas con fines de planificación y manejo.

#### 8.1. CONCLUSIONES

##### 8.1.1. De carácter general

- La creación de una cuenca Experimental constituye un valioso aporte al área de investigación en cuencas hidrográficas y a la investigación hidrológica en general.
- El hecho de estar ubicada la cuenca Experimental en el área de influencia de institutos de investigación y enseñanza superior, da seguridad en la sistematización y continuidad de los estudios en referencia.
- A pesar de poseer una infraestructura mínima en cuanto a equipos y estructuras se refiere, se observan ciertas fallas en la misma, entre las que cabe citar:
  - a.) desuniformidad de marcas de equipos registradores.
  - b.) la mayoría de dichos equipos son de registro semanal, perdiéndose precisión en la evaluación de eventos y en el caso específico del pluviógrafo Belford originalmente instalado, por ser un registrador acumulativo semanal con capacidad de 300 mm, se originan pérdidas apreciables por evaporación directa.

- Por las razones antes expuestas, hubo necesidad de instalar un pluviógrafo Fuess diario y al limnógrafo Stevens del último punto de flujo, cambiarle la relación de engranajes de semanal a diario, descartándose por el momento los otros dos limnógrafos marca Belford, por no encontrarse oportunamente los respuestos para convertirlos a registradores diarios.
- En cuanto al procesamiento de las bandas, tanto del pluviógrafo, como del limnógrafo, se hizo sin mayores dificultades, siguiéndose en general las normas utilizadas por la División de Hidrología del MARNR. Sin embargo, debido a que los vertederos no fueron uniformes en su construcción y no ajustándose además a las especificaciones indicadas en el manual de Bra-Kensiek et. al. (1979), para aplicar la fórmula indicada en el mismo, se presentaron dificultades en la estimación de caudales, ya que la aplicabilidad de dicha fórmula es válida sólo para alturas de cargas mayores de 0.31 mt. En vista de ello, hubo necesidad de desarrollar una fórmula que permitiera estimar de alguna manera los caudales para alturas de carga menores. Dicha fórmula fué generada a través de un procedimiento gráfico-analítico, la cual más tarde fué chequeada con algunos aforos volumétricos.

#### 8.1.2. De carácter específico

- En cuanto a la utilización de los dos modelos de simulación de eventos en la cuenca Experimental, se puede concluir que en lo referente a la simulación de la escorrentía se obtiene con ambos, un buen ajuste en el caudal máximo, pero no en la forma del hidrograma ni en el volumen, a pesar de que el Modelo de Drenaje Urbano reprodujo mejor la forma del hidrograma.
- En el caso de la cuenca en estudio, debido a la corta longitud de sus vertientes en algunos casos y a sus fuertes pendientes, origina que ambos modelos se hagan inestables, especialmente si

el intervalo de Tránsito y el NDX son altos. Por esa razón para asegurar cierta estabilidad hubo que utilizar un DT y NDX lo suficientemente pequeños.

- De las pruebas de sensibilidad de parámetros realizadas se puede concluir que en ambos modelos se observa la misma tendencia al modificar el DT, es decir varía la forma del hidrograma y el caudal máximo.
- En los segmentos de escurrimiento se pudo observar que para el rango de NDX escogido, el caudal máximo aumentó en la medida que el NDX fué mayor, y cuando se aumentó la pendiente igualmente se incrementó el caudal máximo.
- Los resultados obtenidos de la prueba de sensibilidad de parámetros para el segmento de escorrentía, en general se observa la misma tendencia para ambos modelos. Es decir, que al aumentar el NDX aumenta el caudal. Igualmente ocurre lo mismo con la pendiente, sucediendo lo contrario con la rugosidad, pero en el caso de éstos dos últimos parámetros, el efecto que producen sus variaciones en el hidrograma es muy pequeño, por existir posible enmascaramiento de sus efectos.
- En relación a la respuesta producida por la cuenca a los cambios de uso, ambos modelos reproducen con bastante lógica los efectos, quedando demostrado una vez más el papel de la vegetación sobre el escurrimiento superficial.
- Con la aplicación de los dos modelos, y a pesar del poco número de eventos considerados, se puede decir que los resultados son halagadores, ya que quedó evidenciado el hecho que a través de la simulación hidrológica se pueden ampliar los horizontes en la investigación en cuencas hidrográficas, por permitir obtener resultados aceptables en corto plazo y a menor-

costo, con la ventaja de que los diferentes cambios propuestos se realizaron en el modelo y no en el ecosistema.

## 8.2. RECOMENDACIONES

- 1.- Instrumentar la cuenca en lo posible, con equipos cuya marca sea la usualmente utilizada por la sección de hidrología del MARNR. Ello facilitaría su manejo y adquisición de respuestos. En relación al tipo de registro, en este caso se debe utilizar aparatos cuyos registros permitan hacer un análisis detallado de la información. Muy conveniente sería la instalación de registradores diarios, o mensuales en el caso del pluviógrafo, ya que existe un tipo de aparato cuya escala es lo suficientemente amplia para realizar buenos análisis.
- 2.- Modificar los vertederos actuales. Esto podría hacerse a través de la incorporación de vertederos metálicos de cresta angosta, lo cual reduciría grandemente las pérdidas de carga, y cuyo diseño permita emplear alguna fórmula para calcular gastos a diferentes alturas de carga.
- 3.- Investigar el tipo de aforo más conveniente a las condiciones de la cuenca, a fin de poder realizar posteriormente un conjunto de aforos por un período de tiempo lo suficientemente largo, que asegure una gama variable de alturas de carga, con los cuales se pueda construir la curva mira-gasto, a fin de que pueda ser empleada para convertir dichas cargas a caudales.
- 4.- En todo caso, si se mantienen los vertederos actuales se debe afinar la fórmula desarrollada para alturas menores de 0.31 mts. y tratar de ajustar mejor la fórmula del manual, para alturas mayores de 0.31 mts.

- 5.- Continuar con los registros y el procesamiento de la información, a fin emplear un mayor número de eventos con dichos modelos, y además explorar la posibilidad de utilizar modelos de simulación continua.
- 6.- Continuar con el estudio en detalle de ambos modelos, a fin de lograr determinar el DT y NDX más adecuado para cada longitud de segmento y grado de pendiente.

[www.bdigital.ula.ve](http://www.bdigital.ula.ve)

## IX. BIBLIOGRAFIA

- ANDERSON, H.W. y TROBITZ, H.K. 1974. Influence of some watersheds variables on a major flood. *J. of Forestry* 47(5): 347-356.
- AMISIAL, R.A. y J.P. RILEY. 1968. Adaptation of electronic computes for improved method of modeling surface runoff from rainfall for small watershed. *Publication International Association of Science Hydrology* 81: 392-404.
- BARNES, H.H. 1967. Roughness Characteristics of Natural Channels. *Geological Survey water - Supply. Paper* 1848. 213 p.
- CARR, D.P. y H.W. UNDERHILL. 1974. Los métodos de simulación en el aprovechamiento de los recursos hídricos. ONU. Roma. 65 p.
- CIDIAT. 1977. La cuenca del río Mucujún. Programa de acciones para su mejoramiento. Mérida, Venezuela. 25 p.
- CIDIAT. 1982. Estudio del Sistema de Drenaje Superficial del Area Guanare-Masparro, Sector Sabaneta. Estado Barinas. Mérida. Venezuela. 114 pp.
- CLARKE. R.T. 1973. A review of some mathematical model used in hydrology, with observation on their calibration and use. *J. of Hydrology* 19:1-20.
- CONTRERAS, M.C. 1970. Esquema propuesto para la investigación sobre cuencas hidrográficas en Chile. Tesis M.S. Turrialba, Costa Rica.
- DUQUE, R.A. 1977. Análisis de un Modelo Hidrológico para la Simulación de la Escorrentía. CIDIAT. Universidad de Los Andes. Mérida, Venezuela. 125 p.
- \_\_\_\_\_ 1979. Modelo de Simulación Paramétrica. Stanford IV. CIDIAT. Mérida. 187 p.

- 1980. Introducción a la Simulación paramétrica de sistemas hidrológicos. CIDIAT. Mérida. 67 p.
- 1981. Implementación del Modelo de Drenaje Urbano. Aplicación a una cuenca Experimental con datos y una cuenca de Venezuela sin datos. CIDIAT. Mérida. 159 p.
- GARCIA, G.E. 1973. Evaluación del comportamiento hidrológico de una cuenca por análisis de covarianza. Postgrado Manejo de Cuencas. ULA.
- GARCIA, M.E. 1975. Adaptación de un modelo de simulación con aplicación al cálculo del déficit agrícola. Tesis M.S. CIDIAT, Mérida. 160 p.
- GARCIA, N.J.M. 1943. Principios de hidráulica torrencial, su aplicación a la corrección de torrentes. Madrid. Instituto Forestal de Investigaciones y Experiencias. 294 p.
- GARCIA, M.M. 1976. Estimación de la Escorrentía en Cuencas Pequeñas mediante un modelo de simulación hidrológica. Tesis M.S. CIDIAT. ULA. 167 p.
- GILES, R. 1969. Teoría y problemas de Mecánica de los fluidos e hidráulica, 2a. ed. Panamá. McGraw-Hill. 273 p.
- HERRERA, Y. y otros. 1981. Efectos en Tres cubiertas vegetales diferentes en el proceso de infiltración de una microcuenca del río Mucujún. Facultad de Ciencias Forestales. ULA. Mérida. 34 p.
- JEGAT, H. 1979. Métodos numéricos en Hidráulica de Canales. Banco de Programas. CIDIAT. Mérida. Venezuela. 136 p.
- LINSLEY, R.K., M.A. KOHLER y J.L.H. PAULHUS. 1977. Hidrología para Ingenieros. Segunda Ed. Mc Graw-Hill, New York. 386 p.
- LOPEZ. C. de LL. F y M. BLANCO. 1978. Hidrología Forestal. 2a parte. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Montes. Sección de Publicaciones, Madrid. 386 p.

- LULL, H.W. 1949. Watershed conditions and flood potential J. of Forestry 47 (1): 45-48.
- MEJIA, M.G. 1980. Evaluación de los impactos generados sobre la calidad de agua por los proyectos de desarrollo en la Subregión Cuenca Alta y Media del río Portuguesa. Tesis M.S. CIDIAT. ULA.
- M.O.P. 1968. Manual de Fluviogramas. División de Hidrología. 30 p.
- NAYLOR, T. et al. 1975. Técnicas de simulación en computadoras. Editorial Limusa. México. 390 p.
- OBREGON, F.A. 1974. Modelo de Simulación de crecientes urbanas o pequeñas cuencas rurales. V. Jornadas Venezolanas de Riego. Caracas. 35 p.
- ONU. 1958. Introducción a la Ordenación de Cuencas Hidrográficas. Informe No. 103. 68 p.
- PEREIRA, F.R.S. 1973. Land use and Water Resources in temperate and Tropical climates. 246p.
- REIGNER, I.C. 1963. A vinyl-lined weir for small watersheds studies. J. of Forestry 61 (4): 297-298.
- ROJAS, R. 1964. Hidrología de Tierras Agrícolas. CIDIAT. Mérida. 114 p.
- ROUSE, H. 1960. Hidráulica, mecánica elemental de fluidos. Madrid. Dossat. 337 p.
- SCHAAKE, J.C. 1970. A general rationale for modelling urban runoff. Urban Systems Institute. Colorado State University Fort Collins, Colo. 31 p.
- SOTELO, A.G. 1976. Hidráulica General. México, Limusa.

- UZCATEGUI, G. y AMISIAL, R. 1971. Análisis de sistemas de recursos hidráulicos mediante simulación en computadoras híbridas. CIDIAT. ULA. 51 p.
- VALVERDE, C.L.S. 1980. Incidencia de Parámetros Físicos Naturales en el Grado de Erosión de la Cuenca del Río Mucujún. Tesis de M.S. Facultad de Ciencias Forestales. ULA. 94 p.
- VENEZUELA. 1970. Léxico Estratigráfico de Venezuela. Ministerio de Minas e Hidrocarburos. Publicación especial No. 426. Ed. Sucre. Caracas.

[www.bdigital.ula.ve](http://www.bdigital.ula.ve)